

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO RESIDUAL GRANÍTICO - REGIÃO DA COVILHÃ.

MECHANICAL BEHAVIOUR OF A GRANITIC RESIDUAL SOIL-FROM COVILHÃ AREA.

Lemos, Luís J. Leal (*)

Gomes, Luís Manuel Ferreira (**)

Pais, Luís J. Andrade (***)

()Professor Associado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.*

*(**)Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior.*

*(***)Mestrando em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica de Solos e Rochas, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Assistente do 2º Triénio no Instituto Politécnico da Guarda.*

RESUMO- Pretende-se fazer uma caracterização mecânica do comportamento de um solo residual granítico, tendo como parâmetros importantes na descrição destes solos a porosidade in-situ (resultado do processo de alteração) e os laços de cimentação (bonding) ainda existente na estrutura do solo.

A caracterização mecânica foi efectuada com amostras intactas e destruídas, através de ensaios laboratoriais e de campo a fim de determinar as características de deformabilidade e de resistência, paralelamente a estes realizaram-se ensaios de classificação.

ABSTRACT- It is presented a characterization of the mechanical behaviour of a granitic residual soil, its behaviour is correlated with the in-situ porosity, bonding and fabric.

The mechanical characterization was carried out in intact and disturbed samples, using field and laboratory tests in order to find the shear resistance and deformation soil parameters, and a series of classification tests, were as well carried out.

1.-INTRODUÇÃO

Apresenta-se alguma informação acerca do comportamento de um solo residual granítico da cidade da Covilhã em termos de compressibilidade e resistência. A zona em causa está representada pelo mapa Geológico, na escala 1/50000 20-B, (Covilhã), editado pelo Instituto Geográfico e Cadastral e pela Carta Topográfica nº 235 (Covilhã), na escala 1/25000, editados pelos Serviços Cartográficos do Exército.

Na região predomina granito porfíroide de grão grosseiro, nalguns casos a muito grosseiro, de duas micas, predominantemente biotítico, em que os megacristais de feldespato podem apresentar algum desenvolvimento. Poderá haver impregnações de ferro, por efeitos tectónicos que facilitaram a circulação de soluções hidrotermais responsáveis pela alteração dos feldspatos e micas assim como evidentes indícios de esmagamento da rocha segundo Dr J. Ávila Martins.

A alteração deste granito dá-se pela caulínização a qual dá um aspecto ferroso, com a transformação dos feldspatos em caulinite e sericite mas também em moscovite. O quartzo está às vezes fracturado e recristalizado. A biotite de cor castanha escura, exsuda em geral grandes quantidades de minerais negros de ferro, podendo alterar-se em moscovite e em clorite, verificando-se pesos específicos dos grãos nestes solos residuais a variar entre 26,0 e 26,5 KN/m³. A alteração química e física do granito da Covilhã origina o solo residual granítico, conservando-se normalmente a estrutura da rocha originária dependendo do grau de alteração sofrido.

São considerados parâmetros essenciais para descrever estes solos em termos mecânicos, a porosidade resultante do grau de alteração e o cimento dominante na estrutura (Vaughan e Kwan, 1983), ao qual se ajusta o termo pré-consolidação virtual (Vargas, 1953), quando num ensaio de compressibilidade se dá a partir desse ponto a cedência do cimento estrutural com o consequente incremento da compressibilidade (Wesley, 1994).

A ideia que a coêrencia de um solo residual está relacionada com as forças cimentícias entre partículas em agregados e aglomerados já não é nova. Ingles (1962) e Bishop (1971) definiam ainda que os solos coesivos eram aqueles que desencadeavam forças interpartículas ou por ligações cimentícias que desempenham uma significativa contribuição para o comportamento mecânico do solo, sendo que nos solos residuais as ligações não se devem a forças interpartículas mas a ligações físicas entre partículas.

Em termos de critério de rotura de Mohr Coulomb, utiliza-se neste tipo de solos, que se afastam confortavelmente de um solo sedimentar, ajustamentos semi-empíricos e ou por analogia a solos sobreconsolidados. Antes do rompimento do cimento intergranular o solo tem um comportamento elástico, indicando um comportamento independente do caminho das tensões seguidas. Após o rompimento destas ligações cimentícias o comportamento é plástico sendo claramente dependente do caminho das tensões.

Na definição das superfícies de cedência verifica-se que um incremento na tensão de confinamento produz uma mudança na região elástica por incremento da rigidez e na tensão do cimento. Este incremento é ainda observado numa região elasto-plástica, contudo após a cedência do cimento a tensão de corte é obrigada a crescer devido à resistência friccional (Coulon, 1969).

Assim para baixas tensões de confinamento a resistência devida ao cimento estrutural predomina sobre a resistência friccional, enquanto para tensões de confinamento superiores ou muito superiores, a contribuição desta tensão ténis é reduzida a nula, tendo-se sempre presente que a rigidez e a resistência reduzem-se em consequência do processo de alteração e as componentes de resistência devem-se mais à estrutura que à densidade (Vaughan, 1985).

Sugere-se que os pontos de cedência para traçar as respectivas superfícies, podem ser definidas por mudanças da rigidez a partir de descontinuidades na variação do módulo de deformabilidade tangencial com o incremento da extensão axial num gráfico log-log (Malandraki & Toll, 1996), tendo uma boa aproximação ao modelo proposto por Jardine no que respeita ao primeiro ponto de cedência (Y1) e os pontos de cedência seguintes (Y2 e Y3) que podem ser simultâneos.

2-CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS ENSAIADOS

Foram realizados vários ensaios segundo as normas Portuguesa e Especificações do L.N.E.C. para a classificação dos solos. No quadro 2.I estão reunidos os resultados obtidos de cinco ensaios, executados sobre cinco amostras representativas, colhidas em diferentes locais de amostragem.

Quadro nº2.I-Resultados dos ensaios de classificação do solo residual granítico da Covilhã

Amostra	Gs	Wl %		Wp %	Ip %	Ia	Análise Granulométrica			
		casagrande	cone				% argila	% silte	% areia	% cascalho
1LP	2,66	29,1	35,4	25,6	3,3	1,12	3	12	47	38
1LPC	2,7	30,9	37,2	29,2	1,7	0,33	5	15	58	22
1CF	2,67	32,4	37,8	28,3	4,1	0,58	7	26	55	24
2CF	2,67	33,9	38,8	28,2	5,6	1,12	5	15	50	30
3CF	2,69	33,1	36,8	29,4	3,5	0,6	6	14	58	32

O solo classifica-se como uma areia siltosa com cascalho; pertencente ao grupo SW- SM com cascalho e a actividade da argila é normal a baixa, indiciando a presença de caulinite, argila pouco expansiva

(classificação de solos -ASTM D2487-85). Na figura 2.1 apresentam-se as curvas de distribuição granulométrica para as várias amostras utilizadas neste trabalho.

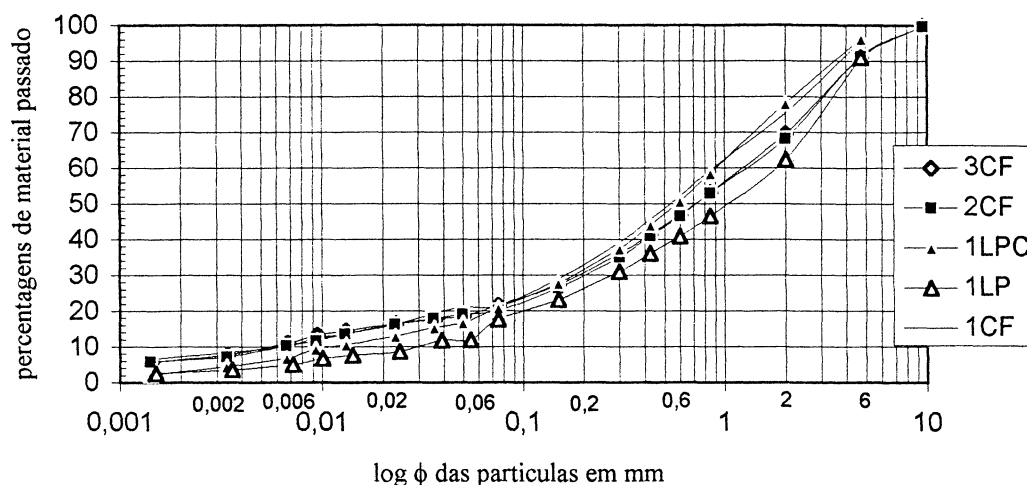


Figura 2.1- Curvas de distribuição granulométrica dos vários locais amostrados

3-PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

Realizaram-se ensaios edométricos em provetes não destruídos e destruídos. O edómetro utilizado tem o anel fixo com diâmetro de 63 mm e altura inicial de 20 mm.

Na amostragem foi utilizado um amostrador, que internamente integra o anel do edómetro, com o mesmo diâmetro interno, sendo cravado estáticamente em blocos, retirados da base de taludes recentes. Procedeu-se ainda à colheita de amostras a diferentes profundidades de um mesmo local (Campo de Futebol da A.D.E.-B2S1LPCS; B4S1LPCS; A6S2LPCS; A8S2LPCS).

Foram obtidos os parâmetros de compressibilidade; sejam o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v), índice de compressibilidade (C_c), índice do material estruturalmente cimentado - precedência - limiar elástico das amostras não destruídas (C_r) (Viana da Fonseca, 1996), índice de expansibilidade (C_s) e a tensão de pré-consolidação (σ'_p). No quadro 3.1 apresentam-se os valores obtidos em alguns ensaios do mesmo local a profundidades diferentes, assim como alguns índices físicos iniciais.

Quadro 3.1- Parâmetros de compressibilidade e índices físicos iniciais

Amostra	H(m)	W_i %	S_i %	e_i	C_r	σ'_p (kPa)	C_c	C_s
B2S1LPCS	1,38	15,6	51,8	0,753	0,01	130	0,16	0,02
B4S1LPCS	2,52	15,9	64,8	0,731	0,02	160	0,19	0,03
A6S2LPCS	3,0	25,9	62,4	0,757	0,01	140	0,22	0,02
A8S2LPCS	3,9	14,5	63,9	0,624	0,02	220	0,19	0,02
D-LPC(destrut)	-	19,1	93,2	0,553	-	-	0,15	0,02

O incremento de carga foi promovido em escalões sucessivos do tipo $\sigma'_{vi} = 2\sigma'_{v(i-1)}$ por um período de 24 horas, até à tensão efectiva máxima vertical de 3067 kPa, tendo sido o incremento inicial de 1,2 kPa.

Um método de descrever o comportamento da tensão efectiva vertical (σ'_v) versus deformação no ensaio edométrico é através da compressibilidade volumétrica (m_v). Embora na teoria de consolidação, Terzaghi considere m_v constante durante um determinado escalão, mas tal como a altura do provete e a permeabilidade variam durante a deformação do solo, isto é, o valor de m_v no final do estágio é

diferente daquele inicial. Lowe III (1974) admite que o valor de m_v é constante só para pequenos incrementos de σ'_v , devendo calcular-se o valor de m_v em relação a um valor intermédio da tensão efectiva vertical do incremento, para níveis de tensão apropriados.

Da observação da figura (3.1) numa escala logarítmica das tensões, sugere um comportamento similar a um solo sobreconsolidado, contudo o gráfico para as mesmas amostras utilizando escalas lineares não há evidência do ponto de pré-consolidação virtual, por não ser notória nenhuma mudança da compressibilidade a determinada tensão.

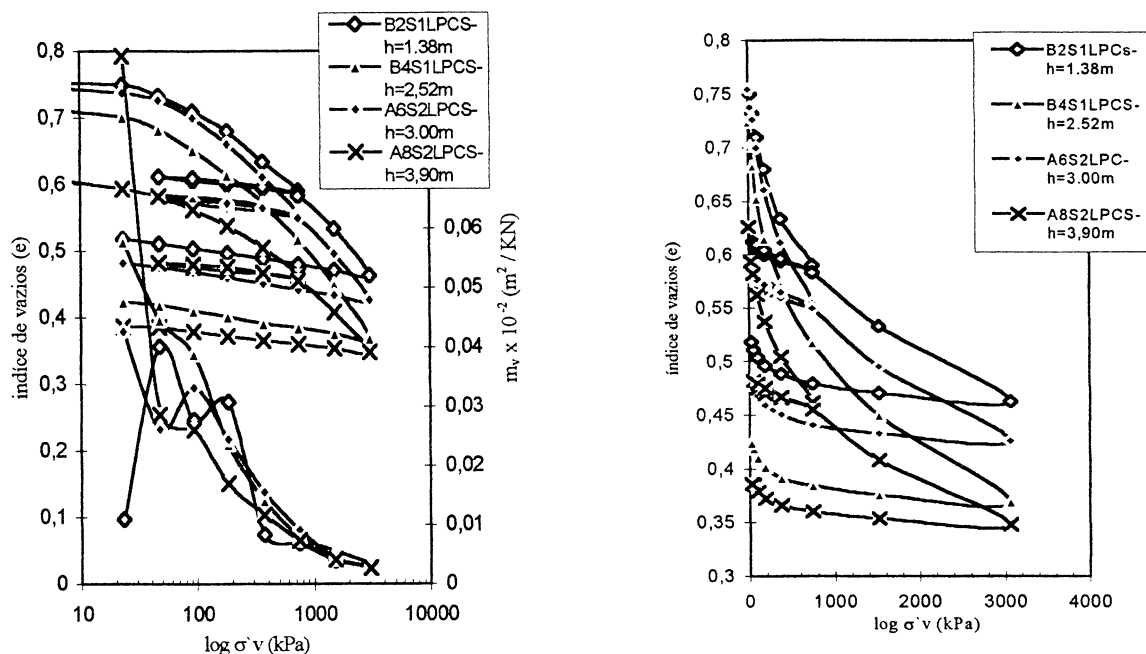


Figura 3.1-Variação do índice de vazios (e) e compressibilidade volumétrica (m_v) com o logaritmo da tensão efectiva vertical, e escala aritmética; provetes de diversas profundidades.

O uso destes parâmetros deve ser ajustado ao tipo de gráfico e curvas, sendo a análise da variação de m_v mais apropriada para solos fracamente estruturados (L.D.Wesley, 1994), pelo facto de não ser evidente a tensão de pré-consolidação virtual a separar os níveis de tensão entre a zona de pré-cedência ou limiar elasto-estrutural (onde os solos se comportam como solos sobreconsolidados com gradientes de compressão (C_r) muito baixos) e a zona meta-estável, assim como a zona desestruturada (granular) em que a deformabilidade (C_c) se fica a dever exclusivamente ao contacto entre as partículas individuais (Viana da Fonseca, 1996).

Na figura, (3.1) ilustra-se ainda a variação do parâmetro m_v para os mesmos ensaios, merecendo a sua variação alguns comentários:

- i) as famílias das curvas tendem todas elas assintoticamente para o eixo logarítmico da tensão efectiva vertical, observa-se a presença de pontos de descontinuidade na zona da tensão de pré-consolidação virtual, provocando máximos nas curvas.
- ii) o máximo da variação de m_v estabelece-se logo após a tensão de pré-consolidação virtual, estando ligado à região onde o solo é mais compressível (M.H.Cunha Correia e Willy Lacerda, 1982). Lowe III (1974) sugere que se pode estimar esta tensão que se situará no ponto médio entre o ponto de inflexão e o máximo da curva ($m_v \times \log \sigma'_v$).
- iii) o facto de a curva da variação de m_v referente a B2S1LPCS ter um máximo mais pronunciado sugere uma menor perturbação da amostra ou aos hidróxidos e óxidos de ferro presente neste nível mais superficial com tons castanho avermelhados.

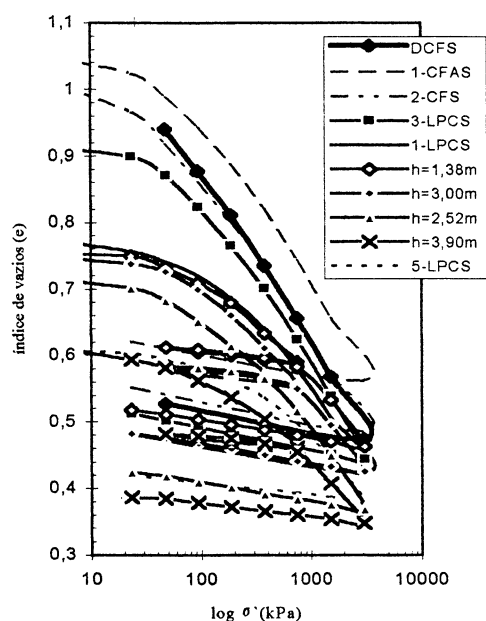


Figura 3.2-Curvas comparativas entre provetes não destrutturados e destrutturados

Na figura (3.2) apresenta-se os resultados de alguns ensaios edométricos sobre provetes não destrutturados de vários locais com índices de vazios iniciais diferentes, comparativamente com uma curva obtida a partir de um provete destrutturado.

Anota-se a diferença de comportamento dos provetes não destrutturados e o destrutturado (DCFS), pela ausência do comportamento similar a um solo sobreconsolidado, pela linearidade da consolidação mantendo o coeficiente de compressibilidade constante em todo o ensaio.

É importante reconhecer que esta tensão de pré-consolidação não resulta dos efeitos da história das tensões mas é o resultado da alteração física e química da rocha originária. Trata-se do ponto onde começa virtualmente a cedência do cimento interparticular (Y1) tendo como consequência um incremento na compressibilidade.

Os valores do índice de expansibilidade (C_s) para as descargas iniciadas no fim dos ensaios nem sempre mantêm a constância, típico em solos residuais com alguma estruturação, aproximando-se o valor de C_s ao de C_r só nos últimos estágios de descarga.

A correcção de Shemertmann, tendo em conta a destruturação provocada pela amostragem, não pode ser aplicável, pois não há bases para assumir que a compressibilidade do solo residual possa dividir-se numa componente normalmente consolidada e uma componente sobreconsolidada. Um outro factor será o facto de não haver razão para acreditar que a inclinação da parte inicial da curva de compressão deva ser paralela à curva de descarga e recarga num outro patamar de tensões.

Numa bateria de ensaios, sobre provetes com diversos índices de vazios iniciais, podendo indiciar diferentes estágios de alteração, verifica-se que o ponto de pré-consolidação virtual, em testes de compressão unidimensional é dependente de alguma forma dessa alteração (Jones e Preston, 1987).

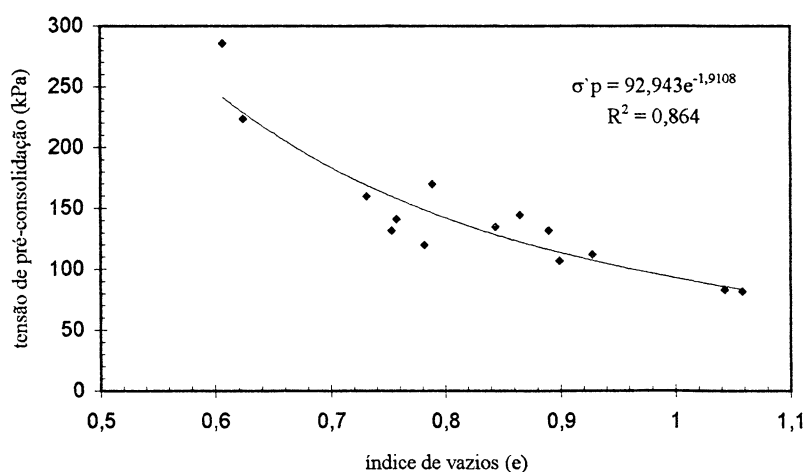


Figura 3.3-Variação da tensão de pré-consolidação com índice de vazios inicial

A figura (3.3) dá uma ideia inicial da dependência da tensão de pré-consolidação com o índice de vazios, pela progressiva perda de resistência à tracção do cimento interparticular, dado que a alteração química reduz resistência e aumenta a compressibilidade (Maccarini 1987).

4-RESISTÊNCIA AO CORTE

4.1-Caixa de Corte Directo

Seguiram-se as normas ASTM D2435/86 (ensaio de consolidação unidimensional) e D3080/72 (ensaio de corte directo em solos consolidados). Utilizou-se uma caixa de corte de secção circular de área 2827 mm² e altura inicial do provete de 33.82 mm com uma relação L/H=1.77. Recomendando-se caixas de dimensão 100x100x30, pois temos uma percentagem retida no peneiro N°10 entre 20 a 30% com dimensão da partícula máxima por vezes acima dos 3 mm.

A particularidade destes solos está na estrutura e ligação cimentada entre partículas pelo qual se fez um estudo comparativo entre amostras não destruturadas e destruturadas (DLPCS) (mesma baridade aparente, teor de humidade natural e índice de vazios inicial entre 0.657 e 0.823).

Verifica-se que a dilatância é superior nos provetes não destruturados (fig. 4.1.2 e 4.1.3) por comparação aos ensaios em provetes destruturados, figura (4.1.1), expressa na variação do deslocamento vertical com o incremento do deslocamento horizontal, notório para tensões abaixo da tensão de pré-consolidação virtual obtida nos ensaios edométricos (130-285 kPa), sendo este comportamento imputável talvez à estrutura preservada (Viana da Fonseca, 1996).

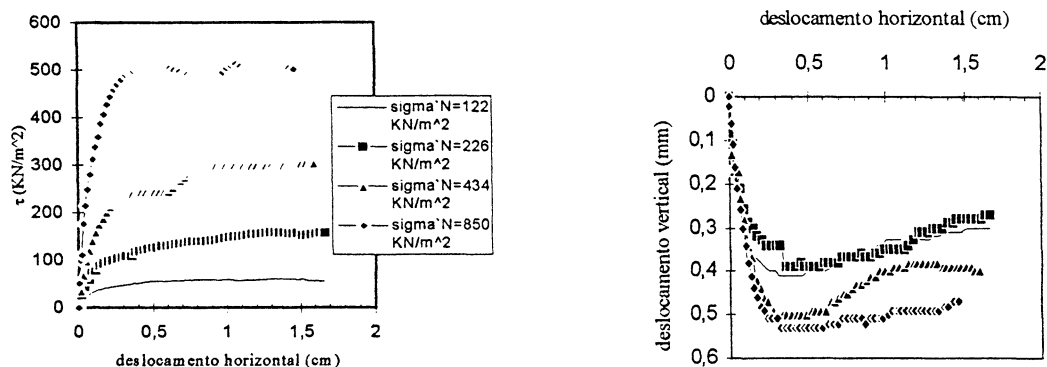


Figura 4.1.1-Caixa de corte directo para amostra destruturada

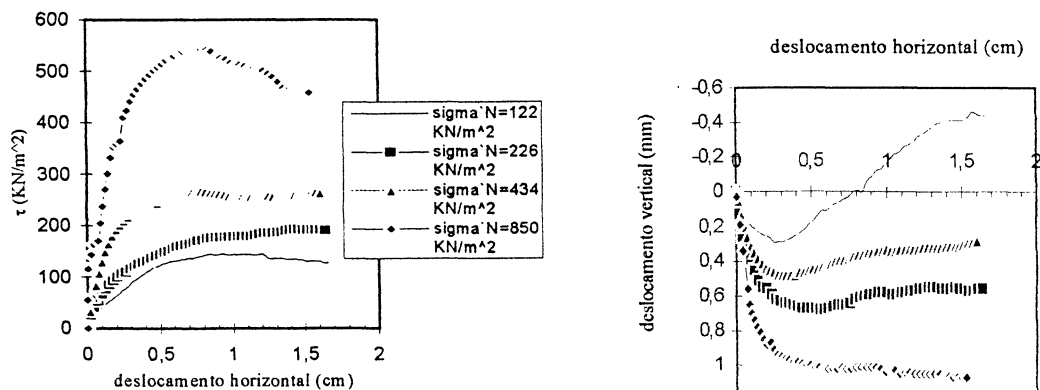


Figura 4.1.2-Caixa de corte directo para a amostra não destruturada (S1B2LPCS)

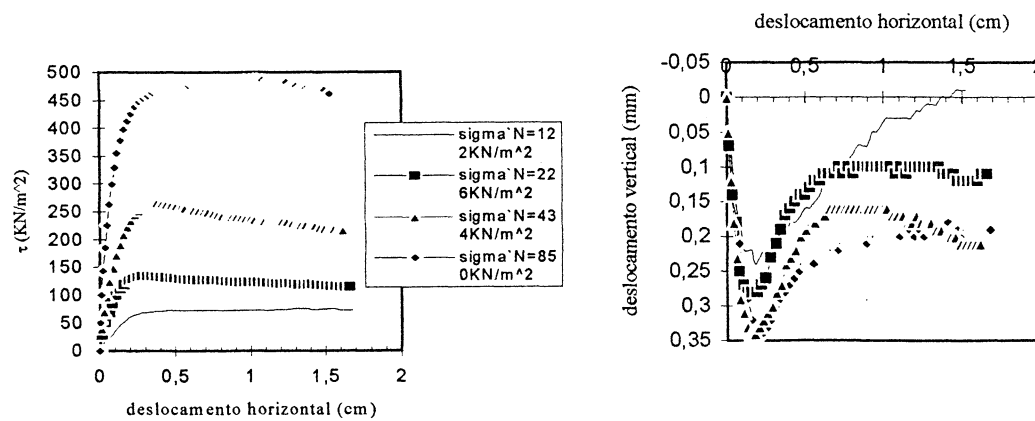


Figura 4.1.3-Caixa de corte para a amostra não destruturada (S2A8LPCS)

Na figura (4.1.4) apresentam-se os gráficos normalizados das tensões τ versus tensão efectiva normal para as amostras não destruturadas podendo detectar-se que para o ensaio S1B2LPCS, temos notoriamente para o corte com a tensão efectiva normal (σ'_N) de 122 KN/m^2 um acentuado pico que aliada à expansão volumétrica observada para este nível, evidência uma consequência da estrutura cimentada não tão evidente para S2A8LPCS.

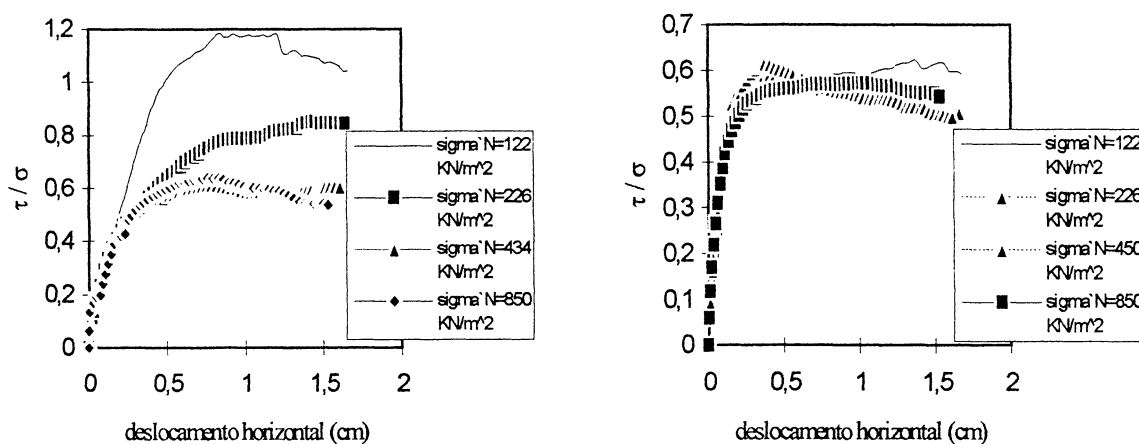


Figura 4.1.4-Curvas normalizadas para as amostras (S1B2LPCS) e (S2A8LPCS)

A figura (4.1.5) mostra as respectivas envolventes de Mohr-Coulomb para os ensaios aqui presentes, para o critério de máxima tensão tangencial, tal como os respectivos parâmetros de resistência. A coesão efectiva da amostra destruturada é de 8.97KN/m^2 , resultado da não linearidade da envolvente, subindo para valores de $65,5 \text{KN/m}^2$ para a amostra mais estruturada.

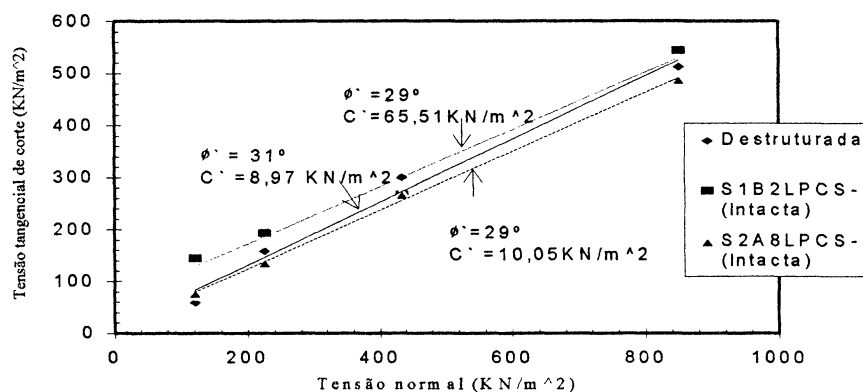


Figura 4.1.5-Envolvente de Mohr-Coulomb para as diferentes amostras amostras

O ângulo de resistência ao corte varia entre os valores de 29° e 31°, sendo geralmente maior (1 a 2°) do que obtido nos ensaios triaxiais realizados, pela restrição global à deformação incrementada ao longo do plano de corte no corte directo (Taylor,1939).

Nota-se que a envolvente de rotura para S1B2LPC, caminho K_0 durante o primeiro estágio não é linear devido ao cimento intergranular, K_0 é baixo no início tornado-se elevado à medida que a estrutura é gradualmente quebrada por sucessivos incrementos de tensão efectiva vertical (M. Maccarini, 1992).

4.2-Ensaio triaxiais (CIU e CID) sobre provetes não destrutturados sobre provetes não destrutturados e destrutturados

Fizeram-se 10 ensaios triaxiais com trajectória clássica de tensões de compressão axial. Quatro ensaios CIU em provetes não destrutturados para tensões efectivas de consolidação (σ'_c) de 50, 100, 200, 400 kPa e dois CID para σ'_c de 60 e 300 kPa, procurando-se obter a envolvente de rotura generalizada, a envolvente de cedência do cimento intergranular (Y1), a envolvente de cedência generalizada do cimento (Y2) e ainda a geração da pressão da água nos poros.

O corte CID para $\sigma'_c=300$ kPa, foi feito após se ter procedido ao ensaio de consolidação isotrópica até esta tensão, obtendo-se o valor virtual para a tensão de pré-consolidação ($p'=70$ kPa), fecho da superfície de cedência do cimento estrutural no eixo isotrópico do plano do caminho de tensões p' - q . No quadro (4.2.I) apresentam-se os parâmetros físicos nas diversas fases dos ensaios CID e CIU sobre amostras não destrutturadas.

Quadro 4.2.I- Parâmetros físicos dos diversos provetes não destrutturados ensaiados

Série	Referência	Fase de montagem					Pós consolidação		Pós corte	
		σ'_c (kPa)	γ (kN/m ³)	e_i	w(%)	S(%)	e	S(%)	e	S(%)
CIU (I)	cortei1	50	19	0,668	17,4	70,29	0,604	100	0,604	100
	cortei2	100	18,9	0,683	17,83	70,48	0,526	99,99	0,526	99,99
	cortei3	200	17,7	0,818	19,17	63,35	0,654	99,99	0,654	99,99
	cortei4	400	16,9	0,877	17,48	53,81	0,628	100	0,628	100
CID (I)	CID60	60	18,7	0,657	14,76	60,66	0,58	99,98	0,573	100
	CID300	300	17,1	0,885	19,58	63,92	0,708	100	0,616	100

Os valores referentes à fase de montagem revelam a dificuldade de se obterem índices de vazios iniciais próximos, tal ficando a dever-se à heterogeneidade do material, pertencendo todos eles ao mesmo local de amostragem. Contudo pela sobreposição de todos os ensaios no plano p' - q os resultados mostram-se consistentes.

Foram ainda realizados quatro ensaios CIU sobre provetes destrutturados com a finalidade de comparar os caminhos de tensão no plano p' - q , sendo previsível que a resistência ao corte seja determinada fundamentalmente pelas forças de atrito entre as partículas e pelo estado de compactidade. Utilizaram-se três critérios de rotura tendo-se obtido os parâmetros de rotura, apresentados no quadro (4.2.II).

Quadro 4.2.II- Pâmetros de resistência ao corte e parâmetro Af para a amostra não destruturada em ensaios CIU

σ'_c (kPa)		50	100	200	400	r	c' (kPa)	ϕ' (graus)
p' (kPa)	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{\text{máx.}}$	68,68	107,03	201,25	322,26	0,9978	7,61	28,8
q (kPa)		88,71	138,8	258,53	378,95			
ϵ_a (%)		4,08	5,58	7,69	8,83			
Af		0,1	0,29	0,33	0,53			
p' (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx.}}$	87,84	170,27	217,73	322,58	0,9975	0	29,5
q (kPa)		106,17	175,35	268,96	375,37			
ϵ_a (%)		11,94	19,26	11,67	9,64			
Af		-0,04	-0,07	0,27	0,54			
p' (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{últ.}}$	88,44	170,79	223,91	328,62	0,9949	2,85	27
q (kPa)		103,98	175,1	260,28	354,81			
ϵ_a (%)		13,58	19,64	14,99	15,76			
Af		-0,06	-0,07	0,24	0,53			

À medida que a tensão efectiva de consolidação σ'_c aumenta, a tensão de pico cresce em termos relativos, aumentando o valor da deformação na rotura de pico (Lambe e Whitman 1979).

A coesão calculada é baixa em relação à encontrada nos ensaios de corte directo, tal facto fica-se a dever a alguma destruturação provocada pela amostragem..

Pela análise comparativa dos caminhos de tensão para as amostras não destruturadas e destruturadas para diferentes tensões efectivas de consolidação no plano p' -q, na figura (4.2.1) verifica-se:

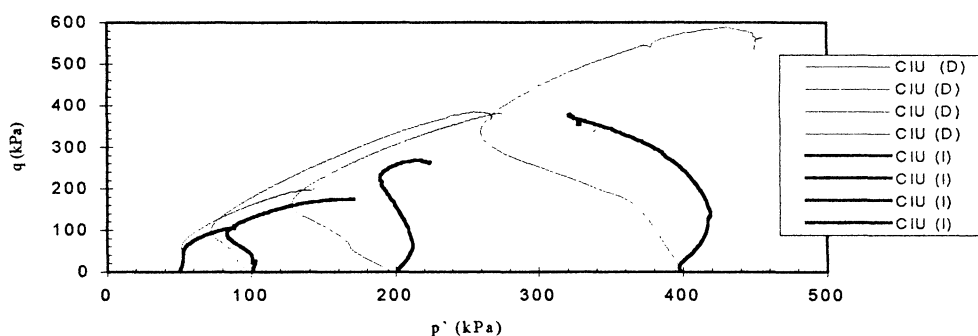


Figura 4.2.1- Caminho de tensões no plano p' -q em ensaios não drenados para provetes não destruturados e destruturados

i) nos provetes destruturados (D) para as várias tensões efectivas de consolidação isotrópica a tendência para o material se expandir só se regista quando se atinge a rotura generalizada.

ii) nas amostras não destruturadas (I) existe um incremento de p' para pequenas extensões axiais que coincide com a segunda superfície de cedência, ou seja a rotura generalizada do cimento intragranular, mostrando para baixas tensões efectivas de consolidação isotrópica uma tendência que o material expanda, voltando só a mostrar essa tendência ao atingir-se a envolvente de rotura generalizada.

Este comportamento é sintoma da reserva estrutural que não pode ser só indexada à compacidade natural que é relativamente moderada neste tipo de solo. É usual a normalização das curvas tensão-deformação sugeridas por Lambe e Witman, (1979), onde se registam picos para tensões inferiores à tensão da reserva estrutural.

4.3-Modelo constitutivo a adoptar - modelo hiperbólico

Tenta-se definir modelos de comportamento mecânico do solo residual por formulação matemática mesmo considerando a forte heterogeneidade nas suas propriedades e uma melhor aproximação através de métodos estatísticos.

O modelo hiperbólico, de fácil programação e com parâmetros com significado físico embora não reproduzido correctamente as condições in-situ por não satisfazer as condições anisotrópicas. Kondner e os seus colaboradores (1963) propuseram para representar as curvas de tensões- deformações uma hipérbole do tipo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon a}{a + b \varepsilon a}$$

sendo que $\frac{\varepsilon a}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$ é uma recta cujos módulos de deformabilidade inferidos desta

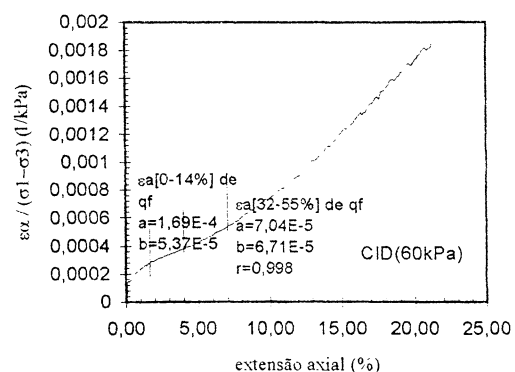
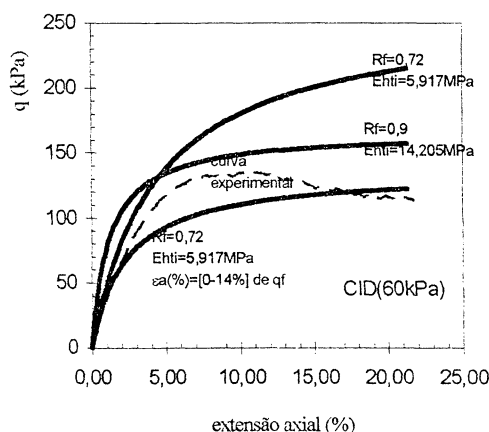
variação hiperbólica com a extensão axial (ε_a) dependem do grau de regressão dos troços de curva, para dedução dos parâmetros modeladores.

Da observação da figura (4.3.1), verifica-se haver para as tensões efectivas isotrópicas de consolidação mais baixas, distintos comportamentos de alinhamento hiperbólico, não representando este convenientemente a curva experimental. Existe um primeiro ramo inicial para pequenas extensões axiais, esta não linearidade resulta do comportamento constitutivo destes materiais residuais para níveis distorcionais mais reduzidos, para patamares abaixo da tensão de pré-consolidação virtual.

Foram utilizados os troços para os ensaios CIU(100kPa) e CID(60kPa) de 0 a 12% de ε_a , valores deformacionais ainda não afectados pela destruturação e o troço de 32 a 55% de q_f , pois para valores superiores de ε_a o módulo de deformabilidade tangente inicial ($E_i=1/a$) estará afectado por destruturação distorcional. Nestes ensaios obteve-se um pior ajustamento na globalidade da curva por ainda não se ter vencido a reserva estrutural.

As condições de amostragem e os processos de instrumentação externa não garantem a integridade estrutural, pelo que o E_i foi determinado no ramo rectilíneo dos primeiros incrementos, sendo a selecção deste ramo importante na influência de E_i , pela resposta constitutiva (Lade, 1988).

Para as tensões efectivas de consolidação isotrópica superiores, após se ter vencido a reserva estrutural, o ajustamento é melhor, verificando-se por vezes dificuldade para o ajustamento assintótico para a tensão última ($(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$), devendo-se tal facto em grande medida à não linearidade destes materiais residuais (Viana da Fonseca, 1996) particularmente para níveis distorcionais elevados (fig4.3.2). Seguem-se as curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais e as modeladas hiperbolicamente



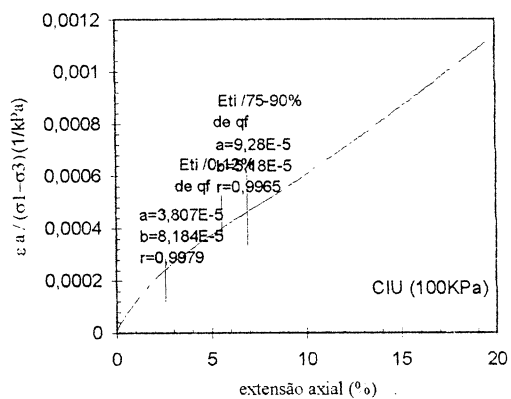
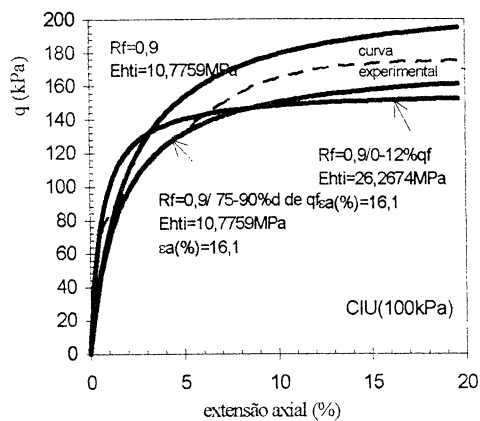


Figura 4.3.1 Variação de q , com a extensão axial e a modelização hiperbólica das amostras ensaiadas para as tensões efectivas de consolidação isotrópica baixas

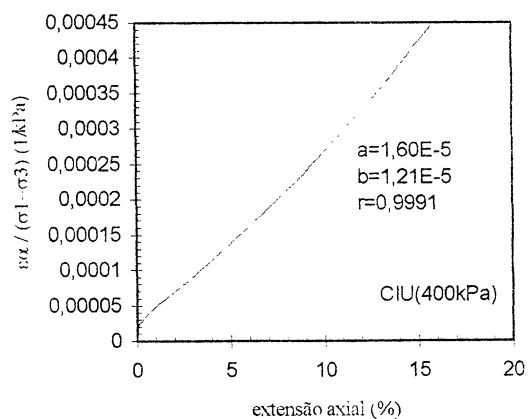
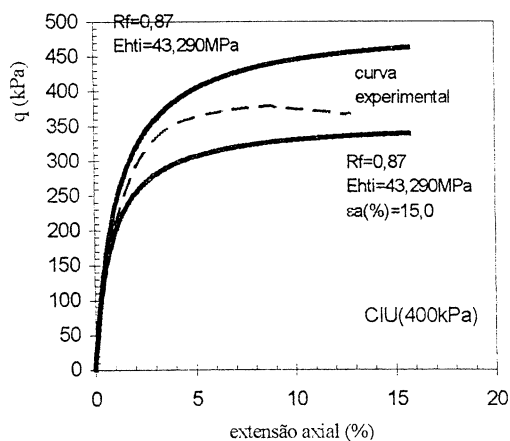
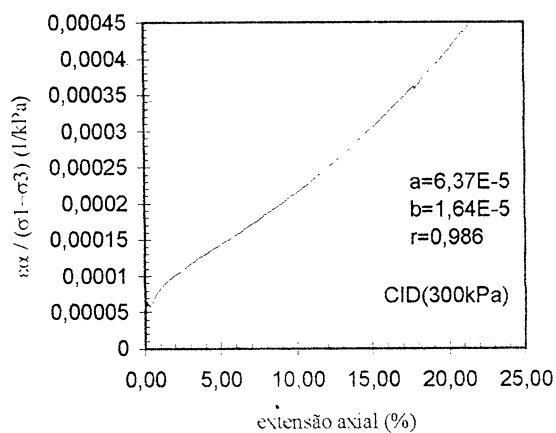
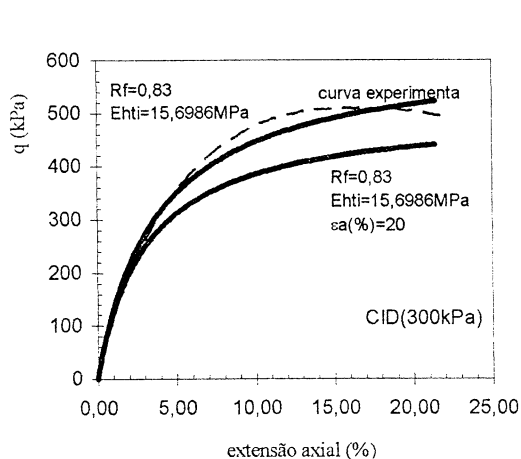


Figura 4.3.2- variação de q , com a extensão axial e a modelização hiperbólica das amostras ensaiadas para as tensões efectivas de consolidação isotrópica mais elevadas.

4.4-Definição da superfície de cedência a partir de mudanças na rigidez

Vaughan (1988) considerando o comportamento dos solos residuais sugere a existência de duas cedências (“yields”). A primeira cedência (Y1) representa, a tensão na qual o cimento intergranular começa a ceder. Após a primeira cedência do cimento do material a tensão de cedência decresce com o incremento da tensão e extensão. Um segundo ponto de cedência (Y2), mais significativo, ocorre aquando do incremento na tensão aplicada no cimento, provocando um decréscimo na resistência do cimento.

Para baixas tensões de consolidação efectivas a superfície definida pelos diferentes cortes pode coincidir com a superfície de rotura generalizada. Os materiais são bastantes frágeis rapidamente após a passagem do pico de cedência do cimento nos ensaios drenados.

Tratando-se de um solo residual com OCR=1, baixo , logo normalmente consolidado, a tensão de cedência é difícil de se observar claramente neste solo, mas o incremento na resistência e na tensão de cedência fica a dever-se à estrutura mais do que devido à sobreconsolidação aparente (Banks, Strohm, De Cangulo & Lutton, 1975).

A superfície de cedência do cimento interpartículas tem a forma de uma elipse centrada sobre o eixo p' , sugerindo que a estrutura e a fabric destes solos é isotrópica.

Toll e Malandraki identificaram em solos artificialmente estruturados, o ponto de cedência e a superfície de cedência do cimento estrutural a partir de mudanças do módulo de rigidez (Etang) com a extensão axial num gráfico de escala log-log.

Podem definir-se assim três pontos de cedência :

Y1-onde se regista a primeira alteração na rigidez representando o limite do comportamento linear elástico; Jardine propõe a zona de cedência do cimento para pequenas deformações.

Y2-onde se regista a maior alteração da rigidez, provocando uma dramática perda de rigidez não devendo coincidir com a completa destruição do cimento (Vaughan, 1985 e Vaughan e al 1988); representa o limite do comportamento recuperável , sendo que acima de Y2 o comportamento é não linear e significativas deformações plásticas são geradas (Jardine, 1995).

Y3-representa a completa destruição de qualquer estrutura dos solos (Jardine, 1995).

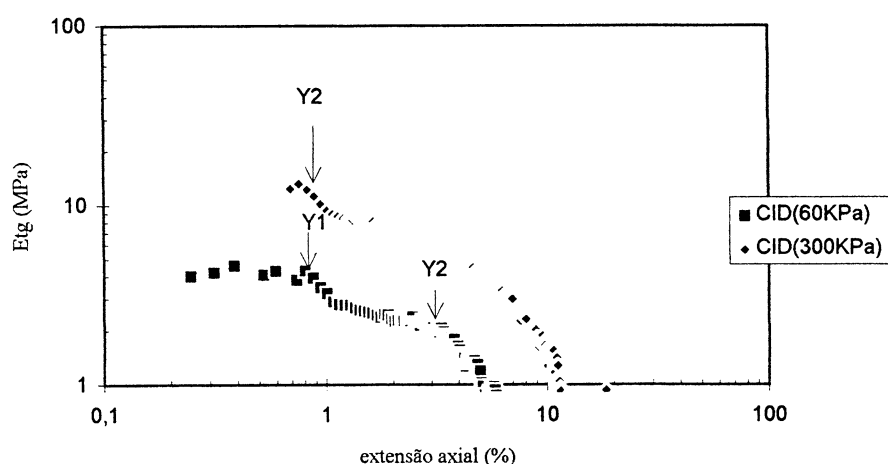


Figura 4.4.1- Variação de deformabilidade tangente com a extensão axial de dois ensaios triaxiais diversos

As medições externas dificultam a observação de Y1 para extensões axiais forçosamente pequenas, sendo as zonas representadas por Y1 e Y2 cinemáticas movendo-se segundo a direcção do caminho de tensões.

O gráfico das variações do módulo de deformação tangente com a extensão axial numa escala logxlog (ver fig.4.4.1), verifica-se que para o ensaio CID (60kPa) temos a primeira descontinuidade Y1 para pequenas extensões $\epsilon_a=0.6\%$. após Y1 atinge-se a zona de cedência generalizada do cimento (Y2) quando se dá um decrescimento abrupto do parâmetro de rigidez a extensões mais elevadas $\epsilon_a=3.7\%$. O segundo modo de rotura é definido quando o cimento estrutural rompe pelas tensões de consolidação efectiva acima da cedência estrutural (CID(300kPa)) só apresentando o patamar Y2. Os segundos pontos de cedência coincidem com o valor de quasi-pico, dos gráficos normalizados σ'_1/σ'_3 , isto é, antes da rotura quando comparada com solos destrutturados.

Conhecidas as extensões axiais correspondentes aos pontos pontos Y1, Y2, Y3 para os vários ensaios a diferentes graus de tensão de consolidação efectiva, poder-se-ão definir então as zonas de cedência no plano p' - q , figura (4.4.2).

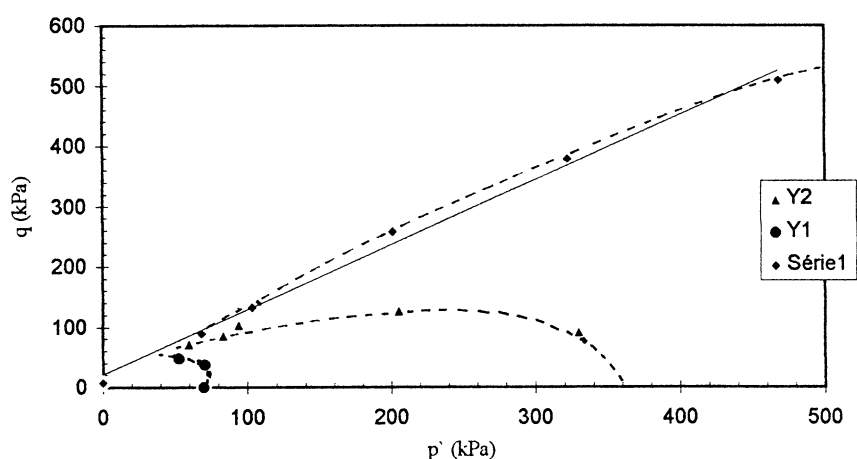


Figura 4.4.2.- Envoltentes Y1, Y2 e Y3.

Numa primeira zona o cimento está inteiramente preservado e controla inteiramente o comportamento do solo. A superfície de cedência Y1 coincide com a superfície Y2 e Y3 para baixas tensões efectivas de consolidação. Numa primeira fase o cimento controla parcialmente o comportamento do solo até à rotura. A influência da pós-cedência decresce progressivamente com o incremento de p' e a inclinação da superfície de rotura decresce gradualmente. Nesta zona Y2 é atingida antes da rotura generalizada caminhando para a superfície de rotura Y3.

Numa terceira zona o comportamento do solo, até se atingir a rotura é independente do cimento estruturador e o segundo ponto de cedência (Y2) coincide com o solo destrutturado, sendo considerado Y3.

A primeira superfície de cedência atinge um máximo para a tensão desviatória de 40 kPa, fechando em $p'=70$ kPa, a qual resulta uma tensão normal principal efectiva de cedência $\sigma'_1=100$ kPa, consistente com os valores observados nos ensaios edométricos para amostras mais destrutturadas, para o valor de pré-consolidação virtual.

4-CONCLUSÕES

Esta comunicação procura modelar o comportamento mecânico de um solo residual granítico da zona da Covilhã. Os efeitos da estruturação do material são patentes e entendidos pela comparação do

comportamento mecânico deste solo residual em provetes não destrutturados, mantendo as ligações físicas do cimento intergranular e provetes destrutturados.

Apresentam-se resultados da consolidação unidimensional e a utilidade na interpretação dos resultados dos testes em curvas de deformação para a tensão efectiva aplicada, usando ambas as escalas linear e logaritmica para a tensão efectiva vertical. O ponto de pré-consolidação virtual, para amostras fracamente estruturadas, de difícil verificação pode de alguma forma ser detectado pela variação do coeficiente de compressibilidade volumétrica para pequenos incrementos da tensão efectiva vertical, pela descontinuidade revelada na variação do parâmetro m_v com o logaritmo da tensão efectiva vertical.

Com a noção da tensão de cedência estrutural, fizeram-se ensaios de corte directo comparativos para níveis de tensão efectivas verticais inferiores e superiores a essa fronteira, registando-se a expansão vertical no decurso dos ensaios para as amostras estruturadas, facto ligado em grande medida mais à estrutura do que à compacidade do solo. Os parâmetros de resistência obtidos nestes ensaios revelaram-se de alguma forma compatíveis com os obtidos em ensaios triaxiais comparativos.

Nos ensaios triaxiais utilizou-se a metodologia de proceder a cortes drenados e não drenados após consolidação isotrópica para tensões abaixo e superiores ao ponto de pré-consolidação virtual, definindo-se as envolventes de rotura generalizada, a superfície de cedência do cimento estrutural (Y1) e a superfície de cedência generalizada desse cimento (Y2). A magnitude da tensão de cedência do cimento intergranular e o desenvolvimento das respectivas superfícies, elípticas centradas no eixo isotrópico (p') reflectem o grau de estruturação. O factor estruturante e as ligações físicas cimentícias reflectem-se num aumento de resistência, com o aparecimento de coesão efectiva para estes solos tipicamente granulares.

AGRADECIMENTOS- Esta investigação foi apoiada pela J.N.I.C.T. através do Projecto de Investigação nº PRAXIS /2/ 2.1/CEG/42/94.

Ao Dr Victor Cavaleiro e ao Técnico Sr Joaquim Varandas (U.B.I.) a colaboração prestada na recolha de amostras para os ensaios triaxiais e ainda à U.B.I pelas facilidades concedidas em equipamento.

Ao Eng. Paulo da Venda e ao Eng. Paulo Coelho (F.C.T.U.C) a colaboração na realização dos ensaios triaxiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Correia, M.H.C.; Lacerda, W. A.. (1982). "Contribuição ao estudo do coeficiente de compressibilidade volumétrica". Revista Brasileira de Geotécnica, solos e rochas, vol.5, nº1, pp.15-21.
- Lambe, T.W.; Whitman, R. V..(1979)"Soil Mechanics, SI Version". John Wiley & Sons, New York.
- Leroueil, S.; Vaughan, P.R..(1990)."The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". géotechnique 40, Nº3, pp.467-488.
- Maccarini, M.(1993)."A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil". Geotechnical and Geological Engineering, 11, pp.69-80.
- Malandraki, V.; Toll, D.G..(1996). "The definition of yield for bonded materials". Geotechnical and Geological Engineering, Nº14, pp. 67-82.
- Rahardjo, H.; Lim, T.T.; Chang, M.F.; Fredlung, D.G.(1995)."Shear-strength characteristics of a residual soil". Can. Geotéch.j.32 , pp.60-77.
- Teixeira, C.; Santos, J.P; Carvalho, H.F(1974)."Carta Geológica de Portugal., Notícia Explicativa da Folha 20-B/Covilhã; Esc. 1/50000, Serviços Geológicos de Portugal.
- Vaughan, P.R.; Kwan, C.W. (1984) "Weathering, structure and in situ stress in residual soils". Géotechnique 34, Nº1, pp.43-59.
- 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. Porto.
- Wesley, L.D. (1994)." The use of consolidometer testes to estimate settlement in residual soils". XIII ICSMFE, New Delhi, India.