

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

MECHANICAL BEHAVIOUR OF ARTIFICIAL CEMENTED SOILS

Lemos, Luís Joaquim Leal; *Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, llemos@dec.uc.pt*
Correia, António Alberto Santos; *Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, aalberto@dec.uc.pt*
Venda Oliveira, Paulo José; *Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, pjvo@dec.uc.pt*

RESUMO

O melhoramento ou estabilização química de solos com a mistura de materiais aglomerantes tem sido aplicada com sucesso numa grande diversidade materiais e de técnicas. O comportamento mecânico dos materiais estabilizados com ligante e fibras tem sido objeto de caracterização laboratorial, através de ensaios de compressão simples (UCS), compressão diametral (CD), tração simples (T), flexão simples (F) e ensaios triaxiais drenados e não drenados. O comportamento tensão deformação numa condição drenada e não drenada foi estudado, e os parâmetros de resistência ao corte e de compressibilidade foram avaliados. O comportamento pré-rotura é fortemente condicionado pela resistência das ligações cimentícias entre as partículas solidas, e a rotura de pico manifesta-se pela quebra abrupta das ligações cimentícias ao longo de plano de corte bem definido. Os excessos de pressão intersticial gerados pré-rotura são tais que conduzem a amostra a uma condição de não confinamento ($\sigma'_3=0$), similar a um ensaio de compressão não confinada em termos da tensão efetiva. Os critérios de rotura e cedência desenvolvidos para rochas foram aplicados para simular o comportamento de solos cimentados artificialmente.

ABSTRACT

Soil improvement or chemical stabilization adding binding material, has been used with success in a great variety of materials and technics. The mechanical behaviour of stabilized materials with binds and fibres has been object of laboratory characterization with: unconfined compression tests (UCS), diametrical compression of cylinders (CD), uniaxial tensile test (T), bending tests (F) and undrained and drained triaxial tests. The stress stain behaviour under drained and undrained conditions was investigated, and the deformations and strength parameters were determined. The pre-rupture behaviour is highly dependent on the cement bonds between the soil particles, and the peak rupture takes place with a sudden breakage of the bonds through a shear plane well defined. The excess of pore water pressures generated pre-rupture will conduct to a condition no confinement under effective stress, $\sigma'_3=0$. The criterion for rupture and yield developed for rock materials were used to simulate the behavior of artificially cemented soils.

1 - INTRODUÇÃO

Solos estabilizados quimicamente, com a introdução de materiais com propriedades aglomerantes, os quais estabelecem ligações e melhoram o seu comportamento mecânico função do tipo e quantidade do ligante assim como das características do solo base. O comportamento mecânico tem sido estudado com recurso a ensaios laboratoriais, conduzidos sobre amostras preparadas em laboratório, Correia (2011), os quais contemplam ensaios de compressão não confinados e ensaios triaxiais drenados e não drenados sob pequenas tensões de confinamento.

A envolvente de rotura e o comportamento tensão deformação em rochas sob tensões de confinamento tem sido estudado e vários critérios rotura foram propostos por vários autores, Hoek (1968), Bieniawski (1974), Hoek e Brown (1980) e Marinos e Hoek (2000). Uma parte significativa da investigação em Mecânica das Rochas foi dedicada ao desenvolvimento de critérios de rotura. Duas classes de critérios de rotura têm sido usados, critérios empíricos e critérios baseados em modelos físicos e mecânicos de processos de fratura e deformação.

Os critérios de rotura e cedência desenvolvidos para o material rochoso não são universalmente aplicados para prever a resistência de pico em rochas. Verifica-se que os resultados dos ensaios triaxiais dão origem a uma envolvente não linear concava a qual pode ser aproximada a uma função de potência, Hoek (1968), Bieniawski (1971) e Hoek e Brown (1980). A envolvente de rotura de Mohr Coulomb e o modelo dos estados críticos podem ser adaptados aos resultados de solos cimentados e rochas.

A envolvente de rotura para solos compactos ou cimentados pode ser representada pela superfície de Hovorslev a qual apresenta uma interseção na origem função do índice de vazios e das ligações cimentícias. Para baixas tensões a envolvente é normalmente não linear de forma concava, tende a

passar pela origem no caso de se desprezar a resistência à tração. Para valores de tração nulos este comportamento pode ser simulado pela linha de não tração, tensão principal mínima $\sigma_3=0$. Brady e Brown (2004) postulam que a resistência à tração é problemática e aconselham em aplicações práticas a considerar a resistência à tração nula em materiais rochosos.

A Figura 1 apresenta a envolvente de rotura de Mohr Coulomb não linear para baixas tensões, na qual a intersecção coesiva é controlada pela resistência à tração do material, T_0 . A envolvente de rotura, na zona de tração, é não linear para pequenas tensões, sendo definida pela envolvente aos ensaios de tração, de compressão diametral e de compressão não confinada.

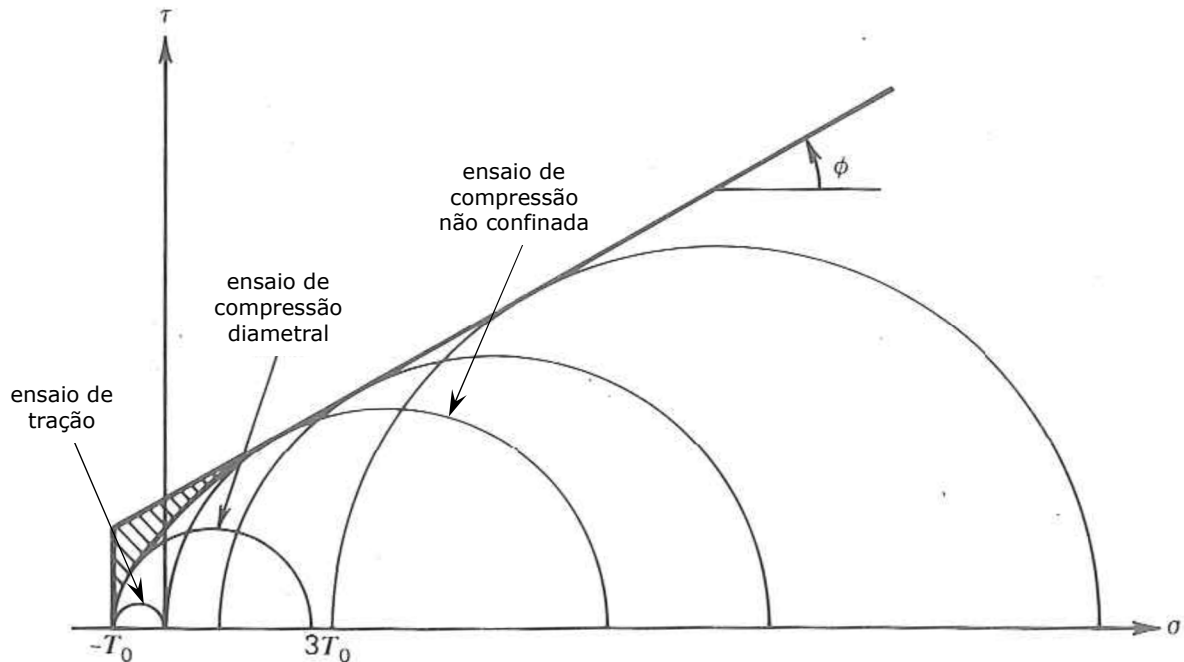


Figura 1 – Comparação entre a envolvente de Mohr Coulomb e a empírica não linear na zona de tração, Goodman (1980)

Na Figura 2 apresenta-se a envolvente de rotura de pico e última para a mármore de Tennessee. Verifica-se que, para tensões de confinamento superiores a zero, a superfície de rotura pode ser satisfatoriamente representada por uma envolvente linear com um ângulo de resistência ao corte $\phi'=37,2^\circ$ e uma intersecção coesiva de $c'=33,5$ MPa, superfície de Hovorslev. A intersecção coesiva (t_0) deve ser limitada a valores da ordem da resistência à tração os quais podem ser aproximadamente iguais a 10% da resistência não confinada $\sigma_c=135$ MPa, o que implica uma envolvente não linear para pequenos valores de tensão. A resistência última é representada por uma envolvente linear através da origem com um ângulo de resistência ao corte de $\phi'=50,2^\circ$.

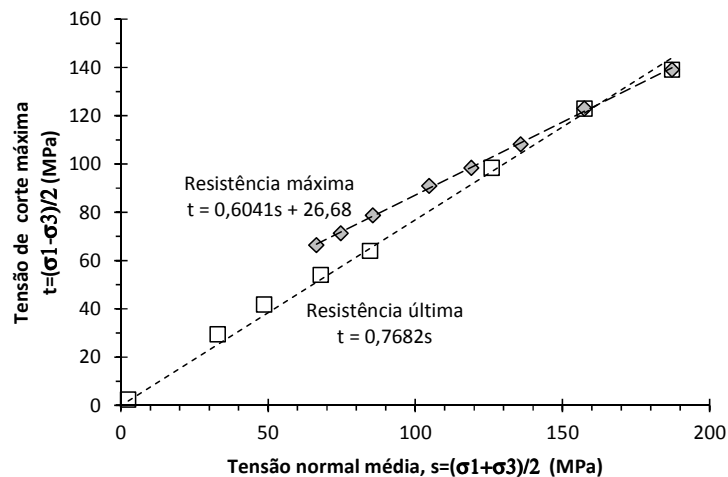


Figura 2 – Envolventes de rotura de pico e última do Mármore de Tennessee, adaptado de Brady e Brown (2004)

Hoek (1968), para simular a resistência de pico em rochas, propôs uma lei de potência expressa em termos da tensão de corte máxima $t=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ e da tensão normal média $s=(\sigma_1+\sigma_3)/2$:

$$\frac{t-t_0}{\sigma_c} = D \left(\frac{s}{\sigma_c} \right)^d \quad [1]$$

em que valor de t para $s=0$, $t_0 \cong |\sigma_t|$;
 σ_t é a resistência à tração do material;
 σ_c é a resistência à compressão não confinada do material;
 D e d são constantes.

Hoek (1968) obteve valores de $D=0,76$ e $d=0,85$ para arenitos e Bieniawski (1974) obteve valores de $D=0,7-0,8$ e $d=0,9$ representativos das rochas Sul Africanas.

Hoek and Brown (1980) obteve excelentes correlações para a resistência de pico, de uma variedade de tipos de rocha, com o critério empírico:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad [2]$$

em que: σ_1 é a tensão principal máxima;
 σ_3 é a tensão principal mínima;
 m e s são constantes obtidas através de adaptação da expressão [2] aos resultados dos ensaios. Para rochas sãs s toma o valor unitário.

Hoek e Brown (1980) obtiveram os seguintes valores de m para vários tipos de rocha: rochas argilosas litificadas (argilitos, siltitos e xistos) $m=7 - 10$; rochas arenosas (arenitos e quartzitos) $m=15$; rochas de grão grosseiro (granitos, gabros) $m=25$.

2 - SOLOS CIMENTADOS ARTIFICIALMENTE

Martin (1997) estudou no laboratório e no campo o comportamento do granito de Lac du Bonnet e verificou que o início do processo de rotura se dá com o início de fissuração na direção da tensão principal máxima, que nos ensaios de compressão não confinados se verifica para tensões aplicadas da ordem de 0,3 a 0,4 da resistência não confinada σ_c . O início da fissuração acontece para um valor de $(\sigma_1-\sigma_3)$ constante, o qual se pode representar pelo critério de Hoek-Brown com $m=0$ e $s=0,11$, $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sqrt{s} \cdot \sigma_c = 0,33 \times \sigma_c$. Com o aumento da carga a densidade de fissuras aumenta e um processo instável inicia-se com movimentos relativos nas fissuras. O nível de tensão para o qual este processo tem início é referido como a "resistência de longa duração", σ_{cd} , a qual tem lugar para valores de 60 a 70% da resistência não confinada, Figura 3. Martin (1997) defende, que em termos da componente coesiva e ficcional do modelo de Mohr Coulomb, a componente coesiva é totalmente mobilizada quando a tensão σ_{cd} é atingida. Para tensões superiores a σ_{cd} a componente coesiva é eliminada mobilizando-se a componente de atrito.

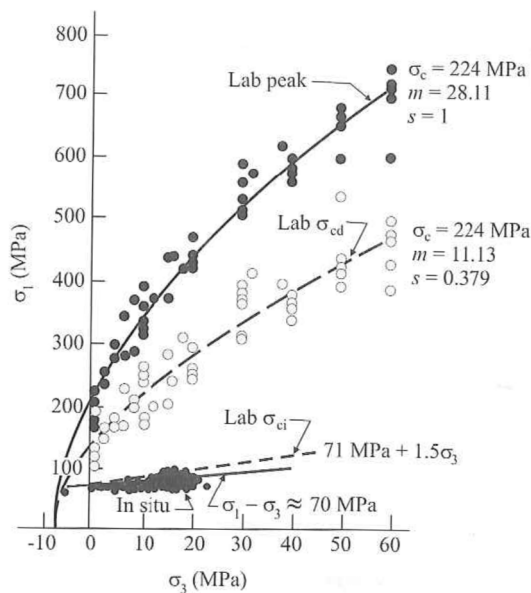


Figura 3 – Envolventes de Hoek-Brown para o granito de Lac du Bonnet a partir de ensaios laboratoriais da resistência de pico, resistência de longa duração (σ_{cd}) e início de fissuração (σ_{ci}), Martin (1997)

Os solos moles do Baixo Mondego foram estudados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, Coelho (2002) e Correia (2011). Ultimamente tem sido estudado o seu comportamento melhorado com ligantes, Correia (2011).

Silveira et al. (2012) avaliaram a tensão de cedência em ensaios realizados num solo melhorado através de ensaios triaxiais drenados e não drenados. O comportamento tensão deformação dos solos cimentados tende a mostrar inicialmente um comportamento elástico, indicando a existência de uma superfície de cedência inferior à rotura, Silveira et al. (2012). Foi observada a cedência tanto nos ensaios drenados como não drenados, sob tensões de consolidação de 50, 150 e 250 kPa. Na Figura 4 representa-se os pontos na rotura e na cedência para os ensaios drenados e não drenados. Os valores da tensão cedência são da ordem de 60 a 70% da rotura, os quais são valores idênticos aos observados entre a tensão σ_{cd} e a resistência de pico observada no granito de Lac du Bonnet, Martin (1997).

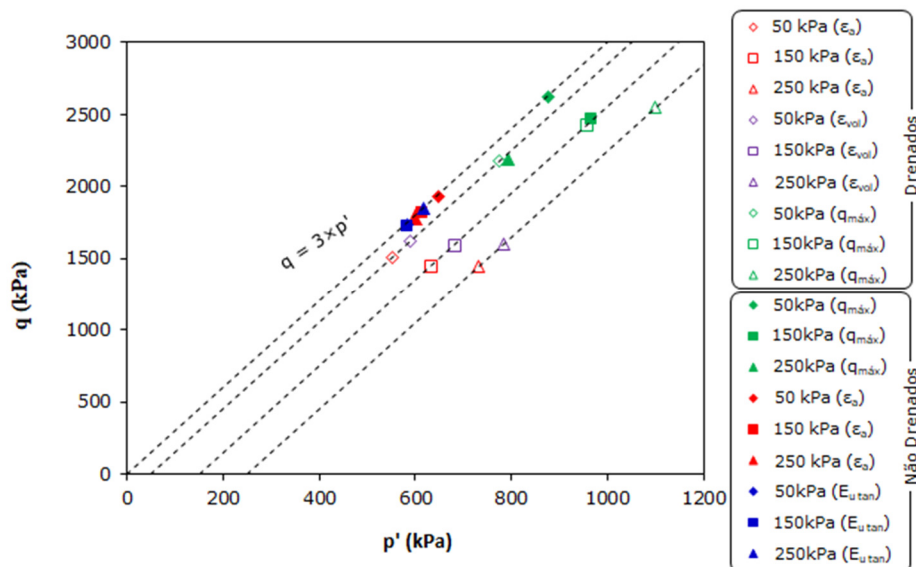


Figura 4 – Resistência de pico e tensão de cedência considerando vários critérios para a sua determinação para os solos moles cimentados (adaptado de Silveira et al. 2012)

Silveira et al. (2012) referem que a tensão de cedência tanto para os ensaios drenados como não drenados é mais ou menos constante, pelo que o comportamento do solo estabilizado é fortemente dependente das ligações cimentícias, sendo a rotura precedida de um ponto de cedência estrutural. Os resultados sugerem que a cedência estrutural poderá estar ligada à destruição da componente coesiva e início do comportamento puramente de atrito.

Silveira et al. (2012) verificaram que para os ensaios não drenados havia inicialmente a geração de pressões da água nos poros positiva até valores que igualavam as tensões de confinamento aplicadas, tornando a tensão de confinamento em termos da tensão efetiva nula. A partir deste ponto o ensaio, em termos das tensões efetivas, é um ensaio de compressão não confinado ($\sigma_3'=0$), em que a trajetória das tensões efetivas segue a linha $q=3xp'$ e a tensão de rotura é representada por um único ponto para os três ensaios não drenados, Figura 4.

Aplicando os critérios de rotura [1] e [2] aos resultados apresentados por Silveira et al. (2012) e o Modelo de Mohr Coulomb, obtêm-se as seguintes relações:

$$\frac{t - t_0}{\sigma_c} = 0,65 \left(\frac{s}{\sigma_c} \right)^{0,67}$$

pelo que na expressão 1, o valor de D e d são 0,65 e 0,67, respetivamente. O valor de t_0 considera-se igual à resistência à tração, o qual se pode considerar cerca de 10% da resistência não confinada. σ_c é a resistência não confinada, igual a 2078 KPa.

Para a expressão [2], considerou-se o valor de $s=1$ e obteve-se para o valor de $m=4,8$:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{4,8 \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}$$

Para o modelo de Mohr Coulomb obteve-se a seguinte envolvente no sistema de eixos p' - q :

$$q = 1,25.p' + 1214$$

em que $q=(\sigma_1-\sigma_3)$ é a tensão deviatória, e p' é a tensão normal octaédrica $p=1/3 (\sigma_1+2\times\sigma_3)$.

Na Figura 5 estão representados os vários critérios de rotura, [1], [2] e Mohr Coulomb. Para além dos critérios referidos acima, está igualmente representado o modelo de Cam Clay, com $M=1,4$ e tensão de consolidação isotrópica equivalente $p'_e=4000$ kPa. Para valores de tensão reduzida, na zona de tração, representa-se a linha de não tração ($q=3.p'$), que contém o ensaio de compressão não confinado, e a envolvente aos ensaios de tração ($\sigma_1=0; \sigma_3=\sigma_T$), de compressão diametral ($\sigma_1=3.\sigma_T; \sigma_3=\sigma_T$) e de compressão não confinada ($\sigma_1=\sigma_c; \sigma_3=0$), Figura 1.

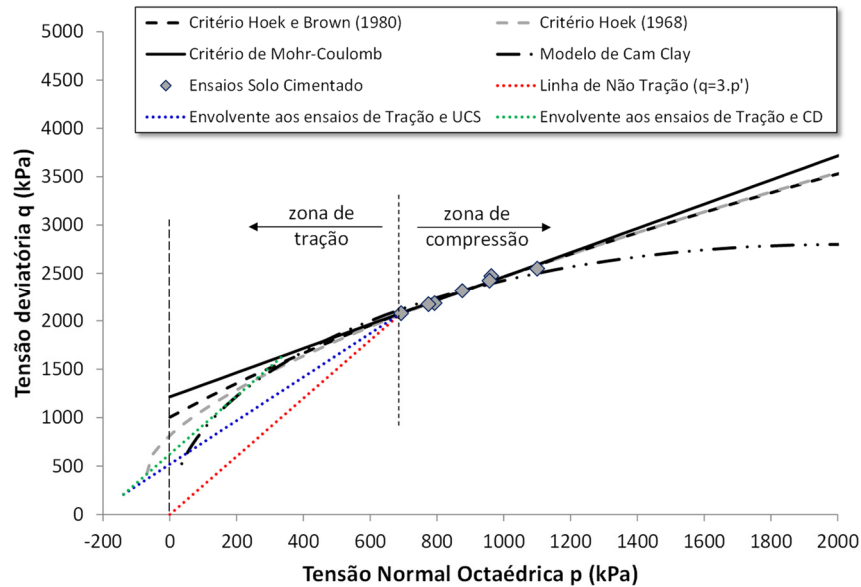


Figura 5 – Aplicação dos vários critérios de rotura aos resultados do solo mole do Baixo Mondego cimentado artificialmente

Foi aplicado o mesmo tratamento aos resultados da argila de Ariake (Horpibulsuk, 2001), ou seja, foram ajustados os critérios de rotura de Hoek (1968), Hoek e Brown (1980), Mohr Coulomb e Cam Clay aos resultados de pico. Nesta argila cimentada artificialmente foi obtida uma resistência à compressão não confinada de $\sigma_c=1354$ kPa.

Para o critério de rotura de Hoek (1968), o melhor ajustamento aos resultados foi obtido com a relação:

$$\frac{t - t_0}{\sigma_c} = 0,66 \left(\frac{s}{\sigma_c} \right)^{0,77}$$

pelo que na expressão [1] o valor de D e d são 0,66 e 0,77, respetivamente. O valor de t_0 considera-se igual à resistência à tração, a qual se considerou cerca de 10% da resistência não confinada.

Para a relação [2] de Hoek e Brown (1980), admitindo o valor de $s=1$, obteve-se para o valor de $m=6,07$:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{6,07 \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1}$$

Para superfície de Mohr Coulomb obteve-se a seguinte relação no sistema de eixos p' - q :

$$q = 1,12.p' + 880$$

em que: $q=(\sigma_1-\sigma_3)$ é a tensão deviatória e p' é a tensão normal octaédrica $p=1/3 (\sigma_1+2\times\sigma_3)$.

Na Figura 6 estão representados os vários critérios de rotura, acima referidos. Para além destes critérios, está igualmente representado o modelo de Cam Clay com $M=1,38$ e $p'_e=3000$ kPa. Para valores de tensão reduzida, na zona de tração, representa-se a linha de não tração ($q=3.p'$) que contém o ensaio de compressão não confinado, e a envolvente aos ensaios de tração ($\sigma_1=0; \sigma_3=\sigma_T$), de compressão diametral ($\sigma_1=3.\sigma_T; \sigma_3=\sigma_T$) e de compressão não confinada ($\sigma_1=\sigma_c; \sigma_3=0$), Figura 1.

Na mesma figura está representada a envolvente para a resistência última ou no estado crítico, $q=1,38.p'$, $\phi'_{ec}=34^\circ$.

Os resultados dos dois solos cimentados apresentam bons ajustamentos aos critérios de rotura propostos para os materiais rochosos. A envolvente linear de Mohr Coulomb e os dois critérios empíricos de rotura são praticamente coincidentes, na zona de compressão, para tensões de confinamento positivas, $\sigma'_3 > 0$; $q < 3.p'$. Na zona de tração para tensões de confinamento negativas, $\sigma'_3 < 0$; $q > 3.p'$ a envolvente de rotura de Mohr Coulomb afasta-se dos restantes critérios, dando valores de resistência superiores. Os critérios de rotura [1] e [2] apresentam uma curvatura concava e uma intersecção na origem inferior.

Do exposto, propõe-se que a envolvente de rotura para solos cimentados possa ser representada por uma envolvente com três troços lineares:

a) Na zona de tração, linha de não tração $q=3.p'$, para tração nula, ou $(q - \sigma_T) = a \times (p' + \frac{2}{3}\sigma_T)$ em

que: $a = 3 \times \frac{1 - \frac{\sigma_T}{\sigma_c}}{1 + 2 \times \frac{\sigma_T}{\sigma_c}}$ para um valor de tração de σ_T ;

b) Na zona de compressão a superfície de Hovorslev, $q=M_0.p'+C$

c) Na zona de compressão para tensão de confinamento superiores à tensão de cedência, superfície do estado crítico $q=M.p'$

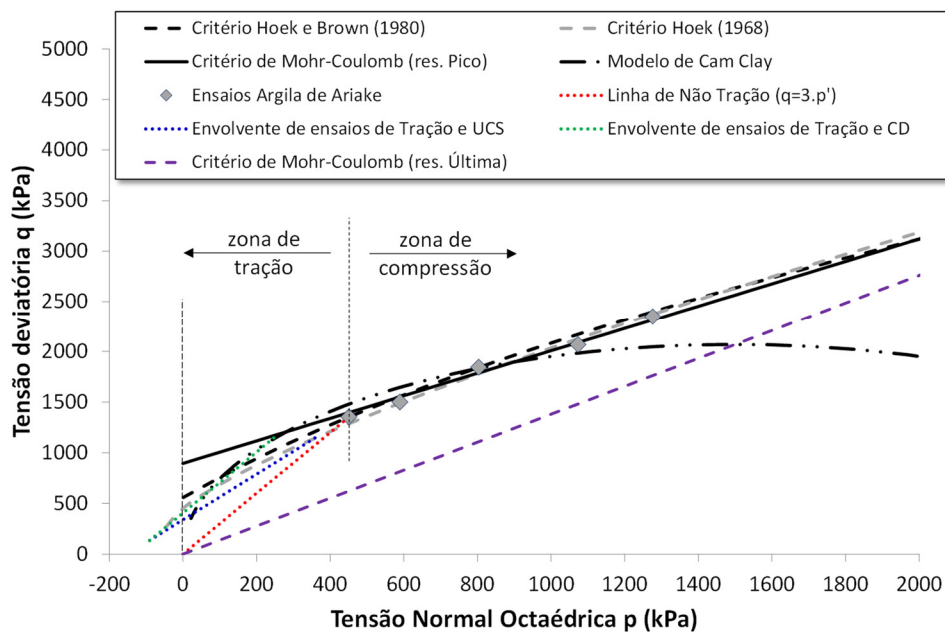


Figura 6 – Aplicação os vários critérios de rotura aos resultados da argila de Ariake cimentada artificialmente, e a linha dos estados críticos

3 – CONCLUSÕES

Em solos cimentados em ensaios de compressão com aumento da tensão média, a trajetória das tensões efetivas no ensaio não drenado apresenta um comportamento elástico com p' constante, gerando pressões da água nos poros positivas. Quando as tensões efetivas de confinamento se anulam, a trajetória segue a linha de não tração ($q=3.p'$) até à rotura.

Há evidência de uma superfície de cedência para tensões da ordem de 60 a 70 % da tensão de rotura. A tensão de cedência estrutural pode estar ligada à destruição da componente coesiva e à mobilização da componente ficcional.

Os critérios empíricos desenvolvidos para rochas ajustam-se aos resultados dos solos cimentados. Para tensões de confinamento superiores a zero, na zona de compressão, os dois critérios de rotura são praticamente coincidentes com a envolvente linear de Mohr Coulomb, apresentando uma superfície de rotura idêntica à dos solos sobreconsolidados, superfície de Hovorslev.

A superfície de rotura para rochas e solos cimentados pode ser aproximada por três troços lineares, linha de não tração ou uma linha com uma interseção na origem função da resistência à tração, superfície de Hovorslev e linha do estado crítico.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar os seus agradecimentos às instituições que suportaram financeiramente esta investigação: ISISE (UID/ECI/04029/2013), CIEPQPF (Pest/C/EQB/UI0102/2013), ACIV e IPN.

REFERÊNCIAS

- Bieniawski, Z. T. (1974) - "Estimating the Strength of Rock Materials". K. S. Afr.Inst. Min. Metall.,74(8): 312-20.
- Brady, B. H. G. e Brown, E. T., (2004) - Rock Mechanics For underground mining. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Coelho, P. A. L. F. (2000) - "Caracterização Geotécnica de Solos Moles. Estudo do Local Experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego). Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Correia, A. A. S., (2011) - "Aplicabilidade da Técnica de Deep-Mixing aos Solos Moles do Baixo Mondego" Tese de Doutoramento. Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Hoek, E. (1968) - "Brittle Fracture of Rock" Rock Mechanics in Rngineering Practice K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, eds. John Wiley & Sons, London, England, pp. 99-124
- Hoek, E e Brown, E.T. (1980) -"Underground Escavations in Rock. Instn. Min. Metall.: London.
- Goodman, R. (1980) - "Introduction to Rock Mechanics" John Wiley & Sons, New York.
- Horpibulsuk, S. (2001) - "Analysis and assessment of engineering behavior of cement stabilized clays". PhD Dissertation, Saga University, Saga, Japan.
- Martin, C. D. (1997) - Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of Cohesion loss and Stress Pathon Brittle Rock Strength, Can. Geotech. J., 34(5): 698-725.
- Marinos, P. e Hoek, E. (2000) - GSI: a geologically fiend tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng 2000, Melbourn, 1: 1422-40. Technomic Publ. Co.: Lancaster. Pa.
- Silveira, R.E.I., Correia, A.A.S. e Venda Oliveira, P.J., (2012) - "Cedência estrutural do solo mole do Baixo Mondego estabilizado quimicamente", VI Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Lisboa, Portugal, 10 p.