

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA COVILHÃ

Mechanical behaviour of a residual soil of the Covilhã region

Luís Joaquim Leal Lemos*

Luís José Andrade Pais**

RESUMO - Foram escolhidos vários locais para a investigação do comportamento mecânico de um solo residual granítico da Covilhã: o campo de futebol da Associação Desportiva da Estação (A.D.E.); o novo campo de futebol da Câmara Municipal da Covilhã (C.M.C.) e o local de Santo António. Nestes locais foi feita uma caracterização geotécnica, ensaios de campo e colheita de amostras deformadas e indeformadas. Com as amostras colhidas foi feita a classificação laboratorial, foram efectuados ensaios edométricos, de caixa de corte directo e triaxiais. Através dos ensaios laboratoriais foram determinadas as propriedades de compressibilidade, os parâmetros de resistência ao corte e o comportamento tensão - deformação. Foram identificadas duas superfícies de cedência a partir das variações de rigidez nas curvas tensão - deformação, resultantes da rotura do cimento estrutural existente neste tipo de solos residuais graníticos. O efeito das sucções no comportamento destes solos foi também discutido.

SYNOPSIS - Several sites were chosen to investigate the mechanical behaviour of the granitic residual soil from Covilhã: the football playground of the "Associação Desportiva da Estação" (A.D.E.); the football playground of the "Câmara Municipal da Covilhã"; and the site of "Santo António". In these sites it was carried out a geotechnical characterisation, "in-situ" tests and collected disturbed and intact samples. With the samples collected it was performed a laboratory classification of the soil, and carried out odometer tests, shear box tests, and triaxial tests. Through the laboratory tests it was determined: the compressibility behaviour of the soil; the shear strength parameters of the soil; and the stress-strain behaviour of the soil. It was identified two yield surfaces from changes of the stiffness in the relations stress-strain of the soil, as a result of the rupture of the interparticle cement bonding that exists in this type of granitic soils. The effect of suction on the behaviour of this soil was also discussed.

1 - INTRODUÇÃO

Os solos residuais formam-se no local através da alteração mecânica e química da rocha mãe e ocorrem com grande preponderância na superfície terrestre, principalmente nas regiões tropicais, em que a erosão activa com transporte de solo alterado não acontece. Os solos residuais também são comuns em outras zonas climáticas, principalmente como relíquias geológicas. Devido à sua permeabilidade elevada e às condições climáticas normalmente encontram-se numa condição parcialmente saturada.

Os processos envolvidos na formação destes materiais têm sido estudados com profundidade e a sua classificação tem sido efectuada com base na mineralogia e propriedades índice convencionais. Uma variedade de esquemas de classificação têm sido propostos, em que o perfil pode ser descrito e graduado de acordo com os diferentes graus de alteração, com as propriedades de engenharia a ser deduzidas de forma qualitativa para os diferentes graus de

* Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC

** Professor Adjunto da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do IPG

alteração. Estes aspectos relativos aos solos residuais foram revistos de forma extensa durante a conferência da ASCE no Hawai em 1982.

A mecânica dos solos é uma ciência relativamente jovem, tendo como marco o princípio da tensão efectiva, introduzido à cerca de 75 anos. Essencialmente foram desenvolvidos dois modelos para os solos; primeiro para as argilas sedimentares, em que o índice de vazios, a resistência ao corte e a rigidez são função da história das tensões na divisão clássica dos estados normalmente consolidados e sobreconsolidados; o segundo modelo, para solos granulares em que é reconhecido que se podem depositar com uma extensa variação de índices de vazios, em que a história das tensões tem uma influência reduzida na densidade. A densidade “in situ” controla o comportamento mecânico destes solos e varia com a granulometria, mineralogia e arranjo das partículas. O conceito de densidade relativa foi introduzido, a qual compara a densidade “in situ” com o valor máximo e mínimo da densidade que um solo em particular pode ter.

O primeiro modelo, relativo à história das tensões, é irrelevante para os solos residuais, uma vez que a compacidade pode não ser por si controlada. O segundo modelo, relativo à compacidade relativa, é irrelevante para os solos residuais, pois a sua compacidade “in situ” tem uma grande variação. Na verdade a sua variação é maior do que a observada em solos sedimentares, e consequentemente a sua definição na forma de densidade relativa não é possível em solos residuais. A densidade relativa por si só não é suficiente para caracterizar solos residuais, uma vez que a resistência das ligações é independente da densidade. Esta panorâmica torna-se ainda mais complexa, uma vez que a mecânica dos solos clássica foi desenvolvida para solos sedimentares saturados, predominantes nos climas temperados. Os solos residuais são parcialmente saturados, com ligações cimentícias interparticulares e o seu comportamento afasta-se do de solos sedimentares saturados.

Neste trabalho os valores de resistência, adoptando-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb, ϕ' e c' decrescem com o aumento do grau de alteração do solo residual granítico da Covilhã. Se se admitir explicitamente que enquanto o solo retém a estrutura, a rigidez pode ser descrita adequadamente pela teoria da elasticidade isotrópica, o módulo de rigidez tangencial decresce com a alteração. Valores assumidos e consistentes com os obtidos em solos residuais do mesmo tipo do norte de Portugal (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

2 - ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

As rochas de origem ígnea desempenham não só pela área que ocupam, como pela variedade de tipos petrográficos que incluem, papel importante na constituição do território Português. As rochas ígneas de natureza granítica ocupam larga extensão no território, pois encontram-se representadas nas províncias do Minho e Douro, Trás - os - Montes, das Beiras e do Alentejo. São rochas em grande parte intrusivas nas formações precâmblicas e paleozóicas, muitas vezes discordantes.

Os granitos calco - alcalinos ocupam no País muito maior extensão do que os alcalinos, talvez mais de dois terços da área granítica, predominando sobretudo na região central do território, em particular nas Beiras, região da Covilhã - denominado por granito da Covilhã. Considera-se de facto, que os granitos que a constituem são de origem mais profunda do que os alcalinos. Aceita-se que são provenientes de diferenciação magmática a partir do manto, provavelmente por fusão seca da base da crosta e mistura de materiais, em geral sempre associados. São designados híbridos, de origem basi ou infracrostal, sendo em geral de instalação tardia. Os granitos pertencentes à série calco - alcalina, do ponto de vista

mineralógico contém duas micas em que a biotite predomina, e a textura é frequentemente porfíroide, com megacristais de feldspato potasso - sódicos.

O maciço granítico da Estrela foi fracturado pelas acções últimas da orogenia hercínica. Durante o Mesozóico e o Cenozóico a região manteve-se apenas submetida às acções erosivas de aplanção lenta e só muito mais tarde no Miocénico superior, ou no Pliocénico deve ter-se registado o levantamento da estrutura por efeitos da orogenia alpina e o início da fase de rejuvenescimento do relevo. Os traços da tectónica vigorosa, na estrutura estão reflectidos nas plataformas escalonadas a vários níveis e algumas vertentes talhadas quase abruptamente.

A Cova da Beira considerada de natureza tectónica não oferece, dentro da região cartografada, elementos que a identifiquem como tal. Todavia, esta ausência pode atribuir-se unicamente a efeitos erosivos que mascaram os vestígios, comprometendo deste modo as interpretações que se possam fazer.

Por erosão dos materiais de cobertura ou por movimentos tectónicos deu-se a libertação de tensões residuais directamente relacionadas com o campo de tensões que presidiu à génese e instalação do maciço. A fracturação do maciço pela modificação das condições de confinamento lateral, levou a uma distribuição desigual de tensões residuais ao nível cristalográfico. Os blocos do maciço são disjuntos por um conjunto de fracturas permitindo uma alteração de modo “centrípeto”, com o aumento da superfície exposta às condições de alteração mecânica (fracturação das partículas constituintes e o aumento de microfracturas) e química (alterações da mineralogia da rocha originária). Em ambos os casos a alteração diminui com a profundidade, não sendo linear, pela heterogeneidade macro e micro estrutural do maciço e está fortemente dependente do clima. A alteração cresce nas fronteiras das fissuras da rocha original provocando uma variação mineralógica não só vertical como lateral.

Os efeitos de origem térmica estão associados aos processos de alteração física: as acções de gelo e degelo têm uma importância relevante e a condução térmica medíocre da rocha, desempenhando a coloração dos minerais um papel importante na absorção calorífica. Os minerais escuros (biotite) absorvem mais facilmente o calor que os minerais mais claros (feldspato) originando dilatações diferenciais com a criação de micro - deformações e desagregações.

A pluviosidade está na origem da maioria dos processos de alteração química, nomeadamente a hidrólise. A formação de um solo residual ocorre num sistema aberto, onde os factores de alteração referidos controlam as condições de solubilidade e de lixiviação das substâncias químicas provenientes da decomposição dos minerais principais. A decomposição química do granito leva a que o quartzo mantenha por vezes as partículas algo alteradas por perda de sílica, enquanto que os primeiros a alterar por acção da água são os feldspatos e micas produzindo minerais argilosos. Os feldspatos podem ainda aparecer fracturados, zonados com o centro mais cálcico do que a periferia. A alteração deste granito dá-se pela caulinitização, com a transformação dos feldspatos em caulinite, sericite e moscovite. A biotite apresenta-se geralmente sã, mas em amostras de aspecto ferruginoso está extremamente alterada, em moscovite por descoloração e em clorite.

Do ponto de vista químico a meteorização envolve numa primeira fase a lixiviação de elementos alcalinos, alcalino ferrosos, apresentando baixos teores de K_2O , CaO , Na_2O , MgO , MnO e FeO , ocorrendo posteriormente a lixiviação da sílica (SiO_2), com a acumulação dos sesquióxidos (Fe_2O_3 , Al_2O_3 e TiO_2), com teores mais elevados com o aumento da alteração.

Os maciços escolhidos para o estudo do comportamento de um solo residual granítico da Covilhã, apresentam quase imperceptivelmente o mesmo grau de alteração. No entanto, o maciço de S. António o menos alterado (W_V) e o do campo de futebol da A.D.E. apresenta um grau de alteração mais elevado ($W_{V,VI}$), (classificação dos graus de alteração proposta pelo

I.S.R.M.,1980 e I.A.E.G.,1981). Ao longo dos perfis, a composição mineralógica varia pouco, notando-se no entanto com a aproximação da superfície um aumento gradual da percentagem de argila, ilite e caulinite por vezes associadas à clorite com os minerais primários, como os feldspatos, mais abundantes em profundidade. Os locais em causa estão assinalados no fragmento da Carta Topográfica nº235 (Covilhã), na escala 1/25000, editada pelos Serviços Cartográficos do Exército, como ilustra a Fig. 1.

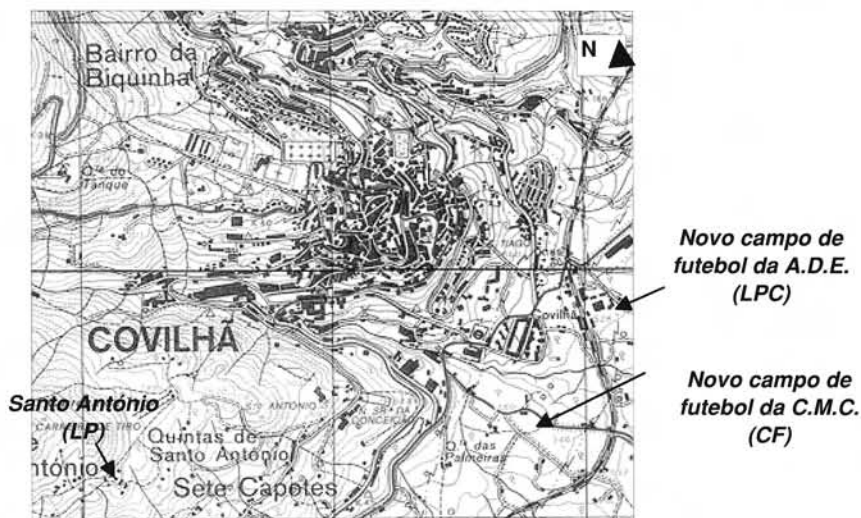


Fig. 1 - Fragmento da Carta Topográfica da Covilhã, escala 1/25000.

Os parâmetros essenciais para descrever o comportamento mecânico de solos residuais são o índice de vazios (diminuindo em profundidade, dependente do grau de alteração da rocha originária) e ligações interparticulares na estrutura. A rigidez e a resistência reduzem-se em consequência do processo de alteração; causa da perda da estruturação, induzindo a cedência, ver Fig. 2. Como se pode observar para os ensaios in situ, DPL, DPSH e CPT a profundidade de alteração estende-se até à profundidade de 6 a 8 metros. O índice de vazios à superfície é de 0,9 decrescendo para 0,6 à profundidade de 4 metros. A resistência é ainda incrementada num solo residual quando a estrutura é cimentada por agentes precipitados, sendo contudo difícil separar os efeitos de uma fluência secundária ou de uma fluência devida à alteração. Usa-se o termo estruturação, por ser este mais abrangente da origem da “cimentação” intergranular, singenético ou pós genético da rocha original.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A alteração da rocha provoca o aumento do índice de vazios, diminuição da resistência e da rigidez. O processo de alteração dá-se com a transformação dos feldspatos em materiais argilosos, havendo normalmente perdas por lixiviação que podem ascender a valores da ordem de 50%. Este processo está ilustrado na Fig 3. Quando o grau de decomposição X_d é superior a 50%, verifica-se uma diminuição do índice de vazios.

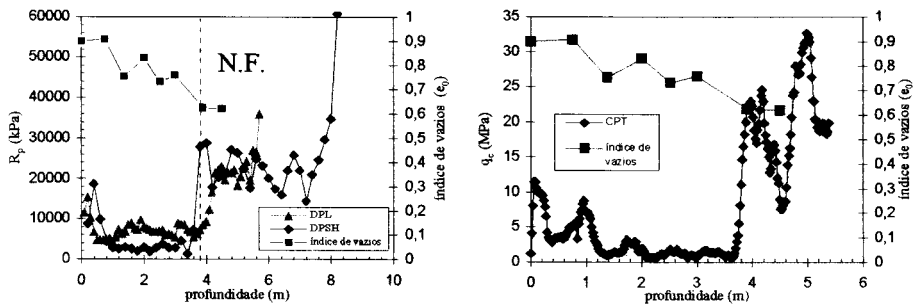


Fig. 2 - Perfil do solo residual granítico do local de amostragem - Campo de futebol da A.D.E., em termos do índice de vazios in-situ e dos ensaios DPL, DPSH e CPT.

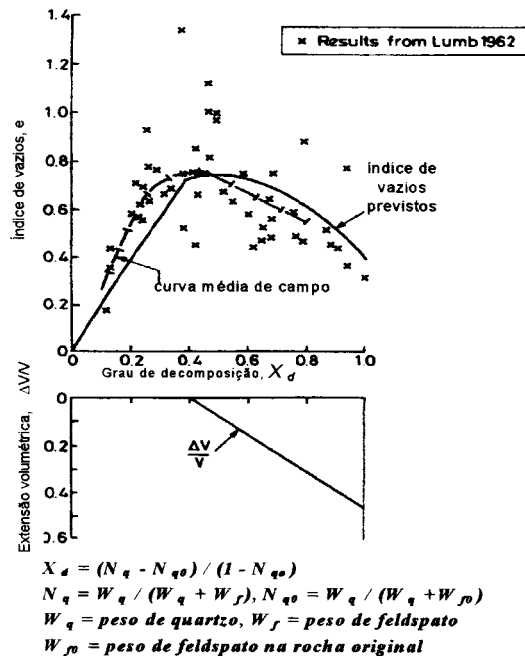


Fig. 3 - Variação de índice de vazios observado e previsível em granito alterado (Vaughan e Kwan, 1984).

Vaughan e Kwan (1984), usaram a teoria da elasticidade isotrópica, assumindo que o processo de alteração é o de enfraquecimento da estrutura, para preverem a alteração progressiva do estado de tensão no solo. Usando a teoria desenvolvida verificaram que uma redução na rigidez de um factor de 100 é o suficiente para que o estado de tensão no solo seja dominado pela gravidade e a influência das tensões iniciais da rocha sejam desprezadas (Fig. 4).

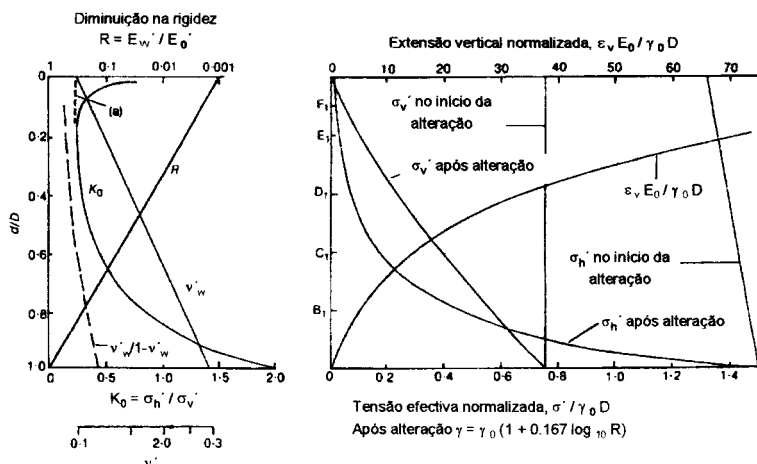


Fig. 4 - Tensões e extensões num perfil alterado de acordo com um grau de erosão (Vaughan e Kwan, 1984).

Assim 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 o qual o comportamento do solo estruturado “intacto” será comparado.

Os solos residuais têm um comportamento mecânico que se afasta do comportamento clássico dos solos sedimentares, argilosos ou granulares, possuindo características similares às rochas brandas, resultantes da estrutura herdada (empacotamento dos cristais, ligações iónicas, forças de Van der Waals...), ou seja a estrutura da rocha original e ainda as “ligações de cimento” interparticulares que se vão modificando no processo de alteração.

O material estruturado pode coexistir a índices de vazios superiores ao do material desestruturado para a mesma tensão efectiva, evidenciando um comportamento meta-estável, com diminuição do volume após o início da cedência das ligações interparticulares com compressibilidades superiores às verificadas no solo não estruturado (Fig. 5). Isto é apenas possível devido às ligações estruturais, e este tipo de comportamento não é apenas característico nos solos residuais mas também de outros solos com as mais variadas origens geológicas, argilas moles, argilas rijas, solos granulares e rochas brandas. As ligações podem ter várias origens, tais como solução e depósito de sílica nos contactos das partículas granulares, ligações a frio nos contactos das partículas sob altas pressões, através da deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica, a partir da neoformação de minerais durante a alteração e pela modificação da camada de absorção e da força de atracção nas partículas de argila.

A cedência das ligações físicas é abrupta, com o consequente comportamento frágil, o qual aumenta com o aumento do índice de vazios e com a resistência do cimento. A este comportamento pode ser ajustado o termo pré-consolidação virtual, quando num ensaio edométrico se dá a partir desse ponto a cedência do cimento estrutural com o consequente incremento da compressibilidade (Wesley, 1994).

Dependendo do estado de tensão e índice de vazios, os solos estruturados podem, existir em três estados: meta-estável, estável contractivo e estável dilatante. As seguintes conclusões podem ser tiradas, (Leroueil e Vaughan, 1990):

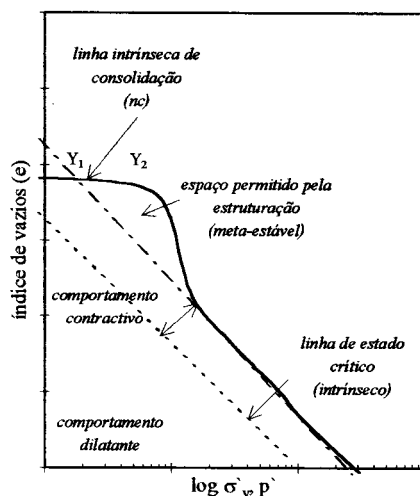


Fig. 5 - Comparação do comportamento de solos cimentados e não cimentados num ensaio edométrico.

- grandes deformações plásticas são improváveis, desde que o solo estruturado exista no espaço permitido pelo mesmo solo desestruturado, independentemente da resistência das ligações estruturais.
- só as ligações estruturais permitem a existência do solo no espaço permitido pela estruturação; o solo apresenta comportamento quase - rígido até a cedência (ponto Y_2 , na Fig. 5) e a posição da cedência depende da resistência das ligações estruturais.
- grandes deformações contractivas ocorrem após a cedência estrutural, as quais são função do índice de vazios e da diferença do índice de vazios entre o ponto Y_2 e a curva intrínseca (desestruturada) de compressão.
- solos na zona permitida pela estruturação com elevados graus de saturação apresentam elevada perda de resistência não drenada e elevada sensibilidade se cortados numa condição não drenada.

Leroueil & Vaughan, 1990, definiram três formas de cedência: de compressão, de corte e de extensão (Fig. 6). A cedência de compressão ocorre abaixo da resistência ao corte de pico devido ao aumento da tensão média e/ou tensão de corte. A cedência por corte ocorre próxima ou na resistência de pico devido à instabilidade da estrutura para reter a energia de expansão acumulada. A cedência pode também ocorrer por tracção.

As ligações estruturais conferem uma intersecção coesiva, c' , na envolvente de rotura mesmo quando o solo é poroso e contrai durante o corte, pelo que esta componente de resistência deve-se às ligações estruturais e não à compacidade do solo. A forma da superfície de cedência poderá estar centrada na linha isotrópica sugerindo que a fábrica e a estrutura dos solos residuais é isotrópica, ao contrário dos solos sedimentares a qual está centrada na linha de consolidação K_0 .

Um outro aspecto relatado por Leroueil e Vaughan (1990) nos materiais estruturados (naturais ou artificiais) quando carregados anisotropicamente em condições K_0 , dentro da superfície de cedência, os valores de K_0 são superiores a $(1-\sin\phi')$. Os valores de K_0 decrescem pós cedência tendendo para $(1-\sin\phi')$ do solo desestruturado, como se ilustra na Fig. 7.

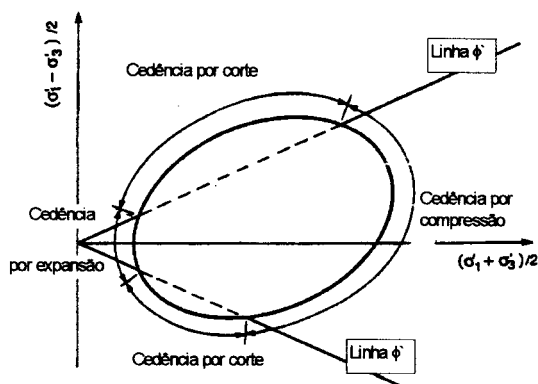


Fig. 6 - Esquema das zonas de cedência de solos estruturados, argilas, rochas muito alteradas e solos residuais (Leroueil e Vaughan, 1990).

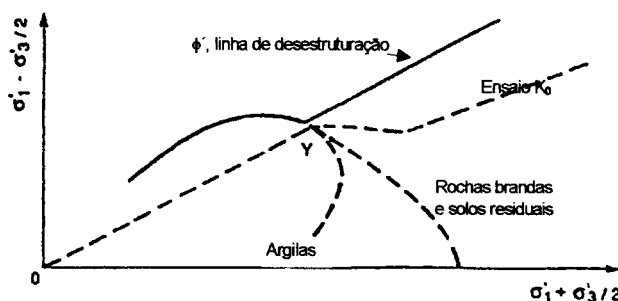


Fig. 7 - Resultados de ensaios K_0 em materiais estruturados (Leroueil e Vaughan, 1990).

A relação tensão-deformação de solos com e sem ligações interparticulares está ilustrada na Fig. 8. Em solos granulares densos sem ligações interparticulares, verifica-se que normalmente a resistência máxima tem lugar no ponto de máxima taxa de expansão, devido à contribuição para a resistência do trabalho produzido na expansão do solo, mas em solos granulares com ligações o pico não coincide com o ponto de máxima taxa de expansão devido à contribuição das ligações estruturais.

Resultados típicos de Sangrey, citados por Maccarini (1987), na observação do ponto de cedência em solos com estruturação, devido à rotura das ligações interparticulares, 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.

Toll e Malandraki (1993) e Malandraki e Toll (1996) identificaram, em solos artificialmente cimentados e estruturados, os pontos de cedência do cimento estrutural a partir de mudanças do módulo tangencial de rigidez (E_{tg}) versus extensão axial num gráfico de escala log-log (Fig. 9), a partir de leituras externas. A primeira perda de rigidez define a "primeira cedência" para solos cimentados, sendo talvez compatível com a condição de cedência definida por Jardine (Y_1), correspondente ao fim da região elástica ou pseudo -

elástica. A posição da cedência generalizada da estrutura que representa o estado do solo residual que perdeu toda a rigidez devido ao colapso do cimento e da estrutura é compatível com a condição de cedência (Y_3), e identificado no modelo de Jardine, em que Y_1 e Y_3 podem coincidir para baixas tensões de consolidação. Um ponto adicional, segundo ponto de cedência foi identificado em solos cimentados artificialmente, entre Y_1 e Y_3 , definido na variação do logaritmo do módulo de elasticidade tangencial com a extensão axial no ponto onde a segunda maior perda de rigidez se inicia, e não coincidente com o modelo de Jardine.

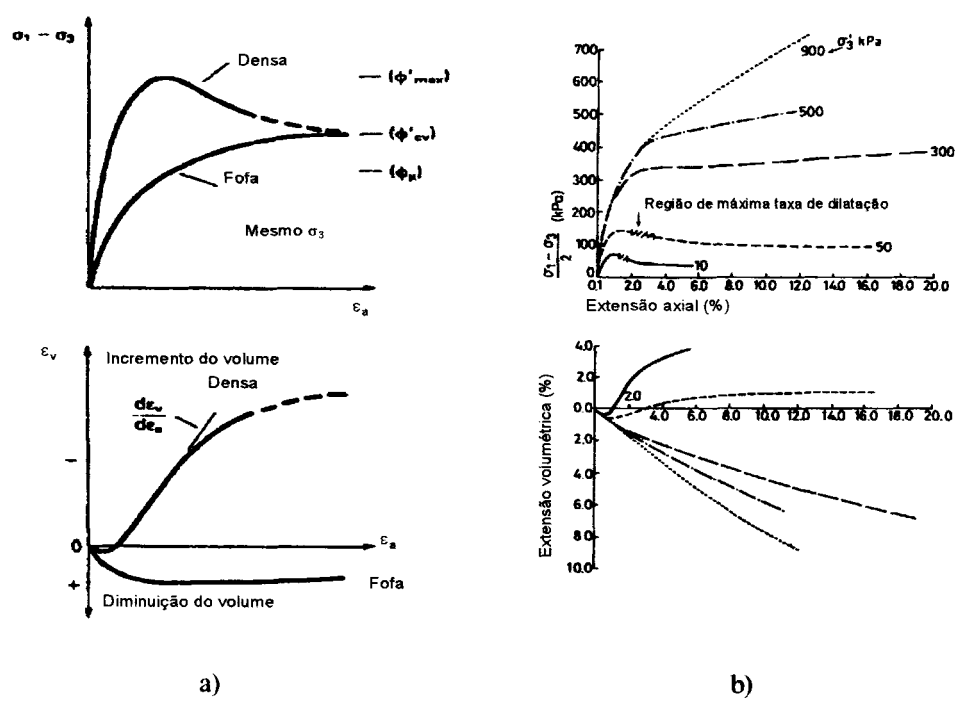


Fig. 8 - a) Ensaios triaxiais em solos granulares sem ligações cimentadas b) ensaios triaxiais drenados em solo artificial cimentado ($e_0=0,7$) (Maccarini, 1987).

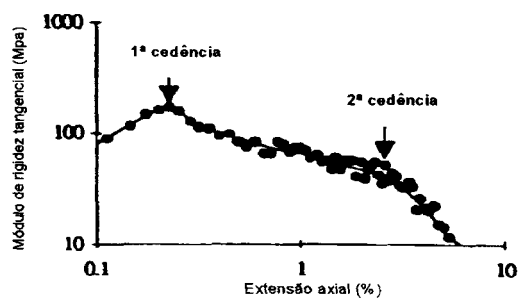


Fig. 9 - Primeiro e segundo ponto de cedência definido pela variação do módulo tangencial de rigidez (Malandraki e Toll, 1996).

Conhecidas as extensões axiais correspondentes aos pontos da primeira cedência, segunda cedência e Y_3 , para os vários ensaios “CIU” e “CID”, a diferentes tensões de consolidação efectiva isotrópica, poder-se-ão definir as superfícies de cedência nos planos de tensões q - p' ou t - s' , sendo notório que as superfícies de cedência para os solos residuais poderão ser elipses centradas sobre a linha isotrópica, indiciando uma estrutura isotrópica.

Os solos residuais encontram-se “in-situ” de um modo geral não saturados ou próximos da saturação e a pressão de água negativa nos poros, designada por sucção matricial ($u_a - u_w$), contribui por vezes para a estabilidade de taludes. Fredlund e Rahardjo (1993), com a possibilidade de quantificar ($u_a - u_w$), propõem a teoria para solos não saturados na forma de uma extensão à teoria da envolvente de Mohr-Coulomb, definindo uma superfície de rotura plana ou curva. Os círculos de Mohr correspondentes às condições de rotura podem ser descritos em gráficos com uma terceira dimensão para ($u_a - u_w$). Existe uma pequena transformação na equação da tensão de corte quando se passa da condição parcialmente saturado para a condição de saturação ideal e a relação dá-se por uma translação e rotação a partir da coesão efectiva, com um incremento na coesão em condições de saturação parcial. Na condição de máxima sucção no solo a inclinação da tensão de corte com a envolvente da sucção matricial (ϕ^b) é igual ao ângulo de resistência ao corte (ϕ'). Gan e Fredlund (1996) definiram a envolvente da tensão de corte versus sucção matricial a partir de ensaios de corte directo em solos graníticos residuais não saturados cujas distribuições granulométricas com percentagem de argila de 5%, são similares aos solos estudados na presente investigação, ver Fig. 10. A resistência de corte versus a envolvente da sucção matricial apresenta uma inclinação inicial de $\phi' = \phi^b = 38^\circ$, começando a inclinação da envolvente a diminuir para valores de sucção matricial acima de valores de 20 a 30 kPa.

A interpretação dos resultados é complicada, mesmo com a medição de ($u_a - u_w$), pela contribuição do efeito do cimento intergranular, a funcionar como uma variável na tensão de corte em solos residuais. A contribuição do cimento na tensão de corte está dependente do grau de perturbação da amostra e tipo de ensaio. Em geral, o efeito do cimento é mais significativo para tensões de consolidação baixas e o seu efeito verifica-se para níveis de extensão baixos.

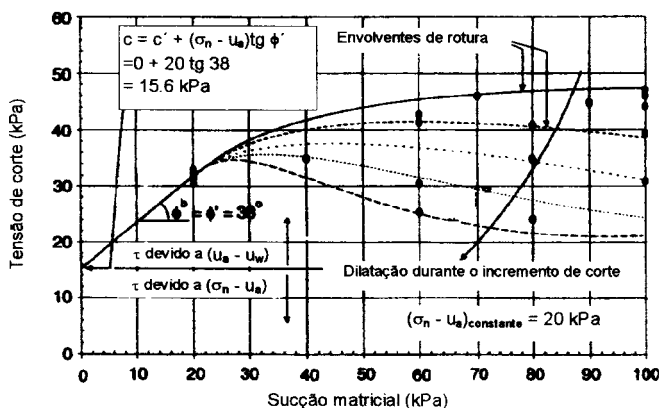


Fig. 10 - Tensão de corte versus envolvente da sucção matricial, para ensaios de corte directo em solo residual granítico, em dois estágios (Gan e Fredlund, 1996).

4 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO

A classificação dos solos residuais graníticos amostrados foi realizada seguindo as Normas Portuguesas e Especificações do L.N.E.C., sendo as amostras representativas dos locais eleitos: campo de futebol da A.D.E., novo campo de futebol da Câmara Municipal da Covilhã e Santo António.

No Quadro 1, apresentam-se os valores típicos dos parâmetros físicos dos solos residuais graníticos amostrados.

Quadro 1 - Valores típicos de parâmetros físicos dos solos amostrados.

γ_s (kN/m ³)	e_0	γ_d (kN/m ³)	S_i	w_i
26,0-26,5	0,618-1,058	13,0-17,0	46,0-84,9	13,1-27,1

O solo residual granítico da Covilhã está longe de apresentar homogeneidade na matriz granulométrica, o que impõe algumas reservas na interpretação de alguns ensaios. A percentagem elevada de feldspatos mais ou menos caulinizados, micas com diferentes graus de alteração, poderão ter influência no processo clássico da análise granulométrica. O processo de destorroamento pode induzir erros de análise por ser difícil ter a noção de se estar ainda na pura separação física dos minerais ou a quebrá-los em partículas mais finas. É difícil individualizar as partículas pelos processos clássicos, pois os produtos de alteração de dimensão argilosa encontram-se agregados em flocos ou grãos que muito dificilmente podem ser desagregados.

As distribuições granulométricas foram determinadas com base nas especificações, E 196 e E 239 do LNEC. O tipo de desfloculante e o tempo de agitação introduz quebras nas partículas mais sensíveis, tais como as micas e os feldspatos, reflectindo-se nas percentagens de argila.

O solo classificado pertence ao grupo SW-SM com cascalho, areia siltosa com cascalho, como se pode observar na Fig. 11. A actividade da argila é baixa indiciando a presença de caulinite. O valor para o limite de liquidez situa-se entre 29% e 34% e o limite de plasticidade entre 26 e 29%, reflectindo a influência da presença de mica e feldspato na retenção de água nos planos internos de clivagem e não a sua plasticidade que é baixa. Os limites de liquidez para as amostras representativas, também obtidas pelo método do cone (Inglês), pelas dificuldades inerentes à estimação visual do fecho do sulco pelo método da concha de Casagrande, revelaram-se consistentes, mas sensivelmente superiores em 5% para todos os ensaios.

A análise microscópica revelou tratar-se de granito calco - alcalino (embora possam aparecer algumas diferenciações de tendência alcalina e granodiorítica) porfiróide, com textura de base hipidiomórfica granular grosseira, de duas micas, predominantemente biotítico, com andaluzite, silimanite e turmalina.

5 - AMOSTRAGEM

O processo de amostragem resulta problemático pela natureza heterogénea e anisotrópica do solo residual, quando se pretendem amostras representativas, pelo que se devem utilizar amostras de elevado diâmetro, ainda pela natureza porfiróide do grão. A análise em pequena escala é dificultada pela heterogeneidade do solo residual granítico, tornado-se importante para a representatividade a dimensão e a intensidade da amostragem, de modo a ter-se um

comportamento global, embora por simplificação se possam considerar a nível microestrutural tais solos homogêneos.

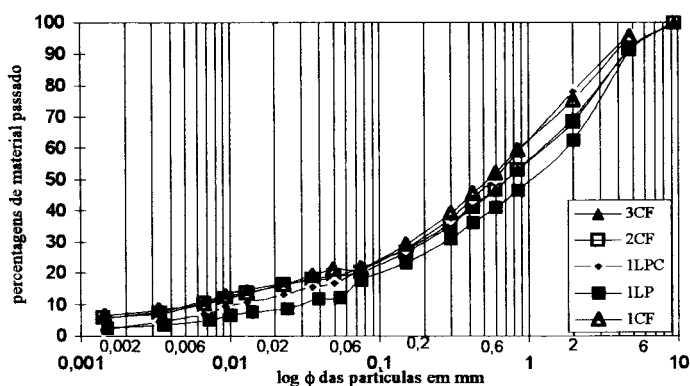


Fig. 11 - Curvas de distribuição granulométrica dos vários locais amostrados.

Não estando em causa na orientação do presente trabalho a representatividade do maciço, procedeu-se à colheita de amostras vizinhas para reduzir potencialmente a macro heterogeneidade em cada local amostrado e obter-se provetes com alguma similaridade física. Recolheram-se amostras desestruturadas ou remexidas, supostamente integrais e amostras indeformadas.

O solo residual granítico utilizado retém a estrutura, devido à existência de alguma coesão na componente resistente, gerada pela fábrica dos cristais cimentados por material existente entre as suas fronteiras. A coesão é drasticamente reduzida se a estrutura cristalina é destruída por distúrbios mecânicos durante a amostragem e de alguma forma se houver amolecimento do cimento intercrystalino e a amostra não for colhida com confinamento. As deformações impostas no processo de amostragem, a indução de solicitações de corte nos processos de extracção podem causar no solo a cedência das ligações intercrystalinas e os resultados aproximarem-se dos de amostras desestruturadas.

A dificuldade de amostragem nestes solos está no facto de os cristais de quartzo permanecerem rígidos, os cristais de feldspato de grande desenvolvimento e minerais do grupo das micas serem plásticos, quando húmidos e quebradiços pelos seus planos, quando secos. Os cristais remanescentes resistem a uma suave escultura da amostra, contudo dado que as ligações entre as partículas são frágeis e a estrutura é relativamente aberta poderá surgir o colapso da estrutura ao tentar-se traçar uma fronteira por corte. A frágil estruturação é passível de ser destruída, tornando-se a técnica de escultura de blocos instável a não ser que sejam lateralmente suportadas e humidificadas uma vez que os testes em laboratório processam-se geralmente numa condição de grau de saturação total.

A influência destes distúrbios foi reduzida usando-se amostragem em blocos, 30x30x30 cm³, retirados por acesso directo, talhados com uma fronteira discreta, limitando o rolamento dos grãos, e lateralmente suportados (Fig. 12). Tal facto foi possível pela cravação estática de extractores com o diâmetro interno do provete a ensaiar, nos blocos após cuidadoso

destorroamento lateral até se conseguir um diâmetro não uniforme perto do diâmetro necessário.

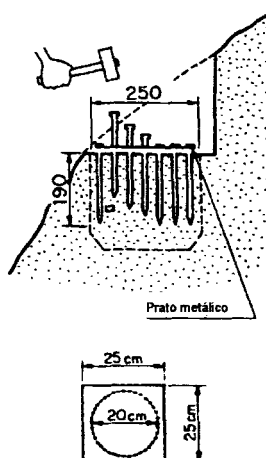


Fig. 12 - Método de amostragem em bloco de fronteira discreta e lateralmente apoiado.

Retiraram-se blocos da base de pequenos taludes com 2 a 4 metros de altura, situados no campo de futebol da A.D.E (amostras com denominação interna de LPC), novo campo de futebol da C.M. da Covilhã (amostras com denominação interna de CF) e junto ao depósito de água de S. António - Carreira de Tiro (amostras com denominação interna de LP) a montante da reitoria da Universidade da Covilhã, transportados imediatamente para o Laboratório de Geotecnia da Universidade da Beira Interior e imediatamente ensaiados à compressão unidimensional e ao corte directo, diminuindo-se a perda de humidade e consequentes incrementos de estados de sucção.

No campo de futebol da A.D.E., e relativamente próximo do local de amostragem em blocos, no topo do talude fez-se amostragem continua, utilizando tubos extractores com diâmetro interno de 100 mm e 65 mm desde a superfície até à profundidade de 3,90 m.

6 -TIPO DE ENSAIOS, METODOLOGIA E EQUIPAMENTO

Foram realizados ensaios edométricos em amostras estruturadas e saturadas, usando-se um amostrador que internamente integra o anel cortante com diâmetro de 63 mm e 20 mm de altura. Realizaram-se ainda ensaios edométricos na condição de imersão total dos provetes, absolutamente desestruturadas e remoldados com teor de água perto do limite de liquidez ($w \approx w_L$), e absolutamente desestruturados e remoldados com teor de água natural ($w \approx w_0$).

Em solos residuais cimentados, as tensões efectivas verticais iniciais deverão ter em conta a tensão de cedência do cimento interparticulares, normalmente baixa. Neste trabalho utilizou-se o incremento inicial de 1,2 kPa e a tensão efectiva vertical máxima de 3067 kPa sendo que o incremento seguinte foi o dobro da tensão que lhe antecedeu, do tipo $\sigma'_{v(\text{incremento})} = 2 \times \sigma'_{v(\text{incremento anterior})}$, por um período de 24 horas.

Fizeram-se ensaios de corte directo em amostras quer intactas quer desestruturadas, sujeitas a consolidação prévia de 12 horas em condições de imersão total e não saturados com

a finalidade de observar-se o efeito da saturação nos parâmetros de resistência e a diferença comportamental devida à estrutura e ligações cimentadas entre partículas.

Os ensaios de corte directo drenados foram consolidados segundo os seguintes incrementos para cada provete com as tensões efectivas verticais de: $\sigma'_v = 53; 123; 226; 434$ e 850 kPa. Após a consolidação primária ter-se concluído procedeu-se ao corte com velocidade constante de $0,6$ mm/min, assegurando-se uma boa drenagem. A caixa de corte utilizada é de secção circular com diâmetro de 60 mm e altura do provete de $33,8$ mm.

Utilizou-se uma câmara triaxial convencional, para provetes estruturados e desestruturados de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. A drenagem é assegurada pela base e topo do provete. Os provetes foram saturados pelo sistema de contrapressão e consolidados isotropicamente e cortados em condições não drenadas (CIU) e drenadas (CID). Utilizaram-se tensões efectivas de consolidação isotrópica para a série de provetes de $\sigma'_c = 50; 100; 200$ e 400 kPa.

7 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

7.1 - Solo desestruturado - comportamento intrínseco

O solo residual granítico foi desagregado com os dedos e remoldado com um teor em água próximo do limite de liquidez num estado fofo e ensaiado no edómetro numa condição axissimétrica com deformação radial nula. Foi assim possível definir a linha de compressão intrínseca, numa condição k_0 , com um índice de compressão, $C_c = 0,26$. Esta linha de compressão intrínseca pode ser definida pela equação:

$$[e = 1,2 - 0,26 \cdot \log \sigma'_v]$$

A linha de estado crítico foi determinada calculando o índice de vazios último, após grandes deformações dos ensaios realizados na caixa de corte directo. Na determinação destes pontos foram utilizados os resultados das amostras remoldadas e “intactas”. A linha dos estados críticos no espaço $(e - \log \sigma'_v)$ e no espaço $(\tau - \sigma'_N)$ está representada na Fig. 13a) e Fig. 13b), respectivamente.

7.2 - Solo estruturado

As amostras “intactas”, utilizadas nos ensaios laboratoriais foram colhidas em blocos ou através de tubos amostradores de 100 mm e 65 mm de diâmetro. Pelas razões referidas anteriormente é de prever que nestas amostras “intactas” a estrutura tenha sido enfraquecida em relação à estrutura original “in-situ”, como resultado do alívio das tensões e da deformação intergranular resultante da cravação do tubo amostrador.

Na Fig. 14a) apresenta-se os resultados de compressão axissimétrica numa condição K_0 . Na mesma figura está representado ainda o comportamento intrínseco do solo. O comportamento do solo estruturado, situa-se à direita da curva de comportamento intrínseco, evidenciando o comportamento meta-estável. Na Fig. 14a) pode-se mesmo observar que há uma tendência para a linearização e $- \log \sigma'_v$ para tensões elevadas (superiores aos $3,1$ MPa atingidos), sustentada pela variação de C_c em função de σ'_v . Nas amostras ensaiadas estruturadas e com diferentes índices de vazios iniciais, o valor de C_c tende para $0,26$, para tensões mais elevadas (Fig. 14b)). Em amostras com índice de vazios iniciais menores o valor

de C_c é convergente só para elevadas tensões, pela quebra das partículas e devido ao grande número de contactos interparticulares, (Lee e Coop, 1995).

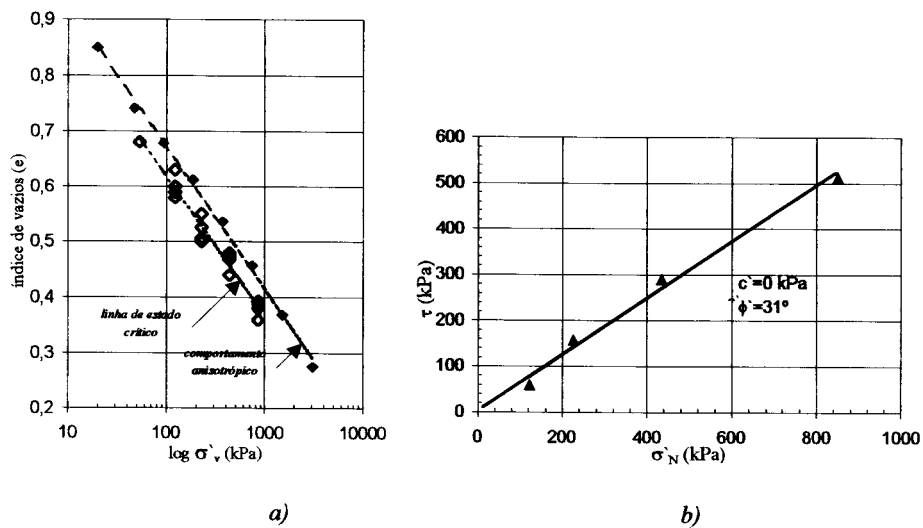


Fig. 13 – Solo residual granítico da Covilhã: a) linha dos estados críticos no espaço ($e - \log \sigma'_v$); b) no espaço ($\tau - \sigma'_N$)

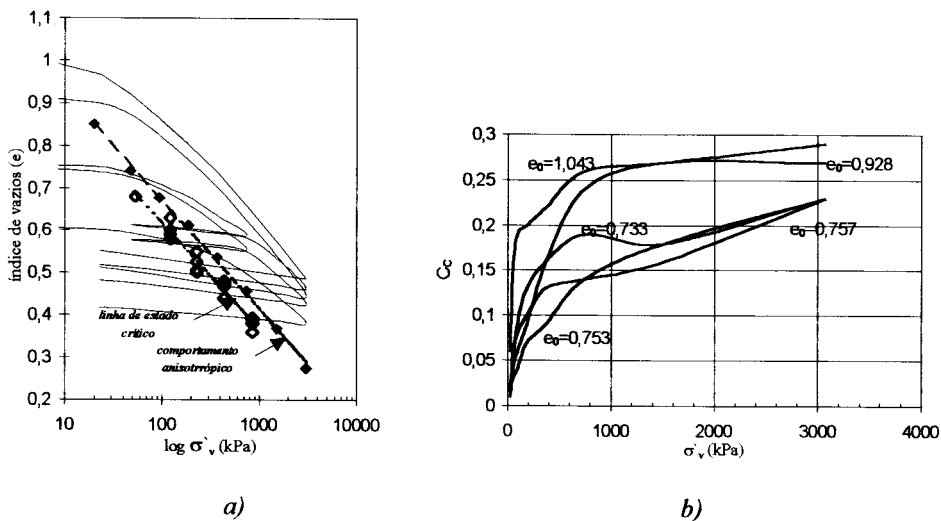


Fig. 14 – Solo residual granítico da Covilhã: a) curvas comparativas de compressibilidade unidimensional no espaço $e - \log \sigma'_v$, para os provetes intactos e destrutturados; b) variação de C_c com o incremento de σ'_v para os provetes estruturados.

Observando as curvas ($e - \log \sigma'_v$) verifica-se uma alteração da inclinação, para os primeiros incrementos de carga, pelo que é possível definir uma tensão de préconsolidação

virtual (σ'_p). Os métodos usados na determinação de σ'_p foram o de Casagrande, o de Pacheco e Silva e o proposto por Sridharan e Abraham (1991).

O método de Casagrande é o menos conservador, sendo em alguns casos consistente com os obtidos pelo método de Pacheco e Silva e noutros afasta-se consideravelmente devido à não constância do valor C_c durante o ensaio, mesmo na zona de comportamento pós cedência (Fig. 14b)), pelo carácter progressivo da desestruturação. O método proposto por Sridharan e Abraham (1991), em que o valor de σ'_p é obtido pela intersecção de duas partes lineares da curva de compressão representada na forma $\log(1+e)$ versus $\log \sigma'_v$, dá valores para σ'_p inferiores aos calculados pelo método de Casagrande. A vantagem deste método está num melhor ajustamento aos pontos iniciais e finais do gráfico, assim como nos pontos de curvatura, evitando-se de alguma forma a variação de C_c para este tipo de solos.

Num conjunto de ensaios em amostras saturadas e com índices de vazios iniciais diferentes, podendo indiciar diferentes estágios de alteração, verifica-se uma dependência da tensão de préconsolidação do índice de vazios inicial, ver Fig. 15. Para índices de vazios que variavam 0,624 e 0,753 os valores de σ'_p (método de Sridharan e Abraham) variaram entre 130 e 290 kPa e para índices de vazios entre 0,899 e 1,058, os valores de σ'_p variam entre 65 e 125 kPa.

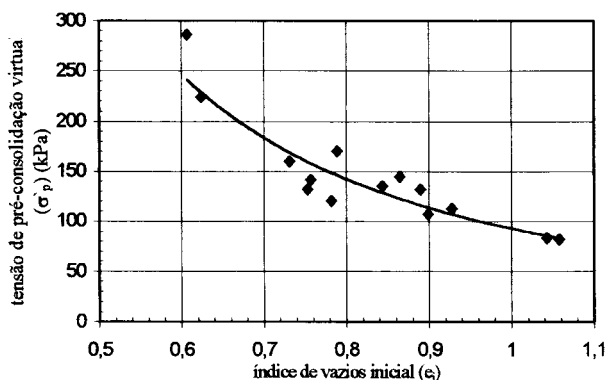
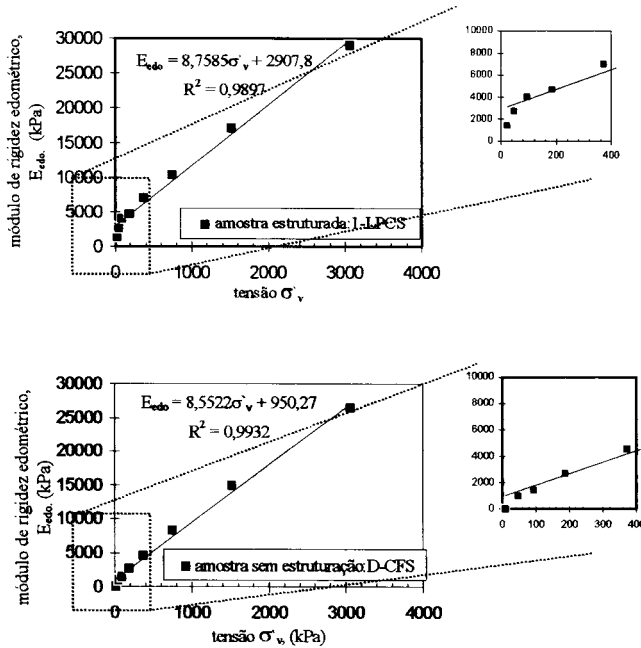


Fig. 15 - Variação da tensão de pré consolidação virtual (σ'_p) com o índice de vazios inicial (e_i), para amostras com estruturação.

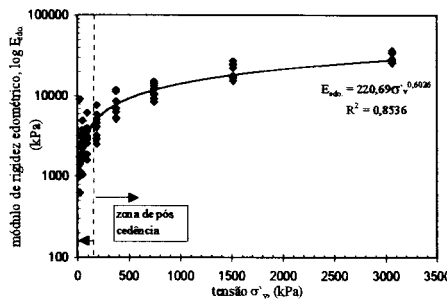
Na Fig. 16a) representa-se a variação módulo de rigidez edométrico ($E_{edo}=1/m_v$) com a tensão efectiva. Verifica-se um aumento rápido do valor E_{edo} , mostrando a partir de um determinado valor da tensão efectiva um aumento linear e tanto melhor é o ajustamento inicial quanto mais desestruturado for o provete. Esta variação do módulo de rigidez edométrico pode ser usada para determinar a tensão de cedência do cimento. Na Fig. 16b) está representada a variação do logaritmo do módulo de rigidez edométrico ($\log E_{edo}$), com a tensão efectiva vertical para todas as amostras estruturadas ensaiadas, da qual se pode estimar a tensão média de cedência das ligações estruturais da ordem de 130 kPa.

Nos solos residuais o valor do coeficiente de Poisson (ν') pode variar entre 0 e 0,33, pelo que o valor do módulo de rigidez axial (E_a) é da ordem dos valores do E_{edo} . Devido à reduzida altura da amostra, erros como o contacto deficiente entre as pedras porosas e a amostra e erros de estratificação são significativos para as cargas iniciais reduzidas.

Na Fig. 17 estão representadas as curvas de tensão - deformação, função da distorção ou deformação axial. Para tensões de consolidação baixas, inferiores à tensão de cedência, verifica-se que o pico na curva tensão deformação não se observa para a máxima taxa de deformação, como resultado da participação na resistência do cimento intergranular ou estruturação. A dilatância é superior no corte de provetes estruturados (Fig. 17 b) e c)) do que nos provetes remoldados (Fig. 17 a)), sendo notória a expansibilidade do provete estruturado após se ter atingido a tensão máxima de corte, nos provetes consolidados a uma tensão inferior à tensão de cedência.



a)



b)

Fig. 16 – Ensaio de compressão unidimensional saturados: a) variação de $E_{edo}=1/m_v$ com a tensão efectiva vertical (σ'_v) das amostras com estruturação (1-LPCS) e sem estruturação (D-CFS); b) variação do $\log_{10} E_{edo}$ com a σ'_v de amostras estruturadas.

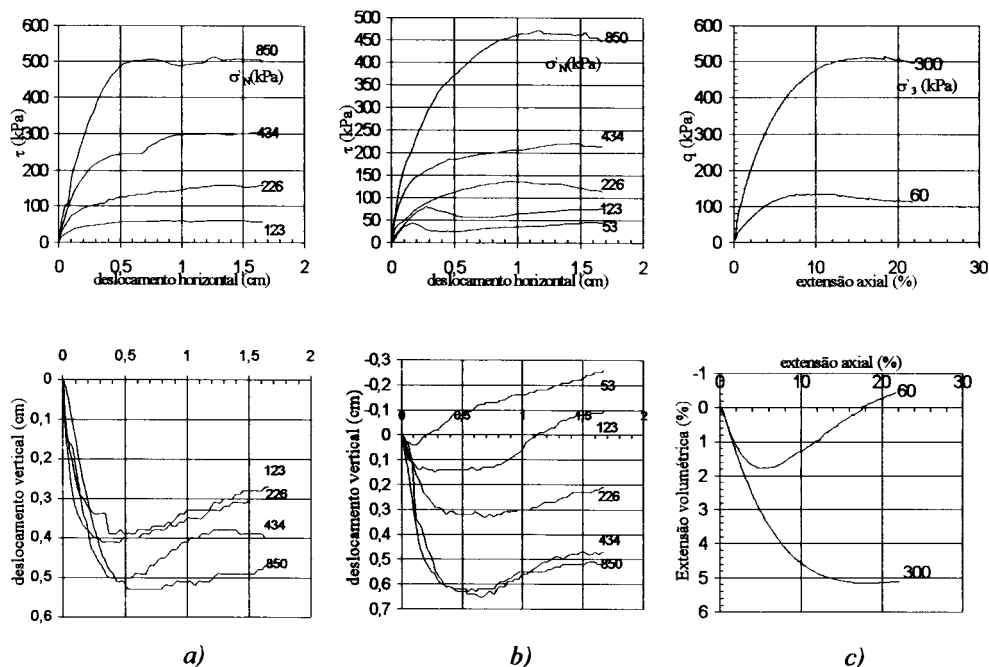


Fig. 17 – Solo residual granítico da Covilhã: a) ensaios de corte directo em amostra desestruturada (γ_d médio = 16 kN/m³); b) ensaios de corte directo em amostra estruturadas (γ_d médio = 16 kN/m³); c) ensaio “CID” em amostra estruturadas.

Com o solo remoldado foi definida a linha dos estados críticos, tendo uma coesão $c' = 0$ e um ângulo de resistência ao corte $\phi' = 31^\circ$ (Fig. 18 b)). Ainda nesta figura observa-se a envolvente de rotura da forma de um bisegmento composto por um segmento curvilíneo para tensões de consolidação inferiores à tensão de cedência (σ'_p), seguido para tensões superiores por um ajustamento linear. A tensão normal que delimita o segmento curvilíneo (definida zona dilatante) do linear denominou-se “tensão normal crítica” (Gan e Fredlund, 1996). Para as amostras estruturadas obteve-se em média uma coesão $c' = 10$ kPa e um ângulo de resistência ao corte $\phi' = 29^\circ$, em ensaios triaxiais (Fig. 18 a)). As amostras estruturadas revelam uma resistência de pico superior à tensão de cedência generalizada da estrutura.

A influência do grau de saturação na resistência ao corte foi estudada, ensaiando amostras parcialmente saturadas com um teor em água próximo do natural. O efeito de sucção, que não foi medido, traduziu-se num aumento da componente coesiva de cerca de 15 kPa. A Fig. 10 mostra o efeito da sucção na resistência ao corte. A sucção aumenta a componente coesiva proporcionalmente ao valor da sucção tendo como constante de proporcionalidade a tangente do ângulo de resistência ao corte até valores da sucção da ordem de 20 kPa. Este efeito decresce para valores de sucção superiores a 20 kPa. Assim assumindo uma sucção ($u_a - u_w$) de 25 kPa o incremento da coesão devido à sucção é de $c' = (u_a - u_w) \tan \phi'$, donde se obtém $c' = 25 \cdot \tan 31^\circ \cong 15$ kPa.

A Fig. 19 b), apresenta os caminhos de tensões para o solo residual granítico estruturado da Covilhã, normalizados em relação à tensão crítica p'_{cs} . A tensão crítica p'_{cs} é a tensão efectiva octaédrica para a situação de resistência a volume constante ou última. Para o caso de

um ensaio de corte triaxial não drenado será a condição em que a variação de pressão de água nos poros é nula. Na Fig. 19 a) esta situação está assinalada por u_{cs} .

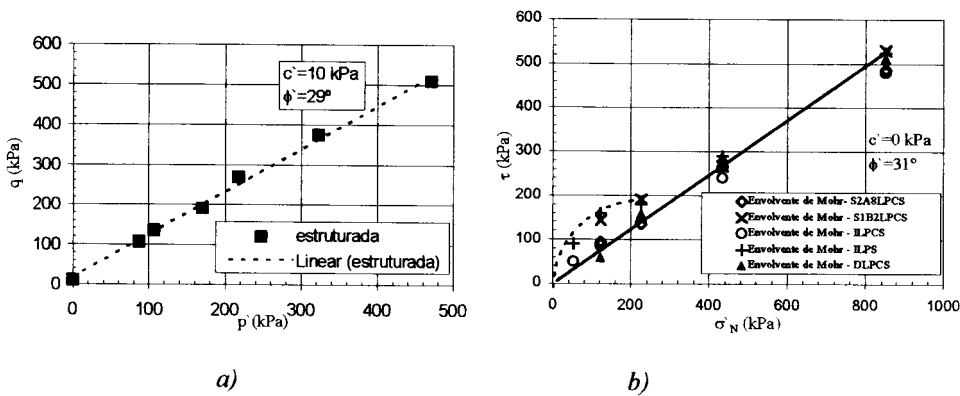


Fig. 18 - Zona de comportamento dilatante e zona de comportamento compressivo (Gan e Fredlund, 1996): a) resultados de ensaios triaxiais em materiais estruturados do solo residual granítico da Covilhã; b) resultados de resistência dos ensaios de corte directo em amostras com estruturação e remoldado (DLPCS).

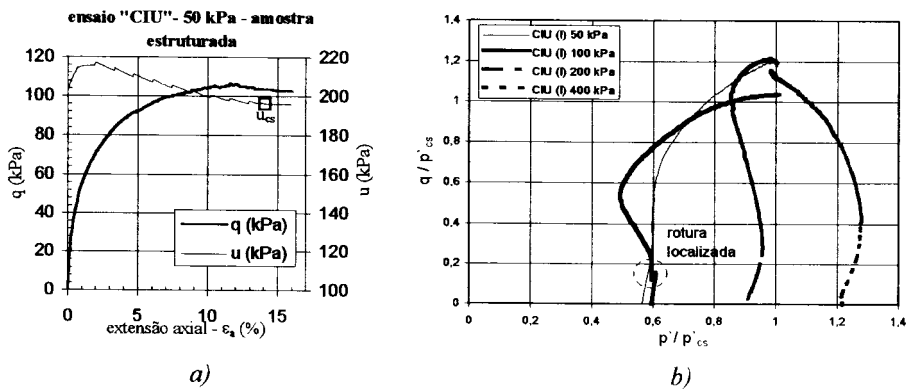


Fig. 19 – Solo residual granítico da Covilhã: a) conhecimento do estado crítico de um ensaio de corte não drenado; b) caminhos de tensões normalizados para o solo residual granítico da Covilhã.

Em amostras com a estrutura preservada o comportamento durante o corte depende se se atingiu a cedência durante a consolidação. Para tensões efectivas de consolidação isotrópica (p'_0) inferiores a 200 kPa, (p'_0/p'_{cs}) é inferior a 1, revelando alguma reserva estrutural.

O Quadro 2 sintetiza na série de ensaios triaxiais não drenados realizados, os índices de vazios iniciais e de fim de consolidação observados e os diferentes valores de p'_{cs} .

Verifica-se uma diminuição da evidência da rotura frágil à medida que aumenta a tensão efectiva de confinamento, notando-se uma ligeira tendência para os valores da razão (σ'_1/σ'_3) serem mais elevados para tensões de confinamento efectivas mais baixas. Assim nos ensaios

“CIU”, para $\sigma'_c=50$ kPa, temos $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{pico}=3,27$ e valores mais baixos para tensões de confinamento mais elevadas (para $\sigma'_c=400$, temos $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{pico}=2,93$). Saliente-se que no aumento para $\sigma'_c=50$ kPa e $\sigma'_c=100$ kPa as curvas são praticamente coincidentes para pequenas deformações. Nos ensaios “CID” para $\sigma'_c=60$ kPa, tem-se $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{pico}=3,25$ e para tensões de confinamento mais elevadas, $\sigma'_c=300$ kPa, vem $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{pico}=2,71$, sintoma de maior reserva estrutural para os níveis de tensão mais baixos, com alguma evidência de rotura de pico para valores normalizados. Contudo as curvas normalizadas parecem tender para $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{último}} = 2,5$ donde se obtém $\phi'_{\text{último}} = 25^\circ$ e $c' = 0$ kPa. Este comportamento indica uma contribuição estrutural para a resistência ao corte para tensões de consolidação inferiores à de cedência, (Fig. 20).

Quadro 2 - Índice de vazios iniciais e de fim de consolidação e valores de p'_{cs} para as diferentes séries de ensaios de corte triaxiais não drenados.

Série	Referência	σ'_c (kPa)	e_0	$e_{f.cons.}$	p'_{cs} (kPa)
CIU (amostra-LPC - intacta)	Corte 1	50	0,668	0,604	87,91
	Corte 2	100	0,683	0,526	168,93
	Corte 3	200	0,818	0,654	221,65
	Corte 4	400	0,877	0,628	327,33

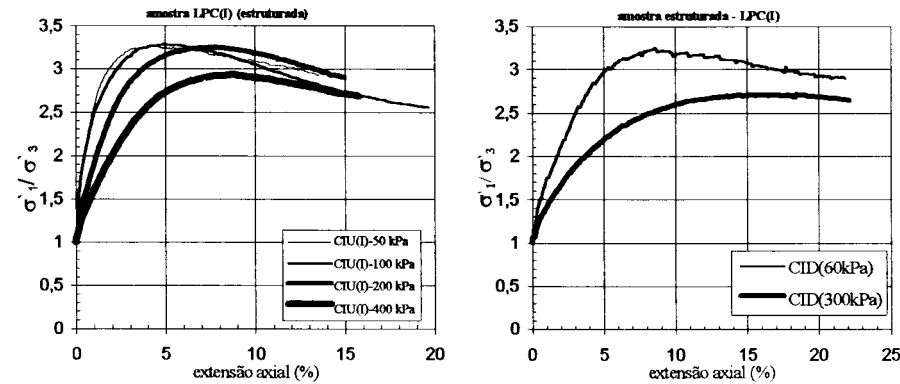


Fig. 20 - Variação de σ'_1/σ'_3 com a extensão axial para as diferentes tensões de consolidação efectiva, para ensaios "CID" e "CIU" em amostras com estruturação.

Na Fig. 21, representa-se de forma esquemática as várias superfícies de cedência identificadas por Jardine , (1992). As superfícies Y_1 e Y_2 são cinemáticas. A superfície de cedência Y_1 representa o limite da região em que o comportamento é predominantemente linear elástico, embora possa não satisfazer a condição de independência da velocidade de deformação, pelo que normalmente se denomina o comportamento como quase-elástico. Considera-se que um número significativo de contactos inter-partículas inicia a cedência local, devido à concentração de tensões normais no momento em que a superfície de cedência Y_1 é mobilizada, implicando alguma dissipação de energia, sendo as deformações plásticas relativamente pequenas. Deformações plásticas significativas são retardadas até o caminho das tensões atravessar a superfície de cedência Y_2 , na qual um número significativo de pontos

de contacto entre partículas inicia a rotura por corte, implicando o movimento relativo entre partículas. As deformações plásticas verificadas neste ponto podem provocar uma alteração significativa da direcção do vector do incremento das deformações. Uma característica adicional da envolvente Y_2 é a que define o limiar a partir do qual a carga cíclica drenada e não drenada começa a influenciar significativamente o comportamento do solo. Verifica-se um aumento abrupto: na razão entre a deformação plástica e elástica; na taxa de fluência observada sob tensão constante; na dissipação de energia em ciclos de carga; na taxa de geração de pressão nos poros em ciclos não drenados de carga. As deformações desenvolvidas pelo caminho de tensões na direcção da superfície Y_3 , a componente plástica torna-se cada vez mais predominante sendo controlada pelo tempo.

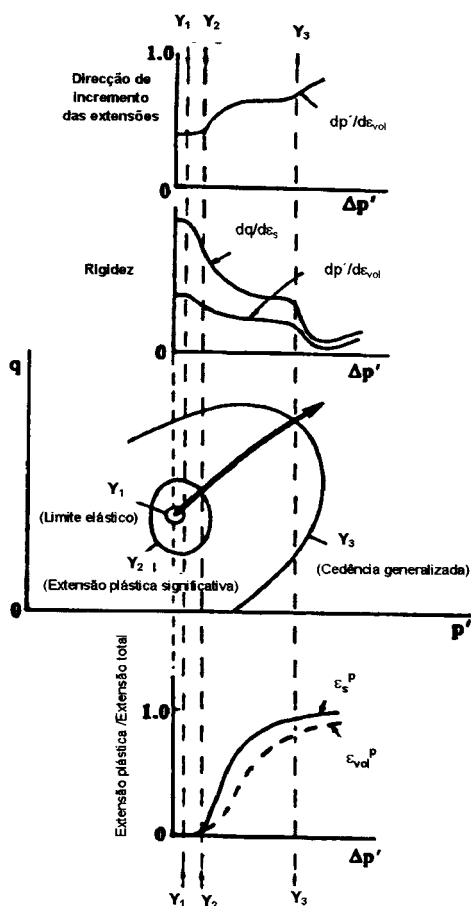


Fig. 21 - Representação esquemática das várias superfícies de cedência identificadas por Jardine (1992).

Na Fig. 22, está representada a relação tensão deformação para uma amostra intacta rija de argila ($w_n=45$; $w_p=36$; $IP=56$) e outra da mesma argila reconstituída a partir de um teor em

água elevado de 184% (duas vezes o limite de liquidez), e consolidada unidimensionalmente até uma tensão vertical $\sigma'_v = 6,9 \text{ kgf/cm}^2$. A amostra intacta verificou deformações muito pequenas durante a reconsolidação e um valor E_0 semelhante ao valor de campo E_c , sugerindo uma perturbação muito pequena da amostra. Apesar do índice de vazios da amostra reconstituída ser muito inferior esta apresentou valores de rigidez inicial, de rigidez pré-pico e de resistência ao corte máxima muito inferiores aos da amostra intacta. A Fig. 22 c), representa o caminho de tensões de uma forma normalizada (q/p'_e) e (p'/p'_e) fazendo assim a comparação para o mesmo índice de vazios. A tensão p'_e é a tensão normal octaédrica na linha de consolidação intrínseca (normalmente consolidada) para um determinado índice de vazios ($v = N - \lambda \cdot \ln(p'_e)$, $v = 1 + e$ e N é o valor de v para $p'_e = 1,0$). A diferença é o resultado da estruturação e ligações inter partículas adquiridas com o tempo, mesmo em depósitos recentes (Smith e *al*, 1992) e da cimentação inter partículas existente em solos residuais e rochas brandas (Vaughan e *al*, 1988). Como se pode observar nas Figs 22 e) e 22 f), o comportamento é aproximadamente linear elástico até deformações axiais da ordem de 0,001%, verificando-se seguidamente uma degradação da rigidez de forma bastante pronunciada.

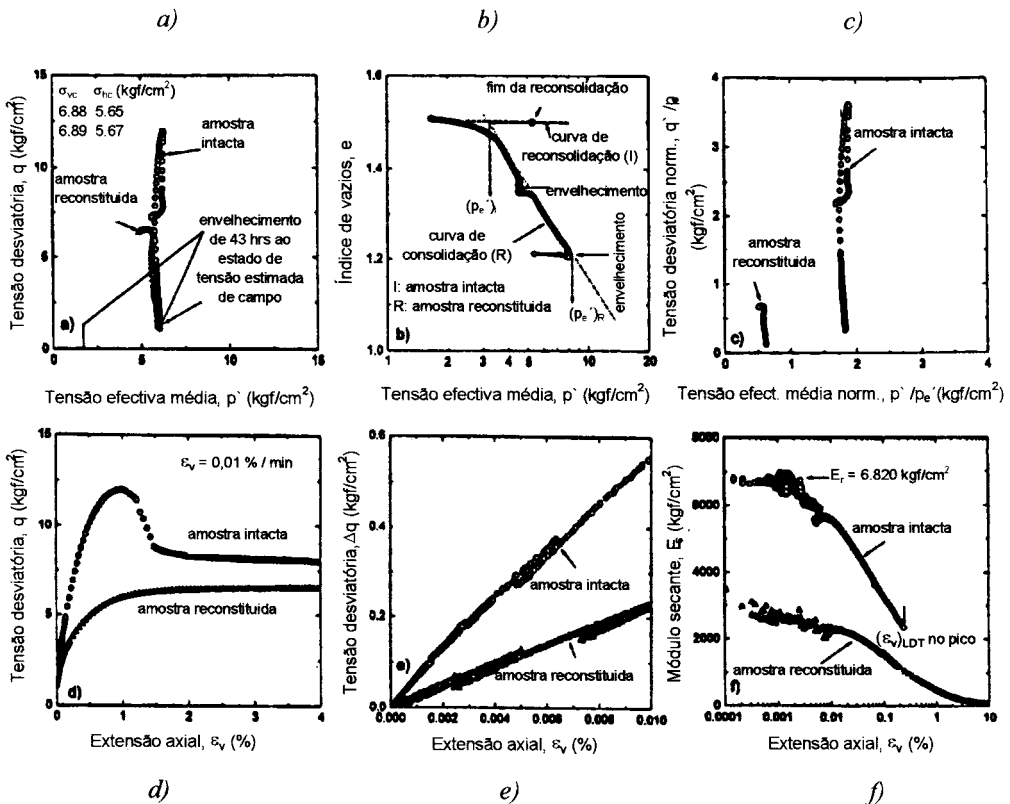


Fig. 22 - Relação tensão deformação para uma amostra intacta rija de argila ($w_n=45$; $w_p=36$; $IP=56$) e outra da mesma argila reconstituída com $w=2 \cdot w_L=184,5$ % (Jardine, 1992): a) caminho de tensões; b) relações p' e e durante a consolidação; c) caminhos de tensões não drenados, normalizados pela tensão equivalente, p'_e ; d) curvas tensão deformação; e) comportamento tensão deformação para pequenas extensões; f) relação E_{sec} e $\log \epsilon_v$.

Nos ensaios descritos neste trabalho em amostras intactas não foram utilizadas medições internas das deformações pelo que não foi possível obter informação do comportamento tensão-deformação para pequenas deformações e as técnicas de amostragem não foram as mais adequadas, sendo assim de prever perturbações significativas da amostra. Foram no entanto detectadas duas superfícies de cedência que estão representadas na Fig. 23. A cedência do cimento estrutural é contabilizada com a mudança da rigidez numa representação do logaritmo da rigidez tangencial [$\log(E_t)$] função do logaritmo da extensão axial [$\log(\epsilon_a)$]. Os provetes sujeitos a ensaios triaxiais CIU (consolidação isotrópica corte não drenado) e CID (consolidação isotrópica corte drenado), têm uma primeira descontinuidade na rigidez para extensões da ordem de 0,60% e uma segunda descontinuidade com um decréscimo abrupto da rigidez para extensões da ordem de 3%, ver Fig. 23. Assim definiram-se duas superfícies de cedência, que estão representadas na Fig. 24. A primeira superfície de cedência poderá considerar-se como o estado de tensão para o qual se verifica o rompimento do cimento estrutural por corte devido ao movimento relativo entre as partículas e a segunda superfície de cedência indicará deformações estritamente plásticas. O solo residual granítico da Covilhã, que mantém a estruturação à semelhança das rochas brandas, as superfícies de cedência aparecem mais ou menos centradas no eixo isotrópico, ao contrário dos solos sedimentares cujas superfícies de cedência se apresentam centradas em relação ao eixo de consolidação K_0 .

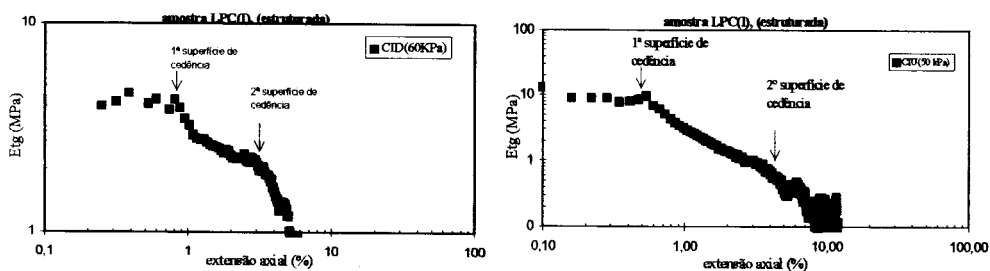


Fig. 23 - Variação do logaritmo do módulo de deformabilidade tangente com o logaritmo da extensão axial dos testes "CID"- 60 kPa e "CIU"- 50 kPa.

A partir dos resultados apresentados pode-se concluir o conceito de cedência com o fim do comportamento elástico, o solo mantém a estrutura enquanto a cimentação intergranular em relação às forças de compressão ou extensão não ultrapassam a tensão de rotura do cimento. Em ensaio de consolidação isotrópica realizado tem-se a tensão de cedência de $p' = 70$ kPa. O valor esperado em consolidação unidimensional será, considerando o limite superior da superfície de cedência do cimento estrutural que corresponde às coordenadas no plano (p' - q), $q = (\sigma_1 - \sigma_3) = 40$ kPa e $p' = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3) = 70$ kPa. O valor calculado, $\sigma'_1 = 100$ kPa, é consistente com a tensão de préconsolidação virtual obtido nos ensaios edométricos para este local ($\sigma'_p = 131$ kPa). A diferença de valores deve-se à heterogeneidade própria neste material de provete para provete aliada à diferença do ensaio (compressão unidimensional e compressão isotrópica).

8 - CONCLUSÕES

Foi possível efectuar uma investigação do comportamento mecânico do solo residual granítico da Covilhã, em três locais de amostragem, tendo-se efectuado ensaios de campo com o “DPL”, “DPSH”, “CPT” e feita a colheita de amostras deformadas e indeformadas, com as quais se efectuaram ensaios laboratoriais de identificação, caracterização, edométricos, caixas de corte directo e triaxiais.

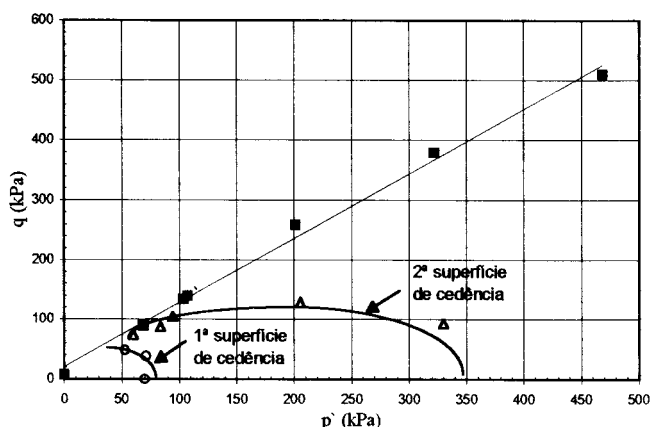


Fig. 24 - Superfícies de cedência, amostra de solo residual granítico com estruturação.

Com os ensaios edométricos, de caixa de corte directo e triaxiais foi possível definir o comportamento intrínseco do solo, representado na Fig. 13.

O solo estruturado apresenta as curvas de compressibilidade à direita da linha definida de comportamento normalmente consolidado (zona metaestável). A tensão de préconsolidação virtual é função do índice de vazios inicial, provavelmente por uma maior densidade espacial do cimento entre os cristais remanescentes e grau de alteração.

A variação de volume e a resistência ao corte são influenciadas pela estrutura herdada e pelas ligações cimentadas intergranulares. A evolução das curvas σ'_1/σ'_3 é influenciada pela estruturação (Fig. 20), assim como a envolvente de rotura (Fig. 24).

As curvas de cedência, projecção das superfícies de cedência no plano p' - q , dependem grandemente da resistência do cimento intergranular e do caminho de tensões seguido, enquanto o estado crítico depende do índice de vazios, dos diâmetros das partículas e da sua forma. As superfícies de cedência definidas são elipses centradas no eixo isotrópico, típico nestes materiais.

Os efeitos da desestruturação são independentes do modo como se atinge a cedência, por compressão, corte ou expansão e os efeitos são similares: ao decrescimento da rigidez, decrescimento do pico de resistência, interligado ao decrescimento da tensão de préconsolidação virtual com decrescimento da compressibilidade.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a colaboração prestada pela Universidade da Beira Interior, pela disponibilidade do equipamento "PAGANI TG 63 100" e os laboratórios para realização de alguns ensaios. Os autores estão também bastante gratos pela colaboração do Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes, envolvido na coorientação da tese de Mestrado de Luís Pais.

Esta investigação foi feita no âmbito do "Centro de Investigação de Engenharia Civil" do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e apoiada pela JNICT através do Projecto de Investigação nº PRAXIS /2/2.1/CEG/42/94.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cheung, C. K.; Greenway, D. R. e Massey, J. B. *Direct shear testing of a completely decomposed granite*. Geomechanics in Tropical Soils, Proc. 2º Int. Conf., Vol. 1, pp. 109-118, Singapore, 1988.
- Coop, M. R.; Atkinson, J. H. e Taylor, R. N. *Strength and stiffness of structured and unstructured soils*. DGF - Bulletin 11, Proc. XI ECSMFE, Vol. 3, pp. 1.55-1.61, Copenhagen, 1995.
- Gan, Julian K. M. e Fredlund, D. G. *Shear strength characteristics of two saprolitic soils*. Can. Geotech. J. 33, pp. 595-609, Canada, 1996.
- Irfan, T. Y. *Fabric variability and index testing of a granitic saprolite*. Geomechanics in tropical soils, Proc. 2º Int. Conf on Geomechanics in Tropical Soils, Vol. 1, pp.25-35, Singapore, 1988.
- Jardine, R. J. *Some observations on the kinematic nature of the soil stiffness*. Soil and Foundation, Vol. 32, Nº 2, pp. 111-124, 1992.
- Lee, I. K. e Coop, M. R. *The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil*. Géotechnique, Vol. 45, Nº1, pp. 117-130, 1995.
- Leroueil, S. e Vaughan, P.R. *The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks*. Géotechnique 40, Nº3, pp. 467-488, 1990.
- Maccarini, M. *Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil*. Ph D Thesis, Imperial College of Science and Technology, London, 1987.
- Malandraki, V. e Toll, D. G. *The definition of yield for bonded materials*. Geotechnical and Geological Engineering, Nº 14, PP. 67-82, 1996.
- Smith, P. R.; Jardine, R. J. e Hight, D. W. *On the yielding of Bothkennar clay*. Geotechnique, 42, Nº 2, pp. 257-274, 1992.
- Toll, D. G. e Malandraki, V. *Triaxial testing of a weakly bonded soil*. Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Anagnostopoulos e al. (eds), Balkema, pp. 817-823, Rotterdam, 1993.
- Toll, D. G. e Malandraki, V. *Yielding of a weakly bonded artificial soil*. Pre - failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi e Miura (eds), Balkema, Rotterdam, 1994.
- Vaughan, P. R. *Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil*. Proc. 2º Int. Conf. Geomechanics in Tropical soils, Vol. 2, Rotterdam, Balkema, pp. 468-487, Singapore, 1988.

- Vaughan, P. R. e Kwan, C. W. *Weathering, structure and in situ stress in residual soils*. Géotechnique 34, N° 1, pp. 43-59, 1984.
- Vaughan, P. R.; Maccarini, M. e Mokhtar, S. M. *Indexing the engineering properties of residual soil*. Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 21, pp. 69-84, London, 1988.
- Wesley, L. D. *The use of consolidometer tests to estimate settlement in residual soils*. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 2, pp. 929-934, India, 1994.