

# **CONTRIBUIÇÃO PARA O CONHECIMENTO DE CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS EM AMBIENTES CONTAMINADOS**

## **CONTRIBUTION FOR THE KNOWLEDGE OF MECHANICAL CHARACTERISTICS OF RESIDUAL SOILS IN CONTAMINATED ENVIRONMENTS**

Andrade Pais, L.J., *DECA-Universidade da Beira Interior, Portugal, lpais@ubi.pt*  
Ferreira Gomes, L.M., *DECA-Universidade da Beira Interior, Portugal, lmfg@ubi.pt*

### **RESUMO**

O solo residual granítico da Covilhã desestruturado apresenta características físicas, químicas e mecânicas comuns para este tipo de solos. Contudo estes solos quando sujeitos a fluidos contaminantes nomeadamente os tipo BETX (gasolina e gasóleo) sofrem alteração ao nível da distribuição granulométrica, mais evidente quando se trata de contaminação por gasóleo. A resposta não drenada e volumétrica quando solicitados por tensões mostra-se afectada comparativamente com o seu comportamento intrínseco. Apresentam-se resultados de ensaios triaxiais clássicos de compressão, drenados e não drenados para o entendimento do comportamento mecânico do solo residual granítico quando sujeito a condições de saturação em gasolina e gasóleo e de secagem.

### **ABSTRACT**

The destructured granite residual soil of Covilhã city presents common physical, chemistries and mechanical characteristics to this type of soil. However these soils under contaminates fluids such as of type BETX (gasoline and fuel) suffer adjustment to the level from the grain sized distribution, more evident when one is about fuel contamination. When asked for the tensions the reply not drained and volumetric produces a result when compared with its intrinsic behaviour. For more knowledge about mechanical performance of the residual granite soil we present the outputs from the classic triaxial test of compression, drained and undrained, when soil is under gasoline and fuel.

### **1. INTRODUÇÃO**

Os solos quando contaminados modificam as suas características em termos físicos, químicos e mecânicos, e os números levam a estimar que 16% do solo da União Europeia esteja degradado, havendo mesmo países com área afectada de dois terços do território. Existem áreas afectadas por exaustão, por abuso de pesticidas e fertilizantes, pela salinidade, pelos deslizamentos de terra, por inundações e pela poluição por hidrocarbonetos. A ocupação urbana-industrial, a utilização de solos nas diversas obras de engenharia e o aumento da contaminação, levam à diminuição de solos disponíveis.

A degradação dos solos por contaminação com origem em hidrocarbonetos tem origem nos depósitos subterrâneos de armazenagem que se tornou em situação comum nos países desenvolvidos ou em vias de desenvolvimento. Estes depósitos estão relacionados com estações de serviço, áreas de armazenagem de combustíveis, zonas industriais ou de serviço estando alguns degradados pela idade. A perda de combustíveis verifica-se nos próprios terminais de

abastecimento, podendo-se infiltrar junto às fundações das estruturas locais misturados com águas pluviais e de limpeza [1]. Substâncias libertadas para o solo envolvente ou para descontinuidades com preenchimento de material milonitizado de rochas evolutivas, podem afectar além do ambiente, o comportamento mecânico dessas mesmas zonas. Os fluidos orgânicos ao contaminarem os solos podem afectar a estabilidade das estruturas devido a alterações na condutividade hidráulica, a alterações na estrutura dos finos e, função do agente químico presente, a modificações na resistência não drenada [2].

Este trabalho pretende focar-se na poluição do solo residual granítico por agentes tipo BTEX (gasolina e gasóleo) e nas suas consequências ao nível da resistência. Apresentam-se resultados de uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados de compressão em solo residual granítico desestruturado, compactado e contaminado por gasolina e gasóleo. Os grupos de provetes são definidos pela homogeneidade dos índices de vazios obtidos e utilizados para conhecer o seu comportamento mecânico intrínseco.

## 2. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO NATURAL E CONTAMINADO

O solo residual granítico que serve de matriz à contaminação, basicamente resulta da alteração do feldspato por caulínização. O granito pertence ao grupo calco alcalino e do ponto de vista mineralógico contém duas micas onde predomina a biotite. A rocha granítica (granito da Covilhã) tem textura porfiróide com mega cristais de feldspato [3].

Os solos foram desestruturados e remoldados em dois grupos quanto à sua compactação: i) grupo NS-sc; e ii) grupo NS-nc. Utilizou-se o processo de compactação de acordo com a BS 1377 (BS 1377, 1975 in [4]) de forma a definir o peso volúmico seco máximo para o teor em água óptimo para duas energias de compactação distintas ( $E_1=593 \text{ kJ/m}^3$  e  $E_2=112 \text{ kJ/m}^3$ ), Figura 1 a). As amostras foram remoldadas de forma a constituir provetes com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conseguindo-se alguma similitude ao nível do índice de vazios em cada grupo, Figura 1 b).

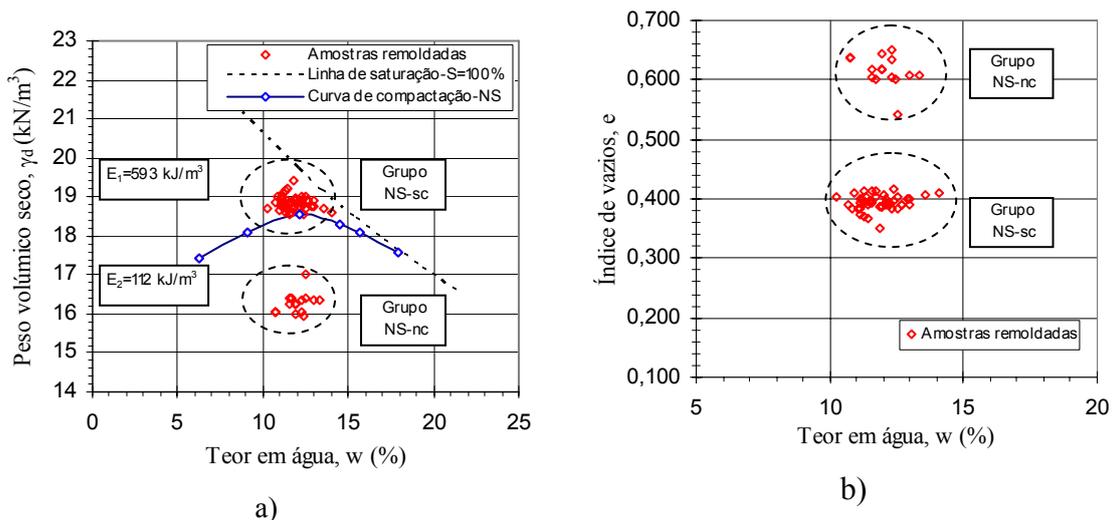


Figura 1 - Solo residual granítico da Covilhã: a) posição relativa das duas classes de provetes remoldados (NS-sc e NS-nc) em relação à curva de compactação para Proctor Normal; b) distribuição do índice de vazios ( $e$ ) conseguido no espaço  $e$ - $w$ (%) para os dois grupos de provetes.

Os provetes organizaram-se em 3 séries a saber: i) Solo residual granítico com compacidade mais elevada NS-sc e de menor compacidade NS-nc; ii) Solo residual granítico contaminado com gasolina de compacidade mais elevada NSG-sc e de menor compacidade NSG-nc; e iii) Solo residual granítico contaminado com gasóleo NSGa-sc.

No Quadro 1 apresentam-se os valores típicos dos parâmetros físicos dos solos residuais graníticos amostrados e dos solos após contaminação com gasolina e gasóleo. Os valores do limite de liquidez e o baixo índice de plasticidade reflectem a presença de mica e biotite que retêm água nas clivagens internas.

Quadro 1 – Características físicas resultantes da distribuição granulométrica.

Amostra	Diâmetro efectivo-D10 (mm)	Limite de liquidez-wL (%)	Índice de Plasticidade-IP (%)	Actividade argilosa-At	Classificação
NS	0,006-0,13	40,4-42,5	1,7-5,6	muito baixa	SW-SM com G
NSG	0,007	46,0	10,0	-	SW-SM com G
NSGa	0,30	39,5	6,0	-	SP a SC-SM

O solo residual granítico da Covilhã está longe de apresentar homogeneidade na matriz granulométrica, o que impõe algumas reservas na interpretação de alguns ensaios. O processo de destorroamento pode induzir em erros de análise por ser difícil a noção se se está ainda na pura separação física dos minerais ou a quebrar em partículas mais finas. A percentagem elevada de feldspatos mais ou menos caulinizados, micas com diferentes graus de alteração, poderá ter influência no processo clássico da análise granulométrica. Contudo, os ensaios físicos e de distribuição granulométrica dos solos residuais graníticos foram realizados seguindo as Normas Portuguesas e Especificações do L.N.E.C., sendo as amostras representativas do local eleito.

O solo residual granítico no estado natural e contaminado com gasolina pertence ao grupo SW-SM com cascalho, a actividade argilosa é normal a baixa, revelando presença de caulinite, argila pouco expansiva. O solo contaminado com gasóleo sofre uma alteração na distribuição granulométrica passando para o grupo SP a SC-SM [5], Figura 2.

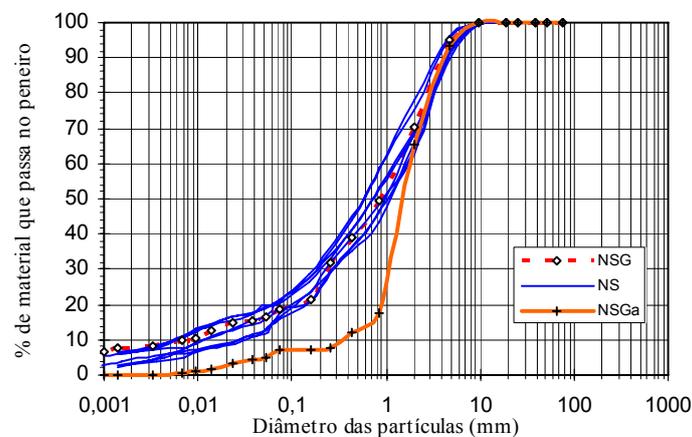


Figura 2 – Distribuição granulométrica: solo residual granítico (NS), solo residual granítico contaminado com gasolina (NSG) e com gasóleo (NSGa).

As curvas granulométricas comparativas do solo natural e do solo que esteve sujeita à acção do gasóleo (NSGa) revela que a adição do contaminante altera a dimensão original das partículas. As partículas finas do solo aglutinam-se por efeito do óleo, formando flocos de dimensões superiores. No caso do solo NSG, com gasolina, a curva granulométrica é idêntica aos solos NS, aumentando um pouco a percentagem de finos.

As análises químicas revelaram que nos constituintes do solo NS se encontram essencialmente sílica (62,0%), alumina (1,5%) e óxido de ferro (4,6%), sendo compostos típicos do solo residual granítico.

### 3. COMPORTAMENTO INTRÍNSECO DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO

Torna-se importante definir o comportamento intrínseco do solo, o qual é obtido através do ensaio de amostras reconstituídas ou desestruturadas de forma a obter uma referência com a qual o comportamento do solo contaminado será comparado.

Nos ensaios triaxiais não drenados de compressão com a tensão principal  $\sigma'_3$  constante (CIU) a perda de resistência ao corte para os solos NS-nc é caracterizada pelo aumento da tensão de corte ( $q$ ) com diminuição da tensão média ( $p'$ ). A perda de resistência ao corte nos ensaios não drenados é acompanhada com o incremento da pressão de água nos poros. A tensão de corte e a pressão de água nos poros mantêm-se constantes ou variam insignificamente para extensões axiais superiores a 20% onde foi possível encontrar um estado crítico/estável. Obviamente que o estado de tensão quando se atingem grandes extensões plásticas ou o início da instabilidade estática não representa o estado crítico, mas o estado do solo em que não está capaz de suportar nenhuma tensão externa de corte imposta.

A linha de estado crítico no espaço  $q$ - $p'$  foi determinada, calculando o índice de vazios último para deformações axiais superiores a 20% [6]. As linhas do estado crítico/último no espaço ( $q$ - $p'$ ) para ensaios triaxiais de compressão com  $\sigma'_3$  constante, não drenados (CIU) e drenados (CID) estão representados na Figura 3 a) e na Figura 3 b), respectivamente.

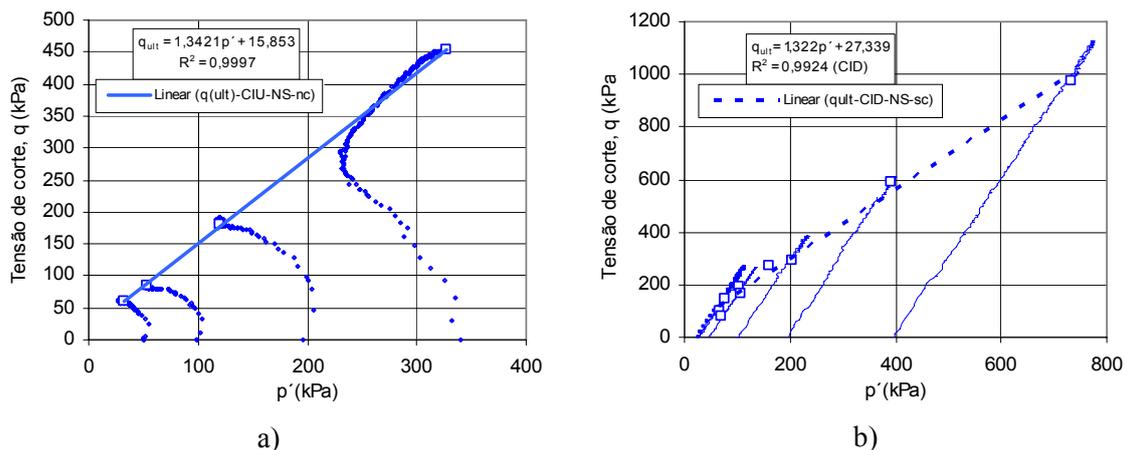


Figura 3 - Linha do comportamento do estado último no espaço  $q$ - $p'$  do solo residual granítico da Covilhã remoldado: a) amostra NS-nc em ensaio CIU; b) amostra NS-sc em ensaio CID.

Os parâmetros físicos iniciais e mecânicos obtidos no estado último em termos de resistência ao corte das amostras definidas apresentam-se no Quadro 2. Os valores obtidos para o ângulo de atrito efectivo de corte no estado último apresentam alguma variação. Esta deve-se aos diferentes caminhos de tensões seguidos, ainda aliado à limitação das deformações atingidas

pelo equipamento disponível. A influência de alguma heterogeneidade ao nível da percentagem de finos e a presença de feldspatos quebradiços também contribui para esta diferença. Note-se que as variações intrínsecas de um solo atrítico são função da natureza do material arenoso e mudam com a percentagem de finos [7].

Quadro 2 - Parâmetros físicos iniciais e mecânicos obtidos no estado último pelos ensaios CIU e CID em amostras remoldadas (NS-sc e nc)

Amostra	Teste	Índice de vazios inicial, $e_0$	Peso volúmico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Critério de rotura	
				$q_{ult}$	
				$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
NS-nc	CIU	0,611-0,621	16,3-16,4	33,3	0
NS-nc	CID	0,601-0,621	16,2-16,4	35,8	0
NS-sc	CIU	0,397-0,410	18,7-19,1	37,9	0
NS-sc	CID	0,382-0,404	18,6-19,0	32,8	0

#### 4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO COM CONTAMINANTES

Para o estudo do comportamento tensão extensão dos solos NS, NG e NSGa utilizou-se uma câmara triaxial convencional, para provetes de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura obtidos com as características de peso volúmico seco máximo e teor em água óptimo a partir do conhecimento da curva de compactação (ver classificação do solo).

Os provetes foram saturados de igual forma com água em ciclos mínimos de contrapressão, consolidados isotropicamente e cortados em condições não drenadas (CIU) para se conhecer a resposta nestas condições e drenadas (CID) para se investigar a relação tensão extensão e o comportamento volumétrico das amostras. Utilizaram-se tensões efectivas de consolidação isotrópica para a série de provetes de  $p'_c=25; 50; 100; 200$  e 400 kPa.

O comportamento tensão-deformação-resistência dos solos é descrito por um conjunto de parâmetros que são definidos no momento de rotura. Foram usados os parâmetros correspondentes ao valor máximo da razão entre as tensões principais obtidas  $[(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}]$ . Este critério mostrou ajustar-se melhor à limitação da extensão axial permitida pelo ensaio triaxial clássico e a envolvente definida por ajustamento linear dos seus pontos ter melhor coeficiente de correlação. Os parâmetros obtidos são apresentados no Quadro 3.

O ângulo de atrito efectivo do solo quando contaminado é superior 2° a 5° do obtido no solo natural. A possível existência de coesão em termos efectivos ( $c'$ ) proveniente das ligações inter partículas é camuflada pelo fenómeno dilatante que controla fundamentalmente o comportamento, no pressuposto da relação entre o aumento de ângulo de dilatância ( $\phi$ ) e a diminuição de  $c'$ .

Quadro 3 - Parâmetros físicos e mecânicos obtidos pelos ensaios CIU e CID em amostras remoldadas (NS-sc e nc) e a contaminadas em Gasolina (NSG-sc) e Gasóleo (NSGa-sc)

Amostra	Tipo de Contaminante	Teste	Índice de vazios inicial, $e_0$	Peso volúmico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Critério de rotura			
					$q_{(\sigma'_1/\sigma'_3)}$		$q_{ult}$	
					$\phi'(^{\circ})$	$c'$ (kPa)	$\phi'(^{\circ})$	$c'$ (kPa)
NS-nc	Água	CIU	0,611-0,621	16,3-16,4	34,4	0	33,3	0
NS-sc	Água	CIU	0,397-0,410	18,7-19,1	37,6	0	37,9	0
NS-sc	Água	CID	0,382-0,404	18,6-19,0	33,6	0	32,8	0
NSG-nc	Gasolina	CIU	0,611-0,631	16,1-16,3	40,7	0	38,4	0
NSG	Gasolina	CIU	0,349-0,371	18,8-19,1	39,2	0	37,9	0
NSG	Gasolina	CID	0,364-0,370	18,6-18,9	36,2	2	35,4	0
NSGa	Gasóleo	CIU	0,335-0,361	19,1-19,4	40,1	0	34,5	0
NSGa	Gasóleo	CID	0,335-0,349	19,0-19,3	36,2	3	34,2	0

Verifica-se pela análise da Figura 4 a) que as trajectórias definem de forma muito consistente superfícies de estado limite para ambos os casos. Observa-se que a envolvente de rotura para o solo NSG-nc, passa claramente acima da correspondente à amostra NS-nc. A Gasolina relaciona-se com a máxima tendência dilatante na fase de pré carga apresentada pela amostra NSG-nc durante o corte não drenado. Tal facto estará porventura ligado ao seu estado de estruturação desenvolvido nos finos do solo pela acção da gasolina. Os solos NSG-sc e NSGa-sc, submetidos ao corte drenado mostram também as envolventes respectivas claramente acima da envolvente definida por NS-sc, Figura 4 b).

É identificável nos ensaios de corte não drenados realizados com as amostras NSG-sc e NSGa-sc uma tendência dilatante, que é atenuada quando se aplicam maiores tensões de confinamento. À predisposição para um comportamento dilatante mais vincado, não será alheio o índice de vazios inicial e a evolução da distribuição granulométrica. A observação do comportamento dilatante para  $\sigma'_3 < 200$  kPa é consistente com a avaliação feita pelos ensaios drenados de resposta volumétrica.

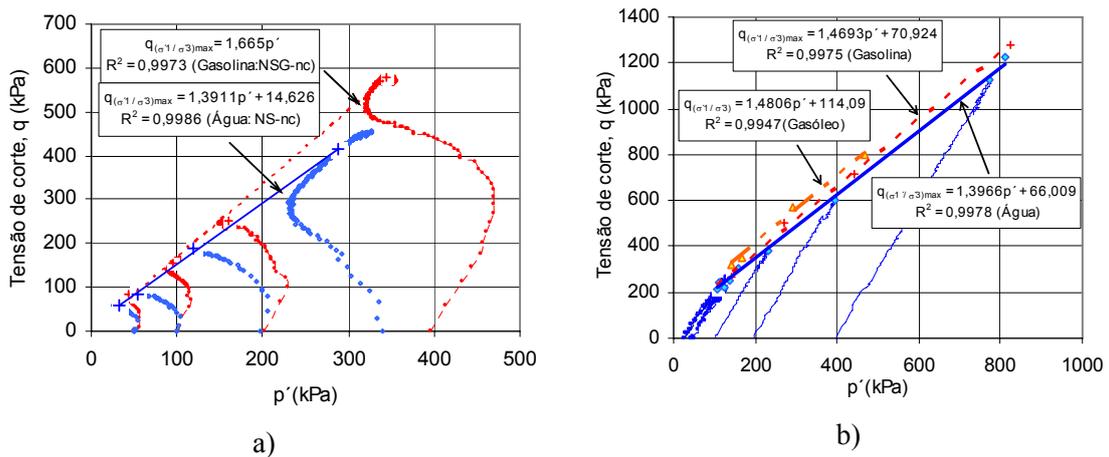


Figura 4 - Caminhos de tensão no espaço q-p': a) ensaio não drenado para NS-nc e NSG-nc; b) ensaio drenado para as amostras NS-sc, NSG-sc e NSGa-sc.

Para os solos NSG a rigidez para as diversas amostras mostra ser superior quando  $\sigma'_3 < 200$  kPa, mas inferior para tensões de consolidação superiores, por previsível rotura das ligações eventualmente estabelecidas, predominando a partir daí o papel lubrificante da gasolina entre os grãos, Figura 5. A adição de gasolina e gasóleo no solo gerará porventura mecanismos de troca iónica, provocando a floculação das partículas finas com ligações inter partículas, ganhando-se alguma rigidez.

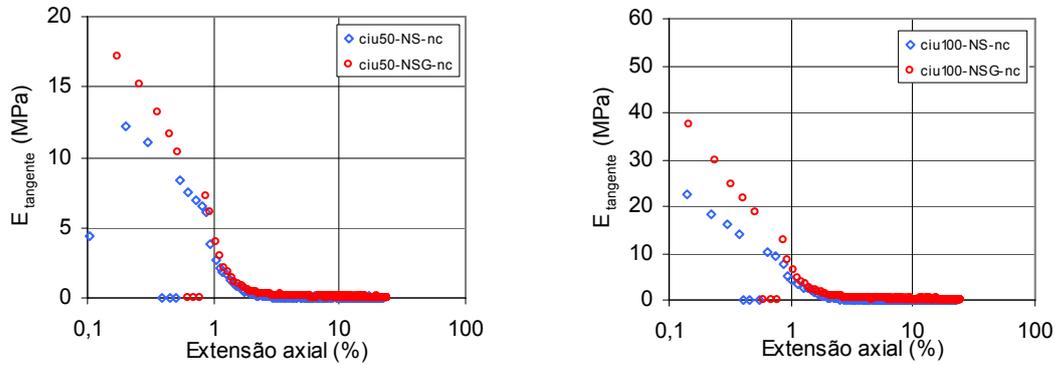


Figura 5 – Variação do módulo de deformabilidade tangente com a extensão axial para os solos NS e NSG, para as tensões de confinamento de  $\sigma'_3 = 50$  e 100 kPa.

As ligações inter partículas estabelecidas e o estado de compacidade têm importância no comportamento mecânico durante o corte, pelo que a discussão da posição do máximo de resistência relativamente ao ponto de maior taxa de dilatação pode servir de algum modo para separar os efeitos.

Em solos granulares densos sem ligações inter partículas, verifica-se que normalmente a resistência máxima tem lugar no ponto de máxima taxa de expansão, devido à contribuição do trabalho produzido na expansão do solo para a resistência. Em solos granulares com ligações, o pico não coincide com o ponto de máxima taxa de expansão devido à contribuição das ligações estruturais [8].

Estes resultados são típicos no trabalho de Sangrey (1972), citados por [9], na observação do ponto de cedência em solos com estruturação, devido à rotura das ligações inter partículas. Sugerem um comportamento elástico até ao rompimento das ligações “cimentícias”. Após a rotura destas ligações do “cimento”, o comportamento passa a ser claramente plástico dependente do caminho de tensões seguido.

A resposta volumétrica do solo contaminado é mais expansiva que o solo natural para  $\sigma'_3 < 200$  kPa. Para este nível de tensões apresentam o ângulo de dilatação máxima ( $\phi_{max}$ ) para deformações axiais ( $\epsilon_a$ ) superiores à necessária para se atingir  $q_{max}$ . A relação tensão-deformação de solos com e sem ligações inter partículas está ilustrada na Figura 6.

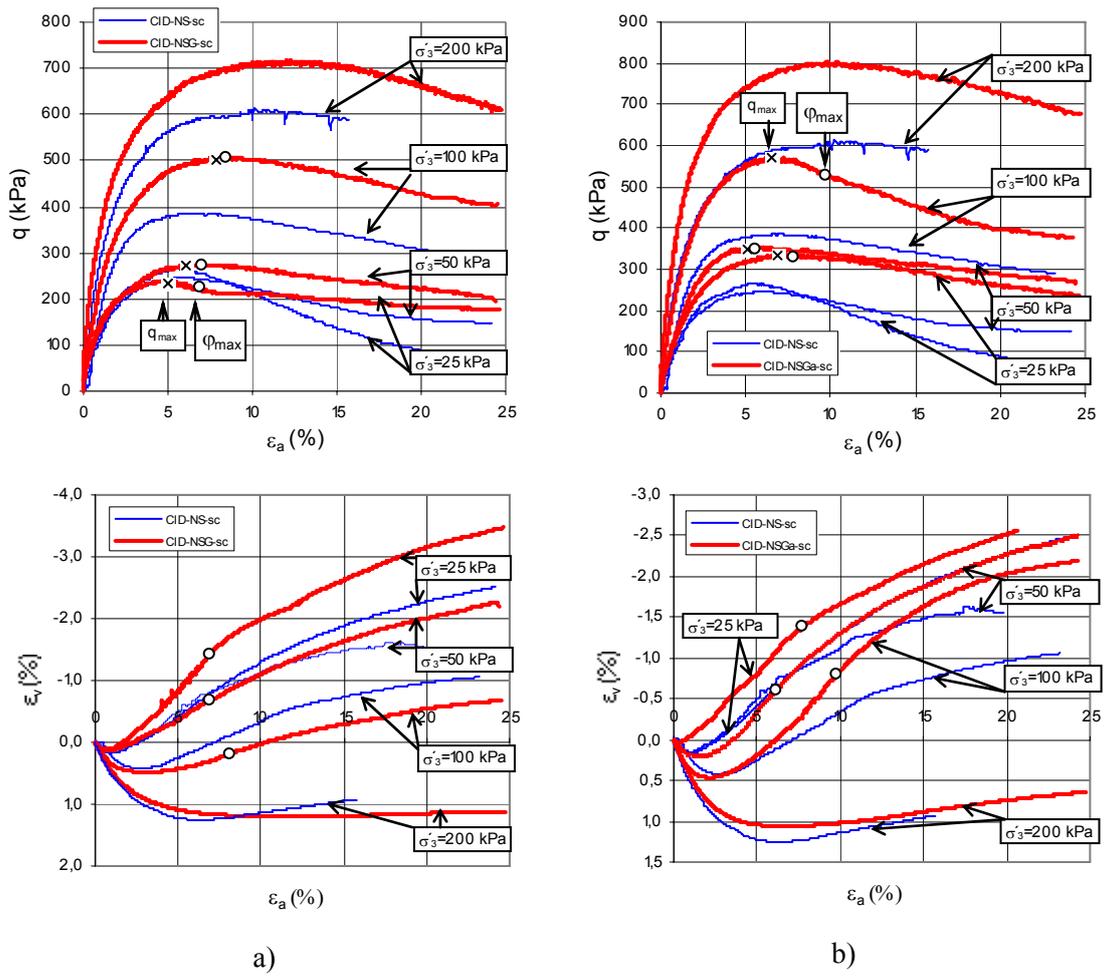


Figura 6 - Ensaio triaxiais em solos residuais graníticos remoldados: a) ensaios triaxiais drenados comparativos em solo NS-sc e NSG-sc; b) ensaios triaxiais drenados comparativos em solo NS-sc e NSGa-sc ( $e_0=0,335-0,404$ ).

## 5. CONCLUSÕES

1. O solo residual granítico usado pertence ao grupo SW-SM com G. As curvas granulométricas comparativas do solo natural quando contaminado com gasolina não sofre alguma evolução apreciável ao nível da distribuição granulométrica. Quando contaminado com gasóleo revela que a adição da mistura altera virtualmente a dimensão original das partículas, passando a classificar-se como SP a SC-SM. As partículas finas do solo aglutinam-se por efeito do óleo.
2. No comportamento mecânico, as envolventes de rotura para os solos contaminados estão acima da envolvente definida para o solo residual natural, para o mesmo critério de rotura seguido  $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$  e mais evidente para tensões de consolidação inferiores a 200 kPa. O ângulo de atrito efectivo sofre um incremento de 2° a 5° nos solos contaminados, mais evidente para o solo com gasolina. A coesão efectiva sofre um ligeiro acréscimo pelo tratamento matemático (ajustamento linear considerando todos os pontos), mas fisicamente ela existirá embora baixa e para baixos níveis de tensão.
3. Nos solos contaminados, o ângulo de dilatância ( $\phi$ ) no conjunto são superiores ao solo natural usado, evidenciando que o comportamento mecânico destes seja comandado pela dilatância, o que explica o aumento ângulo de atrito ( $\phi_p$ ). A possível coesão efectiva ( $c'$ ) proveniente das ligações inter partículas é camuflada pelo fenómeno dilatante que controla fundamentalmente o comportamento.
4. A contaminação deste solo com Gasolina e Gasóleo “melhorou” o comportamento mecânico de um modo moderado, tornando-os mais resistentes e menos compressíveis para níveis de tensão baixos. Para o solo contaminado com gasolina (NSG) verifica-se uma melhoria na resistência e rigidez para tensões de consolidação  $\sigma'_3 < 200 \text{ kPa}$  pelo aparecimento provável de ligações inter particulares desenvolvidas ao nível dos finos. Contudo é de notar que aqueles incrementos de resistência não se verifiquem para grandes deformações.

## 6. AGRADECIMENTOS

Os autores estão gratos ao CECUBI, onde se insere esta investigação e ao Eng. José Romão pela sua colaboração.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Jorge, Celeste. *Os diferentes processos de recuperação para os solos contaminados com gasolina*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, (2000), pp.1143-1166.
- [2] Taebong, A., Chandra, S.D. (1999). *Stability of earth dam contaminated by chemical transport*. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 23, (1999) pp. 1893-1908, J.Wiley & Sons, Ltd.
- [3] Andrade Pais, L.J. *Idealized zones on space of tensions of mechanical behaviour for the granitic residual soil from Covilhã*. 9<sup>th</sup> Congress, Engineering Geology for developing Countries IAEG 2002, (2002), pp. 684-695. Durban. South Africa.

[4]Head, K.H. *Manual of soil laboratory testing*. Vol I, II, III, Engineering Laboratory Equipment Limited, Pentech Press., 1980. London.

[5]ASTM D24 87-85 1985. *Standard classification of soils for engineering purpose*. (Unified Soil Classification System), ASTM International.

[6]Lee, I.K., Coop, M.R. 1995. *The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil*. *Geotechnique* 45, N°1, (1995), pp. 117-130.

[7]Salgado, R., Bandini, P., Karin, A. *Shear strength and stiffness of silty sand*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126. N° 5, May . (2000), ASCE, pp. 451 - 462.

[8]Lemos, L.J., Andrade Pais, L.J.. *Mechanical behaviour of a granitic residual soil of Covilhã Region*. *Geotecnia*, Vol. 90, (2000), pp. 51-75.

[9]Maccarini, M.. *Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil*. Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, 1987.