

O MODELO DE ESTADO CRÍTICO E O SOLO RESIDUAL GRANÍTICO – A INFLUÊNCIA DO BTEX

The critical state model and the granitic residual soil – the influence of BTEX

Luís José Andrade Pais*

Luís Manuel Ferreira Gomes**

RESUMO – Os efeitos da poluição no solo residual granítico por gasolina (BTEX), são avaliados ao nível do comportamento mecânico. Com a análise e formulação do modelo conceptual do comportamento intrínseco averigua-se a aplicabilidade do modelo de estado crítico e define-se uma superfície de estado limite que será a motivação da avaliação mecânica do solo quando contaminado. Nos solos estruturados, o afastamento do previsto no modelo de estado crítico permite entender as particularidades do seu comportamento mecânico que depende da fábrica, da estrutura e do grau de alteração. A compreensão dos comportamentos tensão-deformação e tensão-dilatância torna-se útil na avaliação do modelo mecânico do solo quando contaminado. O feldspato porfiróide presente no solo residual granítico tem comportamento frágil/plástico no processo de confinamento/esmagamento o que influencia os resultados, sendo mais evidente quando o solo é contaminado, com o provável colapso da fábrica.

SYNOPSIS – The effects of pollution by petrol (BTEX), in the residual granitic soil, are evaluated in terms of mechanical behaviour. With the analysis and formulation of the conceptual model of the intrinsic behaviour, one checks the applicability of the model of critical state and defines a surface of limit state that will be the motivation for the analysis of the soil when contaminated. In structured soil, the shift from the predicted by the model of critical state allows to understand the peculiarities of its behaviour, depending on the fabric, bonding and alteration degree. The stress-strain and the stress-dilatancy behaviour of these soils when contaminated will be useful to define a mechanical model. The presence of mega crystals of potassium-sodic feldspar, with fragile/plastic behaviour, during the process of confinement/compressing will have influence on the results that will be more obvious when the soil is contaminated, with probable collapse of the fabric.

PALAVRAS CHAVE – Solo residual granítico, contaminação, modelo de estado crítico, comportamento mecânico.

1 – INTRODUÇÃO

A Geotecnia Ambiental tem-se ocupado essencialmente dos fenómenos associados à migração e transporte dos poluentes nos solos, a técnicas para controlar aquele processo e à sua descontaminação se necessário. As preocupações com a degradação ambiental acentuaram-se desde os meados da década de 60, e após uma maior atenção aos problemas da qualidade do ar, da água e do ordenamento do território, os últimos anos trouxeram para a discussão a poluição dos solos, embora como consequência dos seus efeitos nefastos no ambiente.

* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior.
E-mail: lpais@ubi.pt

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Universidade da Beira Interior.
E-mail: lmfg@ubi.pt

É do conhecimento científico que o transporte do poluente depende de propriedades quer dos solos (granulometria, índices físicos, limites de Atterberg e composição mineralógica), quer dos próprios poluentes (viscosidade, composição química e miscibilidade) e quando ocorre a poluição do solo ou da rocha, são necessárias ferramentas para avaliação do grau de contaminação. Sugere-se então medidas de remediação, mas fica muitas vezes em aberto a avaliação da interação da poluição com o equilíbrio mecânico a que estava sujeito o maciço.

Nos solos a massa poluente é retirada do fluido, ficando retida nas fronteiras das partículas sólidas. A causa está na permuta de iões entre a solução e as superfícies dos grãos que compõem a fracção sólida dos solos (Moura, 2001). Os solos são submetidos a um novo equilíbrio químico, desde que saturados por um líquido que não a água. Cui *et al.* (2003) enfatizaram a importância das constantes dieléctricas (ϵ) dos fluidos poluentes, $\epsilon = 80$ para a água, $\epsilon = 2$ para o Xileno (fluido não polar) e $\epsilon = 32$ para o Etanol (fluido polar), na fracção fina dos solos. Estes efeitos aumentam a capacidade de floculação dos minerais argilosos, sendo que na caulinite esta apresenta elevado equilíbrio ao nível do índice de vazios para qualquer carregamento, e um baixo coeficiente de consolidação e de permeabilidade, presumivelmente também devido ao preenchimento dos poros por sólidos dissolvidos no fluido poluente (Rama e Narisanga, 2000).

A caulinite é o mineral argiloso preponderante na fracção fina do solo residual granítico da Covilhã, e ao ser contaminado com gasolina, as partículas finas aglutinam-se, e desenvolvem-se novas estruturas que induzem alterações nas superfícies de estado limite (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2006). Os aglomerados de partículas finas passam a funcionar como simples grãos e o efeito da dilatação no incremento da resistência aumenta (Andrade Pais, 2007). Contudo, a maioria dos estudos em solos residuais graníticos têm-se centrado no comportamento mecânico destes quando saturados por água ou na condição de não saturados. Verifica-se que os modelos mecânicos estão dependentes da fábrica, da estruturação, do grau de alteração, composição mineralógica e química, entre outros.

Neste trabalho são apresentados e discutidos os resultados de séries de ensaios triaxiais convencionais de compressão, drenados (*CID*) e não drenados (*CIU*), em amostras com estrutura preservada, naturais e contaminadas com gasolina (*BTEX* – elementos de Benzeno, Tolueno, Etilbenzeno e Xilenos) de solo residual granítico da Covilhã. Avalia-se a aplicação e a compreensão do modelo de estado crítico de modo a relacionar o comportamento volumétrico e de corte nestes materiais. No espaço volume específico *versus* a tensão média efectiva ($v:lnp'$), a linha que separa estados possíveis dos impossíveis não é única como também concluiu Coop e Willson (2003) em areias com hidrocarbonetos. O solo residual granítico natural e contaminado, embora quanto à classificação sejam solos granulares, têm distintas linhas de estado crítico, mas tendencialmente convergentes por se dar o esmagamento dos minerais porfiróides de feldspato com o aumento de tensão média efectiva (p') aplicada. Os ensaios de compressão drenados, nestes solos, indicam que o corte é friccional e o incremento da resistência está associado ao incremento da dilatação (ψ).

As superfícies de cedência são analisadas em relação à forma e orientação até à rotura generalizada, a partir dos modelos concebidos com base em resultados de ensaios em argilas reconstituídas e isotropicamente consolidadas (modelo Cam-Clay modificado) (Figura 1 a), e que têm sido sistematicamente estendidos a outros geomateriais, com a finalidade de reflectir algumas particularidades importantes do solo. Foi ainda introduzido o conceito elástico-plástico no modelo constitutivo de modo a incorporar a estruturação e desestruturação do material, com a definição comparativa das superfícies de cedência intrínseca, assumindo-se que têm a mesma forma do material natural (Figura 1 b). Por outro lado, em associação à anisotropia, tornaram-se necessários novos conceitos, onde α define a orientação das superfícies de cedência (Figura 1 c), incorporando duas leis de endurecimento, a primeira que descreve mudanças no tamanho da superfície e a segunda, variações na orientação com as extensões plásticas, ou seja quando $\alpha=0$, o comportamento torna-se isotrópico (Schnaid, 2005).

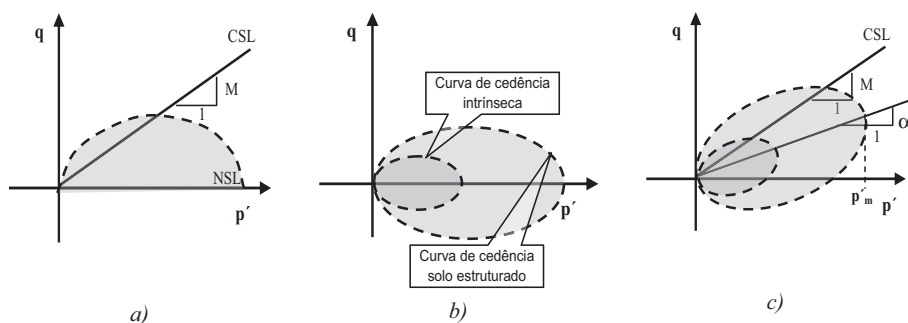


Fig. 1 – Superfícies de cedência para a argila: a) modelo de Cam-Clay modificado; b) material estruturado; c) material estruturado e anisotrópico (Schnaid, 2005).

2 – IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A classificação do solo, na base de um sistema uniformizado, consiste na ordenação e organização do conhecimento deste e que permite a previsão do seu comportamento mecânico e uso em obra. O Sistema de Classificação Unificada, ou outros semelhantes estão desajustados a este tipo de solos residuais ou mesmo quando contaminados, pois o comportamento destes é controlado por factores sensíveis aos processos evolutivos e de desestruturação, destacando-se a fábrica e a composição mineralógica. Wesley e Irfan (1997) propõem o interesse das distribuições granulométricas quando utilizadas conjuntamente com índices químicos e mineralógicos que estão associados ao carácter evolutivo destes solos. Ainda assim, a identificação e classificação destes solos pode ser feita com base no Sistema de Classificação Unificada, se se tiver cuidado no processo de destorramento e avaliação dos índices de consistência, e se esta for usada em conjunto com o conhecimento geológico dos solos (Vargas, 1992). Contudo, a aplicação destes sistemas de classificação serve sempre como referência ao comportamento mecânico previsto (Rodrigues, 2003).

Atendendo a estes pressupostos, realizaram-se no solo residual granítico natural (*GRS*) e contaminado com gasolina (*GRS-G*), os ensaios clássicos de identificação e classificação. O Quadro 1 apresenta os parâmetros granulométricos característicos destes solos: a percentagem de argila, silte, areia e de cascalho, o diâmetro efectivo (D_{10}), o coeficiente de uniformidade (C_U) e o coeficiente de curvatura (C_C) das várias amostras utilizadas.

Quadro 1 – Parâmetros físicos e de identificação do solo residual granítico da Covilhã, natural (*GRS*) e contaminado (*GRS-G*).

Índices /teste	Amostra	
	<i>GRS</i>	<i>GRS-G</i>
Distribuição granulométrica		
Percentagem de cascalho	20-38	26-30
Percentagem de areia	50-60	54-55
Percentagem de silte	9-14	8-11
Percentagem de argila	3-6	8-9
D_{10} (mm)	0,04-0,007	0,08-0,007
Coeficiente de uniformidade (D_{60}/D_{10})	47,5-200	114,3-200
Coeficiente de curvatura [$(D_{30})^2/(D_{60} \times D_{10})$]	1,2-4,1	4,6-5,4
Densidade das partículas sólidas, G_s	2,67	2,63
O desfloculante usado foi o hexametáfosfato		

O limite de liquidez (w_L), para o solo natural, varia de 40% a 42% e está relacionado com a retenção de água nos planos internos do feldspato, das micas e não na capacidade de retenção de água nas argilas presentes (caulinite, ilite e clorite) que é baixa. O índice de plasticidade (I_p) é baixo a muito baixo (4 a 6%). Nos solos contaminados o w_L médio é de 46% e o I_p aumenta (6 a 10%) pela modificação da capacidade de troca iônica, devido à alteração das propriedades dielétricas. As Figuras 2 a) e b), mostram respectivamente as distribuições granulométricas em termos de percentagem de argila, silte, areia e cascalho presentes nos solos usados, o limite de liquidez e o índice de plasticidade destes.

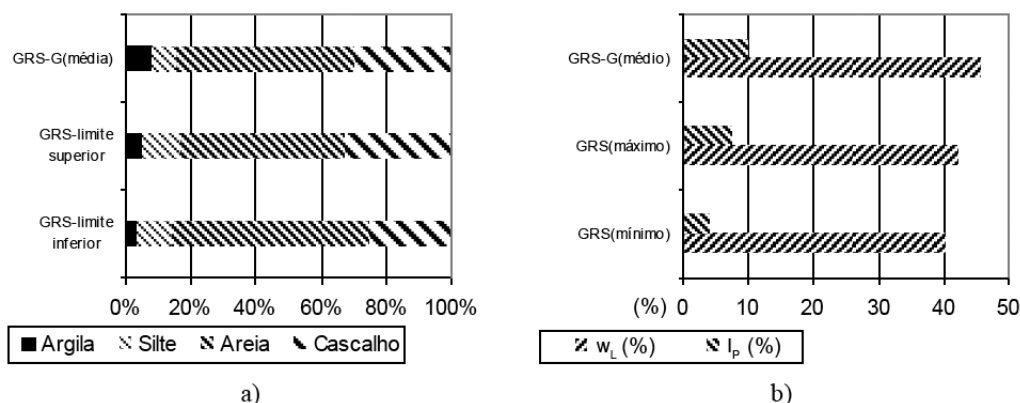


Fig. 2 – Solos residuais graníticos naturais (GRS) e contaminados com gasolina (GRS-G): a) distribuição granulométrica; b) limite de liquidez e índice de plasticidade.

O solo residual granítico da Covilhã é caracterizado por curvas granulométricas bem graduadas, com valores elevados do coeficiente de uniformidade ($47 < C_u < 200$) e com baixos índices de plasticidade. As curvas de distribuição granulométrica do solo poluído são idênticas às dos solos naturais. Os solos avaliados e classificados segundo a ASTM D2487-85 (1985) pertencem ao grupo *SW* a *SM* com cascalho, ou seja, areia siltosa com cascalho e com actividade argilosa de normal a baixa, indiciando a presença de caulinite (Figura 3), uma argila pouco expansiva.

Os finos presentes classificam-se como *ML*, reflectindo a baixa plasticidade, tal como é definido pela carta de Casagrande. Os minerais argilosos podem ser identificados por técnicas de difracção de raios-X e análise térmica diferencial (*Differential Thermal Analysis-DTA*), mas podem ser usados processos mais expeditos e baratos. Com alguma aproximação podemos reafirmar que predomina a caulinite, através da projecção dos limites de consistência na carta de Casagrande e por proposta de Sharma e Lewis (1994), acrescentando-se a posição relativa da montmorilonite, da ilite, da caulinite, da clorite ou da haloisite, como se observa na Figura 3.

O conhecimento da composição química e o estabelecimento de índices geoquímicos de natureza quantitativa da rocha mãe, dos solos residuais resultantes e destes quando contaminados, podem ajudar na caracterização do estado evolutivo dos materiais, embora com limitações na sua aplicação. Em associação com classificação granulométrica, esta informação pode ajudar a compreender o comportamento mecânico influenciado pela estrutura e fábrica, que pode estar alterado pela modificação das constantes dielétricas e mesmo o próprio solo.

Os índices geoquímicos usados no estudo da alteração de rochas graníticas reflectem a mobilidade dos óxidos caracterizados, na generalidade, em termos de pesos moleculares e das relações moleculares. No Quadro 2 apresentam-se os índices geoquímicos calculados para a avaliação da evolução do solo natural e experimentalmente quando poluído por gasolina.

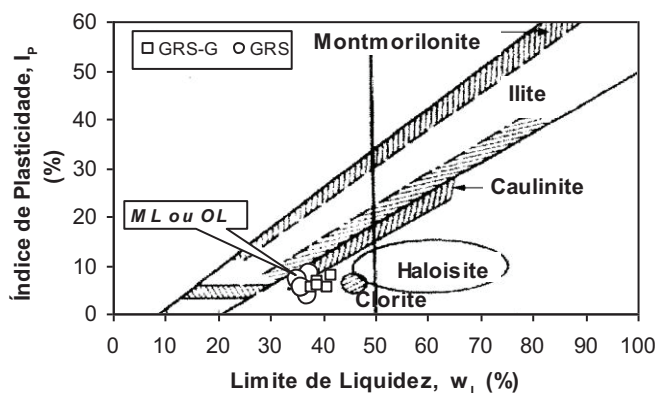


Fig. 3 – Posição dos minerais de argila na carta de Casagrande, segundo Sharma e Lewis (1994) e a projecção dos limites de consistência dos solos estudados.

Quadro 2 – Valores obtidos pelos índices geoquímicos para as amostras de solo residual granítico natural (*GRS*) e contaminado (*GRS-G*).

Índices de alteração químicos	Amostra	
	GRS	GRS-G
$K_i = SiO_2/Al_2O_3$, Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	3,823	4,454
$K_r = SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$, Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	3,333	3,808
β (índice de lixiviação), Rocha Filho <i>et al.</i> (1985)	0,645	0,762
I_{mob} (índice de mobilidade), Irfan (1996)	0,370	0,354
Perda ao rubro, Sueoka <i>et al.</i> (1985)	3,01	3,32

As relações moleculares $K_r = SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$ e $K_i = SiO_2/Al_2O_3$ têm uma ligeira tendência crescente no solo contaminado por gasolina (*GRS-G*), o que significa um ligeiro decréscimo em Al_2O_3 e Fe_2O_3 . Se se tratasse do aumento da meteorização deste tipo de solos ácidos, estes óxidos seriam incrementados, pois ficariam retidos em grande parte nos produtos de alteração (Sueoka *et al.*, 1985). Contudo, no solo contaminado com gasolina assiste-se a uma evolução contrária das relações moleculares K_r e K_i .

O índice de lixiviação (β) está de acordo com o intervalo proposto para um solo alterado [$0(\text{alterado}) < \beta < 1(\text{são})$], ou seja β é 0,645, mas quando contaminado o parâmetro β cresce para 0,762, o que não é concordante com o significado clássico. Mas pode mostrar um acréscimo de lixiviação de Al_2O_3 .

O índice de mobilidade (I_{mob}) é uma medida relativa da mobilidade dos cátions da rocha durante a meteorização e é um bom indicador do grau de alteração dos feldspatos. O I_{mob} decresce para o solo contaminado, mantendo-se na generalidade mais baixo para todas as amostras quando sujeitas a estas novas condições, o que pode potenciar o entendimento para a maior estabilidade dos minerais de feldspato.

O parâmetro definidor das perdas ao rubro (*P.R.*) está associado à presença de água nos minerais argilosos de neoformação e também serve como parâmetro na avaliação do grau de alteração do solo. A perda de água existente nas partículas argilosas tem razoável correlação positiva com Na_2O , e justifica-se, por este parâmetro ser um indicador do grau de alteração do granito. A boa correlação da *P.R.* com Na_2O significa a evolução conjunta de argila caulínica e do grau de alteração (Andrade Pais, 2002). Os outros minerais também podem ter água na sua estrutura, embora a maior

parte se perca no aquecimento a 60° C. Nos solos contaminados, ainda por alterações eléctricas na superfície específica dos diferentes minerais, a quantidade de água retida pode aumentar e justificar o incremento das perdas ao rubro.

O uso indiscriminado destas relações, talvez desajustadas nestes solos poluídos, podem contudo integrar a avaliação da modificação do solo e consequentemente o comportamento mecânico expectável.

3 – COMPORTAMENTO MECÂNICO INTRÍNSECO

3.1 – Linhas de Estados Críticos

Torna-se importante definir o comportamento mecânico intrínseco do solo, o qual é obtido através do ensaio de amostras reconstituídas ou desestruturadas (amostra *A-nc*: $\nu = 1,601$ a $1,621$ e amostra *A-sc*: $\nu = 1,397$ a $1,417$), de forma a obter uma referência com a qual o comportamento do solo estruturado, e posteriormente contaminado, será entendido e modelado. O comportamento intrínseco está definido para o estado em que as propriedades estruturais e físicas iniciais do solo não tenham alguma influência no comportamento mecânico deste. Nos solos granulares são necessárias deformações elevadas, onde é possível ter a variação da tensão normal e de corte nula, a volume constante. Estas condições, ao serem atingidas sobre amostras densas em ensaios triaxiais de compressão drenados (*CID*), mantendo a tensão isotrópica de confinamento constante (σ_{30}), definem o estado crítico (*CS*), e se atingido por amostras soltas em ensaios triaxiais de compressão não drenados (*CIU*) a σ_{30} constante, então é designado por estado estável (Andrade Pais, 2007).

As linhas dos estados críticos/estável no espaço $q:p'$ (q - tensão de desvio; p' - tensão média efectiva) definidas pelos ensaios tipo *CIU* e *CID*, pelas amostras tipo *A-nc*, tal como a envolvente de estado crítico/último definida pelos resultados da amostra da classe *A-sc*, consideram-se separadamente. As equações definidoras das linhas de estado crítico/estável no espaço $q:p'$, obtidas com os diferentes grupos de amostras e caminhos de tensões seguidos, são para a amostra *A-nc*: $q_{\text{estável}} = 1,439p'$ ($\phi'_{\text{estável}} = 35,5^\circ$) e para a amostra mais densa *A-sc*: $q_{\text{estado crítico}} = 1,473p'$ ($\phi'_{\text{estado crítico}} = 36,3^\circ$). Este pequeno afastamento pode estar ligado às condições de drenagem, das velocidades de corte e tipo de provete. Contudo, pode afirmar-se que as condições que definem o estado estável coincidem com as condições que caracterizam o estado crítico. No espaço $q:p'$ os caminhos de tensão movem-se em direcção à linha de estado crítico (*Critical State Line – CSL*), considerando-se o estado último nas amostras mais densas, com razões que estão dependentes da distância inicial desta à *CSL*. As amostras com maior compacidade podem definir uma envolvente de *Ishihara* (definida nos pontos de inflexão para a tendência dilatante nos caminhos de tensão não drenados) que é praticamente coincidente com a envolvente de estado último.

Nas mesmas condições de ensaio na amostra de menor compacidade (*A-nc*), no espaço $q:p'$ obtemos uma única linha do tipo $q = Mp'$ que passa na origem, e uma única linha no espaço $\nu:lnp'$ (ν - volume específico; p' - tensão média efectiva) paralela à linha de consolidação isotrópica em primeira carga (*Isotropic Consolidation Line – ICL*), tal como mostram as Figuras 4 a) e b). Estas linhas únicas definem o estado estável, são propriedade intrínseca do solo e delimitam os estados possíveis dos impossíveis, isto é, a rotura dá-se quando o estado de tensão toca nessa linha independentemente do caminho de tensões seguido até essa fronteira.

A linha de consolidação isotrópica em primeira carga e a respectiva linha de estado estável, potencialmente a linha de estado crítico (Figura 4 b), correspondente ao solo de menor compacidade (*A-nc*), são paralelas no espaço $\nu:lnp'$. Todavia a linha *CSL*, definida neste espaço, resulta de pontos mais dispersos. A amostra *A-nc* apresenta a linha de estado crítico: $\nu_{CSL} = -0,0578 \ln(p') + 1,796$; $R^2 = 0,9647$. Quanto à linha de estado crítico definida pelos ensaios em amostras tipo *A-sc*, ela situa-se no espaço sobreconsolidado e é marcadamente convergente com a linha de consolidação isotró-

pica em primeira carga para as tensões mais elevadas. Esta situação estará ligada ao carácter evolutivo dos feldspatos quando sujeitos à compressão e corte. Isto implica que o parâmetro $\psi = -\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$ para medir quantitativamente a dilatação do solo, provavelmente decresce à medida que os níveis de tensão aumentam.

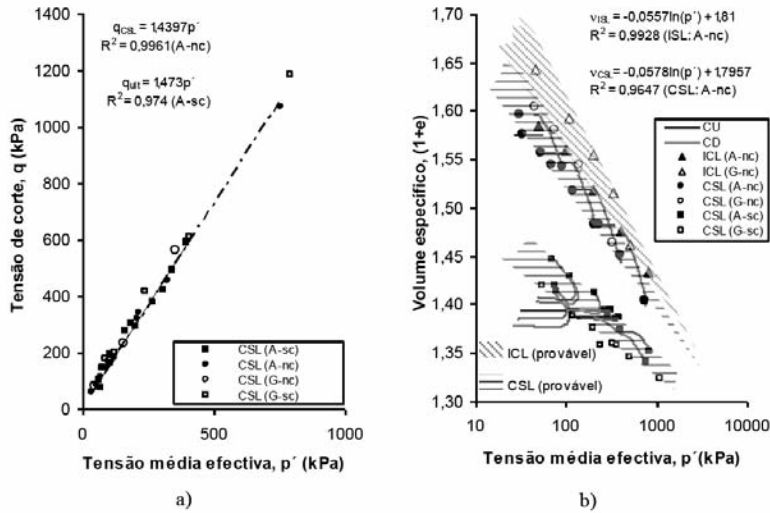


Fig. 4 – Linhas de estados críticos definidas: a) no espaço $q:p'$ e b) no espaço $v:lnp'$.

O cálculo das linhas *ICL* e *CSL*, no espaço $v:lnp'$, a partir dos dois grupos de amostras, mas agora contaminadas com gasolina (amostra *G-nc*: $v=1,621$ a $1,668$ e amostra *G-sc*: $v=1,398$ a $1,427$), resultam nas suas deslocalizações para o lado seco, mas com o aumento da tensão média convergem com o comportamento intrínseco. Quanto ao espaço $q:p'$, a linha *CSL*, pode considerar-se coincidente com a linha definida para o estado crítico/estável das amostras não poluídas.

A posição do estado crítico do solo é função de $q:p':v$ e torna-se importante para visualizar a *CSL* no espaço tridimensional. No espaço $\{q:p':v\}$, a linha de consolidação isotrópica em primeira carga está no plano $q=0$ kPa. Definem a posição da linha de estado crítico e a linha de consolidação isotrópica em primeira carga os parâmetros de estado $[M; \Gamma; N; \lambda; \kappa]$, considerados constantes do solo. As equações definidoras são:

– linha de consolidação isotrópica em primeira carga:

$$q=0 \quad (1)$$

$$v = N - \lambda_{nc} \ln p' \quad (2)$$

– linha de estados críticos:

$$q = Mp' \quad (3)$$

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

sendo:

v - volume específico, $v = 1+e$;

q - tensão de corte, $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$;

p' - tensão média efectiva, $1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$;

M – declive da linha de estado crítico no plano $q:p'$;
 λ_{nc} , λ – respectivamente os declives da linha de consolidação isotrópica em 1ª carga e da linha de estado crítico no plano $v: \ln p'$.
N - volume específico do solo com consolidação isotrópica em 1ª carga para $p' = 1$ kPa;
 Γ – volume específico do solo no estado crítico para $p' = 1$ kPa.

Os valores dos parâmetros de estado, para o solo residual granítico da Covilhã, apresentam-se na Quadro 3.

Quadro 3 – Parâmetros de estado constantes para o solo residual granítico da Covilhã remoldado.

Parâmetros	Amostra	
	A-nc	A-sc
λ	0,0578	0,0315
λ_{nc}	0,0557	0,0557
κ (*)	0,0128	0,0018
Γ	1,7957	1,5665
N	1,81	1,81
M	1,439	1,473

(*) declive da linha “sobreconsolidada” (negativa) no espaço $v: \ln p'$.

3.2 – Superfície de Roscoe e Hvorslev

Estabelece-se que para os ensaios de compressão drenados ou não drenados e para valores particulares da tensão média de consolidação (p'_o), quando a amostra caminha para a rotura, existem caminhos de tensões que definem planos relevantes. Ou seja, existem planos diferentes para cada valor de p'_o , definidos pelas diferentes trajectórias de tensões. Assim, ambos os ensaios de corte podem definir com razoável aproximação uma superfície curva tridimensional, ligando a linha de consolidação em primeira carga com a linha de estado crítico.

O parâmetro normalizador, na definição da superfície, pode ser definido pela tensão média equivalente (p'_o), igual a p'_e de *Hvorslev* e que corresponde à tensão na linha de compressibilidade intrínseca (Atkinson e Bransby, 1978). O parâmetro p'_e , para cada volume específico (v), é obtido a partir da equação:

$$p'_e = \exp[(N - v)/\lambda] \tag{5}$$

sendo:

p'_e – tensão média equivalente efectiva.

Nos solos residuais graníticos da Covilhã, pelo seu carácter evolutivo durante a compressão, pode-se formular a eventual hipótese de que a mesma superfície é seguida por todas as amostras consolidadas isotropicamente e carregadas axialmente, aproximando-se a um estado último ou estável. Alternativamente, se o volume específico inicial dos provetes é ligeiramente diferente, faz sentido comparar os resultados no espaço $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$. A esta superfície, assim definida, dá-se o nome de superfície de *Roscoe* quando se dividem as tensões em cada momento pela tensão média equivalente p'_e , tal como mostra a Figura 5. No estabelecimento da eventual superfície de *Roscoe* só foram consideradas as amostras menos densas tipo *A-nc*. Mesmo assim, esta superfície é de difícil representação, conseguindo-se somente uma boa aproximação. A superfície de *Roscoe*, ainda assim, é limitada superiormente por um ponto correspondente à *CSL*.

Nesta fase, torna-se útil discutir o comportamento de todo o tipo de famílias (*A-sc* e *A-nc*) em ensaios de compressão drenados e não drenados. Por analogia à superfície de *Roscoe*, espera-se que para cada secção de volume específico constante, a superfície de estado limite seja de diferente tamanho. A projecção simultânea dos resultados em $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$, para comparação conjunta, faz-se usando o método inicialmente usado por *Hvorslev*. Quanto maior o grau de “sobreconsolidação”, mais vertical se torna o caminho seguido, movendo-se mais tarde de encontro ao estado crítico, definindo-se assim a superfície de *Hvorslev* (Figura 5).

A superfície de *Hvorslev* do solo residual granítico no espaço $\{q/p'_e: p'/p'_e\}$ assume a equação:

$$q/p'_e = 1,4844(p'/p'_e) + 0,0045: R^2 = 0,9961 \quad (6)$$

que tem a forma,

$$q/p'_e = h(p'/p'_e) + g \quad (7)$$

sendo:

h – inclinação da superfície *Hvorslev* no plano $q/p'_e: q/p'_e$;

g – intersecção da linha de *Hvorslev* no eixo q/p'_e .

A linha definidora da superfície de *Roscoe* faz a transição para a linha de *Hvorslev* de modo abrupto, ou seja por um máximo bem marcado, característica de solos granulares, prevendo-se este tipo de comportamento através da teoria de plasticidade aplicada aos solos granulares como resultado da variação da extensão volumétrica ($\Delta \epsilon_v$), por deformação e rearranjo das partículas (Been *et al.*, 1991). A linha de rotura é também limitada à esquerda, se o solo conseguir ter alguma resistência à tracção, como mostra ainda a Figura 5.

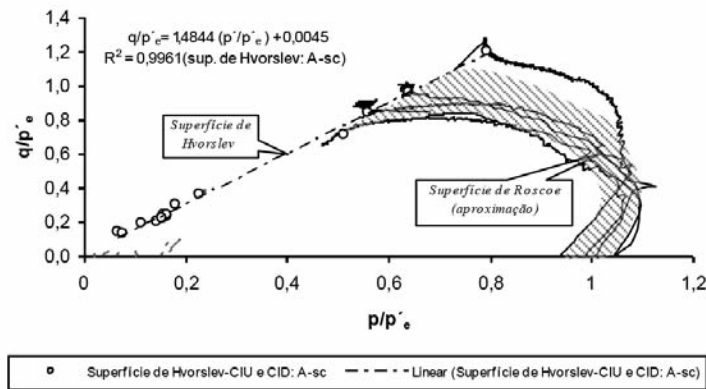


Fig. 5 – Caminho médio de tensões seguido no espaço $q/p'_e: p'/p'_e$, definidos pelos ensaios de corte nas amostras *A-nc* (Superfície de *Roscoe*) e superfície definida pelos ensaios de corte nas amostras *A-sc* (superfície de *Hvorslev*).

Apresenta-se na Figura 6 as superfícies de *Roscoe* e de *Hvorslev* anteriormente definidas para a amostra remoldada e a nova superfície de *Hvorslev* definida pela amostra com estrutura preservada A-EB.

As trajectórias de tensões, nas amostras estruturadas, tornaram-se mais verticais, ultrapassando a linha definida de separação dos estados impossíveis, movendo-se mais tarde de encontro ao estado crítico. Este comportamento está evidentemente dependente da estruturação e da dilatação destes solos quando solicitados ao corte dentro do limiar elasto-plástico estrutural. Isto é

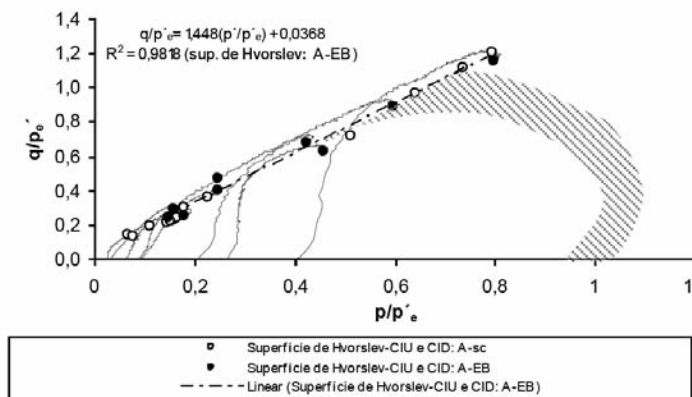


Fig. 6 – Superfície de estado limite completa ou estados de rotura no espaço q/p'_e : p'/p'_e definida pelos ensaios de corte na amostra *A-nc* (Superfície de *Roscoe*) e a superfície definida pelos ensaios de corte nas amostras estruturadas *A-EB* (Superfície de *Hvorslev*).

consistente com todos os ensaios de corte com p'_o diferentes, que quando ultrapassada a linha de transformação de fase têm um comportamento dilatante, e durante este percurso seguem a trajectória de *Hvorslev*. A superfície de *Hvorslev* no plano $\{q/p'_e$: $p'/p'_e\}$ considerando só as amostras estruturadas, assume a forma $q/p'_e = 1,448(p'/p'_e) + 0,0368$: $R^2 = 0,9818$.

A natureza friccional é basicamente a mesma dos solos remoldados, mas é fortemente influenciada por v e pelas constantes de estado, função da fábrica e da natureza dilatante, que fazem aumentar a resistência.

Apresenta-se na Figura 7 a superfície de *Roscoe* e de *Hvorslev* definida pela amostra com estrutura preservada, mas contaminada com gasolina (*G-EB*), e a superfície já definida pelas amostras não contaminadas. Os resultados dos ensaios ligam numa única linha limitada à direita pela “zona” de estado crítico e que estará no interior da definida pelo comportamento intrínseco, e é também limitada à esquerda, a mostrar que o solo consegue ter alguma resistência à tracção.

A superfície de *Hvorslev* no plano $\{q/p'_e$: $p'/p'_e\}$ para a amostra contaminada (*G-EB*) assume a equação, $q/p'_e = 1,2621(p'/p'_e) + 0,0751$: $R^2 = 0,9425$, diferente da equação da superfície obtida considerando as amostras estruturadas naturais.

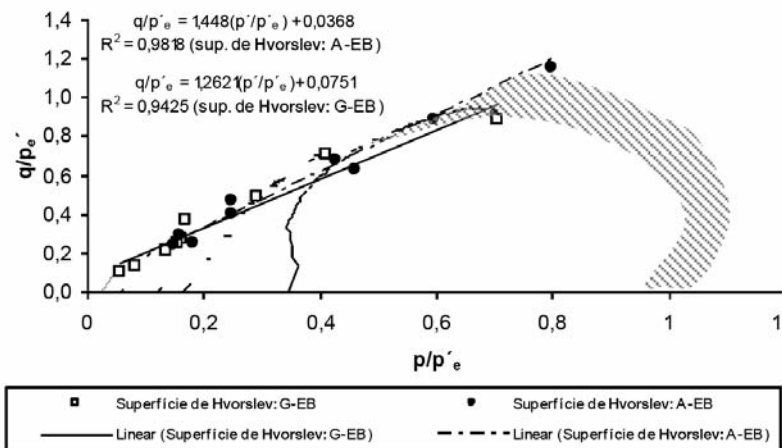


Fig. 7 – Estados de rotura obtidos pelos ensaios de corte nas amostras estruturadas e contaminadas com gasolina.

A natureza friccional do solo *G-EB* para baixas tensões está fortemente influenciada por v e pelas constantes de estado, e que são função da fábrica modificada. Com o aumento de p'_0 nota-se a redução da resistência e rigidez, podendo ser explicado por um gradual rompimento das ligações remanescentes entre as partículas e a quebra dos macro-minerais de feldspato durante a compressão isotrópica, sendo claro o efeito de p'_0 na resistência friccional após a cedência da estrutura.

4 – AVALIAÇÃO DA TENSÃO-DEFORMAÇÃO-DILATÂNCIA

Definido o comportamento intrínseco em amostras remoldadas, estudou-se o comportamento de resistência ao corte do solo estruturado natural (amostra *A-EB*) e ainda este quando contaminado por imersão em gasolina (amostras *G-EB*). Os provetes estruturados foram saturados de igual forma, com água em ciclos mínimos de contrapressão, consolidados isotropicamente e solicitados ao corte em condições não drenadas e drenadas, com a finalidade de se conhecer a envolvente de rotura generalizada, as envolventes de cedência da estruturação, a evolução da rigidez e a resposta volumétrica. Utilizaram-se tensões efectivas de consolidação isotrópica para a série de provetes de $p'_0 = 25; 35; 50; 100; 200$ e 400 kPa.

Os provetes com estrutura preservada, em relação ao índice de vazios e grau de saturação são espacialmente próximos, em termos relativos, ao das famílias das amostras remoldadas. O Quadro 4 apresenta o resumo da tipologia dos índices físicos dos provetes estruturados usados nos ensaios.

Quadro 4 – Índices físicos das amostras estruturadas nas diferentes fases dos ensaios triaxiais convencionais drenados e não drenados.

Série (amostras)	Condições iniciais			
	G_s	Peso volúmico seco, γ_d (kN/m ³)	Grau de saturação residual, S_r (%)	Índice de vazios inicial, e_0
A-EB	2,67	16,9-18,2	57,7-68,5	0,394-0,524
G-EB	2,63	17,5-19,0	63,0-79,8	0,391-0,510

Os índices de vazios verificados poderão ser um indicador de alguma reserva estrutural ainda preservada, mas a sua dispersão também poderá estar ligada ao preenchimento dos interstícios entre as partículas por materiais argilosos de alteração, como consequência da flutuação cíclica do nível freático.

O ângulo de atrito efectivo máximo (ϕ'_{max}) da amostra estruturada e contaminada com gasolina (43°), cresce 5° a 7° em relação ao solo intacto natural, pelos efeitos de aumento da rigidez e do fraccionamento dos feldspatos, que funcionam como partículas menores e angulosas. A coesão efectiva máxima (c'_{max}), calculada na amostra *A-EB*, pode estar associada ao efeito da dilatância, mascarada na coesão, ou ser a realidade das ligações desenvolvidas entre finos. Esta desaparece na amostra contaminada (*G-EB*), o que pode estar de acordo com este comportamento puramente friccional, como consequência da transformação da fábrica, por colapso dos feldspatos porfiróides em partículas menores e rígidas. A Figura 8 indica os valores dos parâmetros mecânicos (ϕ'_{max} , c'_{max}), calculados para o critério de rotura $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$, das amostras remoldadas (*A-nc*), com estrutura preservada naturais (*A-EB*) e contaminadas (*G-EB*).

Na realização dos ensaios triaxiais verificou-se que para tensões de consolidação baixas, os materiais estruturados naturais e contaminados apresentam cedências no corte, coincidindo a última (*C3*) com a rotura generalizada do material. A definição das superfícies de cedência grosseira, *Cg1* e *Cg2*, é feita a partir da análise dos pontos de descontinuidade do módulo de deformabilidade tangente (E_{tan}) a 0,1% e 2% de extensão axial (ϵ_a) (Figura 9), tal como foi encontrado em areias cimentadas por Coop e Willson (2003).

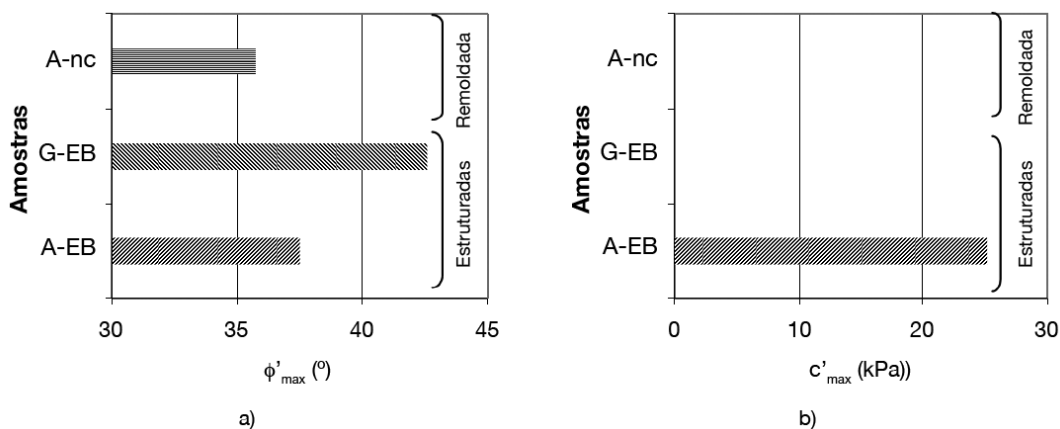


Fig. 8 – Parâmetros mecânicos para o critério de rotura $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ obtidos em ensaios triaxiais clássicos, para os diversos solos: a) ângulo de atrito efectivo máximo; b) coesão efectiva máxima.

Os valores de tensão que se projectam no espaço $q:p'$ correspondem às extensões axiais onde se definem as discontinuidades observadas no módulo de deformabilidade, cedências grosseiras $Cg1$ e $Cg2$, não sofrem alterações significativas, pelo facto dessas deformações serem obtidas por *LVDT* externo. O facto é que o nível de tensões definidoras de cedência com medição de deformações internas (mais precisas) e externas, são sensivelmente as mesmas. As deformações impostas é que são sobrestimadas, assim mostra Viana da Fonseca (1996).

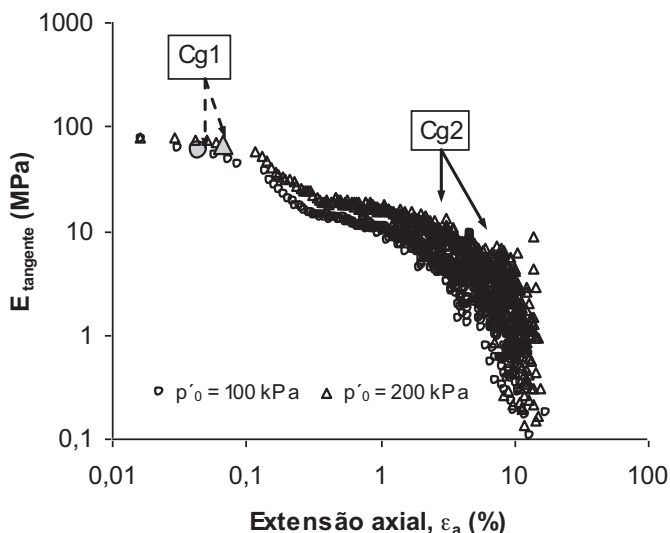


Fig. 9 – Variação do módulo de deformabilidade tangente com a extensão axial para as amostras *G-EB*.

Conhecidas as extensões axiais correspondentes aos pontos $Cg1$, $Cg2$ e $C3$ para os vários ensaios, a diferentes graus de tensão de consolidação efectiva, poder-se-ão definir então as zonas de cedência grosseira no espaço $q:p'$, conforme mostra a Figura 10 a). As superfícies de cedência

da amostra estruturada têm a forma de elipsóide e estão centradas no eixo de anisotropia, provavelmente a linha K_0 ($K_0 = \sigma'_{h0}/\sigma'_{v0}$). Quando a amostra está contaminada com gasolina, o eixo α (inclinação do eixo da elipse) roda no sentido isotrópico (Figura 10 a), o que está de acordo com eventuais ligações, a estabelecerem-se, elas serão espacialmente mais isotrópicas. Estará porventura ainda associada a uma alteração induzida e ligada ao aumento da fragilidade dos minerais de feldspato porfiróide, tornando o material mais isotrópico (Andrade Pais, 2007). Numa primeira fase, as ligações remanescentes e principalmente a estrutura controlam parcialmente o comportamento do solo até à rotura. A superfície de cedência $Cg1$ coincide com a superfície $Cg2$ e $C3$ para baixas tensões efectivas de consolidação.

Os valores relativos à máxima dilatação (ψ_{max}) foram determinados para todos os grupos de amostras, pontos em que as componentes elásticas são desprezáveis, pois as deformações atingidas são relativamente elevadas. A Figura 10 b) apresenta a projecção dos coeficientes de tensão máximos ($\eta_{max} = q_{max}/p'$) em função de ψ_{max} para as amostras desestruturadas e remoldadas ($A-sc$), as amostras estruturadas naturais ($A-EB$) e contaminadas ($G-EB$). Cuccovillo e Coop (1999) propõem para o solo residual (arenito cimentado) a relação tensão-dilatação através da função $[\eta_{max} = 0,53 \psi_{max} + 1,29$ [η_{max} para solos desestruturadas = 0,3].

Os ensaios drenados, nos diferentes grupos de amostras, resultam em relações únicas entre a taxa de dilatação máxima e os coeficientes de tensão. Estas relações únicas indicam que o comportamento ao corte é puramente friccional e o aumento da resistência de pico está associado ao aumento da dilatação (ψ). Quando a dilatação é zero ($\psi = 0$), o comportamento mecânico do solo poderá ser entendido como estando no estado crítico. A intercepção das relações tensão-dilatação com o eixo η_{max} representará o gradiente M da CSL e corresponderá ao ângulo de atrito último da amostra avaliada ($\phi'_{csl} = 36^\circ$ para $A-sc$; $\phi'_{csl} = 38^\circ$ para $A-EB$). Estes valores são elevados e não usuais para areias predominantemente quartzosas, mas estes valores não são constantes para elevados níveis de tensão e podem estar associados à presença elevada de outros minerais e à gradual desestruturação da fábrica e “bonding”. Se o pico de resistência é friccional e a cedência grosseira $Cg1$ representa a maior degradação da estrutura, o solo experimenta a maior desestruturação entre $Cg1$ e a resistência máxima (Coop e Willson, 2003). Esta manifestação é consequência do grau de empacotamento (partículas maiores *cimentadas* por outras menores) e imbricamento, originando o elevado potencial de dilatação durante o corte.

Os valores relativos ao solo estruturado integram bem a relação tensão-dilatação encontrada para o solo remoldado, o que já não é verdade para o solo estruturado quando contaminado, pelo efeito do aumento da rigidez do feldspato e da aglutinação dos minerais argilosos. Os minerais de feldspato, bem desenvolvidos na matriz e com diferentes graus de alteração, tornam-se frágeis quando a matriz é contaminada por gasolina, com eventual colapso da estrutura destes. Os materiais estruturados apresentam um maior contributo do efeito da dilatação na resistência, que se vai perdendo com o aumento da razão das tensões nas amostras poluídas, manifestando-se a dilatação máxima somente perto da tensão de cedência estrutural.

A Figura 10 c), mostra os ritmos de variação da rigidez ao eliminar-se o efeito do estado de tensão com a variação de E_{tan}/p'_0 em função da tensão média de confinamento (p'_0), embora subsista o efeito do índice de vazios inicial (e_0). A amostra estruturada contaminada com gasolina ($G-EB$) mostra a fragilidade da estrutura criada.

caso de ser definida pela amostra de maior compacidade, esta é de pior definição e é sub-paralela a *ICL*, convergindo quando p'_0 cresce, criando condições para a quebra de partículas (feldspatos). A linha $q = Mp'$ corresponde a $\phi'_{CSL} = 35^\circ$, o que está de acordo com o intervalo admitido para estes solos graníticos decompostos, é de mais fácil definição e mais fidedigna que a linha $v = \Gamma - \lambda \ln p'$. As mesmas amostras contaminadas definem, para baixas tensões médias, as linhas de comportamento intrínseco noutras zonas, mas potencialmente convergentes.

Procedendo à normalização das tensões com a tensão equivalente, foi possível identificar a superfície de *Hvorslev* e a superfície de *Roscoe* intrínseca e quando comparadas com as definidas para o solo contaminado, estas divergem. Na generalidade as amostras apresentam fraca componente à tracção, associado a $c' = 0$ kPa e $\psi > 0^\circ$.

O aparecimento do efeito da coesão nestes materiais, deve-se fundamentalmente ao modelo usado (Mohr-Coulomb), ou seja, pela linearização da envolvente de rotura definida e pelo critério usado $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$. A fábrica e estruturação destes solos deverão ser as principais responsáveis pelo aumento da dilatância que se traduz no incremento da tensão de corte para os diferentes ensaios de corte.

As superfícies de cedência grosseira, *Cg1* e *Cg2*, neste material natural têm forma elíptica, estão centradas numa linha imaginária provavelmente próxima da linha K_0 , de comportamento anisotrópico (heterogeneidade remanescente da rocha mãe) e representam as tensões definidoras de cedência.

Quando contaminadas, a inclinação do eixo da elipse de cedência (α) decresce, indiciando uma alteração induzida, tornando o material mais isotrópico e que estará ligado ao aumento da fragilidade dos cristais de feldspato porfiróide e à eventual ligação entre finos que se faz de uma forma espacialmente mais homogénea.

O incremento na tensão efectiva de confinamento (p'_0) e a alteração da fábrica por contaminação produz uma mudança na região elástico-plástica, sendo ainda observada na região plástica, por alteração da rigidez e da tensão das ligações inter-partículas. Ainda a avaliação conjunta de $(q/p')_{max}$ em função de ψ_{max} e E/p'_0 em função de p'_0 , permitem estabelecer na amostra estruturada poluída com gasolina, que o comportamento de resistência máxima é puramente friccional, por fragilidade e o colapso da estrutura.

6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se ao DECA-UBI e ao Centro de Investigação GeoBioTec (Universidade de Aveiro).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade Pais, L.J. (2002). *Análise de componentes principais do quadro multidimensional das propriedades índice do granito da Covilhã*. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, (eds) Sociedade Portuguesa de Geotecnia e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, pp. 313-320.
- Andrade Pais, L.J. (2007). *Comportamento mecânico do solo residual granítico da Covilhã com efeito de contaminantes*. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Covilhã, 458p.
- Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2006). *Mechanical behaviour of granitic residual soil-the effect of chemical contaminants*. The 10th IAEG Congress – Engineering Geology for Tomorrow's Cities, Paper N°378, United Kingdom, 7p.
- ASTM D2487-85 (1985). *Classification of soils for engineering purposes*. Annual Book of ASTM Standards 1989, Volume 04, Philadelphia, pp. 288-297.

- Atkinson, J. H.; Bransby, P.L. (1978). *The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill. London, 375p.
- Been, K.; Jefferies, M.G.; Hachey, J. (1991). *The critical state of sands*. Géotechnique, Vol. 41, N°3, pp. 365-381.
- Coop, M.R.; Willson, S.M. (2003). *Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, V. 129, N° 11, pp. 1010-1019.
- Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1999). *On the mechanics of structured sands*. Géotechnique 49, N°6, pp. 741-760.
- Cui, Y.J.; Delate, P.; Alzoghbi, P. (2003). *Retention and transport of a hydrocarbon in a silt*. Géotechnique 53, N° 1, pp. 83-91.
- Irfan, T.Y. (1996). *Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granite in Cornwall, England*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 11, pp. 233-244.
- Moura, C. (2001). *Mobilidade de contaminantes orgânicos voláteis em solos não saturados*. Seminário de Geotecnia Ambiental – Contaminação de Solos e de Águas Subterrâneas. (eds) SPG e FEUP, Porto, pp. 87-113.
- Rama, R.R.; Narisanga, R.B.N.D. (2000). *Effect of pulp mill waste on compressibility of bentonite and kaolinite*. 8th International IAEG Congress, (eds) Balkema, Rotterdam, pp. 4315-4321.
- Rocha Filho, P.; Antunes, F.S.; Falcão, M.F.G. (1985). *Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil*. 1st Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol.1, Brasilia, Brasil, pp. 281-294.
- Rodrigues, C.M.R. (2003). *Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda*. Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia – Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra, 650p.
- Schnaid, F. (2005). *Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests*. Proc. of 16th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering “Geotechnology in Harmony with the Global Environment”, V. (eds) Millpress, Rotterdam, Netherlands, pp. 3-45.
- Sharma, H.D.; Lewis, S.P. (1994). *Waste containment systems, waste stabilization and landfills: design and evaluation*. 1st Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Sueoka, T.; Lee, I.K.; Muramatsu, M.; Imamura, S. (1985). *Geomechanical properties and engineering classification for decomposed granite soils in Kaduna district, Nigeria*. Proc. 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, Vol. 1, pp.175-186.
- Vargas, M. (1992). *Identification and classification of tropical soils*. Proceedings of US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics to Structured Soils, (eds.) Lima, Nieto, Viotti e Bueno, Univ. Federal Viçosa, Belo Horizonte, Brasil, pp. 231-263.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Porto, 773p.
- Wesley, L.D.; Irfan, T.Y. (1997). *Mechanical of residual soils – Chapter 2: Classification of residual soils*. (eds.) Balkema/Rotterdam/Brookfield.