



Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

FEUP



Sónia Hortênsia Moreira Marques

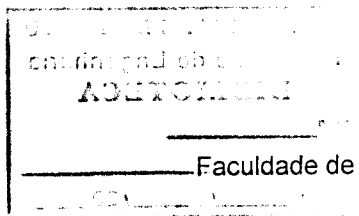
Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO GEOMECÂNICO DE SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

Orientador Científico
Luís Joaquim Leal Lemos



Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de
Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sónia Hortênsia Moreira Marques

Porto, 2001

624 (043)/MAR A/EST

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA M
N.º <u>64480</u>
CDU <u>624 (043)</u>
Data <u>31, 7, 2002</u>

Ao meu Pai

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	iii
RESUMO.....	iv
ABSTRACT.....	v
RÉSUMÉ.....	vi
AGRADECIMENTOS.....	vii
ÍNDICE DE TEXTO.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxi
SIMBOLOGIA.....	xxiii
ABREVIATURAS.....	xxv
CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
CAPÍTULO 2 – OS SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS.....	4
CAPÍTULO 3 – A IMPORTÂNCIA DA ESTRUTURA NOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS.....	39
CAPÍTULO 4 – UM SOLO ARTIFICIAL DE MATRIZ CIMENTADA.....	71
CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA.....	91
CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	160

RESUMO

Apresenta-se uma contribuição para a compreensão do comportamento geomecânico dos solos residuais graníticos, através da constituição de amostras de um material artificial para modelar o seu comportamento estrutural.

Após uma breve apresentação inicial (capítulo 1), são efectuadas algumas considerações àcerca das rochas ígneas graníticas e dos solos residuais, sendo apontados os factores determinantes do seu comportamento, entre os quais se destaca a estrutura herdada da rocha mãe ou resultante dos efeitos da cristalização durante a alteração mineral e da precipitação de material de cimentação (capítulo 2). São apresentados os diversos conceitos de estrutura, seus principais factores determinantes e processos associados, e procura mostrar-se um padrão geral de comportamento que traduz os efeitos da estrutura em diversos materiais geotécnicos, sendo indicados os diversos conceitos de cedência utilizados em Engenharia Geotécnica (capítulo 3). É ainda descrita uma metodologia para constituição de amostras de um solo artificial de matriz cimentada por caulino, que procura simular genericamente os solos residuais graníticos (capítulo 4).

É efectuada a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização mecânica das amostras artificiais constituídas (capítulo 5). A cedência é analisada através de ensaios de consolidação sobre amostras artificiais no estado estruturado e desestruturado. Através de ensaios triaxiais são definidas envolventes de resistência e de cedência para diversas trajectórias de tensões, sendo individualizadas zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado através do estabelecimento de um material de referência no estado desestruturado, comparativamente ao qual os efeitos da estrutura são considerados. Finalmente, resumem-se as principais conclusões decorrentes deste projecto de investigação (capítulo 6).

ABSTRACT

A contribution to the understanding of the geomechanical behaviour of granitic residual soils is presented, by the constitution of samples of an artificial material to model their structural behaviour.

After a brief initial presentation (chapter 1), some considerations are made about granitic igneous rocks and residual soils, being pointed out the determinant factors of their behaviour, among other things the structure inherited from the parent rock or resultant from the effects of crystallization during mineral alteration and precipitation of cementing material (chapter 2). The various concepts of structure, its principal determinant factors and associated processes are presented, and it is sought to demonstrate a general pattern of behaviour that reflects the effects of structure on various geotechnical materials, being pointed out the various concepts of yield in Geotechnical Engineering (chapter 3). It is also described a methodology for the constitution of samples of an artificial soil of cemented matrix by kaolin, that can generically model the granitic residual soils (chapter 4).

The presentation and discussion of the results of the laboratory tests for the mechanical characterisation of the constituted artificial samples are made (chapter 5). Yield is analysed by consolidation tests on artificial samples in the structured and destructured state. Strength and yield envelopes to various stress paths are defined by triaxial tests, being individualised zones of behaviour on the normalised stress space by the establishment of a reference material in the destructured state, comparatively to which the effects of structure are considered. Finally, the principal conclusions resultant from this investigation project are summarized (chapter 6).

RÉSUMÉ

On présente une contribution pour la compréhension du comportement géomécanique des sols résiduels granitiques, à travers de la constitution d'échantillons d'un matériel artificiel pour modeler leur comportement structurel.

Après une brève présentation initiale (chapitre 1), sont effectuées quelques considérations relativement à des roches ignées granitiques et à des sols résiduels, en étant remarqués les facteurs déterminants de leur comportement, entre lesquels la structure héritée de la roche mère ou résultante des effets de la cristallization durant l'altération minérale et de la précipitation du matériel de cimentation (chapitre 2). Il sont présentés les divers concepts de structure, leur principaux facteurs déterminants et procès associés, et on essaie de montrer un patron général de comportement qui traduit les effets de la structure en divers matériaux géotechniques, en étant indiqués les divers concepts d'écoulement utilisés en Génie Géotechnique (chapitre 3). Il est encore décrit une méthodologie pour la constitution d'échantillons d'un sol artificiel de matrice cimentée par kaolin, qui essaie de simuler génériquement les sols résiduels granitiques (chapitre 4).

Il est effectuée l'aprésentation et discussion des résultats des essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des échantillons artificiels constituées (chapitre 5). L'écoulement est analysé à través d'essais de consolidation sur échantillons artificiels à l'état structuré et déstructuré. À través d'essais triaxiaux sont définis enveloppes de resistance et d'écoulement pour divers trajectoires de tensions, en étant individualisées zones de comportement à l'espace de tensions normalisé à través de l'établissement d'un matériel de référence à l'état déstructuré, comparativement à lequel les effets de la structure sont considerés. Finalement, on résume les principales conclusions résultantes de ce projet d'investigation (chapitre 6).

AGRADECIMENTOS

Na impossibilidade de agradecer a todos os que deram um contributo para o desenvolvimento desta dissertação, as minhas palavras são dedicadas apenas aos que pela sua importância merecem uma particular distinção:

Ao Professor Luís Lemos, orientador científico desta dissertação, manifesto o meu agradecimento pela sua constante presença ao longo do meu percurso académico, em que a Geotecnia assumiu a sua importância como especialização do conhecimento; pela descoberta do meu interesse pelas actividades de investigação; pelo aconselhamento, apoio e disponibilidade demonstrados, em particular nos momentos mais difíceis.

Ao Professor Carlos Rodrigues, amigo e colega da secção de Geotecnia do DEC da ESTG-IPG, manifesto o meu agradecimento pelo apoio e disponibilidade demonstrados ao longo do desenvolvimento desta dissertação, muitas vezes em detrimento do seu trabalho pessoal, e pela convergência de objectivos de investigação, motivação para a confrontação de muitos resultados dos nossos ensaios.

Aos Professores das secções de Geotecnia da FCTUC e da FEUP, manifesto o meu agradecimento pelos ensinamentos, em particular ao Professor Paulo da Venda pela ajuda com a câmara triaxial de "stress-path" tipo Bishop-Wesley.

Ao Steven Ackerley do Imperial College, manifesto o meu agradecimento pela sua visita ao laboratório de Geotecnia do DEC da ESTG-IPG e pela resolução de alguns problemas com a câmara triaxial de "stress-path" tipo Bishop-Wesley.

Aos funcionários dos laboratórios do DEC da ESTG-IPG, manifesto o meu agradecimento pela colaboração prestada.

Aos colegas geotécnicos, manifesto o meu agradecimento pelo incentivo e interesse demonstrados, e pela discussão de muitas questões.

Ao DEC da ESTG-IPG, manifesto o meu agradecimento pelo apoio e financiamento deste projecto de investigação.

À empresa Argilis, extracção de areias e argilas, lda. e ao geólogo Rui Matias, manifesto o meu agradecimento pela disponibilização da areia e do caulino utilizados neste projecto de investigação.

À minha família e amigos, em particular ao Pedro e ao Luís, manifesto o meu agradecimento pelo incentivo e compreensão que souberam demonstrar.

Por fim, as minhas últimas palavras são para o meu Pai, tão longe e tão perto, pelo amor incondicional e valores transmitidos, e pela compreensão que sempre demonstrou em todos os momentos da minha ausência, o meu eterno agradecimento.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
 CAPÍTULO 2 – OS SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS.....	 4
2.1 As rochas ígneas graníticas.....	4
2.1.1 Algumas considerações gerais acerca das rochas ígneas graníticas.....	4
2.1.2 Alterabilidade e alteração.....	9
2.1.3 Os perfis de alteração e as classificações dos graus de alteração.....	16
2.2 Os solos residuais.....	24
2.2.1 Algumas considerações gerais acerca dos solos residuais.....	24
2.2.2 Os conceitos de solo residual.....	26
2.2.3 As metodologias de classificação dos solos residuais.....	29
2.2.4 Os factores determinantes do comportamento dos solos residuais.....	33
 CAPÍTULO 3 – A IMPORTÂNCIA DA ESTRUTURA NOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS.....	 39
3.1 Considerações iniciais.....	39
3.1.1 Os conceitos de estrutura.....	39
3.1.2 Um material de referência no estado desestruturado.....	43
3.1.3 Síntese dos principais factores determinantes da estrutura e processos associados.....	45
3.1.4 A importância do desenvolvimento de uma nova terminologia.....	46
3.2 Alguns aspectos acerca do comportamento de diversos geomateriais.....	48
3.3 Os conceitos de cedência.....	61

CAPÍTULO 4 – UM SOLO ARTIFICIAL DE MATRIZ CIMENTADA	71
4.1 Considerações iniciais	71
4.2 Um material artificial para simular solos residuais graníticos	72
4.2.1 Enquadramento do presente projecto de investigação	72
4.2.2 Caracterização dos materiais constituintes das amostras artificiais	77
4.2.3 Metodologia para constituição de amostras de um solo artificial de matriz cimentada por caulino	79
4.3 Descrição microestrutural das amostras artificiais	87
 CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	 91
5.1 Ensaio de consolidação unidimensional edométrica	91
5.1.1 Considerações iniciais	91
5.1.2 Um padrão de comportamento para o material de referência no estado desestruturado	94
5.1.3 Metodologia utilizada para a definição da tensão de cedência	99
5.1.4 Enquadramento do comportamento do material artificial no estado estruturado e do material de referência no estado desestruturado, preparado a diversos índices de vazios iniciais	100
5.1.5 A influência das partículas friáveis de c_{fk}	103
5.1.6 Representação alternativa da compressibilidade	106
5.1.7 Parametrização da compressibilidade	109
5.1.8 Transposição da linha de compressibilidade limite para o espaço v - p'	110
5.2 Ensaio de corte triaxial	112
5.2.1 Considerações iniciais	112
5.2.1.1 Enquadramento dos objectivos previamente estabelecidos	112
5.2.1.2 Algumas considerações acerca das metodologias de ensaio e critérios adoptados nos ensaios de corte triaxial	115

5.2.1.3 Algumas considerações acerca dos critérios adotados na definição das envolventes de resistência e de cedência.....	121
5.2.2 Apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de corte triaxial.....	127
5.2.2.1 Ensaio de corte triaxial preliminares.....	127
5.2.2.2 Ensaio de corte triaxial sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	135
5.2.2.2.1 Considerações iniciais.....	135
5.2.2.2.2 Apresentação dos resultados dos ensaios não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	136
5.2.2.2.3 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	138
5.2.2.2.4 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com p' constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	140
5.2.2.2.5 Apresentação dos resultados dos ensaios não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	142
5.2.2.2.6 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	143
5.2.2.2.7 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com p' constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	145
5.2.2.2.8 Discussão dos resultados integrados dos ensaios de corte triaxial.....	146
 CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	 157
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 160

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Figura 1.1 – Fotografia da carta geológica de Portugal, escala 1:1.000.000 (Serviços Geológicos de Portugal, 1968).....	1
---	---

CAPÍTULO 2 – OS SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

Figura 2.1 – Relação do ciclo geológico com a tectónica de placas e fontes de energia (Wyllie, 1995).....	4
Figura 2.2 – O ciclo da rocha (Das, 1998).....	5
Figura 2.3 – Influência das estruturas dos silicatos constituintes dos minerais das rochas ígneas no estabelecimento de uma ordem de resistência à meteorização (Aires-Barros, 1971).....	9
Figura 2.4 – Séries de Bowen/Goldich (Aires-Barros, 1971; Teles <i>et al.</i> , 1997).....	10
Figura 2.5 – Ordem de resistência à meteorização das rochas ígneas (Aires-Barros, 1971; Teles <i>et al.</i> , 1997).....	11
Figura 2.6 – Perfil evidenciando diferentes horizontes (Brady <i>et al.</i> , 1996).....	13
Figura 2.7 – Exfoliação, alteração concêntrica (Brady <i>et al.</i> , 1996).....	14
Figura 2.8 – Típico perfil de alteração, por Little em 1969 (Mitchell, 1993).....	17

CAPÍTULO 3 – A IMPORTÂNCIA DA ESTRUTURA NOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS

Figura 3.1 – Importância da contribuição da fábrica e das ligações interparticulares para a estrutura (Mitchell, 1993).....	42
Figura 3.2 – Factores determinantes da estrutura e processos associados (Mitchell, 1993).....	45

Figura 3.3 – Compressão unidimensional de um solo estruturado (Vaughan, 1988).....	48
Figura 3.4 – Compressão unidimensional de amostras intacta e sedimentada no laboratório para argila da Cidade do México, por Mesri <i>et al.</i> em 1975 (Leroueil <i>et al.</i> , 1990).....	49
Figura 3.5 – Influência do índice de vazios inicial e da resistência das ligações interparticulares nas curvas de compressão unidimensional de materiais estruturados (Aversa <i>et al.</i> , 1993).....	50
Figura 3.6 – Comparação esquemática das curvas de compressão isotrópica de areias carbonatadas com fraca e forte cimentação (Cuccovillo <i>et al.</i> , 1999).....	51
Figura 3.7 – Envolventes de resistência de pico para areia artificialmente cimentada e areia não cimentada, a uma densidade relativa de 74% (Clough <i>et al.</i> , 1981).....	52
Figura 3.8 – Comparação do critério de rotura no plano triaxial com resultados experimentais para solo compactado, solo-cimento e argamassa (Lade <i>et al.</i> , 1989).....	52
Figura 3.9 – Efeito das ligações interparticulares de cimentação no ângulo de resistência ao corte (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).....	54
Figura 3.10 – Efeitos da tensão de confinamento, $\gamma_d=13 \text{ KN/m}^3$ e teor de cimento=20% (Huang <i>et al.</i> , 1993).....	55
Figura 3.11 – Efeitos do teor de cimento, $\gamma_d=13 \text{ KN/m}^3$ e tensão de confinamento=100 KPa (Huang <i>et al.</i> , 1993).....	56
Figura 3.12 – Efeitos da densidade, teor de cimento=20% e tensão de confinamento=1,2 MPa (Huang <i>et al.</i> , 1993).....	56
Figura 3.13 – Efeitos do teor de cimento no tamanho e forma das envolventes de cedência (Huang <i>et al.</i> , 1993).....	57
Figura 3.14 – Efeitos da densidade no tamanho e forma das envolventes de cedência (Huang <i>et al.</i> , 1993).....	57
Figura 3.15 – Ensaios de compressão triaxial drenados em solo artificial estruturado com um índice de vazios médio de 0,7 (Maccarini, 1987).....	58
Figura 3.16 – Comportamento idealizado de solos cimentados, trajectórias de tensões e comportamento tensão-deformação (Coop <i>et al.</i> , 1993).....	59
Figura 3.17 – Comportamento de areias cimentadas cuja estrutura advém predominantemente da fábrica e em que as ligações interparticulares de cimentação são fracas (Cuccovillo <i>et al.</i> , 1999).....	60

Figura 3.18 – Diferentes tipos de cedência (Leroueil <i>et al.</i> , 1990).....	61
Figura 3.19 – Identificação das zonas I, II e III no espaço triaxial (Jardine, 1992).....	62
Figura 3.20 – Identificação dos pontos de cedência para areia carbonatada artificialmente cimentada (Coop <i>et al.</i> , 1993).....	63
Figura 3.21 – Identificação dos pontos de cedência iniciais para uma rocha branda sedimentar e biogénica, a lignite Ptolemáica (Kavvadas <i>et al.</i> , 1994).....	64
Figura 3.22 – Identificação esquemática dos pontos de primeira e segunda cedência (Vaughan <i>et al.</i> , 1988).....	65
Figura 3.23 – Identificação das três condições de cedência para solos estruturados (Malandraki <i>et al.</i> , 2000).....	67
Figura 3.24 – Figura conceptual das condições de cedência, por Toll <i>et al.</i> em 2000 (Malandraki <i>et al.</i> , 2001).....	67
Figura 3.25 – Condições de cedência identificadas por diversos investigadores.....	68
Figura 3.26 – Equipamentos de laboratório e procedimentos de ensaio adequados para medição da rigidez (Atkinson, 2000).....	69
Figura 3.27 – Zonas de comportamento para um solo artificialmente cimentado definidas a partir de ensaios de compressão triaxial drenados com diferentes trajectórias de tensões (Malandraki <i>et al.</i> , 2000).....	70

CAPÍTULO 4 – UM SOLO ARTIFICIAL DE MATRIZ CIMENTADA

Figura 4.1 – Efeito do tempo de armazenamento no comportamento mecânico das amostras artificiais (Maccarini, 1987).....	75
Figura 4.2 – Determinação do limite de liquidez do caulino (NP-143, 1969).....	78
Figura 4.3 – Determinação do limite de liquidez do caulino (BS 1377: Part 2, 1990).....	78
Figura 4.4 – Curva granulométrica da areia de quartzo.....	79
Figura 4.5 – Dimensões das peças constituintes do molde de papel de filtro.....	80

Figura 4.6 – Vista lateral do molde cilíndrico de alumínio e das peças constituintes do molde de papel de filtro.....	82
Figura 4.7 – Vista superior do molde cilíndrico de alumínio e das peças constituintes do molde de papel de filtro.....	82
Figura 4.8 – Molde cilíndrico de alumínio envolvido pela peça rectangular de papel de filtro.....	83
Figura 4.9 – Colagem da peça circular de papel de filtro para formação de uma base.....	83
Figura 4.10 – Vista lateral do molde metálico inserido no molde de papel de filtro.....	84
Figura 4.11 – Vista superior do molde metálico inserido no molde de papel de filtro.....	84
Figura 4.12 – Materiais utilizados na constituição da mistura tipo 13/30/57, a mais utilizada neste projecto de investigação (água destilada, e da esquerda para a direita, areia de quartzo, cfk e caulino).....	85
Figura 4.13 – Forno utilizado para cozedura das amostras artificiais.....	85
Figura 4.14 – Aspecto final de uma amostra artificial tipo 13/30/57 e respectivo material de referência no estado desestruturado.....	86
Figura 4.15 – Microfotografias de amostra artificial tipo 13/30/57, cozida a 500°C durante 5 h, antes de ser ensaiada numa câmara triaxial (Bressani, 1990).....	89
Figura 4.16 – Microfotografias de amostra artificial tipo 13/30/57, cozida a 500°C durante 5 h, após ter sido ensaiada numa câmara triaxial, com uma tensão efectiva de consolidação isotrópica de 600 KPa e posterior corte triaxial (Bressani, 1990).....	90

CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Figura 5.1 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica.....	92
Figura 5.2 – Curvas de compressibilidade referentes ao material de referência no estado desestruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	94

Figura 5.3 – Compressão unidimensional de areia Toyoura, efeito do índice de vazios inicial na compressibilidade (Nakata <i>et al.</i> , 2001b).....	95
Figura 5.4 – Compressão isotrópica a alta pressão de solo granítico decomposto no estado saturado a diversas densidades iniciais, por Coop <i>et al.</i> em 1993 (Lee <i>et al.</i> , 1995).....	96
Figura 5.5 – Modelo conceptual para solos não coesivos evidenciando uma linha de compressibilidade limite, por Pestana <i>et al.</i> em 1995 (Jefferies <i>et al.</i> , 2000).....	98
Figura 5.6 – Definição da linha de compressibilidade limite e da respectiva equação de normalização no espaço $e-\sigma'_v$	98
Figura 5.7 – Curva de compressibilidade referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	99
Figura 5.8 – Metodologia para a determinação da tensão de pré-consolidação, por Pacheco Silva em 1970 (Ortigao, 1995).....	100
Figura 5.9 – Curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	101
Figura 5.10 – Compressão isotrópica de solo artificial não cimentado e fracamente cimentado (Cuccovillo <i>et al.</i> , 1993).....	102
Figura 5.11 – Compressão isotrópica de solo artificial fortemente cimentado (Cuccovillo <i>et al.</i> , 1993).....	102
Figura 5.12 – Curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h, no estado estruturado e desestruturado.....	104
Figura 5.13 – Compressão isotrópica de areia Erksak (Jefferies <i>et al.</i> , 2000).....	104
Figura 5.14 – Curvas de compressibilidade integradas referentes ao material artificial tipo 13/30/57 e 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h.....	105
Figura 5.15 – Representação alternativa da compressibilidade: curva de compressibilidade em escala natural referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	107
Figura 5.16 – Representação alternativa da compressibilidade: ampliação da Figura 5.15.....	107

Figura 5.17 – Representação alternativa da compressibilidade: variação de $D=1/m_v$ com σ'_v , com a integração de todos os ensaios realizados sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.....	108
Figura 5.18 – Representação alternativa da compressibilidade: variação de $D=1/m_v$ com σ'_v , com a integração dos ensaios realizados sobre o material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57 e 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h.....	109
Figura 5.19 – Valores de K_0 em função de p' para uma amostra indeformada de solo residual (Viana da Fonseca, 1996).....	110
Figura 5.20 – Definição da linha de compressibilidade limite e da respectiva equação de normalização no espaço v - p'	111
Figura 5.21 – Comparação dos ensaios de compressão triaxial com aumento e diminuição da tensão média em solos residuais do granito do Porto: envolventes de rotura (Cardoso, 1986).....	113
Figura 5.22 – Comparação dos ensaios de compressão triaxial com aumento e diminuição da tensão média em solos residuais do granito do Porto: diagramas tensão-deformação (Cardoso, 1986).....	113
Figura 5.23 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio em que a trajectória de tensões inicial com σ'_1 constante foi alterada para uma trajectória de tensões com σ'_3 constante (Malandraki <i>et al.</i> , 2001).....	114
Figura 5.24 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios de corte triaxial.....	116
Figura 5.25 – Pormenor da câmara triaxial.....	116
Figura 5.26 – Esquema do sistema de controlo da célula triaxial de "stress-path" tipo Bishop-Wesley.....	117
Figura 5.27 – Comparação entre as curvas tensão desviatória-deformação axial obtidas através de instrumentação externa e interna, por Martins em 1994 (Bressani <i>et al.</i> , 1996).....	119
Figura 5.28 – Definição do parâmetro normalizador p'_e	122
Figura 5.29 – Trajectória de tensões e relações tensão-deformação referentes a um ensaio não drenado de uma amostra de caulino sobreconsolidado (Atkinson, 2000).....	123
Figura 5.30 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante (ensaio T1 referenciado na subsecção 5.3.2.2.2).....	125

Figura 5.31 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante (ensaio T1 referenciado na subsecção 5.3.2.2.2).....	125
Figura 5.32 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante (ensaio T13 referenciado na subsecção 5.3.2.2.3).....	126
Figura 5.33 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante (ensaio T13 referenciado na subsecção 5.3.2.2.3).....	126
Figura 5.34 – Ensaio de corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante sobre material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 5 h, influência da velocidade do corte (Bressani, 1990).....	128
Figura 5.35 – Influência da velocidade do corte, trajectória de tensões.....	129
Figura 5.36 – Influência da velocidade do corte, relação tensão-deformação.....	129
Figura 5.37 – Influência da velocidade do corte, evolução da pressão da água nos poros.....	130
Figura 5.38 – Ensaio de corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante sobre material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 5 h, influência da técnica de saturação (Bressani, 1990).....	131
Figura 5.39 – Influência da técnica de saturação, relação tensão-deformação.....	132
Figura 5.40 – Influência do tempo de cozedura, relação tensão-deformação.....	133
Figura 5.41 – Influência das partículas friáveis de cfk, trajectórias de tensões não normalizadas referentes ao material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h.....	134
Figura 5.42 – Influência das partículas friáveis de cfk, relação tensão-deformação.....	134
Figura 5.43 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	136
Figura 5.44 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	137
Figura 5.45 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de cedência no espaço de tensões normalizado.....	137
Figura 5.46 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	138
Figura 5.47 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	139

Figura 5.48 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de cedência no espaço de tensões normalizado.....	139
Figura 5.49 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	140
Figura 5.50 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	141
Figura 5.51 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de cedência no espaço de tensões normalizado.....	141
Figura 5.52 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	142
Figura 5.53 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	143
Figura 5.54 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	144
Figura 5.55 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	144
Figura 5.56 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado.....	145
Figura 5.57 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado.....	146
Figura 5.58 – Envolventes de resistência integradas para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado.....	146
Figura 5.59 – Envolventes de resistência integradas para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material de referência no estado desestruturado.....	147
Figura 5.60 – Envolventes de resistência integradas para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado e desestruturado.....	147
Figura 5.61 – Superfícies de estado limite completas para o material artificial no estado estruturado, segundo as diversas trajectórias de tensões.....	150
Figura 5.62 – Superfície de estado limite (Lemos <i>et al.</i> , 2000).....	151
Figura 5.63 – Integração de todos os pontos de cedência identificados para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado.....	152

Figura 5.64 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões não drenada de compressão com σ_3 constante para o material artificial no estado estruturado.....	153
Figura 5.65 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante para o material artificial no estado estruturado.....	154
Figura 5.66 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões drenada de compressão com p' constante para o material artificial no estado estruturado.....	154

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 – OS SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

Quadro 2.1 – Composição química ponderal do granito (Teles <i>et al.</i> , 1997).....	7
Quadro 2.2 – Classificação dos graus de alteração proposta pela International Society For Rock Mechanics (International Society For Rock Mechanics, 1978).....	19
Quadro 2.3 – Descrição da terminologia utilizada no Quadro 2.2 (International Society for Rock Mechanics, 1978).....	19
Quadro 2.4 – Classificação dos graus de alteração proposta por Aires-Barros (Aires-Barros, 1971).....	20
Quadro 2.5 – Classificação dos graus de alteração proposta por Lee e De Freitas (Goodman, 1993).....	21
Quadro 2.6 – Classificação dos graus de alteração proposta por Lee e De Freitas, continuação do Quadro 2.5 (Goodman, 1993).....	22
Quadro 2.7 – Classificação do grau de desintegração, por Lee e De Freitas (Goodman, 1993).....	23
Quadro 2.8 – Caracterização de um típico perfil de alteração através da descrição dos graus de alteração, por Lee e De Freitas (Goodman, 1993).....	23
Quadro 2.9 – Profundidades típicas dos perfis de alteração residuais, por Sowers em 1963 (Lambe <i>et al.</i> , 1979b).....	26
Quadro 2.10 – Materiais categorizados como solo residual em dezoito países (Brand <i>et al.</i> , 1985)....	28
Quadro 2.11 – Factores determinantes do comportamento dos solos residuais <i>versus</i> solos transportados (Vaughan, 1997).....	34
Quadro 2.12 – Factores determinantes do comportamento dos solos residuais <i>versus</i> solos transportados (Brenner <i>et al.</i> in Blight, 1997).....	34

CAPÍTULO 4 – UM SOLO ARTIFICIAL DE MATRIZ CIMENTADA

Quadro 4.1 – Materiais artificiais utilizados no presente projecto de investigação (composição e cozedura).....	77
---	----

CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Quadro 5.1 – Quadro síntese dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica realizados.....	91
Quadro 5.2 – Parametrização da compressibilidade.....	109
Quadro 5.3 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial realizados.....	115
Quadro 5.4 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial preliminares.....	127
Quadro 5.5 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	136
Quadro 5.6 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	138
Quadro 5.7 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com p' constante sobre o material artificial no estado estruturado.....	140
Quadro 5.8 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	142
Quadro 5.9 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	143
Quadro 5.10 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com p' constante sobre o material de referência no estado desestruturado.....	145
Quadro 5.11 – Parametrização da resistência ao corte.....	152

SIMBOLOGIA

Apesar de se ter procurado apresentar os símbolos à medida que iam surgindo no texto, considera-se no entanto conveniente a apresentação de uma listagem dos mais importantes.

A_0	área inicial
A_c	área corrigida
B	parâmetro de Skempton
c'	coesão efectiva
c'_e	coesão efectiva equivalente
C_c	índice de compressibilidade
C_s	índice de expansibilidade
D	módulo de deformabilidade unidimensional
e	índice de vazios
e_0	índice de vazios in situ
e_l	índice de vazios correspondente ao limite de liquidez
$e_{\text{máx}}$	índice de vazios máximo
e_{opt}	índice de vazios à baridade seca óptima
e_r	índice de vazios relativo
E_{tan}	módulo de deformabilidade tangente
G	densidade das partículas
h	hora
H_0	altura inicial
H_c	altura corrigida
K_0	coeficiente de impulso em repouso
m_v	coeficiente de compressibilidade unidimensional
p	tensão total média
p'	tensão efectiva média
p'_e	parâmetro normalizador

q	tensão desviatória
R^2	coeficiente de correlação
S	grau de saturação
u	pressão da água nos poros
w	teor em água
WL	limite de liquidez
ε_a	extensão axial
ε_v	extensão volumétrica
ϕ'	ângulo de resistência ao corte efectivo
ϕ'_e	ângulo de resistência ao corte efectivo equivalente
γ	peso volúmico
v	volume específico
σ	tensão total
σ_v	tensão total vertical
σ_1	tensão total principal máxima
σ_3	tensão total principal mínima
σ'	tensão efectiva
σ'_0	tensão efectiva vertical in situ
σ'_c	tensão de cedência ou tensão de pré-consolidação aparente ou virtual
σ'_c	tensão efectiva de consolidação isotrópica triaxial
$\sigma'_{\max}$	tensão efectiva vertical máxima
σ'_v	tensão efectiva vertical
σ'_1	tensão efectiva principal máxima
σ'_3	tensão efectiva principal mínima

ABREVIATURAS

Geological Society = Geological Society Engineering Group Working Party Report

International Society For Rock Mechanics = International Society For Rock Mechanics Commission on
Standardization of Laboratory and Field Tests

Proc. = Proceedings

CAPÍTULO 1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As rochas ígneas graníticas encontram-se representadas numa larga extensão do território continental Português, em particular na região da Guarda, localizada na fotografia da carta geológica de Portugal apresentada na Figura 1.1:

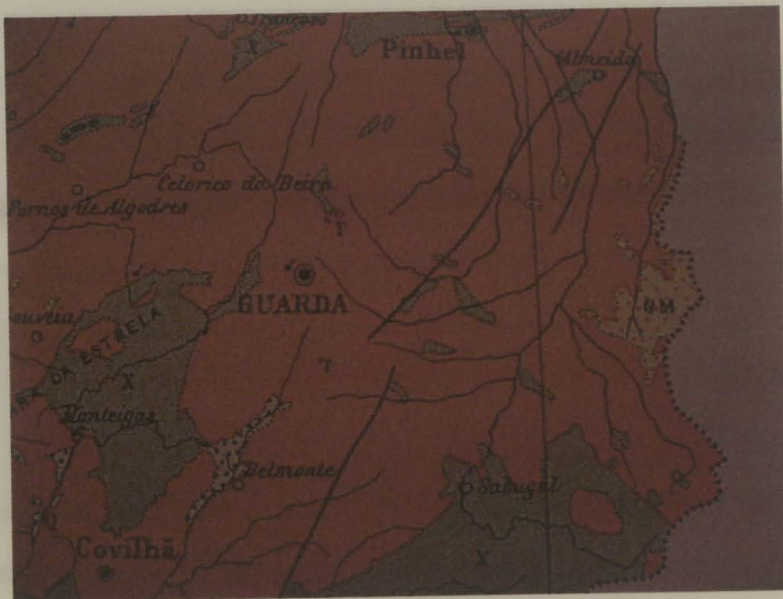


Figura 1.1 – Fotografia da carta geológica de Portugal, escala 1:1.000.000

(Serviços Geológicos de Portugal, 1968)

Um dos principais objectivos deste projecto de investigação é apresentar uma contribuição para a compreensão do comportamento geomecânico dos solos residuais graníticos, em investigação na região da Guarda pelo Professor Carlos Rodrigues.

Maccarini (1987) desenvolveu um material artificial para modelar o comportamento estrutural dos solos residuais, ultrapassando deste modo as dificuldades inerentes à amostragem não perturbada e à variabilidade inata que caracteriza estes materiais.

Neste projecto de investigação, a técnica de constituição de amostras artificiais descrita por Maccarini (1987) foi também utilizada para produzir várias misturas, e investigar a influência da trajectória de tensões na posição das envolventes de resistência e de cedência, com o estabelecimento de zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado.

No capítulo 2 apresentam-se algumas considerações acerca das rochas ígneas graníticas e da sua alterabilidade e alteração, sendo efectuada a caracterização de um típico perfil alterado através da descrição dos graus de alteração por diversas propostas. São também apresentadas algumas considerações acerca dos solos residuais e conceitos associados, sendo analisadas as principais metodologias utilizadas na sua classificação. Em conclusão são apontados os factores determinantes do comportamento dos solos residuais, entre os quais se destaca a estrutura herdada da rocha mãe ou resultante dos efeitos da cristalização durante a alteração mineral e da precipitação de material de cimentação.

O capítulo 3 destaca a importância da estrutura nos materiais geotécnicos. São apresentados os diversos conceitos de estrutura, seus principais factores determinantes e processos associados. Procura mostrar-se um padrão geral de comportamento que traduz os efeitos da estrutura em diversos materiais geotécnicos, estabelecendo-se a importância do desenvolvimento de uma nova terminologia, e considerando-se as questões associadas à comparação do comportamento do material estruturado com o do mesmo material no estado desestruturado. Em conclusão são indicados os diversos conceitos de cedência utilizados em Engenharia Geotécnica.

No capítulo 4 é efectuada o enquadramento do presente projecto de investigação e descrita uma metodologia para constituição de amostras de um solo artificial de matriz cimentada por caulino, que procura simular genericamente os solos residuais graníticos. É também apresentada a caracterização

dos materiais constituintes das referidas amostras artificiais, assim como uma descrição microestrutural das mesmas.

No capítulo 5 é efectuada a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização mecânica das amostras artificiais constituídas. Em cada secção são apresentados os principais objectivos previamente estabelecidos, metodologias de ensaio e critérios adoptados. A cedência é analisada através de ensaios de consolidação sobre amostras artificiais no estado estruturado e desestruturado. Através de ensaios triaxiais são definidas envolventes de resistência e de cedência para diversas trajectórias de tensões, sendo individualizadas zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado através do estabelecimento de um material de referência no estado desestruturado, comparativamente ao qual os efeitos da estrutura são considerados.

Finalmente, no capítulo 6 resumem-se as principais conclusões decorrentes deste projecto de investigação.

CAPÍTULO 2

OS SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

2.1 AS ROCHAS ÍGNEAS GRANÍTICAS

2.1.1 Algumas considerações gerais àcerca das rochas ígneas graníticas

Os solos residuais graníticos são parte integrante de um contínuo, mas bastante discreto processo interactivo, o ciclo geológico, esquematizado na Figura 2.1:

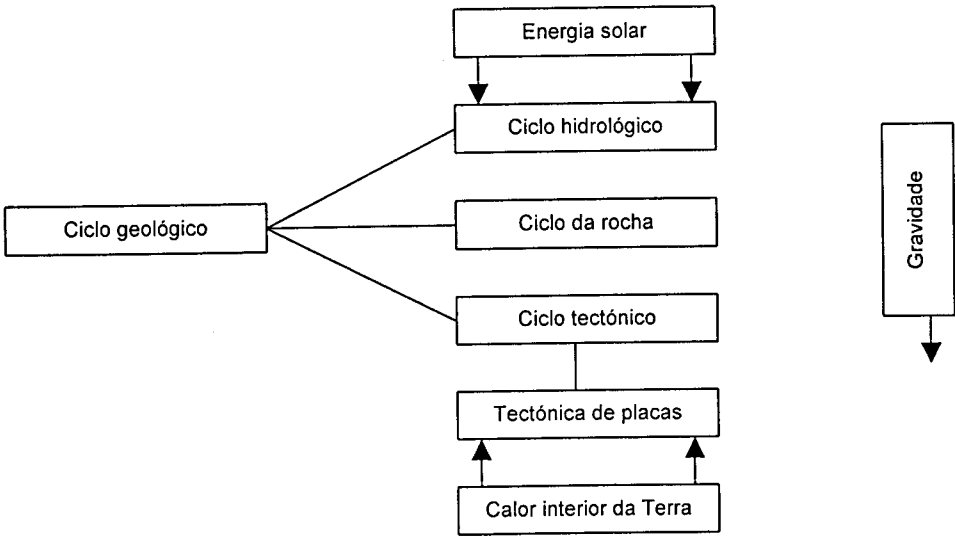


Figura 2.1 – Relação do ciclo geológico com a tectónica de placas e fontes de energia (Wyllie, 1995)

O ciclo geológico envolve três subciclos que descrevem aspectos como o movimento da água através da atmosfera, hidrosfera e litosfera; as acções erosivas da atmosfera e hidrosfera sobre a litosfera e a formação dos diferentes tipos de rocha; e o afundamento de grandes áreas da superfície terrestre seguido de levantamento e dobramento de cadeias montanhosas (Wyllie, 1995).

O ciclo da rocha, também esquematizado na Figura 2.2, envolve uma série de processos físicos, químicos, e biológicos, através dos quais as rochas são convertidas em solos e vice-versa:

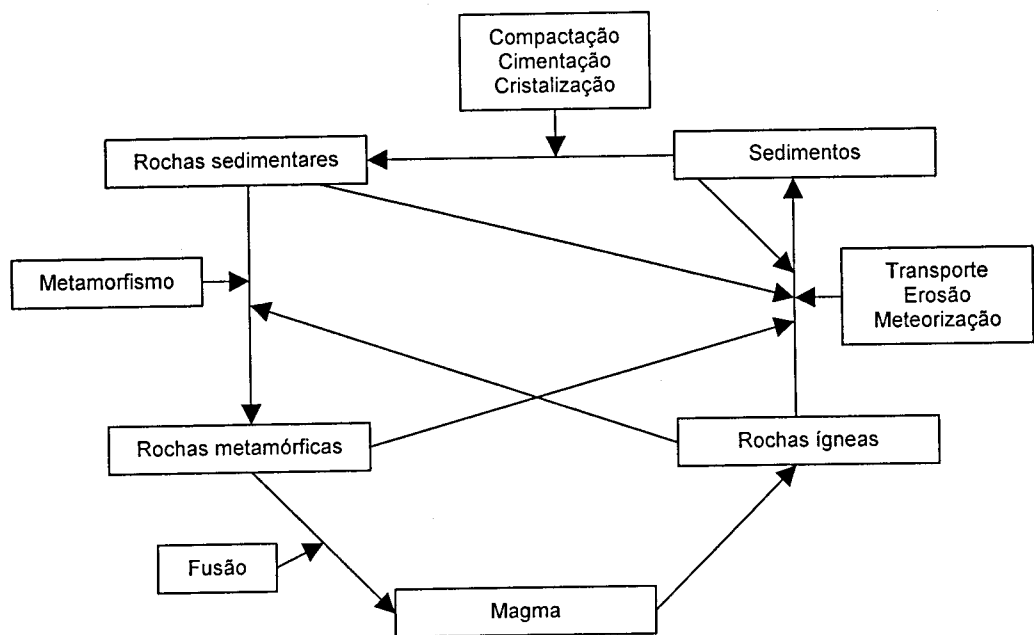


Figura 2.2 – O ciclo da rocha (Das, 1998)

O engenheiro civil procura classificar os materiais que constituem a litosfera de acordo com a natureza das forças que agregam as partículas minerais, mas estando essa classificação sujeita a diferentes interpretações, a fronteira entre solo e rocha é necessariamente arbitrária. A classificação utilizada em geologia considera o solo como um material capaz de suportar vegetação, e divide as rochas em grupos de acordo com o seu modo de formação, independentemente do grau de agregação das partículas minerais (Terzaghi *et al.*, 1996).

As rochas classificadas como ígneas resultam da consolidação de massas em fusão provenientes de regiões profundas da Terra, que por diminuição de temperatura e de pressão solidificam no interior (rochas intrusivas), ou no exterior (rochas extrusivas) da crosta terrestre.

Essas massas em fusão ígnea, denominadas magmas, são geradas a profundidades correspondentes à base da crosta terrestre ou parte superior do manto, sendo essencialmente constituídas por silicatos no estado de fusão, com maiores ou menores percentagens de elementos voláteis.

Entre os vários critérios adoptados para classificar as rochas ígneas em famílias, assumem particular importância a composição mineralógica, indicadora da composição química, e a textura, dependente sobretudo do modo como se dá o arrefecimento do magma.

As rochas ígneas intrusivas afloram em extensões variáveis e apresentam diversos modos de jazida. A família dos granitos integra rochas intrusivas plutónicas, frequentemente sob a forma de batólitos, de textura fanerítica ou microfanerítica, sendo essencialmente constituídas por quartzo, feldspatos potássicos (ortoclase, microclina) e plagioclases sódicas (albite, oligoclase), contendo como principais minerais acessórios micas (biotite, moscovite) (Teles *et al.*, 1997).

Para além de considerações quanto à sua estrutura e textura, a sua petrografia considera três critérios adicionais (Aires-Barros, 1971; Teles *et al.*, 1997):

- i. O critério da cor classifica-as como rochas leucocratas, em geral de cor clara, em tons de branco, bege, cinza, rosa e vermelho, em que predominam os minerais félsicos (minerais de densidade inferior a 2,8, de cor clara, ricos em silício, sódio e potássio, e pobres em magnésio e ferro);
- ii. O critério da acidez ou saturação classifica-as como rochas ácidas ou sobressaturadas, com uma percentagem de sílica superior a 65%;
- iii. O critério da alcalinidade classifica-as como rochas alcalinas, pela predominância de minerais alcalinos contendo sódio e potássio.

Os granitos da Guarda, dos terrenos envolventes do Instituto Politécnico da Guarda, são leucomesocráticos, de grão geralmente grosseiro com dimensão média dos cristais da matriz de 7 mm, de textura porfiróide, com fenocristais feldspáticos com comprimentos médios de 45 mm, podendo atingir os 70 mm ou mais, do tipo monzonítico biotítico, com predominância da biotite em relação à moscovite. Apresentam como minerais essenciais quartzo, microclina, albite, oligoclase, biotite, moscovite, e como principais minerais acessórios apatite, magnetite, zircão, sendo a caulinite, a clorite e a sericite os mais abundantes minerais acessórios (por Teixeira *et al.* em 1963 in Antão *et al.*, 2000).

Apresenta-se de seguida no Quadro 2.1 a composição química ponderal do granito, com base em resultados médios de numerosas análises químicas efectuadas (Teles *et al.*, 1997):

Quadro 2.1 – Composição química ponderal
do granito (Teles *et al.*, 1997)

Elemento	%
SiO ₂	72,30
TiO ₂	0,30
Al ₂ O ₃	14,00
Fe ₂ O ₃	0,90
FeO	1,50
MnO	0,05
MgO	0,50
CaO	1,40
Na ₂ O	3,10
K ₂ O	5,10
P ₂ O ₅	0,15
H ₂ O ⁺	0,60
H ₂ O	0,10
Total	100,00

A composição química conduz a uma determinada composição mineralógica em rochas que cristalizam a partir de um magma, mas dependendo do mecanismo de formação, a composição mineralógica pode controlar a composição química (Teles *et al.*, 1997).

Teles *et al.* (1997) consideram dois mecanismos que provocam alterações na composição do magma: a diferenciação por cristalização fraccionada e a anatexia.

Enquanto o primeiro provoca mudanças sistemáticas na composição do magma mãe de composição básica, formado por fusão parcial, na parte superior do manto, de rochas ultrabásicas ricas em olivinas e piroxenas, o segundo produz à partida um magma de composição ácida.

Estes magmas anatéticos resultam da fusão parcial de materiais crustais de composição química rica em sílica e alcális, mas pobres em cálcio e minerais ferro-magnesianos, e a sua formação está associada predominantemente ao aquecimento de extensos sectores da crosta terrestre aquando da formação de grandes cadeias montanhosas.

Teles *et al.* (1997) referem ainda a existência de diversos estudos que mostraram que o volume de granito que se podia formar a partir de um processo de diferenciação por cristalização fraccionada de um magma mãe básico, correspondia apenas a cerca de 5% do volume inicial de magma, não se explicando consequentemente a enorme quantidade de granitos existente na crosta terrestre.

Mencionam também que, de facto, a generalidade das rochas graníticas portuguesas se formou por anatexia a partir de magmas mãe de composição semelhante à dos próprios granitos, caso das rochas graníticas das regiões Norte e Centro do território continental Português, submetidas durante a fase de arrefecimento dos magmas mãe de composição ácida a uma diferenciação magmática de amplitude bem mais reduzida do que a normalmente observada para os magmas mãe de composição básica.

Alguns investigadores consideram ainda que os granitos são na sua maior parte rochas ultrametamórficas, e não rochas magmáticas (Aires-Barros, 1971).

A coerência verificada na composição química e mineralógica é explicada pelas séries de reacção de Bowen, que analisou o comportamento de magmas artificiais no decurso do seu arrefecimento (Teles *et al.*, 1997).

As séries de reacção de Bowen traduzem o princípio da reacção, e descrevem uma sequência ordenada de geração e reacção dos minerais a partir e com o líquido magmático (Aires-Barros, 1971).

De facto, a cristalização dos magmas efectua-se sob uma grande diversidade de temperaturas e a separação dos minerais origina uma grande diversidade de composições.

2.1.2 Alterabilidade e alteração

A alterabilidade das rochas ígneas, entendida num sentido dinâmico como aptidão para alteração, depende de questões estruturais, e pode ser explicada pelo princípio da estabilidade. Salienta-se a influência das estruturas dos silicatos constituintes dos minerais das rochas ígneas, no estabelecimento de uma ordem de resistência à meteorização, como se pode observar na Figura 2.3 (Aires-Barros, 1971):

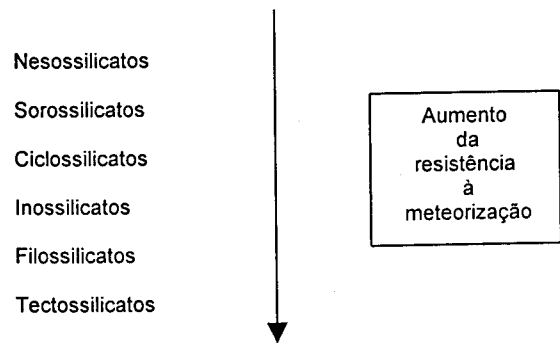


Figura 2.3 – Influência das estruturas dos silicatos constituintes dos minerais das rochas ígneas no estabelecimento de uma ordem de resistência à meteorização (Aires-Barros, 1971)

Deste modo, é possível ordenar os minerais das rochas ígneas segundo a sua resistência à meteorização, de acordo com as séries de Goldich (Aires-Barros, 1971).

As séries de Goldich são idênticas às séries de Bowen, mas possuem um significado petrológico diferente (ver Figura 2.4):

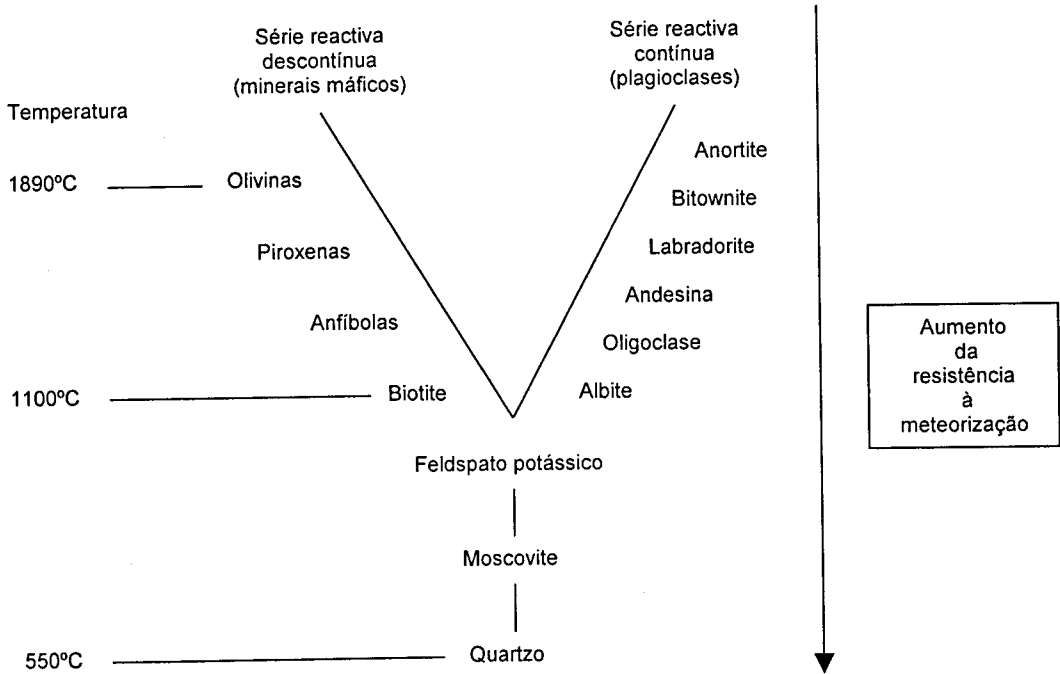


Figura 2.4 – Séries de Bowen/Goldich (Aires-Barros, 1971; Teles *et al.*, 1997)

A coincidência não é fortuita, e é explicada através de um princípio de estabilidade, em que os minerais formados a temperaturas mais elevadas nos primeiros estádios da evolução magmática são os que se encontram em maior desequilíbrio com o meio ambiente externo, e mais facilmente se decompõem (Aires-Barros, 1971).

Atendendo à sua composição e de acordo com o princípio da estabilidade, as rochas ígneas podem também ordenar-se de acordo com a sua resistência à meteorização, como se pode observar na Figura 2.5 (Aires-Barros, 1971):

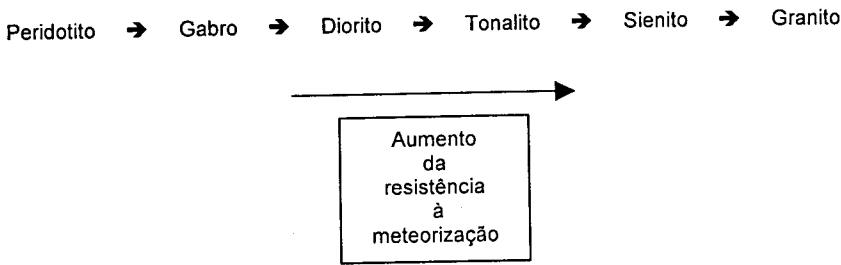
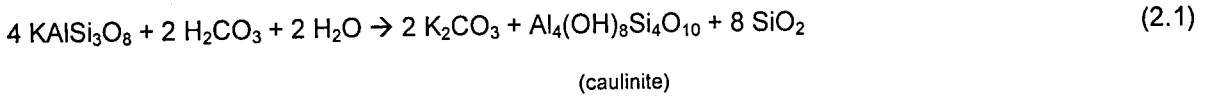


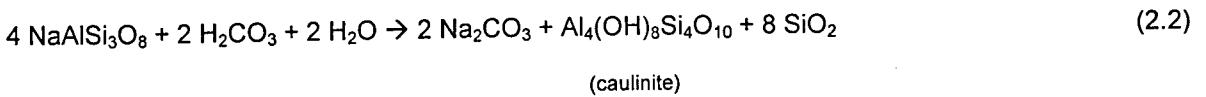
Figura 2.5 – Ordem de resistência à meteorização das rochas ígneas (Aires-Barros, 1971; Teles *et al.*, 1997)

Goodman (1993) apresenta alguns exemplos de possíveis reacções químicas encontradas nos trabalhos de Gilluly, Waters e Woodford em 1959, e referentes à alteração de alguns minerais mais frequentemente presentes, através da acção da água actuando como ácido carbónico através do seu conteúdo em CO₂ dissolvido:

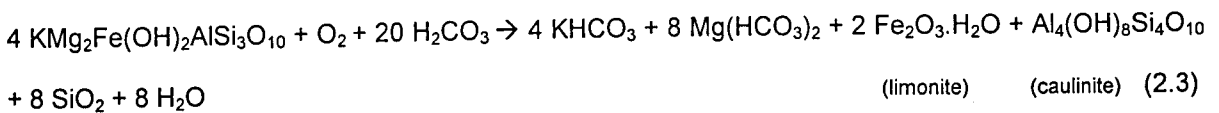
Alteração do feldspato potássico (ortoclase, microclina):



Alteração da albite:



Alteração da biotite:



Aires-Barros (1971) define alteração de uma rocha como a sua desagregação e decomposição por intermédio de agentes físicos e químicos naturais, que transformam essa rocha noutro produto natural, agora em equilíbrio físico-químico com o meio ambiente, e considera dois tipos de alteração de rochas ígneas:

- i. A alteração deutérica ou primária, referente às transformações das rochas originadas nos estádios tardios da consolidação magmática ou como sua consequência, mediante reacções químicas entre os minerais originais e substâncias que se introduzem nas rochas;
- ii. A alteração meteórica ou secundária, que traduz a adaptação a um ambiente geológico exógeno.

Mitchell (1993) apresenta uma definição geral de alteração devida a Reiche em 1945 e Keller em 1957: a resposta dos materiais na litosfera a condições no ou perto do seu contacto com a atmosfera, a hidrosfera, e a biosfera.

Este processo destrutivo seguido na adaptação ao meio ambiente envolve uma diminuição da energia interna dos materiais, e conduz a novas composições usualmente mais estáveis do que as velhas, através de uma grande variedade de processos físicos, químicos, e biológicos (de natureza físico-química) (Mitchell, 1993; Blight in Blight, 1997; Teles *et al.*, 1997).

Os processos químicos tendem a predominar na alteração de rochas ígneas, enquanto os processos físicos dominam a alteração de rochas sedimentares e metamórficas. Contudo, a alteração física e química está tão interrelacionada, que um processo nunca prossegue sem a contribuição do outro (Blight in Blight, 1997).

A importância dos mecanismos de alteração está associada à formação de solos, interfaces de minerais, água, ar, e vida, com perfis característicos muito variados (ver Figura 2.6), desempenhando

diversas funções ecológicas essenciais, tais como: suporte para o crescimento da vegetação, sistema purificador e regulador do abastecimento de água, sistema reciclador de matéria orgânica, habitat para organismos vivos, e suporte físico e material de construção para as estruturas construídas pelo homem (Brady *et al.*, 1996; Teles *et al.*, 1997).



Figura 2.6 – Perfil evidenciando diferentes horizontes (Brady *et al.*, 1996)

Os processos físicos de meteorização precedem a alteração química e reduzem os tamanhos das partículas, envolvendo a actuação de agentes que aumentam a área superficial disponível para alteração química e biológica, facilitando ainda a percolação de fluídos quimicamente reactivos (Mitchell, 1993; Cernica, 1995; Blight in Blight, 1997).

Para além das acções erosivas dos ventos, rios, mares, e glaciares, inúmeros processos físicos de meteorização ocorrem (Mitchell, 1993; Lancellota, 1995; Teles *et al.*, 1997):

- i. Processos de descarga ocorrem por redução da tensão efectiva de confinamento devida a erosão, escavação, levantamento, ou alterações de pressões em fluídos, provocando o diaclasamento da rocha;
- ii. As variações consecutivas de temperatura, importantes nas zonas áridas, introduzem tensões nos minerais, que ao expandir e contrair sucessivamente, causam fracturas que acabam por desintegrar a rocha, como se representa na Figura 2.7, onde se pode observar a exfoliação, alteração concêntrica;

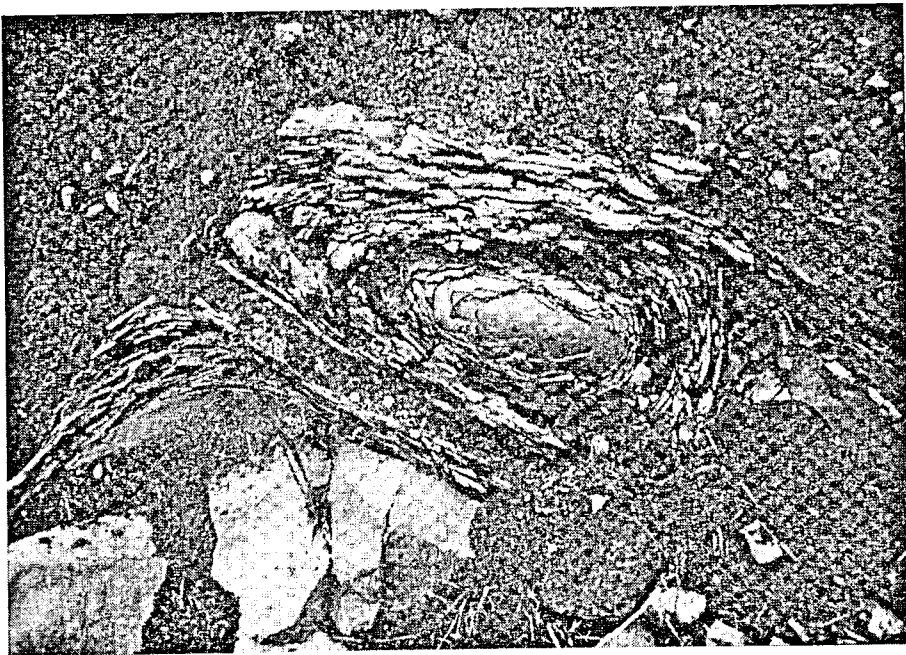


Figura 2.7 – Exfoliação, alteração concêntrica (Brady *et al.*, 1996)

- iii. Também a acção do gelo, mais importante nos climas temperados, e as pressões de cristalização de sais, podem causar significativa desintegração ao introduzir tensões que conduzem ao alargamento de fendas já existentes, ou ao aparecimento de novas fendas;
- iv. A retracção de materiais coloidais na secagem pode também exercer uma tensão de tracção nas superfícies com as quais contacta, conduzindo a fissuração;

- v. Outros processos físicos importantes, de natureza biológica, são os associados ao crescimento de raízes de plantas nas fracturas existentes nas rochas, e as actividades de animais.

Praticamente todos os processos químicos de meteorização envolvem a presença da água, que promove a mobilidade dos iões e actua como componente químico na formação de minerais hidratados, ou que serve ainda de meio de transporte de componentes químicos adicionais (Mitchell, 1993; Lancellota, 1995; Teles *et al.*, 1997).

Entre os processos químicos de meteorização mais comuns encontram-se a hidratação, a hidrólise, a chelação, a troca de catiões, a oxidação, a redução, e a carbonatação (Mitchell, 1993).

Entre os processos químicos de natureza biológica, assume importância a aceleração da decomposição dos solos e das rochas através do ácido húmico (Teles *et al.*, 1997).

A meteorização é influenciada por diversos factores interdependentes uns dos outros (Lambe *et al.*, 1979b; Blight, 1988; Mitchell, 1993; Cernica, 1995; Brady *et al.*, 1996; Teles *et al.*, 1997):

- i. O material precursor de natureza geológica ou orgânica é muito mais importante nas primeiras fases de meteorização, atendendo às diferentes resistências oferecidas, e em conjunto com o clima controla a velocidade dos processos (Mitchell, 1993; Teles *et al.*, 1997);
- ii. O clima exerce uma considerável influência na taxa de alteração ao determinar a precipitação, a temperatura, e o carácter da vegetação de cobertura, que por sua vez afecta o complexo biológico (Mitchell, 1993; Blight in Blight, 1997). É sabido que para uma dada quantidade de precipitação, a meteorização química prossegue mais rapidamente em climas quentes do que frios, e que para uma dada temperatura, a meteorização química prossegue mais rapidamente em climas húmidos do que secos

(Mitchell, 1993). O clima condiciona também a predominância dos agentes físicos em relação aos químicos em regiões desérticas e geladas, e vice-versa em regiões quentes e húmidas (Teles *et al.*, 1997);

- iii. Para um perfil de solo residual profundo se desenvolver, a taxa à qual a alteração avança na crosta terrestre tem de exceder a taxa de remoção dos produtos de alteração pela erosão (Blight in Blight, 1997). A topografia, aparte a sua influência no clima, controla a taxa de alteração, determinando parcialmente a quantidade de água disponível e a taxa a que ela se move através da zona de alteração, controlando a profundidade de acumulação de material e o tempo disponível para alteração antes da sua remoção, e consequentemente a maior ou menor exposição do material subjacente (Mitchell, 1993; Blight in Blight, 1997; Teles *et al.*, 1997);
- iv. Os factores bióticos incluem a influência da vegetação na taxa de erosão e a actividade orgânica de seres vivos (Mitchell, 1993; Teles *et al.*, 1997);
- v. Quanto ao tempo, à medida que decorre diminui a taxa de meteorização (Mitchell, 1993). Sendo os outros factores iguais, quanto mais velho um perfil residual, mais profundo e alterado ele será (Blight, 1988).

2.1.3 Os perfis de alteração e as classificações dos graus de alteração

Os processos de meteorização originam o desenvolvimento de uma sequência de horizontes dispostos segundo um perfil de alteração, exemplificado na Figura 2.8.

O perfil pode ser dividido em três zonas gradacionais (Lambe *et al.*, 1979b; Blight, 1988; Blight in Blight, 1997):

- i. A zona superior, com um alto grau de alteração e remoção do material, já submetida a alguns processos de transporte;
- ii. A zona intermédia, com material altamente alterado, mas apresentando traços da estrutura da rocha mãe, podendo ainda conter núcleos;
- iii. A zona inferior, com material parcialmente alterado, frequentemente com a aparência de uma massa de blocos de rocha branda interligados, sendo uma zona de transição do material alterado para a rocha mãe não alterada.

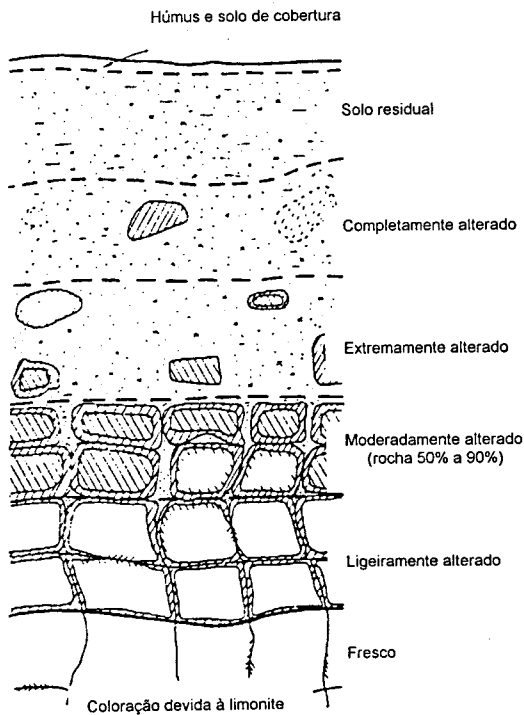


Figura 2.8 – Típico perfil de alteração, por Little em 1969 (Mitchell, 1993)

A descrição pormenorizada do perfil de alteração fez surgir uma série de propostas para classificação dos graus de alteração, baseadas essencialmente em critérios de natureza qualitativa (cor, brilho, preservação ou não da estrutura e textura, etc.), com a utilização de metodologias expeditas.

Processos de avaliação quantitativa do grau de alteração têm sido também utilizados como indicadores do estado de alteração, e conduzem ao estabelecimento do ponto de vista geotécnico de índices de qualidade (Aires-Barros, 1971), de natureza química, mineralógica, ou física (deformabilidade, resistência à compressão, velocidade de propagação dos ultra-sons, porosidade, permeabilidade, expansibilidade) (Teles *et al.*, 1997). Em termos quantitativos, a comparação de valores só deve ser efectuada dentro do mesmo tipo petrográfico, e a metodologia escolhida deve utilizar parâmetros com variação significativa e coerente com as transformações que caracterizam o estado de alteração (Teles *et al.*, 1997).

Entre as propostas para classificação dos graus de alteração, baseadas em critérios de natureza qualitativa, apresentam-se:

- i. A classificação genérica da International Society For Rock Mechanics (Quadros 2.2; 2.3);
- ii. A classificação de Aires-Barros elaborada para a avaliação qualitativa do grau de alteração de um granito (Quadro 2.4);
- iii. A classificação de Lee e De Freitas, baseada na descrição da substância rochosa e em métodos expeditos, que embora elaborada para aplicação a granitos da Coreia, tem tido aplicabilidade mais geral (Quadros 2.5; 2.6).

Quadro 2.2 – Classificação dos graus de alteração proposta pela International Society For Rock Mechanics
(International Society For Rock Mechanics, 1978)

Grau	Termo	Descrição
I	Fresco	Não há sinais visíveis de material rocha alterado. Talvez ligeira descoloração nas superfícies de descontinuidade mais importantes.
II	Ligeiramente alterado	A descoloração indica alteração do material rocha e das superfícies de descontinuidade. Todo o material rocha pode estar descolorado pela alteração e pode ser um pouco mais fraco externamente do que na sua condição fresca.
III	Moderadamente alterado	Menos de metade do material rocha está decomposto e/ou desintegrado em solo. Fresca ou descolorada rocha está presente quer como uma estrutura contínua quer como núcleos.
IV	Extremamente alterado	Mais de metade do material rocha está decomposto e/ou desintegrado em solo. Fresca ou descolorada rocha está presente quer como uma estrutura descontínua quer como núcleos.
V	Completamente alterado	Todo o material rocha está decomposto e/ou desintegrado em solo. A estrutura da massa original continua largamente intacta.
VI	Solo residual	Todo o material rocha está convertido em solo. A estrutura da massa e a fábrica do material estão destruídas. Há uma larga variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.

Quadro 2.3 – Descrição da terminologia utilizada no Quadro 2.2
(International Society For Rock Mechanics, 1978)

Termo	Descrição
Fresco	Não há sinais visíveis de alteração do material rocha.
Descolorado	A cor original do material rocha fresco alterou-se. O grau de alteração relativamente à cor original deve ser indicado. Se a alteração da cor é confinada a constituintes minerais particulares isto deve ser mencionado.
Decomposto	A rocha está alterada para a condição de um solo em que a fábrica original do material se mantém intacta, mas alguns ou todos os grãos minerais estão decompostos.
Desintegrado	A rocha está alterada para a condição de um solo em que a fábrica original do material se mantém intacta. A rocha é friável, mas os grãos minerais não estão decompostos.

Quadro 2.4 – Classificação dos graus de alteração proposta por Aires-Barros

(Aires-Barros, 1971)

Grau	Termo	Descrição
1	Granito são ou muito ligeiramente alterado	Esta rocha é caracterizada por ostentar os feldspatos de cor branca-leitosa e com brilho nacarado. As micas mostram-se de brilho marcado, estando a biotite bem negra e brilhante. É uma rocha coerente, fechada, no geral com quartzo cinzento-claro, de brilho vítreo.
2	Granito pouco alterado	Neste tipo de rocha os feldspatos ainda brancos mostram leve impregnação de óxidos de ferro hidratados castanhos. Estes feldspatos perdem o brilho nacarado, tornam-se baços. A biotite perde também o brilho nacarado e aparece com fina auréola acastanhada de óxidos hidratados de ferro que caminha centripetamente querendo ganhar todo o mineral.
3	Granito alterado	Nas rochas com este grau de alteração, os feldspatos são cremes e mesmo aparecem com manchas castanho-claras provocadas por impregnações mais ou menos profundas de óxidos hidratados de ferro provenientes da lixiviação da biotite (e de outros ferro-magnesianos eventualmente presentes). Os feldspatos estão pulverulentos. A biotite mostra larga auréola acastanhada, baça, em torno de relíquia ainda mais ou menos preservada.
4	Granito muito alterado	Nestas amostras os feldspatos estão muito pulverulentos e desagregam-se com certa facilidade. Estão, ainda, fortemente impregnados por óxidos hidratados de ferro que lhes conferem tom acastanhado. A biotite está praticamente lixiviada, cloritizada, descorada, não se notando qualquer relíquia do mineral inicial, são.
5	Granito decomposto	Trata-se, praticamente, de um quase saibro, pois a rocha desagrega-se com pressão forte dos dedos. Os feldspatos pulverulentos e acastanhados, esboroam-se. Os grãos de quartzo soltam-se facilmente da rocha apodrecida a que os hidróxidos de ferro dão tom acastanhado. A biotite desapareceu dando lugar a clorites e produtos micáceos incolores, totalmente lixiviados (micas brancas secundárias).

Quadro 2.5 – Classificação dos graus de alteração proposta por Lee e De Freitas
(Goodman, 1993)

Grau	Termo	Descrição
I	Fresco (F)	Minerais sem nenhuma alteração, como indicado pela sua aparência brilhante, e sem fissuras visíveis à lupa. Os feldspatos não são riscados pela lâmina do canivete. São necessárias várias pancadas repetidas com o martelo para partir uma amostra. O teor em água é tipicamente muito baixo ($w < 0,3\%$). A rocha seca ao ar tem uma resistência à compressão simples de 125 a 260 MPa, não sofrendo praticamente redução quando saturada.
II	Ligeiramente alterado (SW)	Leve decomposição das plagioclases, que se apresentam ásperas ao tacto. As biotites mostram-se manchadas, mas apenas no seu contorno, contaminando os minerais claros adjacentes. O exame à lupa ou ao microscópio binocular mostra microfissuras com espaçamento superior a 1 cm, embora os grãos pareçam manter entre si ligações fortes. Os feldspatos não se riscam facilmente com a lâmina do canivete. O teor em água permanece baixo ($w < 0,3\%$). A rocha é tão dura que para a partir é necessária mais do que uma pancada com o martelo. A rocha seca ao ar tem uma resistência à compressão simples de 100 a 170 MPa, mas a saturação reduz-a consideravelmente para 55 a 135 MPa.
III	Moderadamente alterado (MW)	O exame de um espécime com lupa mostra que a maioria dos grãos de plagioclase e parte dos grãos de ortoclase estão moderadamente decompostos e perderam o seu brilho vítreo. As biotites estão moderadamente decompostas e rodeadas por minerais manchados (manchas ferruginosas). Observam-se microfracturas à lupa ou com microscópio binocular, com 5 a 10 mm de espaçamento. Alguns contactos intergranulares estão abertos, mas a maior parte está fechada, mantendo-se as forças de ligação entre os grãos. Os feldspatos são riscáveis com lâmina mas não lascáveis. Pode partir-se uma amostra com uma só pancada firme do martelo, mas não se consegue partir à mão um tarolo de sondagem NX. O afloramento não é escavável com a enxada. O teor em água é aproximadamente 0,45%. A resistência à compressão simples da rocha seca ao ar é de 60 a 120 MPa e da rocha saturada de 35 a 65 MPa.

Quadro 2.6 – Classificação dos graus de alteração proposta por Lee e De Freitas, continuação do Quadro 2.5
(Goodman, 1993)

Grau	Termo	Descrição
IV	Extremamente alterado (HW)	Todos os feldspatos estão decompostos, com as plagioclases muito ásperas ou já argilosas ao tacto e a ortoclase áspera ao tacto. A biotite está extremamente decomposta, alterada e rodeada de grãos minerais manchados. A rocha está extremamente fissurada, com fissuras espaçadas de 2 a 5 mm, à lupa ou ao microcópio binocular. Os contactos entre grãos formam fissuras ligeiramente abertas. É possível, embora com dificuldade, cortar lascas nos feldspatos com a lâmina de um canivete. A rocha pode ser fragmentada em mais de um fragmento com pancadas do martelo. Os tarolos NX podem partir-se à mão com esforço. Os afloramentos são escaváveis com uma enxada. Contudo a rocha não se desintegra dentro de água. O teor em água é aproximadamente 3,8%. A resistência à compressão simples da rocha seca ao ar é de 35 a 55 MPa e da rocha saturada é de 10 a 15 MPa.
V	Completamente alterado (CW)	Apesar de ainda se poder reconhecer a estrutura cristalina original, todos os feldspatos e a biotite estão completamente decompostos. Os grãos de biotite e de plagioclase são argilosos e a ortoclase está áspera a argilosa. Os feldspatos raspam-se ou lascam-se com facilidade com a lâmina de um canivete. Nos afloramentos ou amostras a pancada com o pico do martelo provoca uma pequena penetração ou indentação. A amostra desintegra-se na água. Os cristais estão densamente microfracturados e todos os grãos contactam entre si por fissuras abertas. O teor em água é aproximadamente 21%. A resistência à compressão simples da rocha seca ao ar é muito baixa e é quase completamente perdida por saturação.
VI	Solo residual (RS)	A textura cristalina original não é visível, e todos os minerais excepto o quartzo estão decompostos e apresentam-se argilosos ao tacto. Os contactos entre grãos já não se reconhecem devido à perda de textura cristalina. A amostra pode indentar-se com o polegar, é escavável facilmente à mão e desintegra-se em água. O teor em água é superior a 21%.

Uma propriedade índice importante, referida na descrição precedente, é o grau de desintegração que sofre uma amostra de campo com cerca de 40 a 50 gramas após 5 minutos de imersão em água. Se a desintegração não é completa, a amostra é agitada na água várias vezes durante o período de imersão. São definidas quatro classes indiciadoras do grau de alteração, de acordo com o Quadro 2.7:

Quadro 2.7 – Classificação do grau de desintegração, por Lee e De Freitas
(Goodman, 1993)

Classe	Descrição	Grau
1	O material não sofre desintegração apreciável.	I a IV
2	Menos de metade do material sofre desintegração após 5 minutos de imersão e, por agitação, sofre maior fragmentação.	V
3	Mais de metade do material sofre desintegração num sedimento após 5 minutos de imersão, e desagrega-se quase completamente por agitação.	V
4	Desintegra-se completamente num sedimento durante 5 minutos de imersão sem agitação.	VI

Os graus de alteração estabelecidos por estas classificações permitem-nos caracterizar cada zona de um típico perfil de alteração. Convém notar que diferentes graus de alteração podem coexistir lado a lado. Lee e De Freitas sugerem uma zonificação de acordo com o grau do material dominante em cada nível, como é descrito no Quadro 2.8:

Quadro 2.8 – Caracterização de um típico perfil de alteração através da descrição dos graus de alteração, por Lee e De Freitas
(Goodman, 1993)

Zona	Termo	Descrição
VI	Solo residual	Predomínio do grau RS
V	Completamente alterado	Predomínio do grau CW
IV	Extremamente alterado	Núcleos HW e material envolvente HW ou CW
III	Moderadamente alterado	Material central MW e material envolvente MW ou HW, por vezes CW
II	Ligeiramente alterado	Material central SW e material envolvente SW ou MW
I	Fresco	Material central F e material envolvente F ou SW

2.2 OS SOLOS RESIDUAIS

2.2.1 Algumas considerações gerais acerca dos solos residuais

Os solos residuais têm sido frequentemente incluídos no grupo de solos problemáticos, cujo comportamento mecânico não pode ser descrito apropriadamente pela mecânica dos solos clássica (Wesley, 1990; Den Haan *et al.*, 1995).

Em particular, a extensão em que os conceitos da mecânica dos solos convencional são aplicáveis aos solos residuais foi questionada por um número considerável de investigadores nesta área, sendo de relevância limitada (Wesley, 1990).

Os conceitos da mecânica dos solos clássica foram desenvolvidos em regiões da Terra dominadas por climas temperados, onde se situam os maiores centros urbanos e em que a construção em depósitos de solos sedimentares não alterados foi extensiva (Lambe *et al.*, 1979b; Wesley, 1990; Mitchell, 1993).

Estes conceitos foram considerados quase universalmente inaplicáveis ao comportamento dos solos residuais, e enganadores se inadvertidamente aplicados (Vaughan, 1985; Vaughan, 1988; Geological Society, 1990).

Wesley (1990) considera também que a aplicação directa de tais conceitos aos solos residuais pode mesmo conduzir a conclusões enganadoras acerca das propriedades de pelo menos alguns destes solos, e adverte para a necessidade de os conceitos clássicos das propriedades e comportamento serem cuidadosamente examinados antes de serem aplicados.

Por exemplo, constata-se que os solos residuais podem apresentar características e comportamentos mecânicos significativamente diferentes dos solos sedimentares com granulometria, índice de vazios, e teor em água semelhantes (Matos Fernandes, 1994).

Estes materiais residuais têm também sido considerados com muito boas propriedades de engenharia por alguns investigadores, pois sendo a sua ocorrência muito frequente, com a cobertura de extensas áreas em países de economia subdesenvolvida, têm sido frequentemente envolvidos na engenharia da construção, podendo ser abordados com muito sucesso com base na experiência, apresentando mesmo comparativamente poucos problemas de engenharia em relação às argilas sedimentares (Lambe *et al.*, 1979b; Mackechnie, 1980; Vaughan *et al.*, 1988; Geological Society, 1990; Wesley, 1990; Mitchell, 1993; Matos Fernandes, 1994).

Talvez por esta razão, e também por causa da sua variedade e heterogeneidade, encontrando-se ainda frequentemente não saturados, e também pela necessidade óbvia de estudos laboratoriais em amostras não perturbadas, as suas propriedades de engenharia receberam surpreendentemente pouca investigação científica sistemática (Brand *et al.*, 1985; Vaughan *et al.*, 1988).

A sua geologia recebeu uma atenção muito maior, principalmente em duas direcções: primeiro, o modo como os processos de alteração dão origem a mineralogia variável e microestrutura, e segundo, o estabelecimento de definições do grau de alteração, através das quais um dado perfil pode ser descrito sistematicamente (Vaughan *et al.*, 1988).

Por todos estes motivos, as propriedades dos solos residuais têm recebido atenção crescente por parte dos engenheiros geotécnicos em anos recentes, sendo grande a necessidade de conhecimento do seu comportamento (Wesley, 1990; Mitchell, 1993).

Os solos residuais tendem a ser mais abundantes em regiões quentes e húmidas, que são favoráveis à alteração química da rocha e que têm suficiente vegetação para manter os produtos da alteração, deste modo evitando que os mesmos sejam facilmente transportados (Lambe *et al.*, 1979b).

A espessura dos perfis de alteração residuais pode atingir profundidades de centenas de metros, particularmente em climas quentes e húmidos (Terzaghi *et al.*, 1996). Dentro de zonas climáticas características é possível indicar gamas prováveis de profundidades alteradas (Geological Society,

1990). Lambe *et al.* (1979b) indicam alguns valores de profundidades típicas, com base nos trabalhos de Sowers em 1963, como se apresenta no Quadro 2.9:

Quadro 2.9 – Profundidades típicas dos perfis de alteração residuais, por Sowers em 1963
(Lambe *et al.*, 1979b)

Local	Profundidade estimada
Sudeste dos Estados Unidos	6 a 23 m
Angola	7,5 m
Sul da Índia	7,5 a 15 m
Sul de África	9 a 18 m
Oeste de África	10 a 20 m
Brasil	10 a 25 m

2.2.2 Os conceitos de solo residual

O termo solo residual necessita de alguma clarificação, na medida em que não está bem definido, podendo variar de país para país (Blight in Blight, 1997; Wesley *et al.* in Blight, 1997). Brand *et al.* (1985) constata mesmo que não há definição universalmente aceite de solo residual.

Tradicionalmente distinguem-se dois tipos de solo residual (Ortigao, 1995):

- i. Associado a um horizonte superior, e com desenvolvimento significativo em zonas com clima tropical, o solo residual maduro ou laterite, solo altamente alterado, que contém uma concentração suficiente de sesquióxidos de ferro e alumínio para ser cimentado em algum grau, através de litificações e precipitações químicas que geram novas ligações interparticulares, mas em que a estrutura conferida pela rocha mãe foi destruída (Viana da Fonseca, 1996; Blight in Blight, 1997);

- ii. Associado a um horizonte inferior, e predominante em zonas com clima temperado, o solo residual jovem ou saprólito, material classificado como solo, mas que preserva a estrutura original da rocha mãe (Viana da Fonseca, 1996; Blight in Blight, 1997).

A definição de solo residual geralmente aceite é a de um material resultante da meteorização in situ de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, sem que ocorra transporte do local original (Lambe *et al.*, 1979b; Brand *et al.*, 1985; Mitchell, 1993; Terzaghi *et al.*, 1996; Blight in Blight, 1997).

Mackechnie (1980) sublinha que o facto de um solo ser derivado das rochas subjacentes não significa que se trate necessariamente de um solo residual.

A definição estrita que propõe é a de que é unicamente um verdadeiro solo residual aquele em que os grãos minerais permanecem na posição em que estavam durante o processo de alteração. Ou seja, solos alterados in situ mas cujas partículas foram submetidas a pequenos movimentos, seriam considerados materiais transportados.

Em qualquer processo de alteração que converte rocha em solo haverá uma transição gradual sem um ponto claramente definido em que o material muda de rocha para solo.

O termo solo residual deverá então ser unicamente aplicado ao material que se comporta como um solo, sendo geralmente confinado aos horizontes superiores IV, V e VI dos esquemas descritivos adoptados para descrever os perfis de alteração, devendo no entanto ser devidamente clarificado (Geological Society, 1990).

Brand *et al.* (1985) elaboraram um quadro de síntese para a definição de solo residual em diversos países, tendo sido constatado que havia acordo geral em classificar como solo residual toda a rocha alterada in situ, qualquer que seja o tipo ou o período de formação da rocha mãe, mas que a maioria dos investigadores definia inicialmente solo residual como um solo alterado in situ em que a estrutura

da rocha original era totalmente destruída pela alteração, sendo tal definição depois expandida para incluir todo o material alterado in situ que se comporta como um solo (ver Quadro 2.10).

Quadro 2.10 – Materiais categorizados como solo residual em dezoito países (Brand *et al.*, 1985)

País	Autor	Rocha mãe		Grau de alteração			Solos transportados	
		Todos os tipos?	Todos os períodos de formação?	Completamente alterada: estrutura original destruída?	Completamente alterada: estrutura original intacta?	Altamente alterada: estrutura intacta com solo > 50%?	Colluvium incluído?	Outros incluídos?
Austrália	Richards	Sim	?	?	Sim	Sim	Sim	Sim
Brasil	Sandroni	Não	Sim	Sim?	Não	Não	Não	Não
China	Wang	Sim	Sim	?	Sim	Sim	?	Não?
República Federal da Alemanha	Kany & Herrmann	Sim	Sim	?	Sim	?	Não	Não
Gana	Gidigasú	Sim	Sim	?	Sim	Sim	?	?
Hong Kong	Phillipson & Brand	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não
Índia	Desai	Sim	Sim?	?	Sim	Sim	Não	Não
Japão	Mori	Sim	Sim?	?	Não	Sim?	Sim	?
Malásia	Mun	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim?	Não?	Não
Nova Zelândia	Brown	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim?	?
Nigéria	Adesunloye	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim
Paquistão	Haq	Sim	Não	Não	Sim	Sim?	Não	Não
Filipinas	Santos	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Singapura	Lee <i>et al.</i>	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim	?	Não?
África do Sul	Blight	Sim	Sim	Sim?	Sim	Sim	?	Sim
Sri Lanka	Thurairajah & Wijeyakulasuriya	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não
Reino Unido	Dearman & Turk	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não
Estados Unidos da América	Sowers	Sim	Sim	Sim?	Sim	Sim	Não	Não

2.2.3 As metodologias de classificação dos solos residuais

Wesley (1988) agrupou os sistemas de classificação ou esquemas descritivos utilizados para solos residuais até à data, e fez algumas observações relativamente a cada metodologia:

- i. Métodos baseados no perfil de alteração tipo, com base no grau de alteração, muitas vezes numa base geral e às vezes em relação a formações particulares:

Observa que são sistemas para descrever perfis de alteração, mais do que sistemas para classificar solos residuais, não sendo válidos para comparar propriedades de formações diferentes ou que apresentam diferente desenvolvimento em perfil.

De facto, com a excepção de algumas generalizações válidas, é difícil relacionar as propriedades de um solo residual directamente com a sua rocha mãe, pois cada situação requer consideração individual, e é raramente possível extrapolar da experiência numa área para prever condições noutra, mesmo se a geologia da rocha mãe subjacente nas duas áreas é similar (Blight in Blight, 1997).

- ii. Métodos baseados nos grupos pedológicos, tradicionalmente utilizados:

Observa que os nomes foram emprestados como um modo conveniente de identificar grupos de solos particulares, e não com a intenção de estabelecer um sistema de classificação rigoroso, tendo-se gerado por vezes alguma confusão na utilização dos termos pedológicos.

- iii. Métodos especificamente utilizados num determinado tipo de solo:

Observa que vários investigadores desenvolveram métodos de classificação ou esquemas descritivos para utilização em formações particulares, de relevância limitada,

mas muitas vezes assumidos para providenciar uma boa base para correlações dentro de outro grupo.

Considerando as limitações mencionadas, Wesley (1988) propôs uma metodologia para classificação de solos residuais que tem em conta a composição (tamanho e forma da partícula, e especialmente composição mineralógica) e a estrutura (macroestrutura e microestrutura).

Considerou ainda que o uso da composição mineralógica como ponto de partida para estabelecer os três principais grupos seria uma desvantagem facilmente ultrapassada, e salientou que a sua intenção não era providenciar um sistema de classificação para solos residuais que tomasse o lugar ou suplantasse os já existentes, mas sim ajudar os engenheiros geotécnicos a entender os sistemas de classificação propostos no passado, e propor uma base para dividir os solos residuais em grupos com propriedades geotécnicas esperadas similares (Wesley, 1988; Wesley *et al.* in Blight, 1997).

Apresentou no entanto as razões da sua proposta de um sistema de classificação especial para solos residuais, salientando que há características específicas dos solos residuais que não são adequadamente descritas por métodos convencionais de classificação de solos, como o Sistema de Classificação Unificado, tradicionalmente utilizado para solos transportados (Wesley *et al.* in Blight 1997):

- i. A massa de solo *in situ* pode apresentar uma sequência de materiais de um verdadeiro solo a uma rocha branda, dependendo do grau de alteração, que não pode ser adequadamente descrita utilizando sistemas de classificação convencionais elaborados para classificação de solos transportados em climas temperados;
- ii. A mineralogia não usual da argila em alguns solos tropicais dá-lhes características que não são compatíveis com as normalmente associadas com o grupo ao qual o solo pertence, de acordo com os sistemas de classificação convencionais;

- iii. Os sistemas de classificação de solos convencionais focam primariamente as propriedades do solo no seu estado remoldado, sendo desadequados para solos residuais *in situ*, influenciados pelas características estruturais herdadas da massa rochosa original ou desenvolvidas como consequência do processo de alteração.

Na verdade, e apesar de poderem dar uma boa indicação acerca das propriedades dos solos residuais, os ensaios de identificação correntemente efectuados para classificar solos transportados, tais como a análise granulométrica e os limites de Atterberg, não fazem referência ao estado não perturbado, e a sua utilização em solos residuais tem sido questionada por causa da dependência de tais ensaios da metodologia de preparação da amostra, com a consequente destruição da estrutura natural (Wesley, 1988; Wesley, 1990).

Por exemplo, o conceito convencional de grão de solo ou tamanho da partícula é inaplicável a muitos solos residuais. As partículas de solo residual consistem frequentemente em agregados de matéria mineral alterada, que quebram e se tornam progressivamente mais finos se o solo é manipulado. O que parece ser *in situ* uma grosseira areia com cascalho, pode-se deteriorar numa areia siltosa fina durante a escavação (Blight in Blight, 1997).

Vaughan *et al.* (1988) sugeriram dois métodos de classificação para solos residuais. O primeiro, essencialmente empírico, mas promissor para o desenvolvimento de correlações, envolve a comparação do índice de vazios *in situ* com dois índices de vazios padrão para o solo desestruturado, de um modo similar ao índice de liquidez para as argilas, através da relação:

$$e_r = (e - e_{opt}) / (e_l - e_{opt}) \quad (2.4)$$

em que:

e_r = índice de vazios relativo

e =Índice de vazios para o solo residual estruturado in situ

e_{opt} =Índice de vazios à baridade seca óptima (determinada através de um ensaio de proctor), para o solo residual desestruturado

e_l =Índice de vazios correspondente ao limite de liquidez (determinado através de um ensaio de cone penetrómetro), para o solo residual desestruturado

O segundo método envolve a realização de um ensaio edométrico para o solo desestruturado, e o estabelecimento de relações simples em analogia com a razão de sobreconsolidação para solos transportados:

$$\sigma'_{m\acute{a}x}/\sigma'_0 \quad (2.5)$$

em que:

$\sigma'_{m\acute{a}x}$ =máxima tensão efectiva vertical possível para o solo desestruturado ao índice de vazios in situ

σ'_0 =tensão efectiva vertical in situ

ou em alternativa:

$$e_{m\acute{a}x}/e_0 \quad (2.6)$$

em que:

$e_{m\acute{a}x}$ =máximo índice de vazios possível para o solo desestruturado à tensão efectiva vertical in situ

e_0 =índice de vazios in situ

2.2.4 Os factores determinantes do comportamento dos solos residuais

Os solos residuais graníticos apresentam propriedades de engenharia especiais e características que diferem das encontradas em solos sedimentares, como resultado do papel predominante da alteração na génese do solo (Geological Society, 1990).

Foi desenvolvida uma teoria que relaciona tensões *in situ* ao nível do terreno com a alteração modelada como um processo de enfraquecimento. É assumido que enquanto o solo retém uma estrutura, a sua rigidez pode ser descrita adequadamente pela teoria elástica isotrópica, com parâmetros elásticos diminuindo à medida que a alteração decorre, e assumindo que a perda de resistência durante o enfraquecimento é simulada por uma redução do intercepto de coesão, com um ângulo de resistência ao corte constante (Vaughan *et al.*, 1984).

Um dos aspectos que dificulta a caracterização dos maciços de solos residuais para uma dada finalidade é a sua típica heterogeneidade (Matos Fernandes, 1994).

Wesley (1990) salienta dois importantes factores que conduzem a um grau de homogeneidade e boa previsão em relação aos solos transportados, e que estão ausentes nos solos residuais: a produção de depósitos bastante homogéneos e a história de tensões, factor importante que influencia o comportamento dos solos transportados, e conduz à divisão destes materiais em normalmente consolidados e sobreconsolidados. A ausência destes factores nos solos residuais significa que os efeitos estruturais são geralmente mais complexos e condicionantes nestes, do que nos solos transportados.

Diversos investigadores têm estabelecido comparações entre as propriedades características dos solos residuais, em relação aos solos transportados, que determinam o seu comportamento tensão-deformação e resistência. Apresentam-se aqui os paralelismos estabelecidos por Vaughan (1997) (ver Quadro 2.11), e por Brenner *et al.* in Blight (1997) (ver Quadro 2.12), e também algumas considerações gerais descritas por alguns investigadores sobre os principais tópicos sumarizados nos

Quadros 2.11 e 2.12 (Vaughan, 1985; Vaughan, 1988; Vaughan *et al.*, 1988; Geological Society, 1990; Blight in Blight, 1997; Garga *et al.* in Blight, 1997):

Quadro 2.11 – Factores determinantes do comportamento dos solos residuais *versus* solos transportados
(Vaughan, 1997)

Solos residuais	Solos transportados
As partículas são formadas no local. A mineralogia varia largamente e influencia propriedades, por exemplo, minerais de argila expansivos. A fábrica evolui continuamente devido à alteração química. A anisotropia pode ser herdada da rocha mãe, por exemplo, xisto. O índice de vazios varia largamente devido à lixiviação de material sólido. A história de tensões tem pouca influência. A estrutura está relacionada com o estado de tensão corrente.	As partículas são formadas noutro local. A mineralogia, a química, o tamanho, e a forma controlam as propriedades de engenharia. A fábrica depende da natureza das partículas e do ambiente deposicional. Anisotropia inerente (bedding) e induzida. A história de tensões cria modificação do índice de vazios por deformações plásticas durante a carga e descarga geológica, envolvendo o rearranjo e a deformação das partículas.

Quadro 2.12 – Factores determinantes do comportamento dos solos residuais *versus* solos transportados
(Brenner *et al.* in Blight, 1997)

Factor	Efeito no solo residual	Efeito no solo transportado
História de tensões	Usualmente não importante.	Muito importante, modifica o arranjo inicial das partículas, causa efeito de sobreconsolidação.
Resistência das partículas	Muito variável, sendo possível encontrar mineralogia variada e muitos grãos de fraca resistência.	Mais uniforme, encontrando-se poucos grãos de fraca resistência porque essas partículas tendem a ser eliminadas durante o transporte.
Ligações interparticulares	Importante componente da resistência, sobretudo devido às ligações residuais ou de cimentação, causam intercepto de coesão e resultam numa tensão de cedência, podendo ser destruídas pela perturbação.	Ocorrem em depósitos envelhecidos geologicamente, causam intercepto de coesão e resultam numa tensão de cedência, podendo ser destruídas pela perturbação.
Estruturas relicares e descontinuidades	Desenvolvem-se de estruturas pré-existentes ou de características estruturais da rocha mãe, incluem bedding, estruturas de fluxo, diaclases, deslizamentos, etc.	Desenvolvem-se de ciclos de deposição e de história de tensões, sendo possível a formação de superfícies de deslizamento.
Anisotropia	Usualmente derivada da fábrica relicar da rocha, por exemplo, bedding.	Derivada da deposição e história de tensões.
Índice de vazios	Depende do estado atingido no processo de alteração, independente da história de tensões.	Depende directamente da história de tensões.

- i. A mineralogia dos solos residuais varia consideravelmente, sendo parcialmente herdada da rocha mãe e parcialmente devido aos processos de alteração envolvidos na sua génese. Podem coexistir quartzo duro e não alterado, com materiais derivados de feldspatos parcialmente alterados e enfraquecidos, pois os minerais constituintes não são igualmente susceptíveis à alteração;
- ii. A estrutura do solo residual é largamente o resultado dos processos de alteração pelos quais ele é formado, podendo ser herdada da rocha mãe, apresentar forte anisotropia, e envolver uma vasta gama de porosidades. Há usualmente alguma ligação interparticular nos solos residuais. Com graus de alteração moderados, alguma pode ser herdada da rocha mãe, mas num solo residual completamente desenvolvido é mais provavelmente devido aos efeitos da cristalização durante a alteração mineral, e resultante da precipitação de material de cimentação. Vaughan (1988) considera, entre outras, as seguintes causas para o estabelecimento de estrutura com ligações interparticulares: cimentação através da deposição de carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, etc.; solução e reprecipitação de agentes de cimentação como silicatos; desenvolvimento de ligações nos contactos interparticulares sujeitos a alta pressão; e recristalização de minerais durante a alteração química. A ligação interparticular fornece uma componente de resistência e rigidez que se desenvolveu progressivamente à medida que o solo evoluiu, e que está em equilíbrio e associada com o estado de tensão corrente in situ, sendo pequeno o efeito das tensões passadas a que esteve submetido durante a sua evolução. A presença de tal componente de resistência é visível no campo pelos taludes íngremes em que estes solos se mantêm em escavações, mesmo num clima húmido em que a contribuição da pressão da água nos poros para a resistência é desprezável. A estrutura, e particularmente a ligação interparticular, são sensíveis à perturbação durante a perfuração e amostragem, podendo ser facilmente destruídas. As ligações interparticulares podem também ser destruídas pelas deformações impostas durante os estágios iniciais dos ensaios de corte, sendo então a resistência

e rigidez do solo residual in situ subestimadas. Mudanças no estado de tensão e deformação, quando solos contendo minerais de argila expansivos são submetidos a molhagem e secagem, podem também ser suficientes para destruir a estrutura interparticular;

- iii. Ocorre geralmente a presença de descontinuidades relicares herdadas da rocha mãe, difíceis de descobrir por perfuração, e que podem influenciar significativamente o comportamento, encontrando-se ainda frequentemente preenchidas com materiais de baixa resistência, tornando provável a ocorrência de movimentos diferenciais durante a gênese do solo;
- iv. O índice de vazios dos solos residuais pode variar largamente, independentemente do tipo de rocha mãe, do tipo de alteração, e do estado de tensão, sendo função do processo de alteração e não estando relacionado com a história de tensões;
- v. A permeabilidade de um solo residual não é facilmente relacionada com a granulometria, sendo condicionada pela sua micro e macrofábrica. Os solos residuais têm predisposição a ter altos índices de vazios e alguns grandes macroporos, podendo a permeabilidade ser muito mais alta do que seria se associada com a graduação do solo. Superficialmente, o solo residual pode ainda encontrar-se fissurado, o que aumenta ainda mais a sua permeabilidade. Para além disto, as actividades de animais podem abrir passagens de grande diâmetro, resultando então uma larga variação da permeabilidade, quer lateralmente, quer com a profundidade. As generalizações dos valores típicos de permeabilidade para vários tipos de solos residuais devem por isso ser evitadas;
- vi. Os solos residuais encontram-se frequentemente parcialmente saturados, com pressões da água nos poros negativas, o que melhora as suas condições de estabilidade in situ;

- vii. Dificuldades práticas de diversa ordem podem no entanto surgir quando se trabalha com solos residuais: o aparecimento de zonas mais ou menos espessas de alta resistência, de núcleos na transição entre solo residual e rocha não alterada, ou mesmo de veios intrusivos sujeitos a alteração diferencial.

Viana da Fonseca (1996) apresentou também uma síntese sobre os aspectos mais relevantes associados à caracterização dos solos residuais, evidenciando as principais dificuldades encontradas no conhecimento do seu comportamento:

- i. Heterogeneidade e profundidade de alteração extremamente variável de ponto para ponto;
- ii. Granulometria extensa, e classificação usual como areias siltosas ou siltes arenosos, com algum conteúdo de argila;
- iii. Existência de ligações interparticulares herdadas da rocha mãe, que se degradam rapidamente com a libertação de tensões, a exposição aos agentes atmosféricos, e a variação do teor em água;
- iv. Estado de tensão inicial difícil de conhecer;
- v. Comportamento em termos de deformabilidade mal conhecido, em que a fluência do esqueleto sólido pode ter alguma importância;
- vi. Comportamento quando compactado mal conhecido, muito particularmente experimentando significativas variações das propriedades devido ao transporte entre a mancha de empréstimo e o local da obra;

- vii. Dificuldades significativas em obter boas amostras indeformadas para ensaios laboratoriais de caracterização mecânica;
- viii. Correlações mal definidas entre os resultados dos ensaios in situ e as características de resistência e de deformabilidade.

CAPÍTULO 3

A IMPORTÂNCIA DA ESTRUTURA NOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

3.1.1 Os conceitos de estrutura

As ideias iniciais acerca da estrutura do solo eram bastante especulativas porque as técnicas para observação directa de partículas ainda não tinham sido desenvolvidas. Os conceitos modernos de estrutura do solo e da sua importância na Geotecnia começaram a ser formulados no início dos anos 50. Desde então, o termo estrutura tem sido utilizado em diferentes contextos, muitas vezes alternadamente com o termo fábrica (Mitchell, 1993).

O conceito de fábrica é correntemente utilizado para descrever o arranjo das partículas, grupos de partículas, e espaços porosos num solo (Lambe *et al.*, 1979b; Mc Gown *et al.*, 1980; Mitchell, 1993; Anandarajah *et al.*, 1995; Terzaghi *et al.*, 1996).

Mitchell (1993) considera que a estrutura de um solo é determinada pela fábrica e pelas forças interparticulares.

Mas depois considera também que o termo estrutura tem ainda sido utilizado para ter em conta as diferenças entre as propriedades de um solo no seu estado natural e remoldado, ao qual se aplicam os termos estruturado e desestruturado.

Refere ainda também que o potencial número de estruturas de solo é quase ilimitado, devido à variedade de possíveis fábricas e sistemas de forças interparticulares associados.

Lambe *et al.* (1979b) utilizam o termo estrutura para combinar fábrica e forças interparticulares que não são de natureza puramente friccional.

Cotecchia *et al.* (1997) utilizam também o significado atribuído por Lambe *et al.* (1979b), e referem que as forças interparticulares, de natureza físico-química, não teriam de constituir necessariamente uma ligação sólida, devida por exemplo a cimentação, muito particularmente no caso das argilas, sendo consideradas também forças interparticulares de natureza electrostática e electromagnética.

Vaughan (1988) utiliza o termo estrutura para indicar uma componente da resistência e rigidez, independente da tensão efectiva e da porosidade, e que se comporta como se fosse devida a conexões físicas entre partículas.

Entre outras causas de ligação interparticular são referidas (Vaughan, 1988; Leroueil *et al.*, 1990):

- i. a cimentação através da deposição de carbonatos, hidróxidos, matéria orgânica, etc.;
- ii. a solução e reprecipitação de agentes de cimentação como silicatos;
- iii. o desenvolvimento de ligações nos contactos interparticulares sujeitos a alta pressão;
- iv. a recristalização de minerais durante a alteração química;
- v. e as forças atractivas interparticulares presentes em solos argilosos.

Os materiais assim caracterizados são descritos como estruturados, e aqueles em que tais efeitos nunca existiram, ou foram removidos por remoldagem ou deformação, são descritos como não estruturados ou desestruturados (Leroueil *et al.*, 1990).

Coop *et al.* (1995) aplicam esta terminologia e referem que a estrutura do solo pode ser considerada como sendo todos os traços físicos que estão presentes nas amostras intactas, mas que estão ausentes nas amostras reconstituídas, conceito também considerado por Liu *et al.* (1999).

Burland (1990) aplica o termo estrutura com um sentido amplo, tal como definido inicialmente por Mitchell (1993), e estabelece que a diferença de comportamento de solos naturais e reconstituídos é devida à fábrica e às ligações interparticulares, possuindo ambos algum tipo de estrutura.

As propriedades das argilas reconstituídas são chamadas propriedades intrínsecas, pois são inerentes ao solo, e independentes do seu estado natural (Burland, 1990).

Na verdade, de acordo com o conceito de Mitchell (1993), os solos reconstituídos também têm estrutura, e termos como estruturado e não estruturado ou desestruturado, não parecem ser apropriados (Burghignoli *et al.*, 1998).

Leroueil *et al.* (1990) utilizam o termo estrutura para incluir todos os factores que afectam o comportamento do solo, com excepção do índice de vazios inicial e da história de tensões.

Kavvas *et al.* (1998) expandem este conceito de estrutura, ao incluir a sobreconsolidação devida a causas mecânicas entre os processos indutores de estrutura correntemente considerados, como são os associados a fenómenos de fluência e a cimentação.

Utilizam também o termo ligação interparticular num sentido amplo e genérico, para incluir todos os tipos de forças interparticulares, quer nos estados estruturados quer nos estados intrínsecos. O termo cimentação é utilizado especificamente para descrever litificação causada por deposição de agentes adesivos nos contactos interparticulares.

Cuccovillo *et al.* (1997; 1999) salientaram o facto de na investigação efectuada em anos recentes, ao contrário das argilas, para as quais ênfase foi dado quer à fábrica quer às ligações interparticulares, a estrutura das areias naturais ter sido com frequência simplesmente identificada com a componente referente às ligações interparticulares de cimentação, tendo sido colocado muito menos ênfase na fábrica.

Observaram também que podiam existir importantes diferenças no comportamento de duas areias estruturadas, uma em que a estrutura era dominada por fortes ligações interparticulares de cimentação (calcarenite), e outra em que a estrutura era dominada por uma fábrica com forte "interlocking" particular, com fracas ligações interparticulares de cimentação (arenito silicioso) (Cuccovillo *et al.*, 1999).

A primeira apresentou um comportamento em corte largamente coesivo, determinando a resistência de pico, enquanto para a segunda, de comportamento largamente friccional, a resistência de pico era devida à dilatação, não sendo no entanto aplicáveis os padrões da mecânica dos solos convencional baseados no comportamento de solos reconstituídos.

Cuccovillo *et al.* (1999) salientaram ainda a importância do desenvolvimento de uma teoria geral válida para ambos os tipos de comportamento, pois muita atenção tinha sido dada ao comportamento de solos em que a estrutura advinha principalmente das ligações interparticulares.

Mitchell (1993) estabeleceu a importância da contribuição da fábrica e das ligações interparticulares, com base num ensaio de compressão unidimensional, como se apresenta na Figura 3.1.

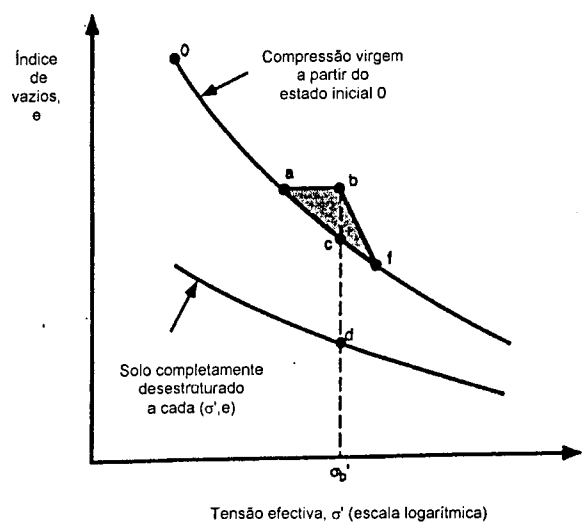


Figura 3.1 – Importância da contribuição da fábrica e das ligações interparticulares para a estrutura (Mitchell, 1993)

Foi considerada a compressão virgem de um sedimento no estado floculado, partindo de um estado inicial representado pelo ponto 0. No ponto a, o desenvolvimento de ligações interparticulares, devidas por exemplo a cimentação, permitiu que o solo resistisse àquele índice de vazios a uma tensão compressiva adicional a-b. No ponto b o solo encontra-se sob tensão efectiva σ'_b . A curva de compressão virgem para o solo completamente desestruturado foi definida inferiormente à primeira.

Mitchell (1993) estabeleceu então que a diferença entre o índice de vazios do solo estruturado em b e do solo desestruturado em d, resulta da contribuição das ligações interparticulares de cimentação b-c e da contribuição da fábrica c-d.

3.1.2 Um material de referência no estado desestruturado

Vaughan *et al.* (1988), Leroueil *et al.* (1990) e Vaughan (1997) consideram que os efeitos da estrutura podem ser identificados comparando o comportamento do material estruturado com o do mesmo material no estado desestruturado.

Os ensaios em material desestruturado são deste modo importantes para providenciar uma referência do comportamento intrínseco, a partir da qual se possa compreender o efeito das ligações interparticulares (Vaughan, 1997).

Leroueil *et al.* (1991) referem a importância do grau de desestruturação no estabelecimento de um estado de referência para determinar a contribuição da estrutura no comportamento do solo. De facto, muitos materiais apresentam uma estrutura composta por agregações. Quando tais materiais são desestruturados, há uma primeira destruição de ligações entre as agregações de partículas, seguida de desestruturação adicional das próprias agregações. O grau de desestruturação deverá então, dentro do possível, ser adequado ao efeito que se pretende determinar.

O grau de desestruturação é porém influenciado pela natureza do material e pela metodologia utilizada na desestruturação (Fearon *et al.*, 2000).

Várias dificuldades são apontadas:

- i. A identificação de uma graduação estável para o material desestruturado pode ser dificultada pela existência de partículas friáveis, que ao serem esmagadas durante os ensaios de corte, alteram continuamente a graduação do material (Vaughan, 1997);
- ii. A desestruturação utilizando meios mecânicos pode provocar a alteração da graduação pretendida, através da quebra de partículas mais fracas, frequentemente presentes, por exemplo, nos solos residuais (Vaughan *et al.*, 1988; Vaughan, 1997);
- iii. A importância de uma desestruturação controlada depende no entanto da extensão em que a mesma pode causar alterações significativas nos resultados dos ensaios (Vaughan *et al.*, 1988);
- iv. É sugerido que uma desestruturação mais satisfatória possa ser bem conseguida impondo ao material estruturado uma deformação (Vaughan *et al.*, 1988; Vaughan, 1997). Esta técnica foi utilizada por Leroueil *et al.* (1979) para investigar o comportamento de argilas Champlain desestruturadas. De modo a produzir desestruturação, as amostras de argila intactas foram previamente consolidadas sob tensões efectivas superiores à pressão de pré-consolidação;
- v. A desestruturação adequada de materiais com ligações muito fortes pode tornar-se uma tarefa árdua (Vaughan, 1997).

Por todos estes motivos se torna evidente que não é fácil estabelecer um material de referência adequado para avaliação dos efeitos das ligações interparticulares no comportamento mecânico dos geomateriais, estando sempre associado algum grau de aproximação. Vaughan *et al.* (1988) consideram que este aspecto deverá ser objecto de mais investigação.

3.1.3 Síntese dos principais factores determinantes da estrutura e processos associados

Mitchell (1993) apresentou uma síntese dos factores composicionais e ambientais que determinam a estrutura inicial dos solos residuais, comparativamente aos solos transportados, assim como dos processos físicos e químicos que podem induzir alterações na mesma, conforme sumarizado na Figura 3.2:

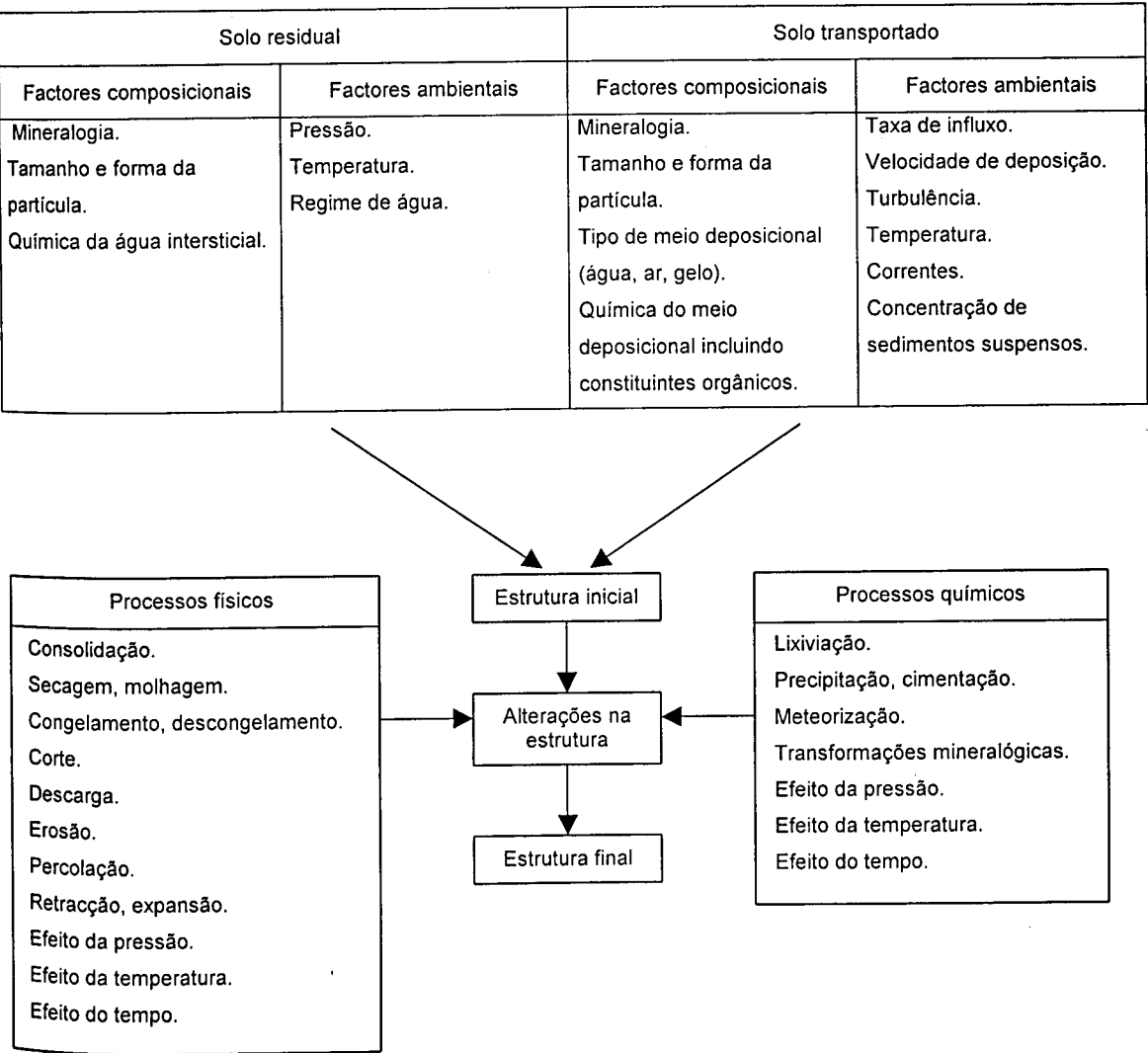


Figura 3.2 – Factores determinantes da estrutura e processos associados (Mitchell, 1993)

3.1.4 A importância do desenvolvimento de uma nova terminologia

Leroueil *et al.* (1990) concluíram que a estrutura é tão importante como o índice de vazios inicial e a história de tensões na determinação do comportamento da maioria dos solos e rochas brandas naturais, e que os seus efeitos devem ser incluídos entre os conceitos básicos da mecânica dos solos clássica.

Mostraram também que os efeitos da estrutura numa série de materiais geotécnicos tratados usualmente como casos especiais, desde depósitos de solos transportados como areias e argilas, a solos residuais e rochas brandas, seguem padrões gerais de comportamento similares, e envolvem o conceito de cedência. Consideraram ainda que esta cedência podia ser descrita de um modo idêntico à induzida por fenómenos de sobreconsolidação, se bem que as suas causas fossem diversas.

Como já mencionado na subsecção 3.1.1, Kavvadas *et al.* (1998) expandiram o conceito de estrutura de Leroueil *et al.* (1990), ao incluírem a sobreconsolidação devida a causas mecânicas entre os processos indutores de estrutura correntemente considerados.

Gens *et al.* (1993) constataram a relativa falta de ferramentas conceptuais e modelos matemáticos aptos a integrar o comportamento desta classe de materiais, situada numa área intermédia entre a mecânica dos solos e das rochas, de uma maneira consistente e unificada, mas referem contudo que recentemente importantes contribuições têm sido feitas, evidenciando os traços comuns do comportamento deste tipo de geomateriais.

Leroueil *et al.* (1990) salientaram ainda a importância do desenvolvimento de uma nova terminologia para descrever os efeitos da estrutura.

Correntemente têm sido aplicados termos como pressão de pré-consolidação aparente ou virtual, para designar a tensão de cedência que é observada em ensaios de consolidação, mesmo que o comportamento do solo seja normalmente consolidado (Leroueil *et al.*, 1990).

No entanto, Leroueil (1994) aplicou também o termo pressão de pré-consolidação, para significar a tensão de cedência obtida em compressão unidimensional.

Com a intenção de clarificar a terminologia usual, Coop (1990) propôs a utilização do novo termo sobreconsolidação virgem, para distinguir os comportamentos aparentemente sobreconsolidados dos verdadeiramente sobreconsolidados.

A pressão de pré-consolidação é usualmente definida como sendo a máxima tensão efectiva vertical já experimentada pelo solo, podendo também definir-se uma razão de sobreconsolidação a partir do quociente desta tensão pela tensão efectiva vertical de repouso, e consoante o mesmo for igual ou superior à unidade, o solo é classificado como normalmente consolidado ou sobreconsolidado.

Entre as causas de sobreconsolidação correntemente consideradas, encontram-se os mecanismos de natureza mecânica (alterações do estado de tensão), e fenómenos de dessecação (secagem devido a evaporação, vegetação, congelamento).

Mitchell (1993) considera também este conceito clássico de pressão de pré-consolidação, mas apresenta um quadro síntese devido a Jamiolkowski *et al.* em 1985, em que são considerados fenómenos de fluência e mecanismos de natureza físico-química, como por exemplo cimentação, como processos indutores de sobreconsolidação.

Por outro lado, não sendo fácil determinar a tensão efectiva vertical máxima a que um depósito de solo natural está sujeito (Kavvas *et al.*, 1998), Terzaghi *et al.* (1996) alteram a definição clássica de razão de sobreconsolidação, substituindo a tensão efectiva vertical máxima pela tensão de cedência à qual mudanças estruturais maiores, incluindo a quebra de ligações interparticulares e deslocamentos interparticulares, começam a ocorrer, independentemente do mecanismo indutor da pressão de pré-consolidação.

3.2 ALGUNS ASPECTOS À CERCA DO COMPORTAMENTO DE DIVERSOS GEOMATERIAIS

Leroueil *et al.* (1990) observaram que os solos estruturados apresentavam comportamento rígido inicial seguido de cedência.

Três estados de porosidade podem então ser definidos para um solo estruturado (Vaughan, 1988), de acordo com a Figura 3.3:

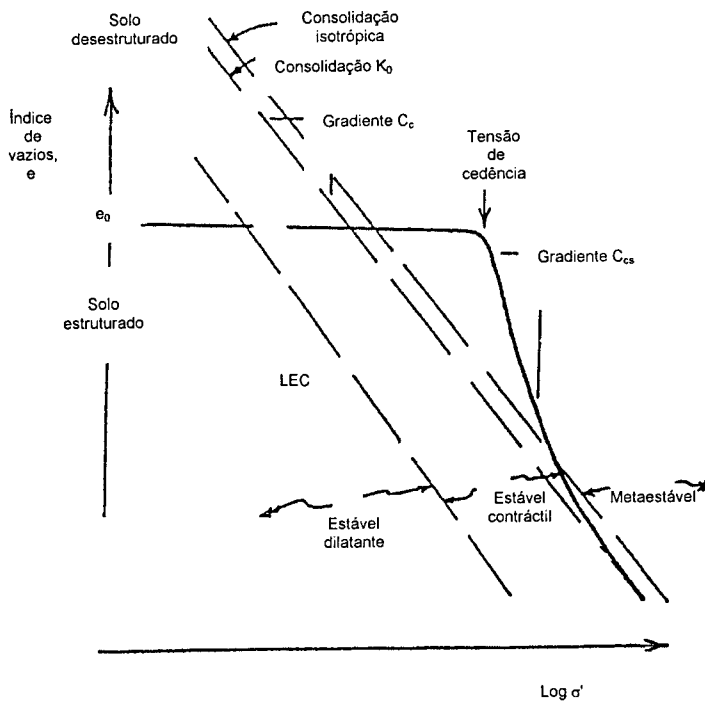


Figura 3.3 – Compressão unidimensional de um solo estruturado (Vaughan, 1988)

- Estável dilatante, em que o solo pode existir no estado desestruturado ao mesmo nível de tensões, mas onde expandiria durante o corte em direcção ao estado crítico;
- Estável contrátil, em que o solo pode existir no estado desestruturado ao mesmo nível de tensões, mas onde contrairia durante o corte em direcção ao estado crítico;

- iii. Metaestável ou permitido pela estrutura, em que o solo pode existir a índices de vazios maiores do que é possível para o material desestruturado à mesma tensão.

As deformações observadas são sempre relativamente pequenas, a menos que uma tensão de cedência seja atingida no domínio metaestável, após a qual se desenvolvem grandes deformações. As ligações interparticulares são então destruídas progressivamente por deformação crescente, enquanto o índice de vazios tende em direcção ao do solo desestruturado à mesma tensão (Vaughan, 1988; Vaughan *et al.*, 1988; Liu *et al.*, 1999).

Diversos exemplos deste comportamento tipo foram apresentados por Leroueil *et al.* (1990), como se exemplifica na Figura 3.4.

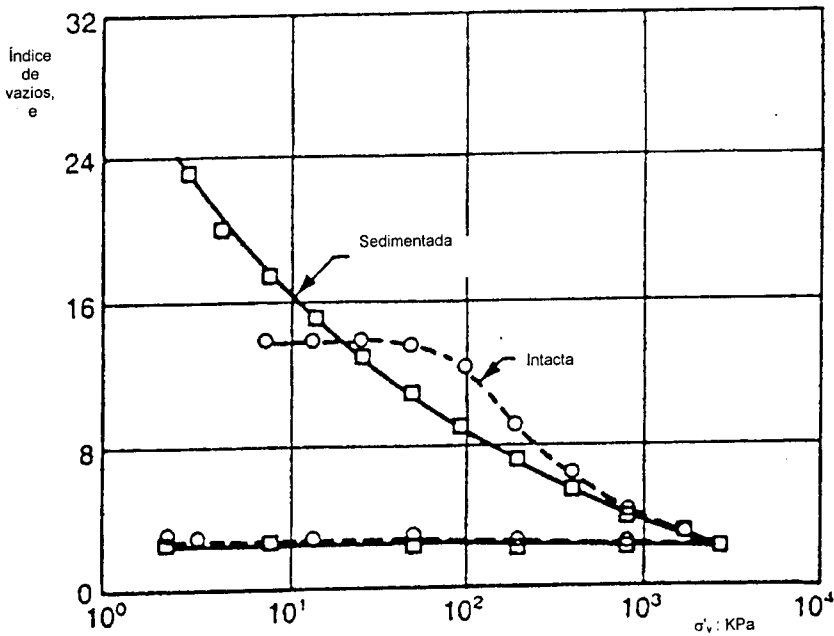


Figura 3.4 – Compressão unidimensional de amostras intacta e sedimentada no laboratório para argila da Cidade do México, por Mesri *et al.* em 1975 (Leroueil *et al.*, 1990)

No entanto, Aversa *et al.* (1993) referiram que o estado metaestável, apenas permitido pela estrutura, poderia não ser sempre observado, e era ainda dependente do índice de vazios inicial e da resistência das ligações interparticulares. Uma comparação esquemática (ver Figura 3.5) foi apresentada para dois solos estruturados com tensões de cedência idênticas, mas com diferentes índices de vazios iniciais. Para o solo de menor porosidade é observado comportamento similar ao de um solo desestruturado, com cedência dentro do espaço limitado pela linha de compressão normal. Observações similares foram efectuadas por Maccarini (1987) em relação a solos fracamente cimentados com baixa porosidade.

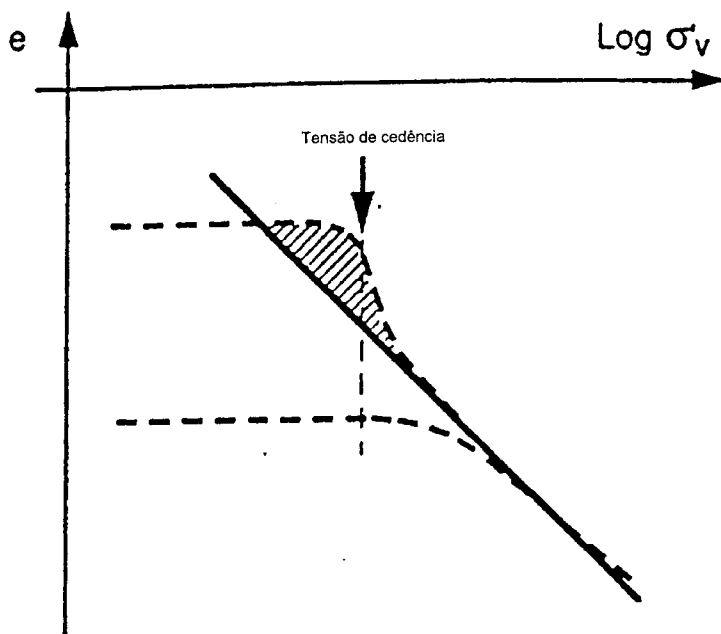


Figura 3.5 – Influência do índice de vazios inicial e da resistência das ligações interparticulares nas curvas de compressão unidimensional de materiais estruturados (Aversa *et al.*, 1993)

Uma comparação esquemática (ver Figura 3.6) para areias carbonatadas com fraca e forte cimentação, foi também apresentada por Cuccovillo *et al.* (1999), onde se pode observar que ao mesmo índice de vazios do solo não cimentado, para o solo com fraca cimentação a cedência ocorre antes de se atingir a linha de compressão normal, não se atingindo estados para lá da mesma, impossíveis para o material não cimentado à mesma tensão.

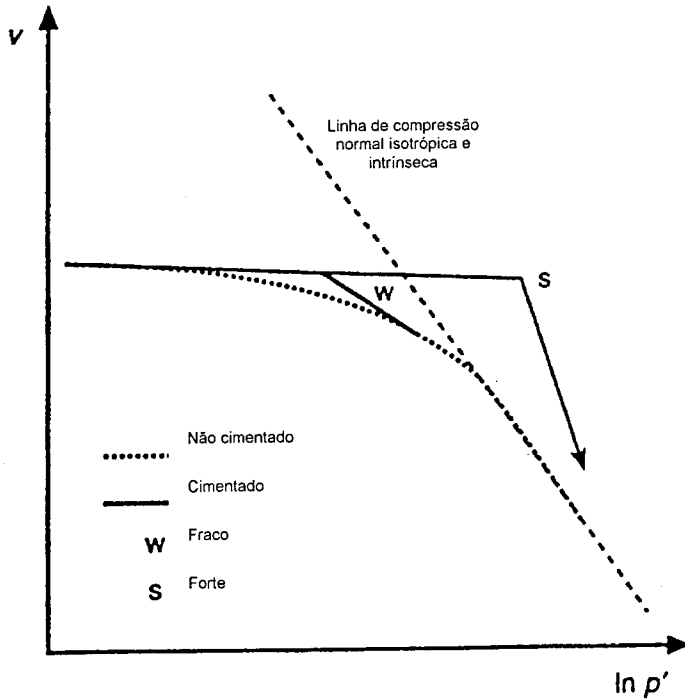


Figura 3.6 – Comparação esquemática das curvas de compressão isotrópica de areias carbonatadas com fraca e forte cimentação (Cuccovillo *et al.*, 1999)

Clough *et al.* (1981) concluíram que a introdução de um agente de cimentação numa areia produzia um material com duas componentes de resistência, uma devida à cimentação e outra de natureza friccional. Após diversos ensaios em areias naturalmente cimentadas de São Francisco, e em areias artificialmente cimentadas para simular o comportamento do solo natural, concluíram que o ângulo de resistência ao corte de uma areia cimentada era similar ao de uma areia não cimentada, e que a cimentação induzia apenas um aumento de resistência devido apenas a um aumento de coesão, como se pode observar na Figura 3.7.

Lade *et al.* (1989) apresentaram resultados de ensaios efectuados em três materiais a densidades iniciais idênticas mas com diferentes graus de cimentação (ver Figura 3.8), e concluíram que cimentação crescente resultava num aumento de coesão, assim como do ângulo de resistência ao corte, a baixas pressões de confinamento. Observaram também que a curvatura das envolventes de resistência aumentava com cimentação crescente, de modo que a pressões de confinamento

intermédias as envolventes de resistência tornavam-se paralelas, cruzando-se umas às outras a altas pressões de confinamento, sendo então superior a resistência do solo compactado em relação aos outros dois solos cimentados. Este comportamento foi explicado pela criação de efeitos friccionais adicionais, devido a diferentes compressibilidades observadas para os materiais ensaiados.

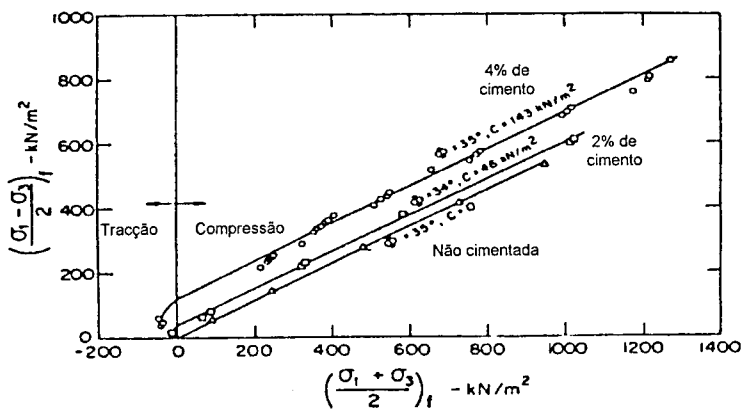


Figura 3.7 – Envolventes de resistência de pico para areia artificialmente cimentada e areia não cimentada, a uma densidade relativa de 74% (Clough *et al.*, 1981)

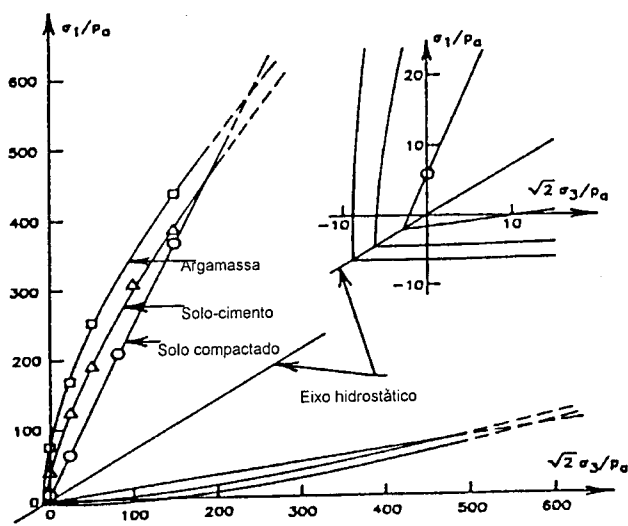


Figura 3.8 – Comparação do critério de rotura no plano triaxial com resultados experimentais para solo compactado, solo-cimento e argamassa (Lade *et al.*, 1989)

Terzaghi *et al.* (1996) referiram que em solos cimentados não é geralmente possível separar as contribuições das ligações interparticulares de natureza friccional e devidas a cimentação, durante uma mudança de tensão normal efectiva, a menos que seja possível estabelecer um material de referência. Apresentam-se de seguida algumas das observações sumarizadas em relação ao efeito das ligações interparticulares de cimentação no ângulo de resistência ao corte, de acordo com a Figura 3.9.

Terzaghi *et al.* (1996) consideraram então um solo que se formou e desenvolveu ligações interparticulares de cimentação sob uma tensão normal efectiva σ'_{no} . A resistência ao corte do solo na condição existente de tensão normal efectiva é definida pelo ponto $\underline{E}$. À mesma tensão normal efectiva, o ponto $\underline{E'}$ define a resistência ao corte correspondente do mesmo solo sem cimentação.

Pode observar-se que:

- i. À medida que a tensão normal efectiva aumenta ou diminui, a resistência ao corte do solo sem cimentação aumenta ao longo de $\underline{F'A'}$, ou diminui ao longo de $\underline{F'B'}$;
- ii. A cimentação altera a resposta do solo a uma mudança de tensão normal efectiva;
- iii. O pouco aumento da resistência ao corte ao longo de $\underline{FA}$, em resposta a um aumento da tensão normal efectiva, representa alguma perda de ligações interparticulares de cimentação, e algum aumento nas ligações interparticulares de natureza friccional;
- iv. A diminuição da resistência ao corte ao longo de $\underline{FB}$ inclui perda de ligações interparticulares de cimentação, assim bem como uma redução nas ligações interparticulares de natureza friccional;
- v. Uma significativa parte da redução da resistência ao corte ao longo de $\underline{BC}$ representa perda de ligações interparticulares de cimentação.

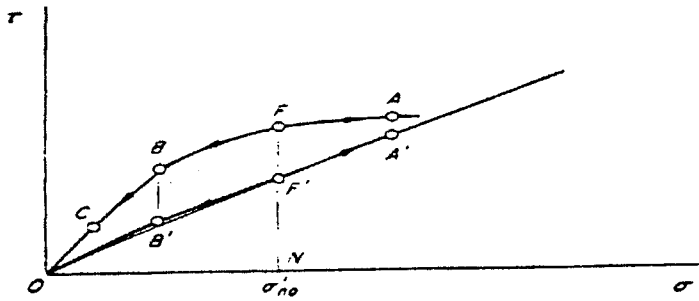


Figura 3.9 – Efeito das ligações interparticulares de cimentação
no ângulo de resistência ao corte (Terzaghi *et al.*, 1996)

Huang *et al.* (1993) investigaram os efeitos da cimentação e da densidade no comportamento de areias carbonatadas artificialmente cimentadas, através de ensaios triaxiais convencionais, drenados e não drenados, assim como os efeitos destes parâmetros nas condições de cedência. Apresentam-se de seguida alguns resultados referentes a ensaios drenados (ver Figuras 3.10; 3.11; 3.12; 3.13; 3.14).

Algumas observações foram efectuadas:

- i. À medida que a tensão de confinamento aumenta, o comportamento tem tendência a passar de dilatante e frágil, com amolecimento pós pico, para contráctil e dúctil, com endurecimento (ver Figura 3.10);
- ii. Para tensões de confinamento inferiores à pressão de pré-consolidação aparente ou virtual, o aumento do teor de cimento resulta num aumento da resistência de pico, da rigidez inicial, da dilatação, e numa diminuição da deformação correspondente à resistência de pico, para a tensão de confinamento considerada (ver Figura 3.11);

- iii. Aumentar a densidade expandiu a gama de tensões de confinamento a que o comportamento dilatante foi observado, sendo notória a tendência a passar-se de comportamento contráctil e dúctil, com endurecimento, para dilatante e frágil, com amolecimento pós pico (ver Figura 3.12);
- iv. As envolventes de cedência aumentam em tamanho e alteram a sua forma com maior teor de cimento e densidade, sendo incrementada a pressão de pré-consolidação aparente ou virtual (ver Figuras 3.13 e 3.14);
- v. A taxa de dilatação de pico não coincide com a resistência de pico para as amostras cimentadas.

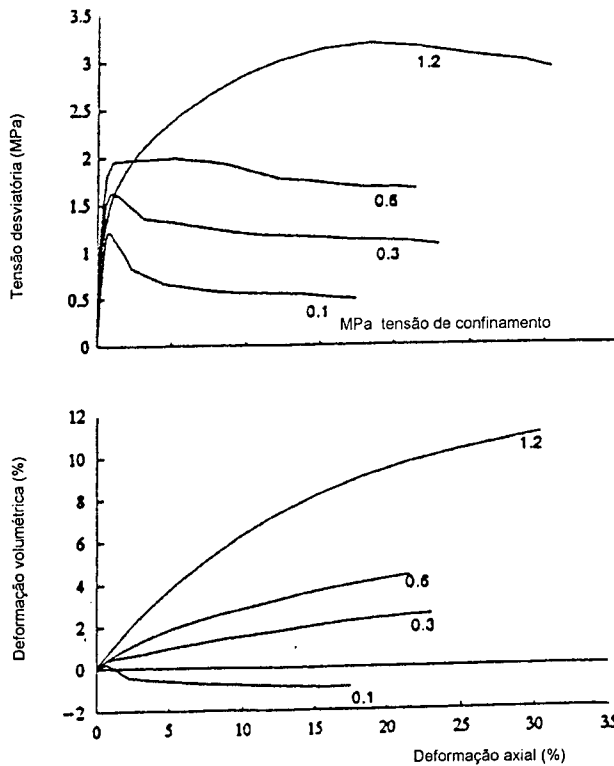


Figura 3.10 – Efeitos da tensão de confinamento, $\gamma_d = 13 \text{ KN/m}^3$ e teor de cimento = 20%

(Huang *et al.*, 1993)

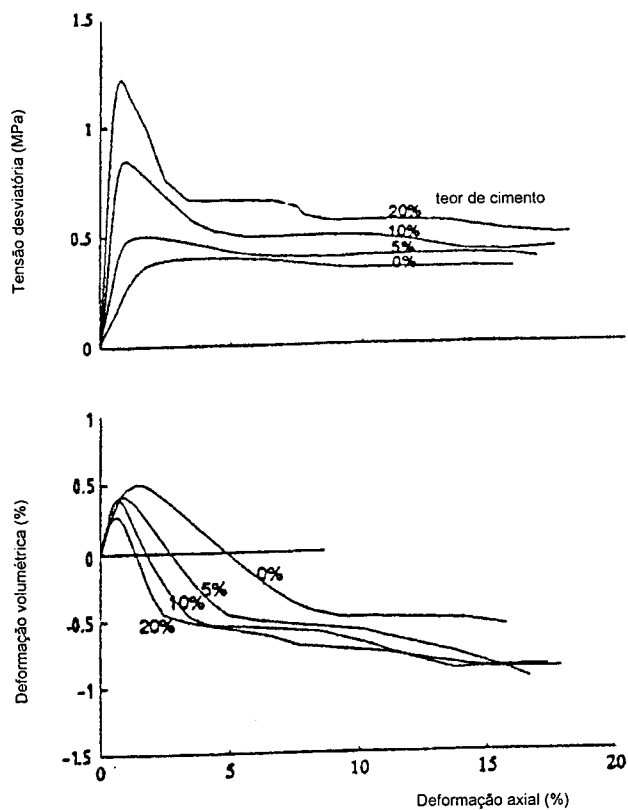


Figura 3.11 – Efeitos do teor de cimento, $\gamma_d = 13 \text{ KN/m}^3$ e tensão de confinamento = 100 KPa

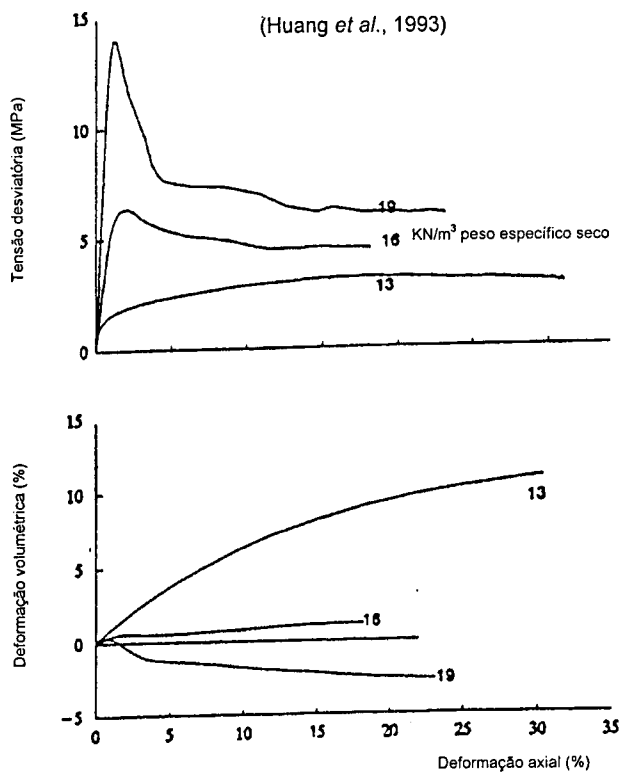


Figura 3.12 – Efeitos da densidade, teor de cimento = 20% e tensão de confinamento = 1,2 MPa
(Huang *et al.*, 1993)

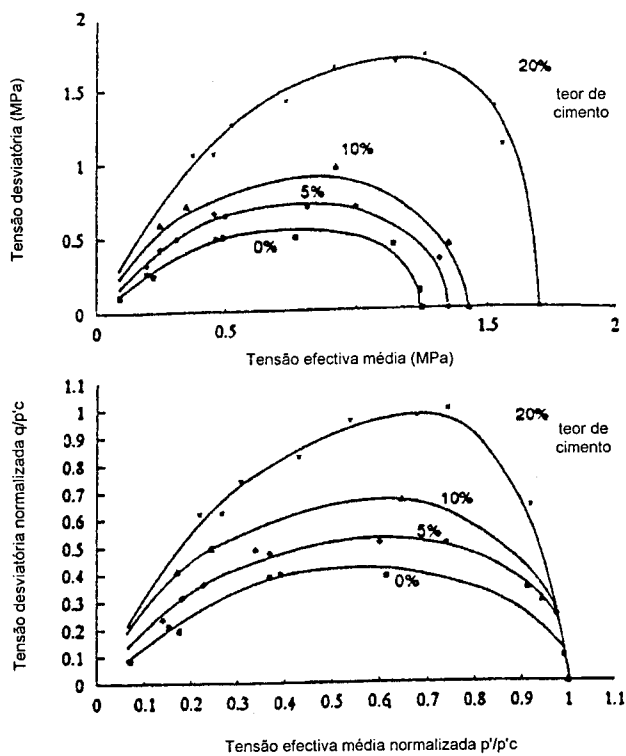


Figura 3.13 – Efeitos do teor de cimento no tamanho e forma das envolventes de cedência

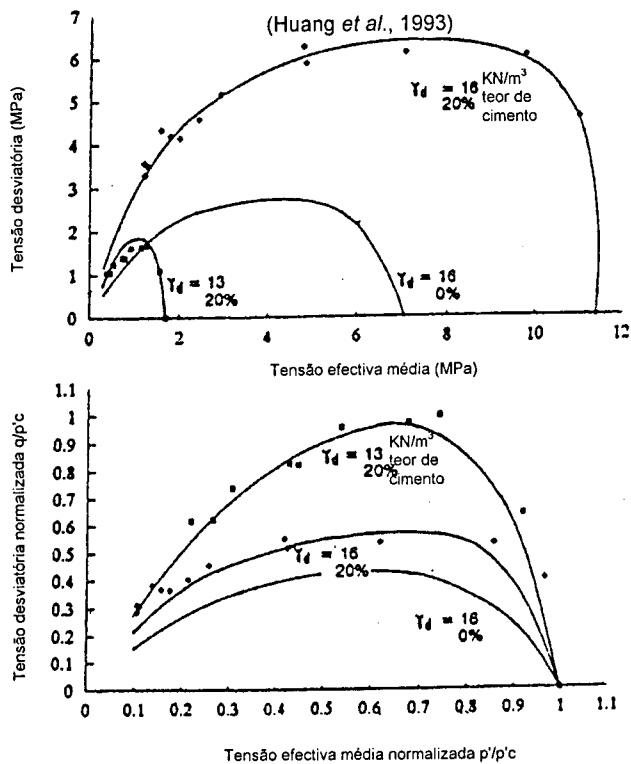


Figura 3.14 – Efeitos da densidade no tamanho e forma das envolventes de cedência
(Huang *et al.*, 1993)

Maccarini (1987) também observou que a máxima taxa de dilatação ocorria após o pico de resistência, e atribuiu a sua ocorrência ao efeito da cimentação (ver Figura 3.15). No entanto, observou também que seria provável que num solo com ligações interparticulares muito fracas e bastante denso, o efeito da dilatação excedesse o efeito das ligações interparticulares, e nesse caso a máxima taxa de dilatação seria coincidente com o pico de resistência, que não seria devido ao efeito da cimentação.

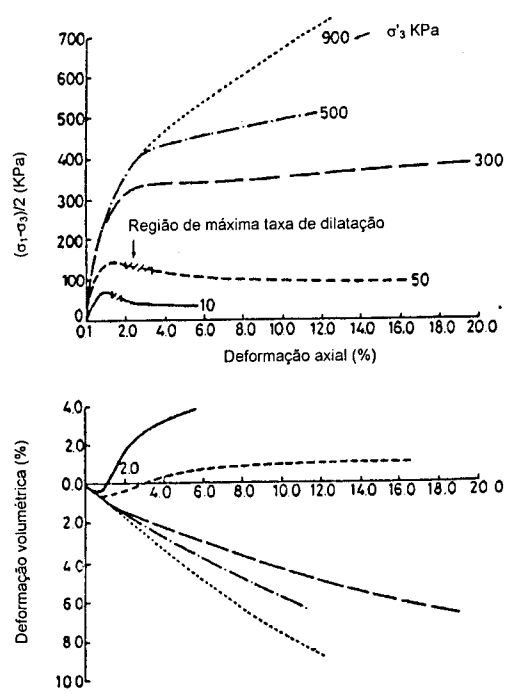


Figura 3.15 – Ensaio de compressão triaxial drenados em solo artificial estruturado com um índice de vazios médio de 0,7 (Maccarini, 1987)

Leroueil *et al.* (1990) mencionaram que o comportamento tensão-deformação dependerá da posição do estado inicial do solo em relação ao lugar de cedência do cimento, podendo ser definidas no espaço de tensões zonas tipo com base no nível de tensão.

Coop *et al.* (1993) dividiram em três classes o comportamento idealizado de solos cimentados, como se apresenta na Figura 3.16:

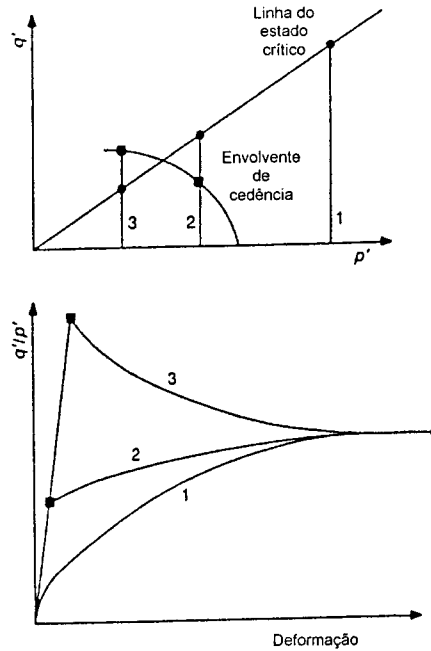


Figura 3.16 – Comportamento idealizado de solos cimentados, trajectórias de tensões e comportamento tensão-deformação (Coop *et al.*, 1993)

- i. Uma primeira classe de comportamento ocorre a altas tensões de confinamento, quando o ponto de cedência da amostra ocorre ainda durante a compressão isotrópica. Subsequente corte deve produzir comportamento similar ao de um solo inicialmente não cimentado, sem nenhum ponto de cedência;
- ii. A segunda classe de comportamento ocorre a tensões de confinamento intermédias, de modo a que mesmo que as ligações cimentadas estejam intactas no início do ensaio, elas cedem durante o corte, e o estado de pico é condicionado pelo comportamento friccional do agora solo não cimentado;

- iii. Na terceira classe de comportamento, a amostra é cortada a baixas tensões de confinamento em relação à resistência do cimento. Um estado de pico ocorre a baixas deformações, bem fora da envolvente de estado limite para o solo não cimentado.

Cuccovillo *et al.* (1999) concluíram que a formulação apresentada foi desenvolvida apenas considerando a componente da estrutura que advém das ligações interparticulares, e propuseram uma nova formulação para areias cimentadas cuja estrutura advém predominantemente da fábrica, e em que as ligações interparticulares de cimentação são fracas (ver Figura 3.17). Neste caso, o comportamento será largamente friccional, com a dilatação como causa da resistência de pico, sendo os picos coesivos apenas observados a tensões de confinamento muito baixas.

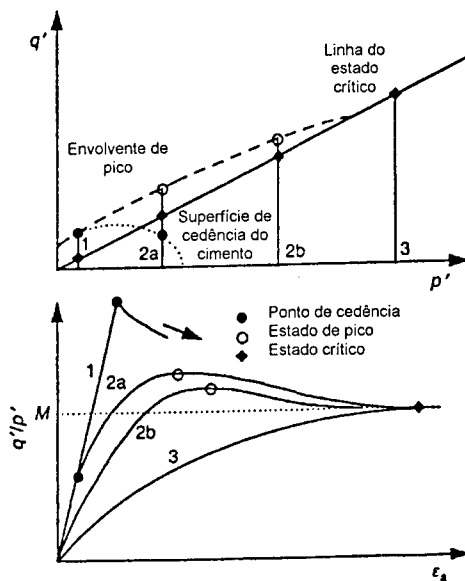


Figura 3.17 – Comportamento de areias cimentadas cuja estrutura advém predominantemente da fábrica e em que as ligações interparticulares de cimentação são fracas (Cuccovillo *et al.*, 1999)

3.3 OS CONCEITOS DE CEDÊNCIA

Leroueil *et al.* (1990) definiram diferentes tipos de cedência, de acordo com a zona do espaço de tensões em que a mesma ocorre, como se apresenta na Figura 3.18:

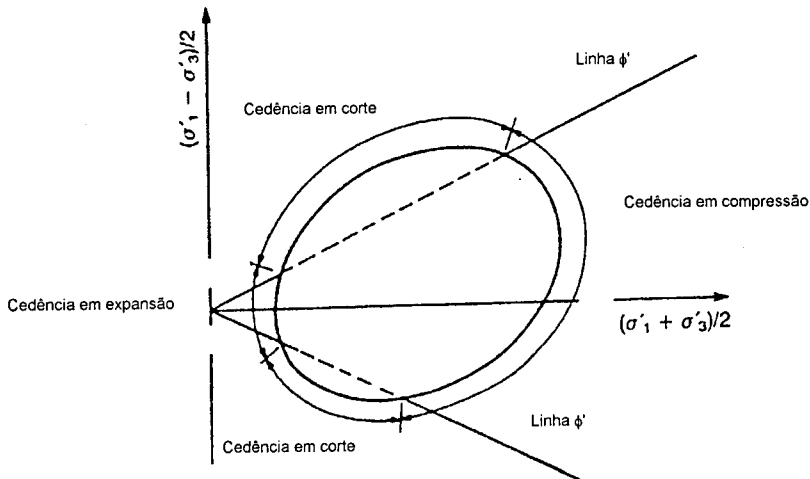


Figura 3.18 – Diferentes tipos de cedência (Leroueil *et al.*, 1990)

- i. A cedência em compressão, que envolve cedência dentro da envolvente de resistência de pico para o solo desestruturado, devido a um aumento da tensão média e/ou de corte;
- ii. A cedência em corte, que ocorre imediatamente antes da rotura, por corte e fora da envolvente de resistência de pico para o solo desestruturado;
- iii. A cedência em expansão, que envolve cedência dentro da envolvente de resistência de pico para o solo desestruturado, em expansão devido à incapacidade da estrutura reter energia de deformação, por exemplo, em solos contendo minerais de argila expansivos.

Malandraki *et al.* (1996) apresentaram uma revisão dos conceitos de cedência utilizados por diversos investigadores para materiais estruturados. Os principais aspectos mencionados apresentam-se também de seguida, com base nos documentos originais.

Em mecânica dos solos o termo cedência tem sido utilizado para descrever descontinuidades associadas a diminuição de rigidez no comportamento tensão-deformação, e não apenas para definir a fronteira entre o comportamento elástico e plástico, como em mecânica dos materiais (Leroueil *et al.*, 1990; Smith *et al.*, 1992; Vaughan, 1997). De notar que também em mecânica das rochas é definido um ponto de cedência no fim de um troço linear do diagrama tensão-deformação, não correspondendo tal ponto necessariamente ao limite de uma zona elástica.

Jardine (1992) dividiu o espaço de tensões em três zonas, considerando as fronteiras das mesmas como superfícies de subcedência, como pode ser observado na Figura 3.19:

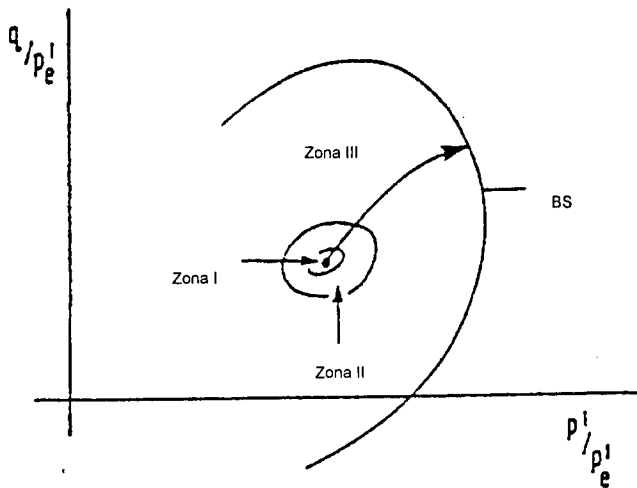


Figura 3.19 – Identificação das zonas I, II e III no espaço triaxial (Jardine, 1992)

- i. A zona I, zona elástica linear, limitada pela superfície de subcedência Y1, cinemática, e correspondente à região onde o comportamento é elástico e linear;
- ii. A zona II, zona recuperável, limitada pela superfície de subcedência Y2, cinemática, e correspondente à região onde o comportamento é elástico e não linear;
- iii. A zona III, zona plástica, limitada pela superfície de subcedência Y3, estática, também superfície limite correspondente à completa destruição da estrutura do solo, e correspondente à região onde se desenvolvem deformações irreversíveis progressivamente mais importantes.

Coop *et al.* (1993) investigaram o comportamento de uma areia carbonatada artificialmente cimentada, e identificaram a cedência a partir de uma descontinuidade na curva tensão-deformação, correspondente ao início da degradação das ligações interparticulares, tendo então considerado o comportamento inicial do solo elástico (ver Figura 3.20).

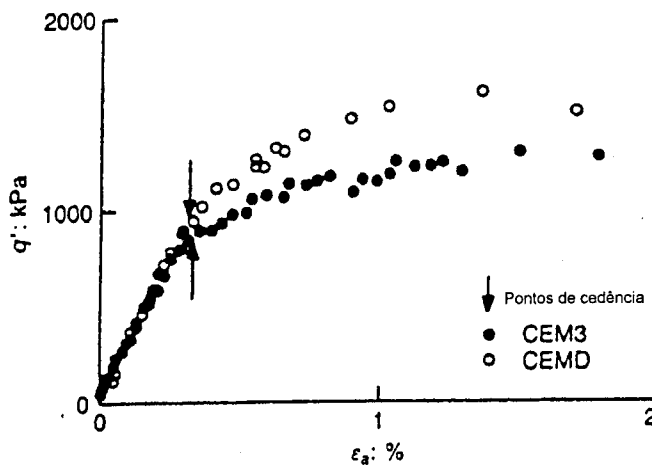


Figura 3.20 – Identificação dos pontos de cedência para areia carbonatada artificialmente cimentada (Coop *et al.*, 1993)

Kavvas et al. (1993b; 1994) definiram um ponto de cedência inicial para uma rocha branda sedimentar e biogénica, a lignite Ptolemáica, a partir da curva tensão-deformação e na transição entre o domínio linear e uma região mais plástica com progressiva redução da rigidez (ver Figura 3.21).

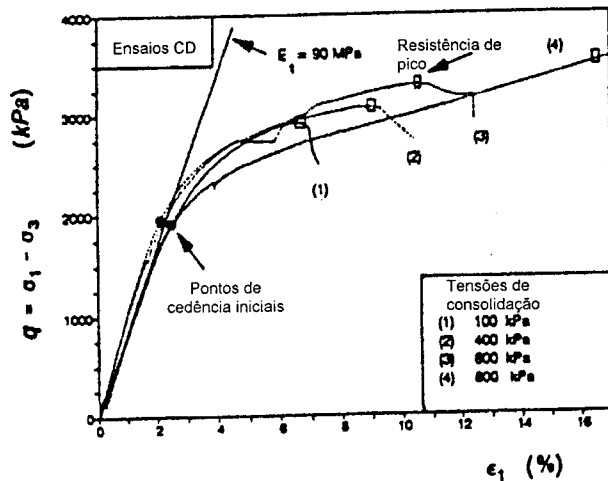


Figura 3.21 – Identificação dos pontos de cedência iniciais para uma rocha branda sedimentar e biogénica, a lignite Ptolemáica (Kavvas et al., 1994)

Vaughan (1988) e Vaughan et al. (1988) sugeriram a existência de duas cedências (ver Figura 3.22):

- Uma cedência inicial coincidente com o início da destruição progressiva de algumas ligações interparticulares, frequentemente indistinta e apenas perceptível com medições de deformação precisas;
- Uma segunda cedência, muito mais evidente, seguida de grandes deformações.

No entanto, referem que através da realização de ensaios brasileiros de compressão diametral para avaliação da resistência à tracção, foi concluído que a segunda cedência não coincidia com a completa destruição das ligações interparticulares, apenas destruídas progressivamente com deformação crescente.

Sugeriram também que a cedência era identificada com maior evidência a partir da curva tensão-deformação representada numa escala natural ou logaritmizada nos dois eixos.

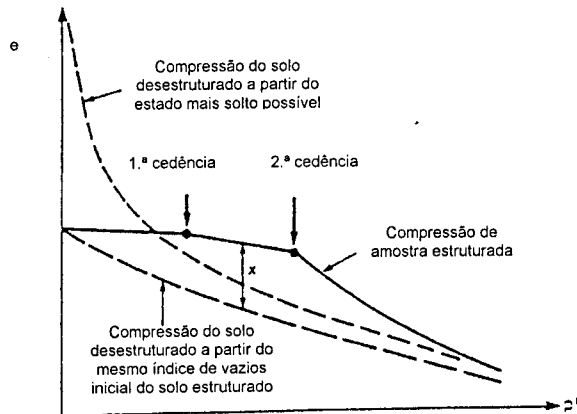


Figura 3.22 – Identificação esquemática dos pontos de primeira e segunda cedência
(Vaughan *et al.*, 1988)

Maccarini (1987) identificou duas cedências em muitas das curvas tensão-deformação obtidas para todos os tipos de solo que ensaiou. Considerou a cedência definida como uma mudança relativamente abrupta em rigidez, de comportamento rígido para menos rígido, com rigidez mais ou menos uniforme de cada lado, não sendo necessariamente uma transição de comportamento elástico para plástico.

Identificou um primeiro ponto de cedência no fim da parte linear da curva tensão desviatória média-deformação axial, representada numa escala natural, em que a cedência de algumas das ligações interparticulares tem início, mantendo-se até esse ponto toda a resistência devida às mesmas, e um segundo ponto de cedência no ponto de máxima curvatura do mesmo gráfico, correspondente também à resistência ao corte de pico em amostras de comportamento frágil.

As deformações até à primeira cedência são geralmente pequenas e inferiores a 1%, não tendo sido registada nenhuma perda de resistência à tracção antes da primeira cedência. No entanto, Maccarini (1987) considerou que apesar da linearidade da relação tensão-deformação, o material ensaiado não parecia apresentar comportamento elástico até à primeira cedência. Observou também que após a primeira cedência, a resistência à tracção era perdida rapidamente até à segunda cedência, muito mais evidente do que a primeira, e ocorrendo a deformações da ordem dos 3%, mas não coincidindo com a completa destruição das ligações interparticulares.

Bressani (1990) utilizou a mesma curva representada numa escala logaritmizada nos dois eixos, e identificou um ponto de cedência, tendo concluído que o mesmo era similar ao segundo ponto de cedência identificado por Maccarini (1987).

Toll *et al.* (1993) identificaram a cedência através de mudanças no módulo de deformabilidade tangente *versus* deformação axial, representadas numa escala logaritmizada nos dois eixos (ver Figuras 3.23 e 3.24).

Uma primeira cedência foi definida num ponto onde uma primeira mudança de rigidez ocorre, geralmente o fim de um valor de rigidez inicial constante, sendo difícil de identificar claramente com medição externa de deformações. Após essa perda inicial de rigidez ocorre uma redução suave da mesma à medida que as deformações aumentam, até um estado em que uma segunda substancial perda de rigidez, mais fácil de definir, é iniciada: segunda cedência ou cedência das ligações interparticulares. Foi ainda definida uma terceira cedência ou cedência final (Malandraki *et al.*, 1996), no ponto de máxima curvatura do gráfico tensão-deformação representado em escala natural, correspondente a um estado em que o solo perdeu toda a sua rigidez devido às ligações interparticulares, em consequência da sua destruição.

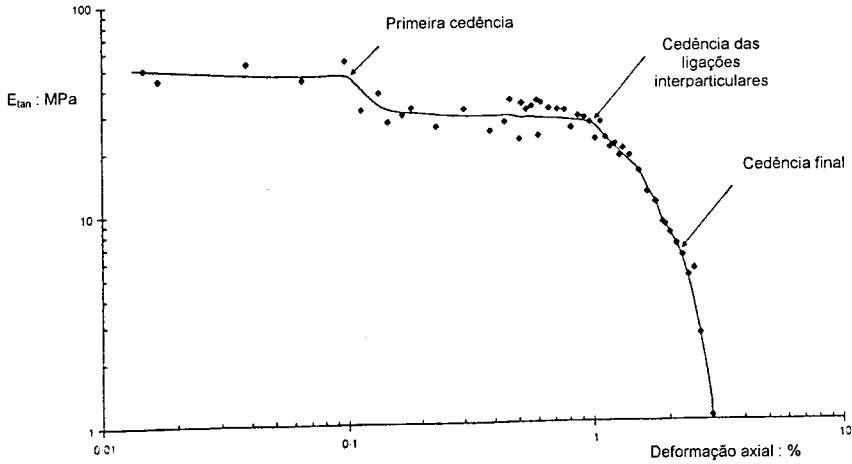


Figura 3.23 – Identificação das três condições de cedência para solos estruturados
(Malandraki *et al.*, 2000)

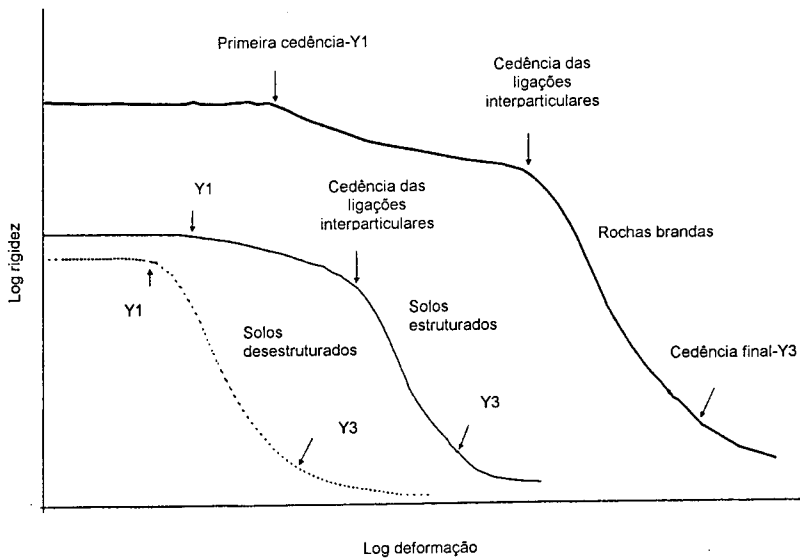


Figura 3.24 – Figura conceitual das condições de cedência, por Toll *et al.* em 2000
(Malandraki *et al.*, 2001)

Os pontos de cedência identificados por Coop *et al.* (1993) e Kavvasas *et al.* (1993b; 1994), correspondem à primeira cedência identificada por Maccarini (1987), e à segunda cedência identificada por Toll *et al.* (1993). Por seu lado, a terceira cedência identificada por Malandraki *et al.* (1996) corresponde à segunda cedência identificada por Maccarini (1987), e à cedência identificada por Bressani (1990) (ver Figura 3.25).

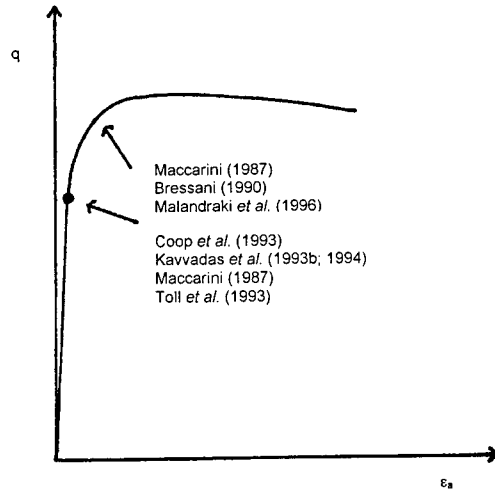


Figura 3.25 – Condições de cedência identificadas por diversos investigadores

Malandraki *et al.* (1996) argumentaram ainda que a primeira cedência que identificaram poderia corresponder à cedência Y1 de Jardine (1992), pois em alguns casos observaram rigidez constante antes da primeira cedência, isto é, o comportamento seria por hipótese elástico e linear. No entanto, argumentaram também que se se considerar a primeira cedência como o início da destruição das ligações interparticulares, o comportamento para lá da primeira cedência não seria recuperável, e nesse caso a primeira cedência corresponderia à cedência Y2 de Jardine (1992). Colocaram a hipótese de que no material que ensaiaram Y1 e Y2 fossem coincidentes, e consideraram ainda que a terceira cedência ou cedência final seria compatível com a cedência Y3 de Jardine (1992).

Gens *et al.* (1993) consideraram o comportamento de qualquer geomaterial rigorosamente linear e elástico até deformações axiais da ordem dos 10^{-5} , após as quais ocorreriam microescorregamentos ou fecho de microfissuras, que inviabilizariam o comportamento de ser quer linear, quer elástico. No entanto, é sabido que a região em que as deformações são essencialmente recuperáveis, apesar de pouco extensa, depende da resistência das ligações interparticulares, tendo sido observados limites elásticos a deformações entre $10^{-4}\%$ e $10^{-2}\%$ para diferentes geomateriais, desde solos a rochas. A Figura 3.26 mostra a curva característica da evolução da rigidez com a deformação para um solo, em

que três regiões foram definidas de acordo com os diferentes equipamentos de laboratório e procedimentos de ensaio adequados para medir a rigidez em cada região. Medidas fiáveis de rigidez do solo através da região de pequenas deformações de cerca de $10^{-3}\%$ a $10^{-1}\%$, apenas podem realmente ser efectuadas através de instrumentação local colocada directamente na amostra.

Por todos estes motivos, a primeira cedência observada por Toll *et al.* (1993), muitas vezes a deformações da ordem dos $10^{-1}\%$, poderá não representar o limite de um domínio elástico para o tipo de material ensaiado (em princípio deveriam obter-se valores muito menores de deformação), mas ser então consequência da imprecisão associada à medição externa de deformações e do eventual fecho de microfissuras, sendo também observado em alguns dos diagramas apresentados por estes investigadores um aumento de rigidez inicial antes da primeira cedência.

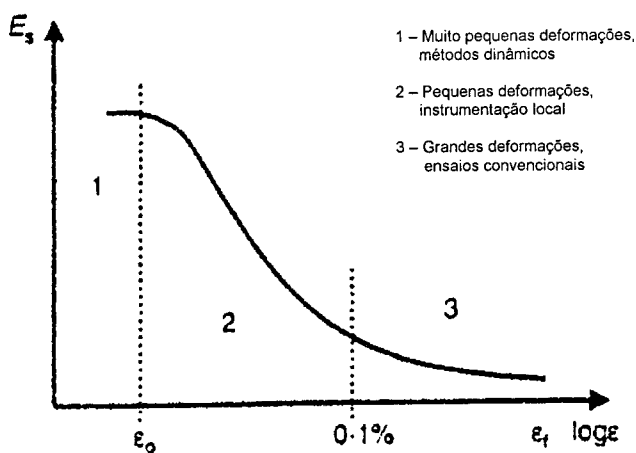


Figura 3.26 – Equipamentos de laboratório e procedimentos de ensaio adequados para medição da rigidez (Atkinson, 2000)

Malandraki *et al.* (2000) investigaram ainda a influência da trajectória de tensões no comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado, e concluíram que a mesma condicionava a posição das envolventes de resistência e de cedência, sendo a estrutura do solo anisotropicamente destruída, como se pode observar na Figura 3.27.

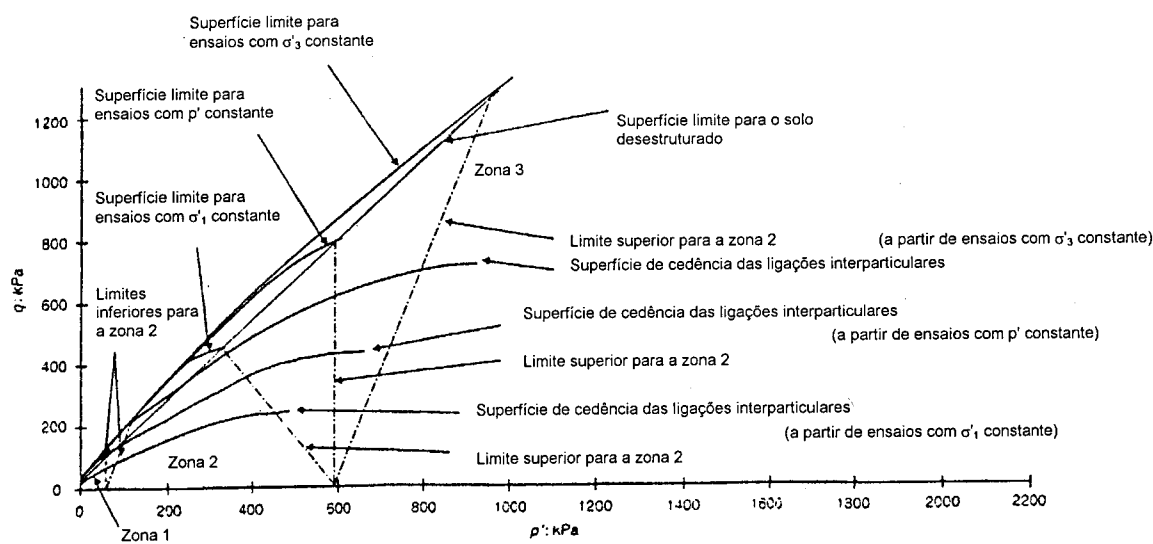


Figura 3.27 – Zonas de comportamento para um solo artificialmente cimentado definidas a partir de ensaios de compressão triaxial drenados com diferentes trajectórias de tensões (Malandraki *et al.*, 2000)

CAPÍTULO 4

UM SOLO ARTIFICIAL DE MATRIZ CIMENTADA

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os princípios da mecânica dos solos clássica para solos sedimentares foram estabelecidos a partir da investigação das propriedades de solos naturais remoldados ou reconstituídos, ou mesmo através da utilização de materiais artificiais, em que o índice de vazios inicial e a história de tensões, factores determinantes do comportamento, podem ser variados de um modo controlado no laboratório (Vaughan, 1985; Maccarini, 1987; Burland, 1990; Toll *et al.*, 1993; Kavvasdas *et al.*, 1995; Muhunthan *et al.*, 1996).

Tavenas *et al.* (1973) desenvolveram um material artificial para simular as propriedades mecânicas das argilas Champlain. O material modelo consistiu numa mistura de caulinite, bentonite, cimento, e água, e foi utilizado para ultrapassar dificuldades na obtenção de amostras. De um ponto de vista prático, pretendia-se que o mesmo estivesse disponível a baixo custo para utilização em grandes quantidades, com rapidez e facilidade de preparação e manuseamento, características homogêneas e isotrópicas, e boa reproductibilidade para permitir a apreciação qualitativa do comportamento do referido material sob diversas condições.

Clough *et al.* (1981) utilizaram areias artificialmente cimentadas para simular areias naturais, e salientaram a facilidade de preparação a densidades e graus de cimentação pré determinados, em relação à amostragem em bloco utilizada com a areia naturalmente cimentada.

Em anos recentes este procedimento tem sido largamente utilizado, nomeadamente em relação à simulação de materiais carbonatados, compostos por partículas estruturalmente fracas e geometricamente angulares, apresentando frequentemente alta variabilidade de densidade e grau de cimentação, sendo difícil a amostragem não perturbada e a obtenção de amostras remoldadas para

investigar o comportamento intrínseco, devido à quebra de partículas que caracteriza estes materiais (Airey, 1993; Coop *et al.*, 1993; Cuccovillo *et al.*, 1993; Huang *et al.*, 1993; Huang *et al.*, 1998; Islam *et al.*, 1998; Cuccovillo *et al.*, 1999).

No entanto, o comportamento mecânico de solos naturais e artificiais pode diferir bastante, devido à complexidade dos fenómenos naturais que ocorrem durante a deposição e diagénese, não sendo fácil reproduzir no laboratório a anisotropia estrutural frequentemente presente nos solos naturais (Burghignoli *et al.*, 1998).

Apesar dos resultados dos ensaios em materiais modelo serem irreais numa avaliação quantitativa, a sua utilização tem-se revelado vantajosa na compreensão do comportamento mecânico de diversos geomateriais (Tavenas *et al.*, 1973; Burghignoli *et al.*, 1998; Huang *et al.*, 1998).

4.2 UM MATERIAL ARTIFICIAL PARA SIMULAR SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

4.2.1 Enquadramento do presente projecto de investigação

Vaughan (1985) salientou a importância da preparação de amostras artificiais para a investigação do comportamento de solos residuais naturais.

Maccarini (1987) desenvolveu então um material artificial para simular solos residuais, e ultrapassar deste modo as dificuldades inerentes à amostragem e à variabilidade inata que dificulta a variação sob controlo dos parâmetros em investigação.

Diversas vantagens foram mencionadas:

- i. Economia;
- ii. Rapidez e facilidade de preparação e manuseamento;

- iii. Estabilidade das propriedades com o tempo, permitindo uma gestão mais fácil da preparação e armazenamento das amostras;
- iv. Material homogéneo e isotrópico;
- v. Boa reproductibilidade;
- vi. Formação de uma vasta gama de densidades iniciais, com variação controlada;
- vii. Formação de uma vasta gama de resistências de ligações interparticulares de cimentação, com variação controlada;
- viii. Possibilidade de ensaiar o mesmo material num estado não cimentado, para estabelecimento de um modelo de comportamento de referência, em relação ao qual o efeito das ligações interparticulares devidas à cimentação poderá ser deduzido por comparação.

O principal objectivo era desenvolver um modelo de comportamento para os solos residuais. Foi desenvolvida inicialmente uma técnica de constituição de amostras através da formação de uma pasta por mistura de caulino e areia de quartzo num estado húmido. Após secagem e cozedura, o caulino actuava como agente de cimentação nos contactos interparticulares, resultando uma estrutura aberta e permeável, típica dos solos residuais. A resistência das ligações interparticulares podia ainda ser variada alterando a proporção de caulino e areia de quartzo, ou alterando a temperatura ou tempo de cozedura.

Outras modificações foram progressivamente introduzidas. Para simular melhor um solo residual, com partículas de dureza variável, parte da areia de quartzo foi substituída por uma areia constituída por pasta de caulino cozida, posteriormente esmagada num almofariz e peneirada, de modo a obter-se uma granulometria idêntica à da areia de quartzo. Esta areia, designada por cfk, pretendia simular partículas friáveis de feldspato alterado, presentes por exemplo nos solos residuais graníticos em conjunto com partículas de maior dureza, como as de quartzo.

A gama de índices de vazios iniciais que podia ser obtida através desta metodologia era limitada, e de modo a simular a porosidade variável típica dos solos residuais, foram desenvolvidas duas técnicas adicionais:

- i. As amostras de baixa densidade foram obtidas adicionando à mistura original parafina com graduação idêntica à da areia de quartzo, que ao ser queimada durante a cozedura formava vazios adicionais;
- ii. As amostras de maior densidade foram obtidas por vibração controlada da amostra ainda num estado húmido.

Várias misturas foram utilizadas e designadas por códigos compostos por três números, que representam as percentagens parciais em peso seco dos principais constituintes sólidos: caulino, cfk, e areia de quartzo.

Os resultados de ensaios em misturas teste indicaram que a mistura designada por 13/30/57 era adequada para modelar o comportamento dos solos residuais graníticos naturais, com fracas ligações interparticulares.

Foi concluído que 13% de caulino era o mínimo que podia ser utilizado sem que o produto fosse sensível a pequenas variações percentuais, e que a adição de mais de 30% de cfk produzia comparativamente pequena influência nas propriedades da mistura.

Foi estabelecida uma temperatura de cozedura mínima de 500°C, de modo a que o caulino por contracção providenciasse as requeridas ligações interparticulares, e um tempo de cozedura de 5 h, após o qual e para essa temperatura, a resistência das ligações interparticulares seria insensitiva a pequenas variações na temperatura e tempo de cozedura.

A resistência das ligações interparticulares podia ser variada para simular uma vasta gama de materiais geotécnicos. Temperaturas de cozedura superiores a 500°C e outros tempos de cozedura, foram também utilizados para obter amostras com maiores resistências de ligações interparticulares.

Maccarini (1987) concluiu também que a estrutura produzida era homogênea e isotrópica, e apresentava propriedades estáveis com o tempo de armazenamento. Para investigar o efeito do tempo, três amostras foram ensaiadas sob compressão isotrópica, uma 40 dias após cozedura, e as outras duas 1 dia após cozedura (ver Figura 4.1). Não sendo notórias diferenças significativas entre o comportamento das três amostras, foi assumido que o tempo de armazenamento não influenciava o comportamento mecânico das amostras artificiais.

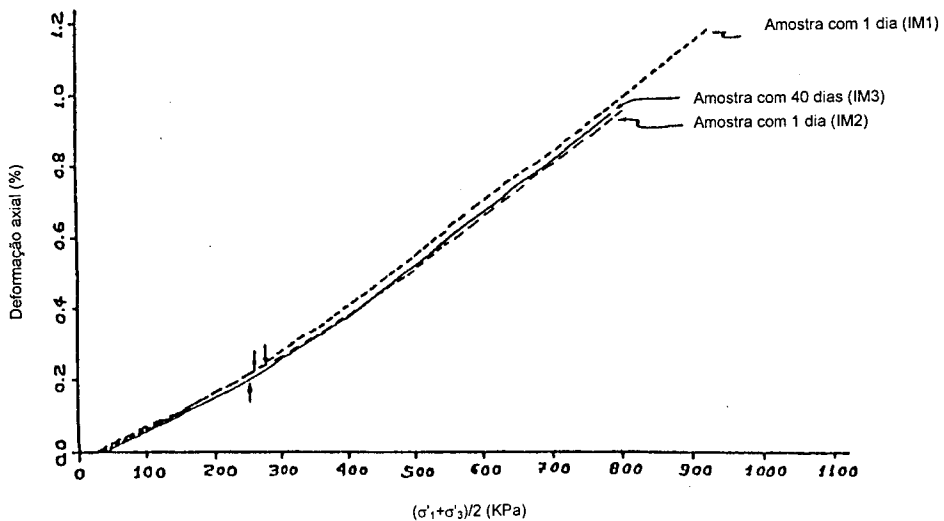


Figura 4.1.— Efeito do tempo de armazenamento no comportamento mecânico das amostras artificiais (Maccarini, 1987)

Maccarini (1987) demonstrou ainda que um padrão consistente de comportamento foi observado nas amostras artificiais, à semelhança do observado em solos residuais naturais, e apontou os principais factores que controlam o comportamento mecânico destes materiais: resistência das ligações interparticulares, porosidade, mineralogia, e granulometria.

Algumas dificuldades foram no entanto mencionadas, em particular:

- i. As incertezas, já referidas na subsecção 3.1.2, em relação à representatividade do material de referência obtido por desestruturação;
- ii. A particularidade do material artificial ser constituído a tensões de confinamento nulas, e não ser então adequado para investigar os efeitos do alívio de tensões após cimentação, em materiais residuais em equilíbrio com o estado de tensão *in situ*.

Bressani (1990) continuou o trabalho iniciado por Maccarini (1987) em solo residual artificial, e constituiu diferentes misturas de caulino, cfk, e areia de quartzo, com diferentes temperaturas e tempos de cozedura numa gama de densidades variada, posteriormente ensaiadas até tensões de confinamento de 3,5 MPa.

Toll *et al.* (1993) e Malandraki *et al.* (1994; 2000; 2001) utilizaram também a técnica descrita por Maccarini (1987) para constituir amostras artificiais com um índice de vazios de aproximadamente 0,6, do tipo 13/00/87, cozidas a 500°C durante 5 h, e utilizadas para investigar o comportamento mecânico de materiais cimentados.

Neste projecto de investigação, a técnica de constituição de amostras artificiais descrita por Maccarini (1987) foi também utilizada para produzir várias misturas, como se indica no Quadro 4.1:

Quadro 4.1 – Materiais artificiais utilizados no presente projecto de investigação (composição e cozedura)

Código	Composição					Cozedura	
	% parcial em peso seco dos principais constituintes sólidos			% sobre os principais constituintes sólidos	% sobre todos os constituintes sólidos	Temperatura	Tempo
	Caulino	Cfk	Areia de quartzo	Parafina	Água destilada		
13/00/87	13	00	87	00	35	500°C	5 h
13/00/87	13	00	87	00	35	500°C	2 h
13/30/57	13	30	57	00	41	500°C	5 h
13/30/57	13	30	57	00	41	500°C	2 h
13/30/57	13	30	57	08	45	500°C	2 h

4.2.2 Caracterização dos materiais constituintes das amostras artificiais

O caulino, previamente seco numa estufa a aproximadamente 100°C e depois reduzido a pó, apresentava uma densidade das partículas de 2,61 no estado não cozido (ar removido por vácuo). Foram realizados alguns ensaios para determinação dos limites de consistência do mesmo. Através dos procedimentos descritos na NP-143 (1969) obteve-se um limite de plasticidade de 28% e um limite de liquidez de 36%, utilizando a concha de Casagrande (teor em água correspondente a 25 pancadas), como se indica na Figura 4.2. Foi também efectuada a determinação do limite de liquidez através dos procedimentos descritos na BS 1377: Part 2 (1990), tendo-se obtido um valor de 50%, bastante superior ao primeiro, utilizando o cone penetrómetro (teor em água correspondente a uma penetração de 20 mm), como se indica na Figura 4.3.

Vaughan *et al.* (1988) referem que o limite de liquidez determinado pelo cone penetrómetro pode não ser o mesmo do que o determinado pela concha de Casagrande, e mencionam que Queiroz de Carvalho em 1986, verificou que o primeiro sobrestimava o limite de liquidez como determinado pelo segundo, tipicamente em pelo menos 10%.

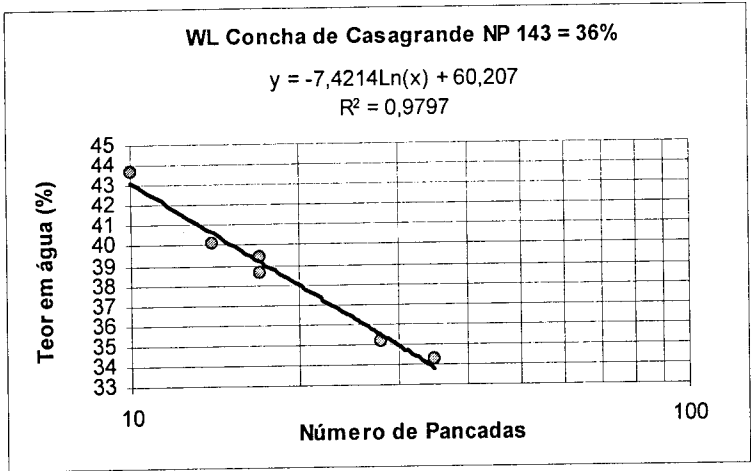


Figura 4.2 – Determinação do limite de liquidez do caulino (NP-143, 1969)

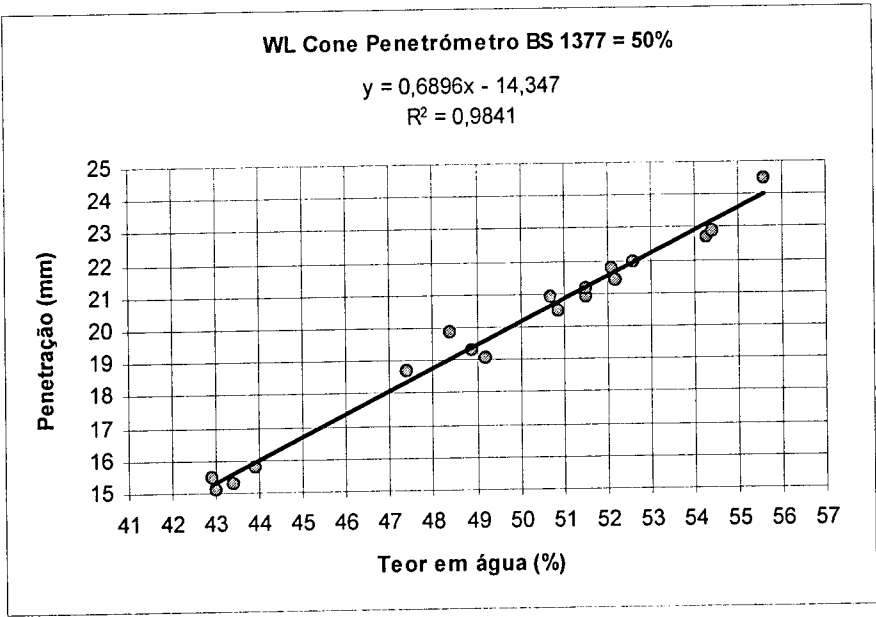


Figura 4.3 – Determinação do limite de liquidez do caulino (BS 1377: Part 2, 1990)

O cfk foi obtido através da formação de uma pasta por mistura de caulino com água destilada, previamente seca ao ar e depois cozida num forno durante 3 h a 1000°C. Após arrefecimento, o caulino cozido era esmagado num almofariz e peneirado, de modo a obter-se uma granulometria idêntica à da areia de quartzo (0,3 a 0,85 mm).

A areia de quartzo, com uma densidade das partículas de 2,65 (ar removido por vácuo), foi previamente lavada e seca na estufa a aproximadamente 100°C, e apresentava partículas angulares a subangulares, com dimensões entre 0,3 e 0,85 mm, obtidas através de peneiração. A curva granulométrica de uma amostra representativa da mesma apresenta-se na Figura 4.4.

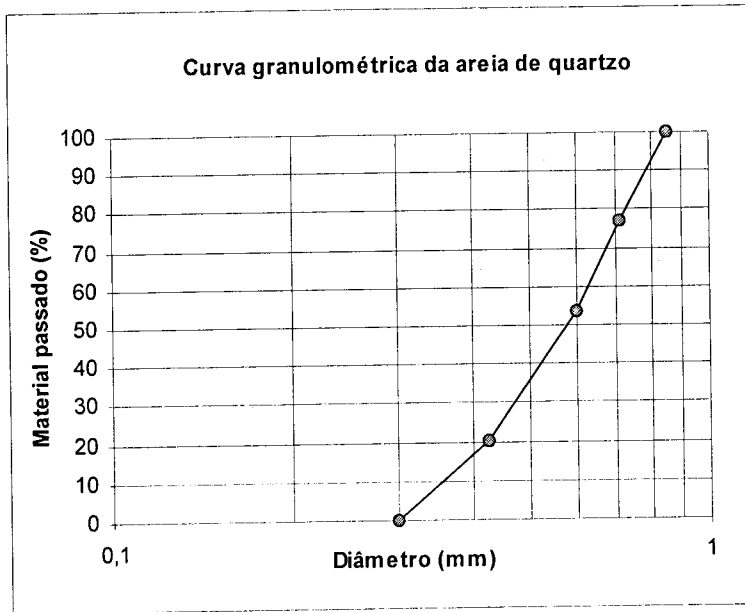


Figura 4.4 – Curva granulométrica da areia de quartzo

A parafina foi também desfeita com uma escova, e de seguida peneirada de modo a obter-se uma granulometria idêntica à da areia de quartzo (0,3 a 0,85 mm).

4.2.3 Metodologia para constituição de amostras de um solo artificial de matriz cimentada por caulino

As quantidades requeridas em peso dos diferentes constituintes sólidos eram colocadas numa taça, e após mistura, era adicionada progressivamente água destilada. Na Figura 4.12 apresentam-se os materiais utilizados na constituição da mistura tipo 13/30/57. A percentagem de água destilada utilizada foi a adequada à formação de uma mistura líquida, sem que ocorresse segregação das

partículas sólidas, tendo sido a mesma para cada mistura tipo, pois a percentagem utilizada tem alguma influência no índice de vazios final da mistura. A mistura líquida era então colocada com a ajuda de uma espátula num molde de papel de filtro, com uma geometria cilíndrica de dimensões próximas das requeridas para as amostras a ensaiar (em geral 38*76 mm).

Duas peças eram recortadas a partir de uma folha de papel de filtro, uma rectangular com dimensões de 132*85 mm, e outra circular com raio interno e externo de 20 e 45 mm, respectivamente, como se indica nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7.

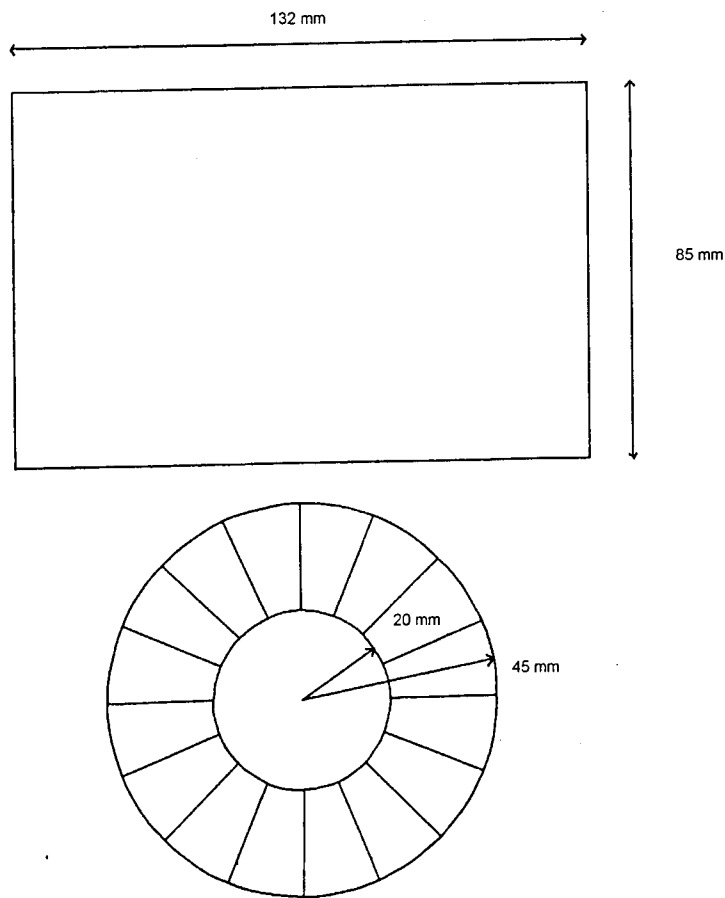


Figura 4.5 – Dimensões das peças constituintes do molde de papel de filtro

Os dois diâmetros definidos na peça circular definiam uma banda externa sucessivamente recortada, que envolvia um núcleo interno que seria a base da amostra. A preparação dos moldes de papel de

filtro foi efectuada através de um molde cilíndrico de alumínio, com uma altura de 120 mm e diâmetro externo de 40 mm (ver Figuras 4.6 e 4.7). O molde cilíndrico de alumínio era previamente envolvido pela peça rectangular, colada na sua extremidade, como se pode observar na Figura 4.8, e depois colocado sobre o núcleo central da peça cilíndrica, sendo envolvido sucessivamente através de colagem pela banda externa recortada, como se indica na Figura 4.9. Na base do molde assim constituído era colocada uma pedra porosa para permitir livre drenagem sobre uma tampa metálica (ver Figuras 4.10 e 4.11). A mistura húmida era então introduzida progressivamente no molde de papel de filtro com uma leve vibração, para evitar que se formassem bolhas de ar, sendo então o molde de alumínio suavemente retirado à medida que se procedia ao enchimento. O procedimento era depois repetido para mais algumas amostras, sendo as mesmas posteriormente expostas ao ar para secar no laboratório. Após três dias era possível manusear as amostras e retirar com facilidade o envólucro de papel de filtro. As amostras eram então colocadas num forno (ver Figura 4.13), sendo cozidas a uma temperatura e tempo pré determinados.

Com o objectivo de aumentar o índice de vazios natural de uma dada mistura, algumas experiências foram efectuadas utilizando a técnica descrita por Maccarini (1987) e Bressani (1990). Uma pequena percentagem de parafina com a graduação das restantes areias foi também adicionada, sendo a cozedura das referidas amostras efectuada com a porta do forno ligeiramente aberta, para permitir a libertação do fumo resultante da queima da parafina. Verificou-se no entanto que em todas as amostras constituídas tinha ocorrido segregação: a parafina tendia a acumular-se formando superfícies de baixa resistência. Durante a preparação das amostras para ensaio, todas se quebraram através dessas superfícies enfraquecidas, tendo então sido decidido não continuar a desenvolver esta técnica. Maccarini (1987) e Bressani (1990) fazem algumas advertências em relação aos cuidados a ter com este tipo de mistura, e mencionam também ter tido problemas desta natureza.

Outros investigadores utilizaram outras técnicas para aumentar o índice de vazios natural, como é o caso de Jiang *et al.* (1997), que adicionaram partículas de gelo na preparação de amostras artificiais cimentadas, que ao derreter formavam macroporos.



Figura 4.6 – Vista lateral do molde cilíndrico de alumínio e das peças constituintes do molde de papel de filtro

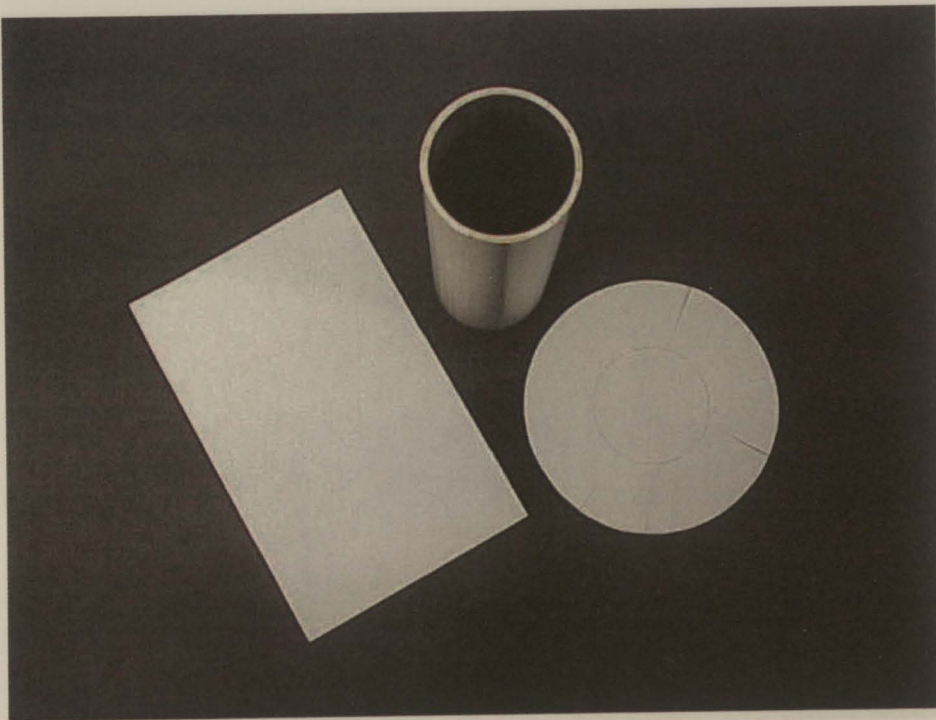


Figura 4.7 – Vista superior do molde cilíndrico de alumínio e das peças constituintes do molde de papel de filtro

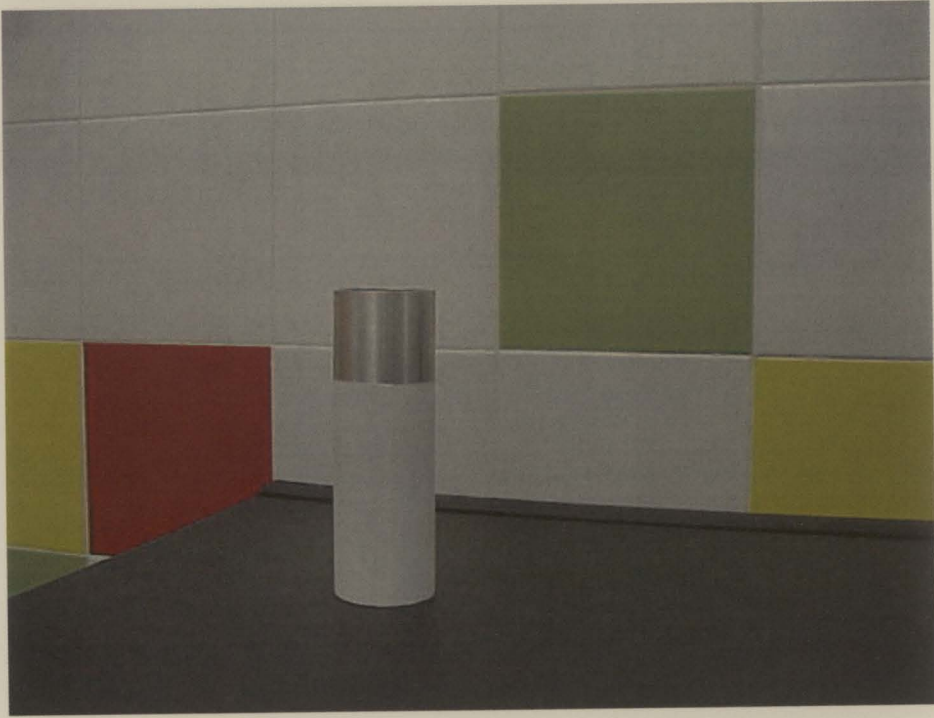


Figura 4.8 – Molde cilíndrico de alumínio envolvido pela peça rectangular de papel de filtro



Figura 4.9 – Colagem da peça circular de papel de filtro para formação de uma base

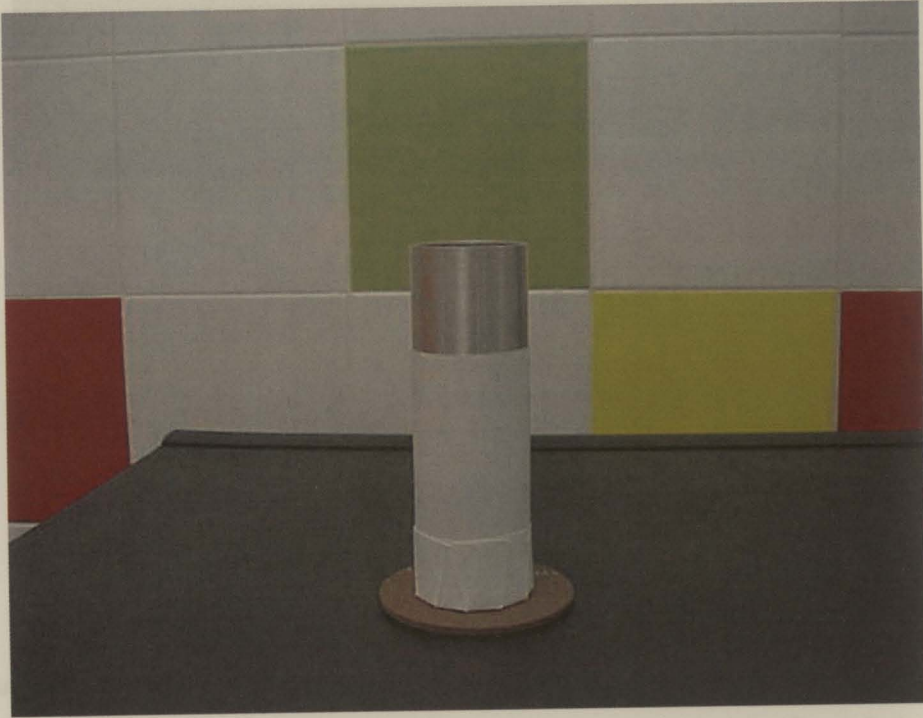


Figura 4.10 – Vista lateral do molde metálico inserido no molde de papel de filtro

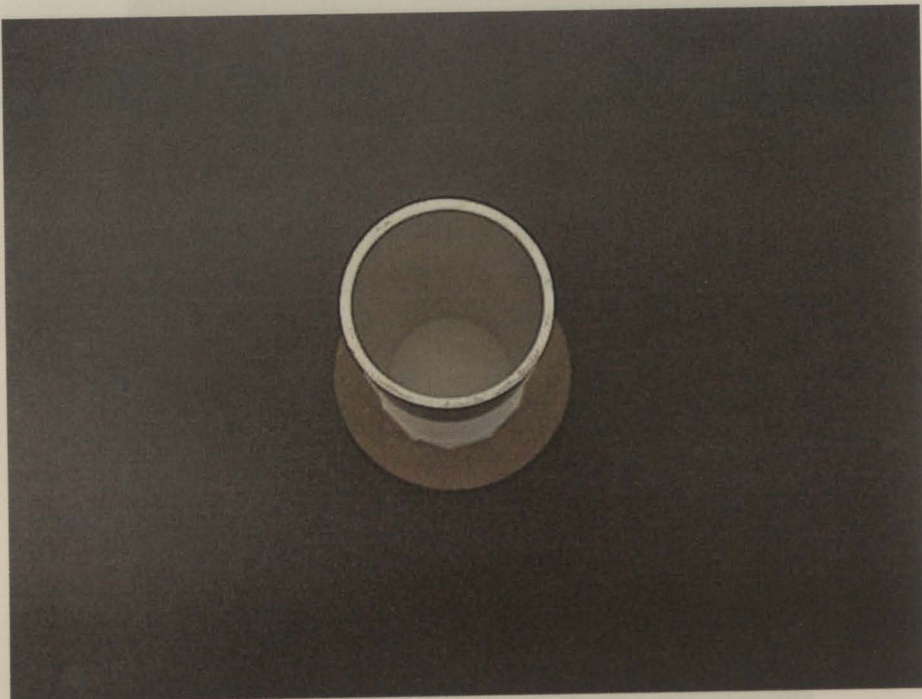


Figura 4.11 – Vista superior do molde metálico inserido no molde de papel de filtro

Figura 4.12 – Forno utilizado para cura dos amostras artificiais



Figura 4.12 – Materiais utilizados na constituição da mistura tipo 13/30/57, a mais utilizada neste projecto de investigação (água destilada, e da esquerda para a direita, areia de quartzo, cfk e caulino)

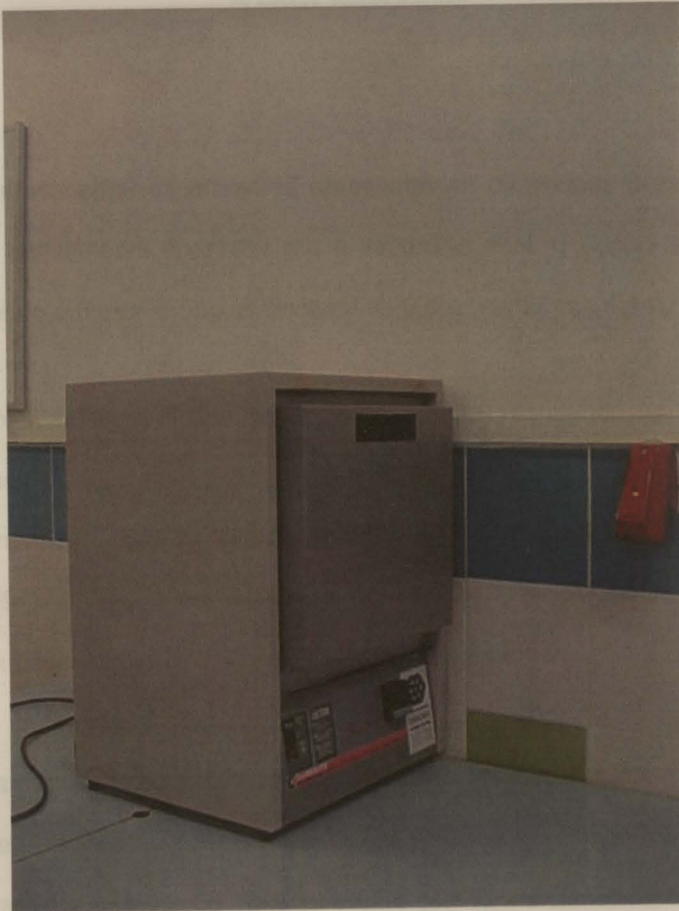


Figura 4.13 – Forno utilizado para cozedura das amostras artificiais

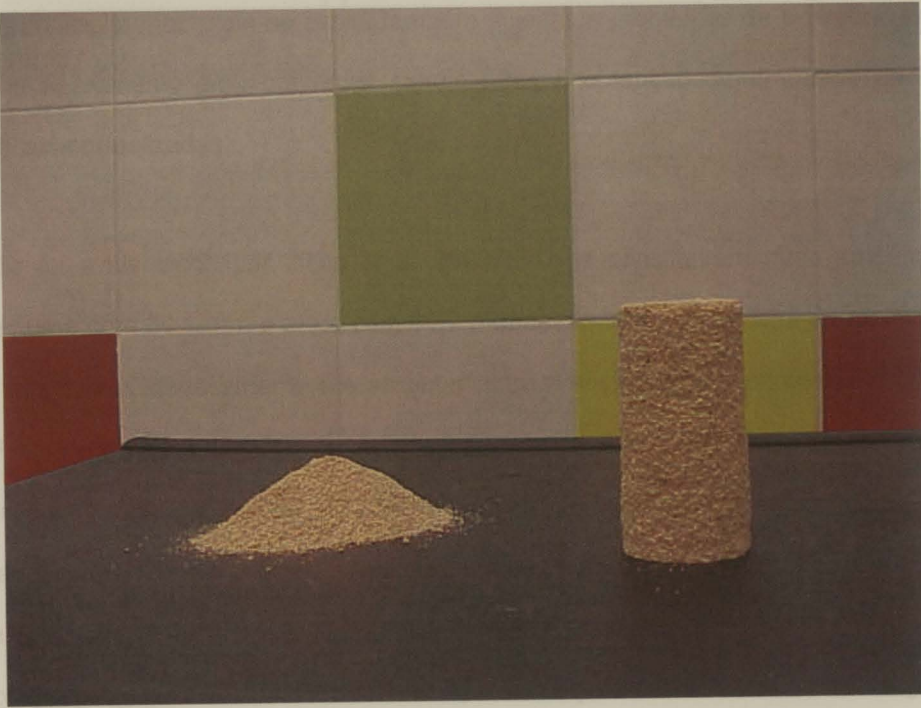


Figura 4.14 – Aspecto final de uma amostra artificial tipo 13/30/57 e respectivo material de referência no estado desestruturado

Após cozedura e arrefecimento, as amostras apresentavam dimensões próximas das pretendidas, (38*76 mm), e eram suavemente aparadas até à dimensão final, e depois armazenadas ao ar no laboratório, apresentando um teor em água de cerca de 0,5% (ver Figura 4.14).

As amostras assim obtidas eram facilmente desfeitas à mão, resultando um material de referência com a mesma composição, mas em que as ligações interparticulares devidas ao cimento haviam sido destruídas (ver Figura 4.14). Esta foi a técnica utilizada por Maccarini (1987), Toll *et al.* (1993) e Malandraki *et al.* (1994). As questões colocadas em relação à representatividade de tal material já foram discutidas na subsecção 3.1.2.

Algumas amostras para ensaios edométricos foram também constituídas em moldes de papel de filtro de maiores dimensões, de acordo com a metodologia já descrita. O anel do edómetro era inserido suavemente por cravação num bloco de material cozido com forma cilíndrica, à medida que a amostra no estado estruturado era aparada.

As amostras artificiais encontram-se assim também sujeitas a problemas de perturbação devido aos processos de aparamento e/ou cravação, conducentes à obtenção de amostras de ensaio com dimensões finais normalizadas.

Esta questão foi evidenciada por Jiang *et al.* (1997), que constituíram duas amostras artificiais estruturadas, uma com 39,1 mm e outra com 61,7 mm de diâmetro. A amostra de maior diâmetro foi de seguida aparada cuidadosamente até se obter outra amostra igual à primeira, com diâmetro de 39,1 mm. Foram realizados ensaios de compressão não confinada nas duas amostras, agora com 39,1 mm de diâmetro, e obtidas as relações tensão-deformação. Foi concluído que a perturbação associada ao aparamento da amostra resultava numa diminuição em cerca de 10% da tensão de pico, e num incremento em cerca de 200% da deformação correspondente à tensão de pico. De igual modo foi observado que a extensão da curva em que o comportamento tensão-deformação era linear vinha reduzida no caso da amostra perturbada.

Neste projecto de investigação foi verificada alguma retracção durante os processos de secagem e cozedura, tendo-se procurado então constituir amostras com dimensões muito próximas das requeridas, de modo a minimizar a perturbação das mesmas durante os processos de aparamento.

4.3 DESCRIÇÃO MICROESTRUTURAL DAS AMOSTRAS ARTIFICIAIS

Bressani (1990) apresentou diversas microfotografias de amostras artificiais, como se pode observar nas Figuras 4.15 e 4.16, referentes ao material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 5 h.

Os constituintes sólidos podem ser facilmente identificados através das diferentes gradações de cor: a areia de quartzo corresponde aos grãos brancos, o cfk corresponde aos grãos cinzentos mais claros, sendo o caulino representado pelas áreas cinzentas mais escuras. Os espaços pretos constituem os vazios.

A Figura 4.15 revela que algumas áreas apresentam uma maior proporção de vazios do que outras, sendo observados poucos contactos directos grão a grão. O arranjo espacial dos grãos é mantido por pontes de cimentação que tendem a revestir todas as superfícies das partículas.

Os materiais estruturais não apresentam rigorosamente características homogéneas e isotrópicas (Timoshenko *et al.*, 1970). No entanto, devido à metodologia de constituição das amostras artificiais, que tende a dispor os constituintes sólidos aleatoriamente e a estabelecer ligações interparticulares de cimentação uniformemente distribuídas no espaço em todas as direcções, pode ser considerado que a um nível macroestrutural as mesmas apresentam características homogéneas e isotrópicas.

Como se pode observar na Figura 4.16, após a amostra artificial ter sido submetida a uma tensão efectiva de consolidação de 600 KPa e posterior corte triaxial, as pontes de cimentação conferidas pelo caulino encontram-se bastante destruídas. Os grãos de areia de quartzo não foram afectados, ao contrário dos grãos de cfk, também bastante danificados.

Esta última constatação é importante para a compreensão do comportamento mecânico dos materiais artificiais ensaiados, fortemente condicionado pela quebra das partículas friáveis de cfk.

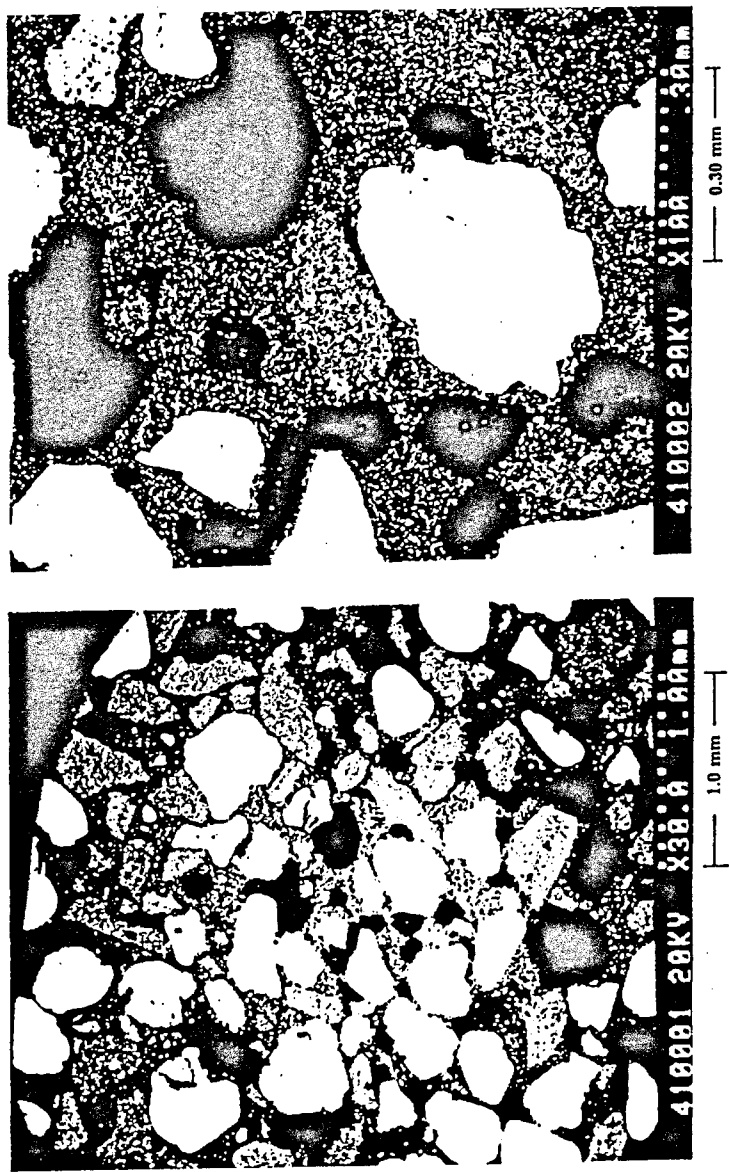


Figura 4.15 – Microfotografias de amostra artificial tipo 13/30/57, cozida a 500°C durante 5 h, antes de ser ensaiada numa câmara triaxial (Bressani, 1990)

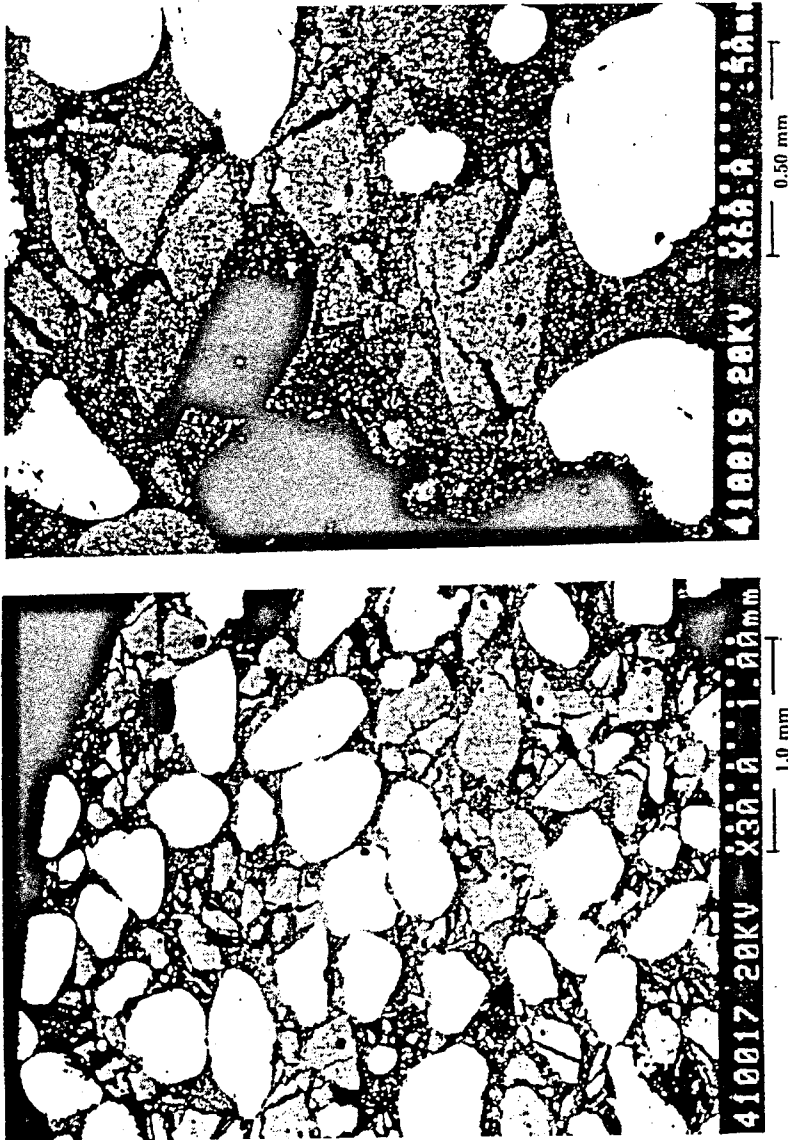


Figura 4.16 – Microfotografias de amostra artificial tipo 13/30/57, cozida a 500°C durante 5 h, após ter sido ensaiada numa câmara triaxial, com uma tensão efectiva de consolidação isotrópica de 600 KPa e posterior corte triaxial (Bressani, 1990)

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO
DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO
PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

5.1 ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL EDMÉTRICA

5.1.1 Considerações iniciais

Foram realizados diversos ensaios de consolidação unidimensional edométrica, referenciados no Quadro 5.1, onde se incluem também os valores dos parâmetros físicos iniciais e finais:

Quadro 5.1 – Quadro síntese dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica realizados

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Parâmetros físicos iniciais			Parâmetros físicos finais		
			Temperatura	Tempo	e_i	$w_i(\%)$	$S_i(\%)$	e_f	$w_f(\%)$	$S_f(\%)$
EDO 1	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	1,41	0,30	0,52	0,65	22,80	92,16
EDO 2	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	1,28	0,10	0,14	0,61	22,10	95,82
EDO 3	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	1,01	0,10	0,25	0,58	21,90	99,97
EDO 4	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,93	0,40	1,06	0,54	23,30	100,00
EDO 5	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	1,03	0,70	1,76	0,56	21,30	99,94
EDO 6	Desestruturado	13/00/87	500°C	2 h	1,08	0,40	0,93	0,70	27,80	100,00
EDO 7	Estruturado	13/00/87	500°C	2 h	0,82	0,50	1,75	0,49	19,20	100,00

e =Índice de vazios
 w =Teor em água
 S =Grau de saturação

O equipamento utilizado apresenta-se também na Figura 5.1. Em todos os ensaios foi utilizado um anel com diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm, lubrificado interiormente com vaselina de modo a minorar o atrito entre as superfícies.

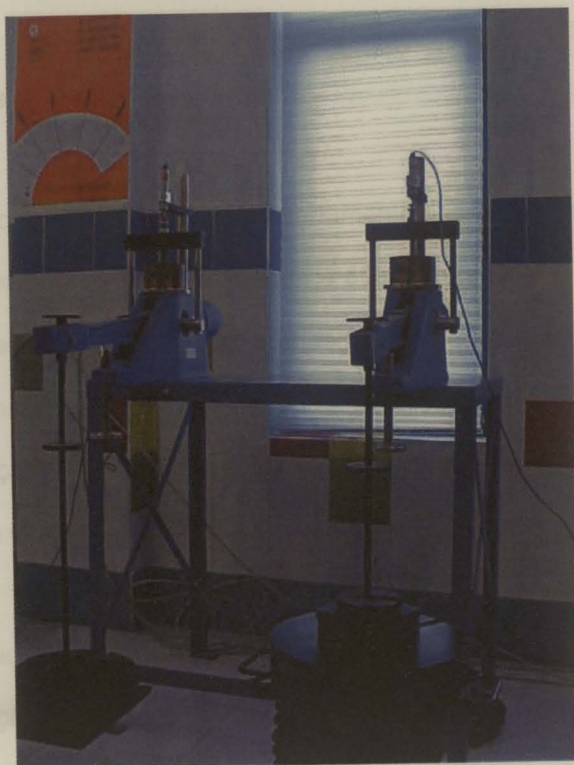


Figura 5.1 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica

As amostras no estado estruturado foram preparadas por inserção suave por cravação do anel num bloco de material artificial cozido com forma cilíndrica, à medida que a amostra era aparada. O respectivo material de referência no estado desestruturado, obtido por desestruturação manual, foi também utilizado para preparar amostras com diferentes índices de vazios iniciais. A quantidade requerida de material para cada ensaio foi, neste caso, inserida no anel por camadas de idêntica espessura.

Referências Bibliográficas

O carregamento foi efectuado por incrementos segundo a sequência clássica ($\Delta\sigma'_i = 2 * \Delta\sigma'_{i-1}$) e com períodos de estabilização de 24 horas.

A maioria dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica foi realizada sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, utilizado também na generalidade dos ensaios de corte triaxial. Entre os objectivos previamente estabelecidos na programação dos mesmos encontram-se os seguintes:

- i. A definição de um padrão de comportamento para o material de referência no estado desestruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, assim como de uma linha de compressibilidade limite, cuja equação transposta para o espaço v - p' foi utilizada para normalização dos resultados dos ensaios de corte triaxial, de modo a ter em consideração as diferenças entre os índices de vazios iniciais e a compatibilização dos vários ensaios;
- ii. A definição da tensão de cedência, correntemente designada por tensão de pré-consolidação aparente ou virtual, limiar entre um comportamento pré e pós cedência do material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h;
- iii. O enquadramento do comportamento do material artificial no estado estruturado e do material de referência no estado desestruturado, preparado a diversos índices de vazios iniciais (material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h);
- iv. A comparação do comportamento do material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, com o do material artificial tipo 13/00/87, nas mesmas condições de cozedura, com o objectivo de estabelecer a influência das partículas friáveis de cfk ;
- v. A comparação das curvas de compressibilidade obtidas com outras encontradas nas Referências Bibliográficas.

5.1.2 Um padrão de comportamento para o material de referência no estado desestruturado

Na Figura 5.2 apresentam-se as curvas de compressibilidade referentes ao material de referência no estado desestruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.

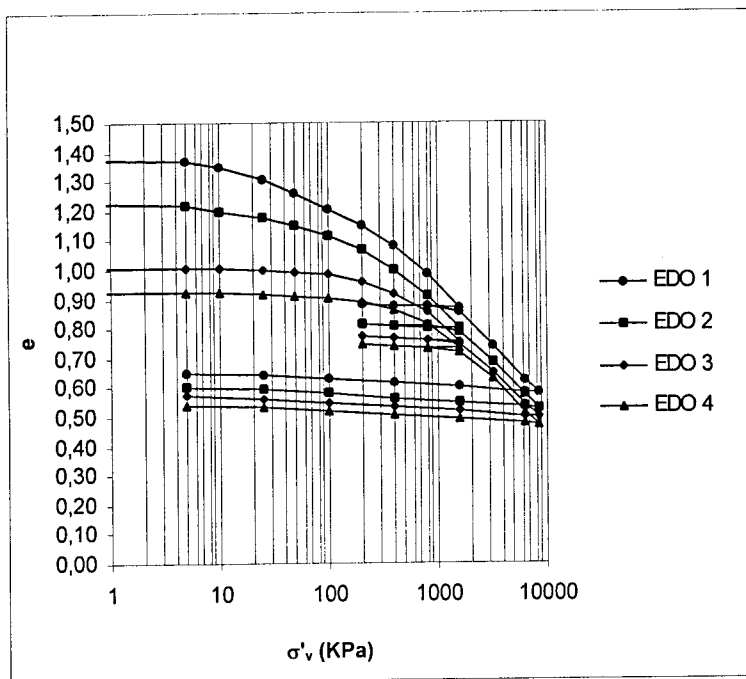


Figura 5.2 – Curvas de compressibilidade referentes ao material de referência no estado desestruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

Quanto aos índices de vazios iniciais escolhidos refere-se que:

- i. O ensaio EDO 1 foi preparado no estado mais solto possível;
- ii. O ensaio EDO 3 foi preparado a um índice de vazios inicial idêntico ao do respectivo material artificial no estado estruturado;

- iii. Os ensaios EDO 2 e EDO 4 foram preparados a um índice de vazios inicial, respectivamente, superior e inferior ao do respectivo material artificial no estado estruturado.

As curvas de compressibilidade representadas evidenciam um padrão de comportamento típico de um material arenoso, como o representado na Figura 5.3.

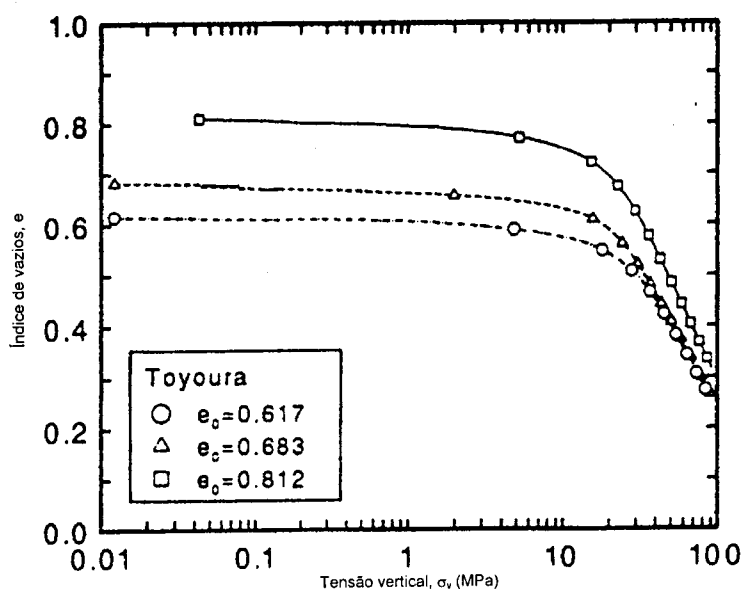


Figura 5.3 – Compressão unidimensional de areia Toyoura, efeito do índice de vazios inicial na compressibilidade (Nakata *et al.*, 2001b)

Uma tensão de cedência pode ser definida e relacionada com o esmagamento das partículas sólidas, condicionado por diversos factores, tais como o tamanho e forma da partícula, a composição mineral e o índice de vazios inicial (Coop, 1990; Cuccovillo *et al.*, 1993; Lee *et al.*, 1995; Ortigao, 1995; Nakata *et al.*, 2001a; Nakata *et al.*, 2001b; Takei *et al.*, 2001).

Como pode ser observado nas Figuras 5.2 e 5.3, a tensão de cedência tende a diminuir com o aumento do índice de vazios inicial, de acordo com o número de contactos interparticulares, e as

linhas procuram convergir após cedência, aproximando-se apenas a níveis mais elevados de tensão de uma linha comum independente do índice de vazios inicial, quando se consegue estabelecer idêntica fábrica (Lee *et al.*, 1995; Ortigao, 1995; Nakata *et al.*, 2001b).

Em solos graníticos decompostos este processo de degradação pode envolver aspectos estruturais tais como fissuração já existente e separação de amálgamas de partículas (Lee *et al.*, 1995), enquanto em areias carbonatadas a degradação resulta da fractura de partículas intactas individuais (Coop, 1990), tal como relativamente ao material artificial considerado, composto por 30% de partículas friáveis de cfk.

A curvatura relativamente pouco acentuada na transição entre os comportamentos pré e pós cedência, sobretudo nas amostras menos densas, indicia que o esmagamento das partículas sólidas é um fenómeno gradual e progressivo no tempo. Os fragmentos assim gerados movem-se com subsequente rearranjo e redistribuição de tensões, até que se estabeleça um novo estado de equilíbrio, num processo sucessivo. O padrão de comportamento descrito foi também observado em solo granítico decomposto por Coop *et al.* em 1993, como mencionado por Lee *et al.* (1995) e visível na Figura 5.4.

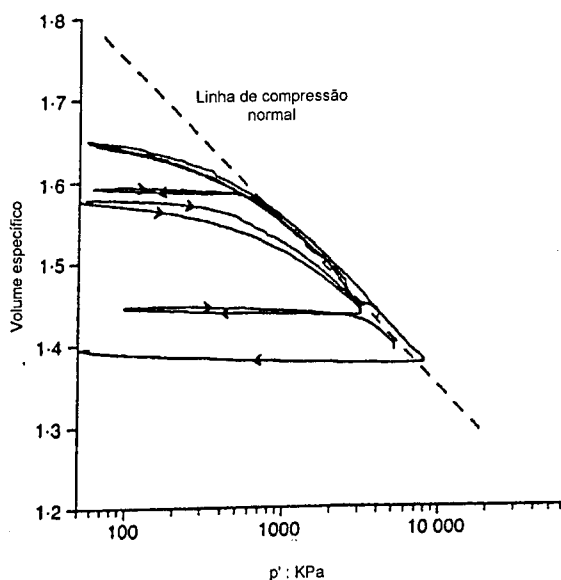


Figura 5.4 – Compressão isotrópica a alta pressão de solo granítico decomposto no estado saturado a diversas densidades iniciais, por Coop *et al.* em 1993 (Lee *et al.*, 1995)

A este comportamento aproximadamente bilinear tem frequentemente sido aplicada por diversos investigadores uma terminologia desadequada e idêntica à correntemente utilizada para descrever os efeitos da estrutura cimentada, como já mencionado na subsecção 3.1.4. Com a intenção de clarificar a terminologia usual para descrever este comportamento aproximadamente bilinear, Coop (1990) propôs a utilização do novo termo sobreconsolidação virgem, para distinguir os comportamentos aparentemente sobreconsolidados dos verdadeiramente sobreconsolidados.

Jefferies *et al.* (2000) examinaram também os conceitos de linha de compressão normal para areias:

- i. Por um lado, alguns investigadores consideram que a compressão normal surge apenas quando o esmagamento das partículas sólidas se torna importante, e que para cada areia particular há uma linha de compressão normal singular e única;
- ii. Por outro lado, pode considerar-se uma infinidade de comportamentos de compressão normal, não relacionados com o esmagamento das partículas sólidas.

Mencionaram ainda que o primeiro conceito foi também considerado por Coop (1990) e por Coop *et al.* em 1993, e que Pestana *et al.* em 1995 aplicaram o termo linha de compressibilidade limite à linha que define o comportamento a altas tensões de confinamento e à sua projecção para níveis mais baixos, representada na Figura 5.5. Referiram ainda que o conceito alternativo que considera uma infinidade de linhas de compressão normal, é mais coerente numa perspectiva geológica com a definição tradicional de solo normalmente consolidado e solo sobreconsolidado.

Neste projecto de investigação a linha de compressibilidade limite definida a partir do ensaio EDO 1, preparado no estado mais solto possível, foi utilizada para definir uma equação de normalização dos resultados dos ensaios de corte triaxial, como se indica na Figura 5.6.

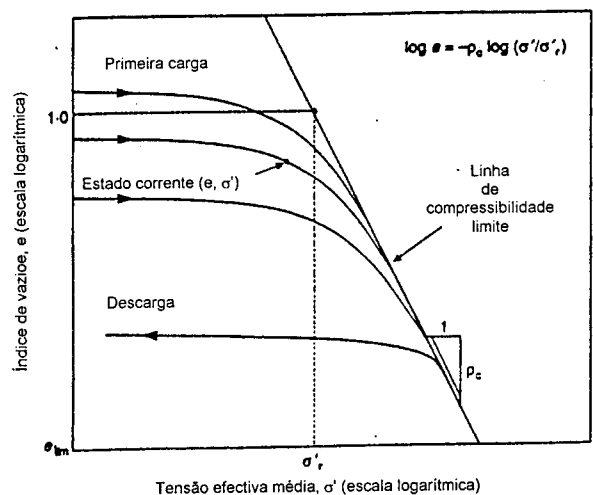


Figura 5.5 – Modelo conceptual para solos não coesivos evidenciando uma linha de compressibilidade limite, por Pestana *et al.* em 1995 (Jefferies *et al.*, 2000)

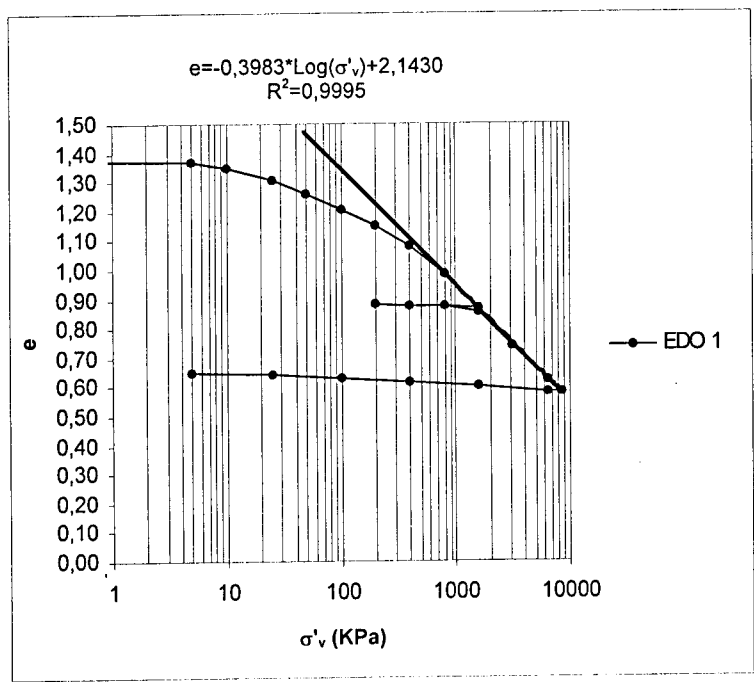


Figura 5.6 – Definição da linha de compressibilidade limite e da respectiva equação de normalização no espaço $e-\sigma'_v$

5.1.3 Metodologia utilizada para a definição da tensão de cedência

Na Figura 5.7 apresenta-se a curva de compressibilidade referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, em que pode ser observado um comportamento inicial mais rígido seguido de cedência.

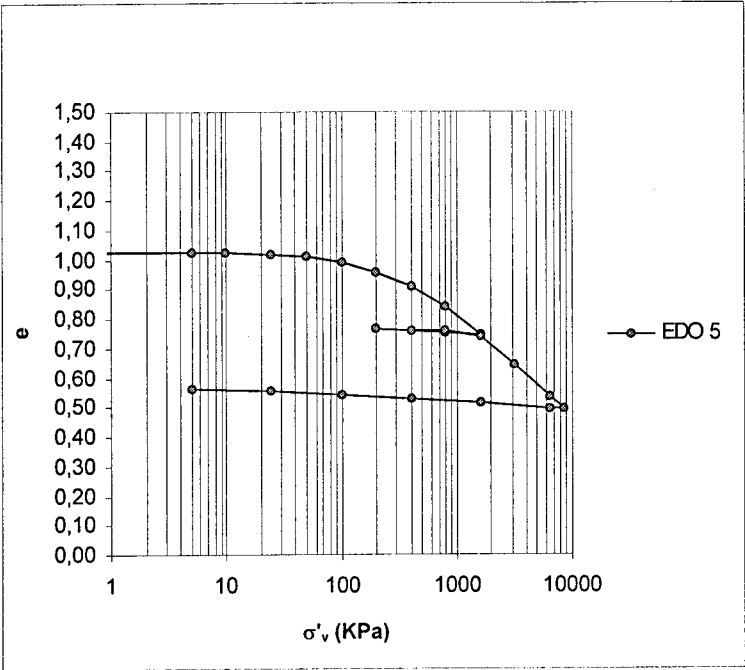


Figura 5.7 – Curva de compressibilidade referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

Uma tensão de cedência foi definida através do método desenvolvido por Pacheco Silva em 1970, e explicitado por Ortigao (1995) na Figura 5.8. A mesma é indicada no Quadro 5.2, em que se sumariza a parametrização da compressibilidade, em conjunto com a determinada para o material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h, com o objectivo de melhor se estabelecer a influência das partículas friáveis de cfk.

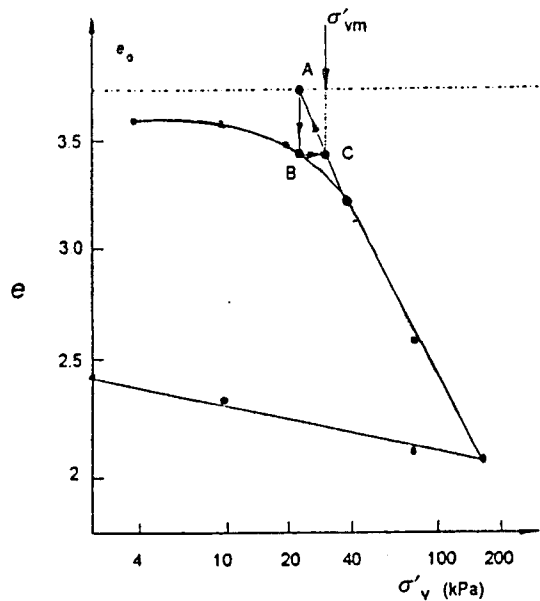


Figura 5.8 – Metodologia para a determinação da tensão de pré-consolidação, por Pacheco Silva em 1970 (Ortigao, 1995)

5.1.4 Enquadramento do comportamento do material artificial no estado estruturado e do material de referência no estado desestruturado, preparado a diversos índices de vazios iniciais

Na Figura 5.9 apresentam-se todas as curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, não sendo visíveis diferenças significativas entre o comportamento do material artificial no estado estruturado e desestruturado, a índices de vazios iniciais idênticos. Tal constatação pode ser interpretada através do conceito de estrutura de Mitchell (1993), que considera as diferenças de comportamento no estado estruturado e desestruturado como resultantes da contribuição da fábrica e das forças interparticulares. Deste modo, é possível que duas fábricas distintas, uma delas cimentada e outra não, apresentem compressibilidades idênticas.

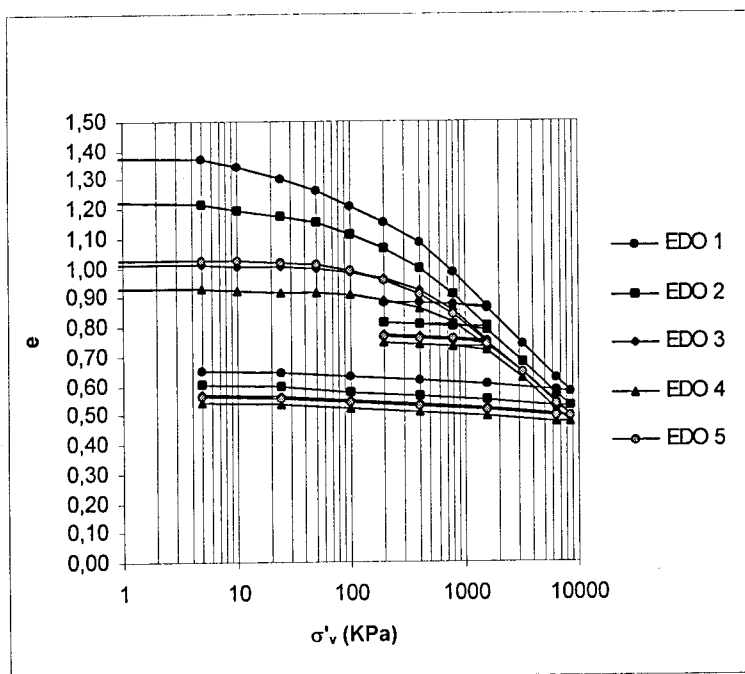


Figura 5.9 – Curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

Devido ao processo de cozedura utilizado na formação das partículas friáveis de cfk, é de esperar que as mesmas sejam mais resistentes do que as ligações interparticulares de cimentação, estabelecidas a menor temperatura e tempo de cozedura. A destruição das mesmas ocorre progressivamente, tal como constatado em relação ao esmagamento das partículas sólidas do material de referência no estado desestruturado, condicionando de algum modo a degradação particular, que também irá ocorrer no material artificial no estado estruturado. Coop (1990), Coop *et al.* (1993) e Cuccovillo *et al.* (1993) mencionaram que uma matriz cimentada ainda bastante preservada podia retardar o esmagamento das partículas sólidas, redistribuindo as tensões, referindo ainda que à medida que as ligações interparticulares de cimentação vão sendo sucessivamente destruídas, a degradação das partículas se torna de novo mais importante, sendo impossível separar os efeitos da destruição da cimentação e do esmagamento das partículas sólidas.

Cuccovillo *et al.* (1993) apresentaram curvas de compressibilidade obtidas para um solo artificial não cimentado, fracamente cimentado e fortemente cimentado, representadas nas Figuras 5.10 e 5.11.

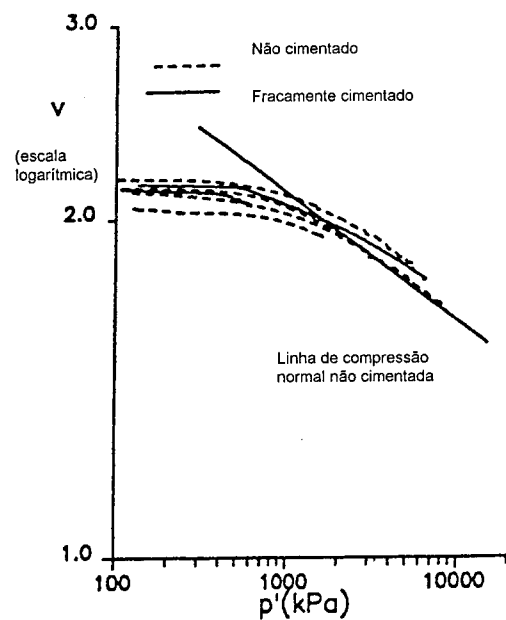


Figura 5.10 – Compressão isotrópica de solo artificial não cimentado e fracamente cimentado (Cuccovillo *et al.*, 1993)

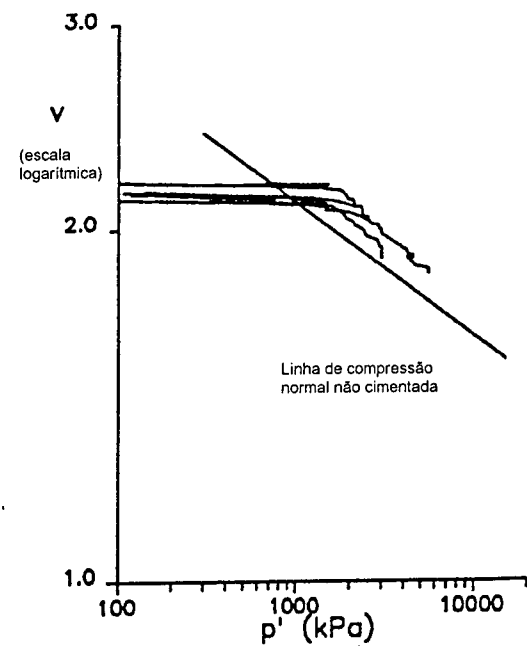


Figura 5.11 – Compressão isotrópica de solo artificial fortemente cimentado (Cuccovillo *et al.*, 1993)

Pode observar-se na Figura 5.10 que a cedência do solo artificial fracamente cimentado ocorre antes de se atingir a linha de compressão normal, após a qual o comportamento se torna similar ao do solo artificial não cimentado. O estado metaestável é apenas observado na Figura 5.11, referente a um solo artificial fortemente cimentado, em que a resistência das ligações interparticulares de cimentação se sobrepõe aos efeitos decorrentes das diferenças entre as fábricas dos materiais artificiais não cimentados e cimentados.

O estado metaestável ou permitido pela estrutura, em que o solo pode existir a índices de vazios maiores do que é possível para o material desestruturado à mesma tensão, não é também visível na Figura 5.9, indiciando deste modo o estabelecimento de ligações interparticulares de cimentação relativamente fracas em relação ao índice de vazios natural das amostras artificiais, tal como considerado também por Maccarini (1987), Aversa *et al.* (1993) e Cuccovillo *et al.* (1999).

5.1.5 A influência das partículas friáveis de cfk

Na Figura 5.12 apresentam-se as curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h, no estado estruturado e desestruturado. As mesmas evidenciam um padrão de comportamento idêntico ao observado para a areia Erksak (ver Figura 5.13), não sendo possível definir uma linha de compressibilidade limite dentro do intervalo de tensões permitido pelo equipamento disponível.

Na Figura 5.14 integram-se algumas das curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/30/57 e as agora apresentadas para o material artificial tipo 13/00/87. É notória a maior rigidez evidenciada pelo material artificial tipo 13/00/87, constituído sem partículas de cfk. Tal constatação vem confirmar a importante influência das partículas friáveis de cfk.

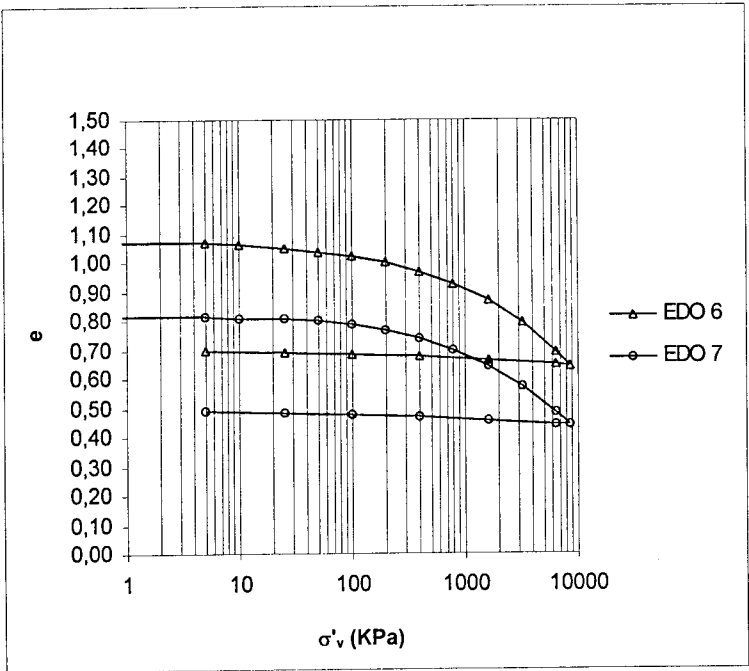


Figura 5.12 – Curvas de compressibilidade referentes ao material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h, no estado estruturado e desestruturado

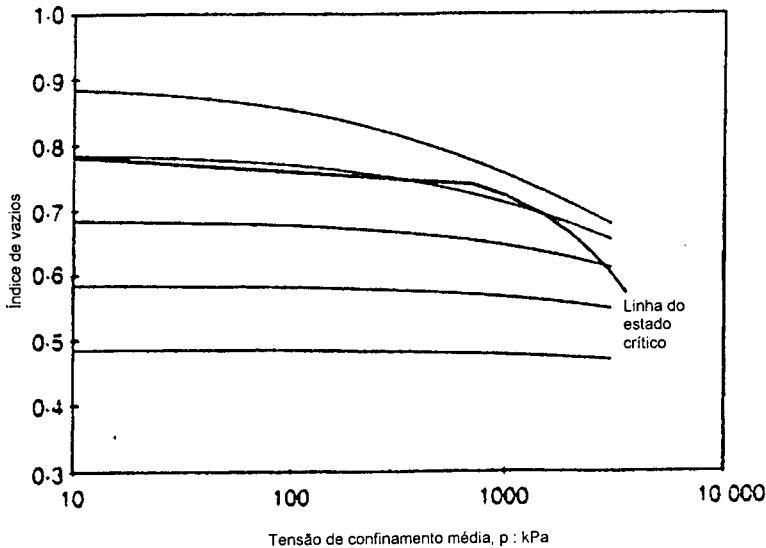


Figura 5.13 – Compressão isotrópica de areia Erksak (Jefferies *et al.*, 2000)

Maccarini (1987) evidenciou ainda a hipótese de existirem dois efeitos compensadores relativamente à modificação da resistência das amostras artificiais quando se adicionam partículas de cfk, tendo observado um pequeno aumento da resistência para percentagens de cfk muito elevadas. Por um lado, as partículas de cfk são muito mais fracas do que as partículas de areia de quartzo. No entanto, um pequeno aumento da resistência para percentagens de cfk muito elevadas foi explicado por Maccarini (1987) pela maior resistência das pontes de cimentação estabelecidas entre as partículas de cfk relativamente às estabelecidas entre as partículas de areia de quartzo, podendo ocorrer a destruição das mesmas também através da interface entre a partícula e o cimento.

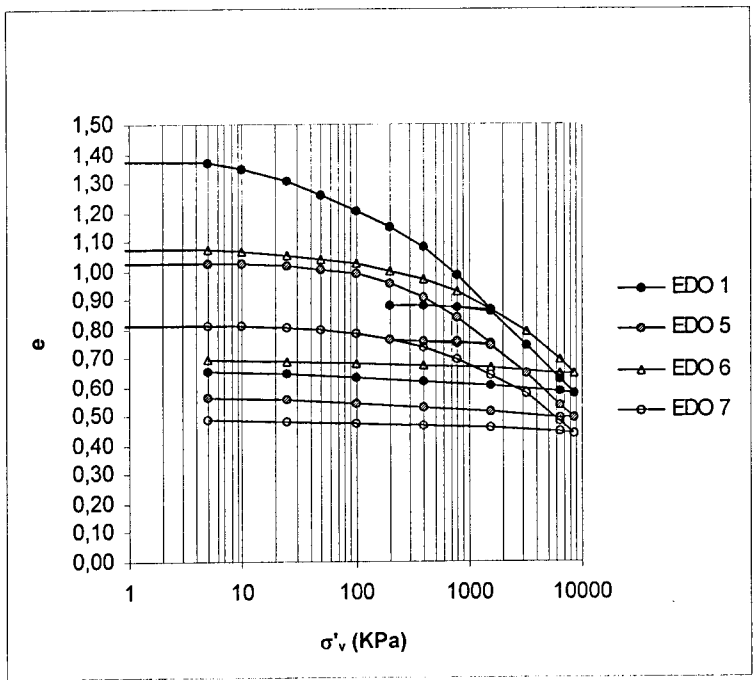


Figura 5.14 – Curvas de compressibilidade integradas referentes ao material artificial tipo 13/30/57 e 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h

5.1.6 Representação alternativa da compressibilidade

Vaughan (1988) e Vaughan *et al.* (1988) sugeriram a existência de duas cedências, identificadas com maior evidência a partir da curva tensão-deformação representada numa escala natural ou logaritmizada nos dois eixos, e que a representação padrão da compressibilidade unidimensional, utilizando uma escala semi-logarítmica, poderia sugerir a existência de mudanças de compressibilidade e de uma tensão efectiva de pré-consolidação aparente ou virtual que de facto não existem, tal como constatado também por Wesley (1990).

Nas Figuras 5.15 e 5.16 apresenta-se a curva de compressibilidade referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, em que a tensão efectiva vertical se representa numa escala natural. Verifica-se a inexistência de um aumento claro da compressibilidade para além da tensão de cedência determinada através do método proposto por Pacheco Silva em 1970, correspondente a 450 KPa.

Viana da Fonseca (1996) considera que este tipo de constatação não coloca em causa a noção de tensão efectiva de pré-consolidação aparente ou virtual, pois a transição nas curvas de compressibilidade semi-logarítmicas é efectiva e deve ser entendida como limite entre as zonas de pré e pós cedência. Menciona ainda que tem no entanto sido questionada a utilização de parâmetros como o índice de compressibilidade (C_c) ou de expansibilidade (C_s), uma vez que eles não são constantes devido aos efeitos da degradação progressiva da estrutura, e sugere que a adopção de parâmetros directos, tais como o coeficiente de compressibilidade unidimensional (m_v) ou o seu inverso, o módulo de deformabilidade unidimensional (D), constitui uma opção mais realista para materiais de estrutura cimentada.

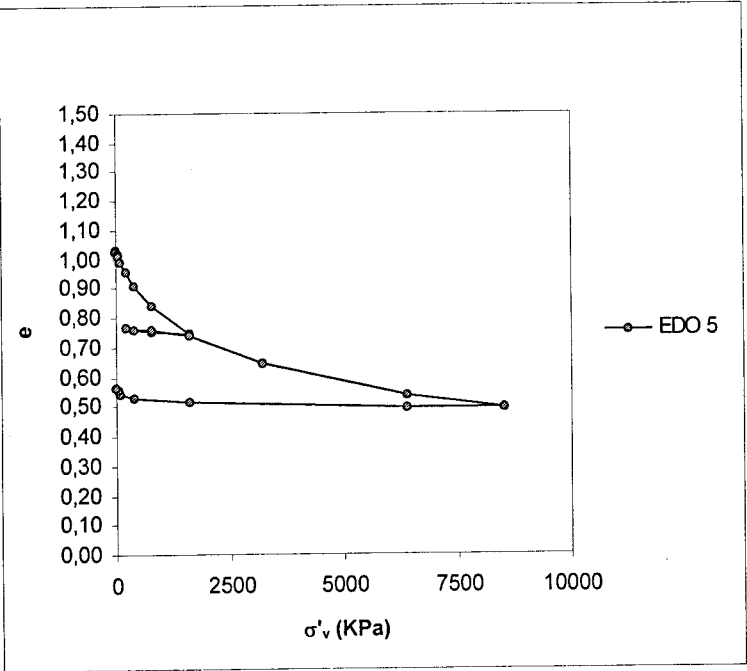


Figura 5.15 – Representação alternativa da compressibilidade: curva de compressibilidade em escala natural referente ao material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

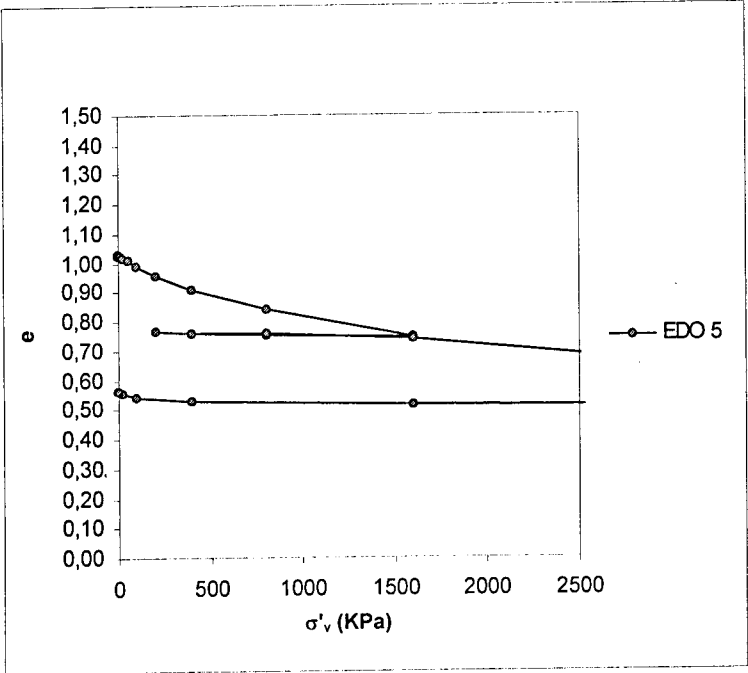


Figura 5.16 – Representação alternativa da compressibilidade: ampliação da Figura 5.15

Na Figura 5.17 representam-se os valores de $D=1/m_v$ em função do nível de tensão aplicado, com a integração de todos os ensaios realizados sobre o material artificial tipo 13/30/57. Os pontos referentes ao material artificial no estado estruturado inserem-se numa banda limitada superiormente pelos pontos referentes ao material artificial desestruturado no estado mais denso, e limitada inferiormente pelos pontos referentes ao material artificial desestruturado no estado mais solto.

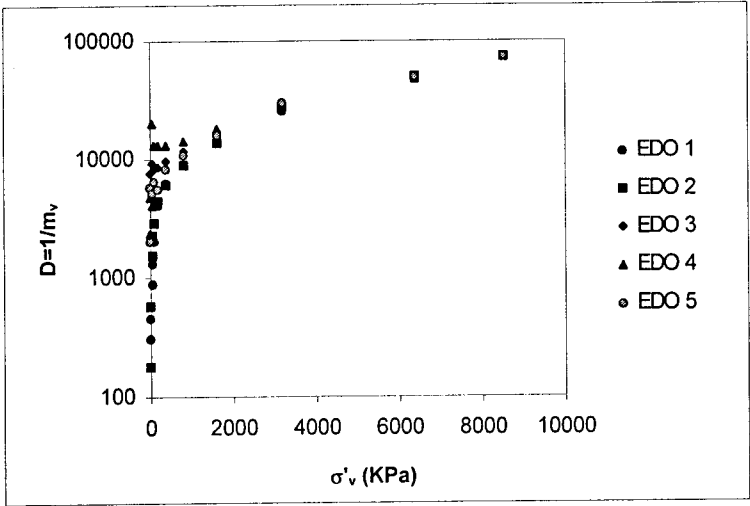


Figura 5.17 – Representação alternativa da compressibilidade: variação de $D=1/m_v$ com σ'_v , com a integração de todos os ensaios realizados sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

Na Figura 5.18 integram-se apenas os ensaios realizados sobre o material artificial no estado estruturado (tipo 13/30/57 e 13/00/87). Os pontos referentes ao ensaio EDO 7 apresentam em geral valores de D superiores para a mesma tensão efectiva vertical, tendendo a aproximar-se dos pontos referentes ao ensaio EDO 5 com nível crescente de tensão. O ajustamento de uma linha aos pontos referentes a cada ensaio indicia uma tendência de variação de D com a tensão efectiva vertical aproximadamente linear na zona pós cedência, mais alargada para o ensaio EDO 5.

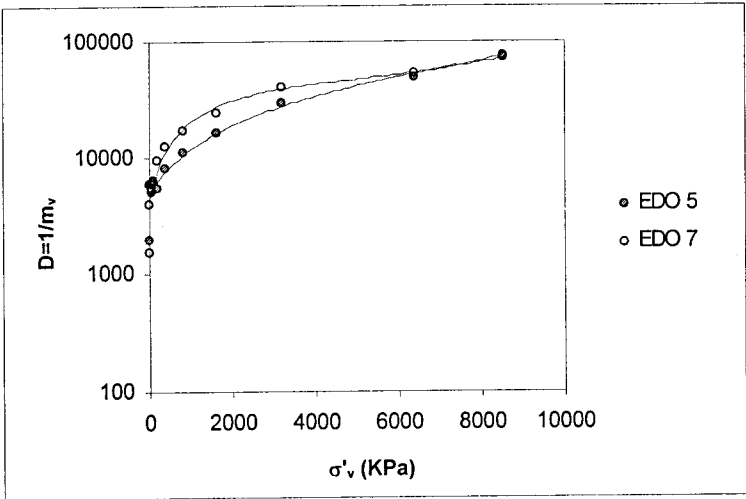


Figura 5.18 – Representação alternativa da compressibilidade: variação de $D=1/m_v$ com σ'_v , com a integração dos ensaios realizados sobre o material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57 e 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h

5.1.7 Parametrização da compressibilidade

No Quadro 5.2 indicam-se os valores dos parâmetros de compressibilidade deduzidos dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica realizados:

Quadro 5.2 – Parametrização da compressibilidade

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		C _s		C _c	σ'_{c_0} (KPa)
			Temperatura	Tempo	1. ^a descarga	Descarga final		
EDO 1	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,0166	0,0220	0,3985	-
EDO 2	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,0166	0,0245	0,3736	-
EDO 3	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,0177	0,0232	0,3557	-
EDO 4	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,0155	0,0210	0,3543	-
EDO 5	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	0,0177	0,0220	0,3502	450
EDO 6	Desestruturado	13/00/87	500°C	2 h	-	0,0155	0,3465	-
EDO 7	Estruturado	13/00/87	500°C	2 h	-	0,0149	0,3206	1400

C_s=Índice de expansibilidade
C_c=Índice de compressibilidade
 σ'_{c_0} =Tensão de cedência ou tensão de pré-consolidação aparente ou virtual

Verificou-se já que não é possível definir uma linha de compressibilidade pós cedência comum, dependendo o valor do índice de compressibilidade C_c do valor do índice de vazios inicial. Pode ainda constatar-se que a tendência de variação observada para o material artificial tipo 13/30/57 se atenua com a diminuição do índice de vazios inicial. Verifica-se também que os valores de C_s correspondentes à 1.ª descarga e à descarga final, efectuadas para cada ensaio sobre o material artificial tipo 13/30/57, não são constantes devido à influência da degradação estrutural e do crescente imbricamento interparticular, não sendo no entanto observadas diferenças significativas entre os valores referentes a cada descarga efectuada ao mesmo nível de tensão, para cada tipo de material artificial ensaiado.

5.1.8 Transposição da linha de compressibilidade limite para o espaço v - p'

Em materiais de estrutura cimentada, em que a divisão clássica do espaço de tensões não possui o mesmo significado, tem sido questionada a avaliação de K_0 com base em índices correntemente utilizados para solos transportados. Esta questão foi evidenciada por Viana da Fonseca (1996), que realizou ensaios K_0 em câmaras triaxiais com recurso a um anel de Bishop, e verificou que para amostras indeformadas os valores de K_0 aumentavam com a tensão efectiva média até estabilização com a desestruturação progressiva, como se indica na Figura 5.19.

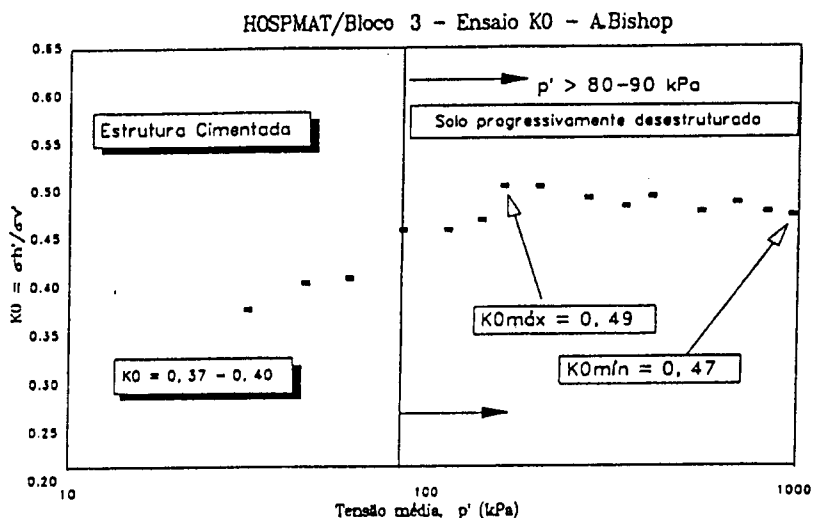


Figura 5.19 – Valores de K_0 em função de p' para uma amostra indeformada de solo residual (Viana da Fonseca, 1996)

Verificou ainda que a situação desestruturada se ajustava bastante bem à expressão semi-empírica formulada por Jaky em 1944, para solos normalmente consolidados ou remoldados:

$$K_0=1-\sin\phi'$$

(5.1)

em que:

K_0 =coeficiente de impulso em repouso

ϕ' =ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efectivas, a volume constante

Neste projecto de investigação, a expressão semi-empírica de Jaky foi utilizada para definir um valor aproximado para K_0 . Considerando-se um valor médio de 35,5° para o ângulo de resistência ao corte ϕ' (obtido para o referido material no espaço de tensões não normalizado), obtém-se um valor para K_0 de 0,42 e uma linha de compressibilidade limite e respectiva equação de normalização, representadas na Figura 5.20.

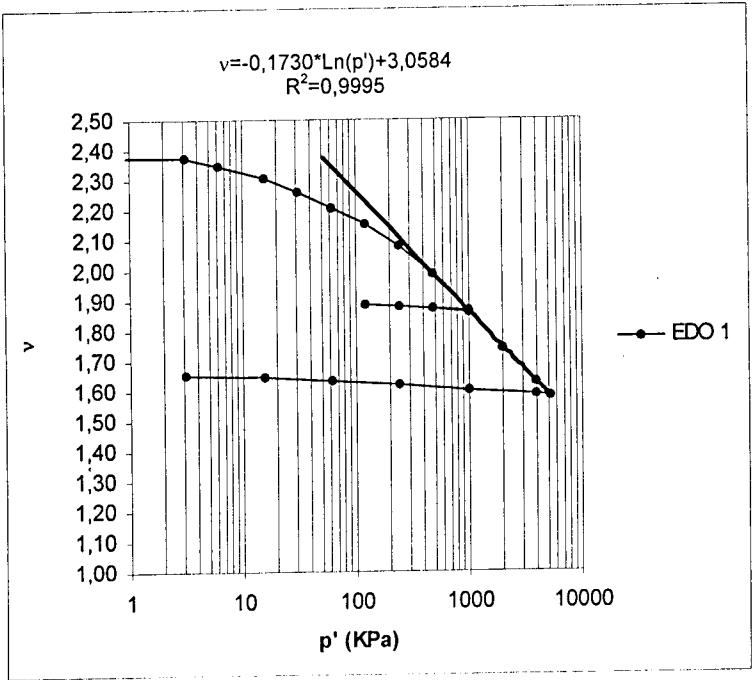


Figura 5.20 – Definição da linha de compressibilidade limite e da respectiva equação de normalização no espaço v - p'

5.2 ENSAIOS DE CORTE TRIAXIAL

5.2.1 Considerações iniciais

5.2.1.1 Enquadramento dos objectivos previamente estabelecidos

A influência da trajectória de tensões no comportamento mecânico dos materiais geotécnicos tem sido objecto de grande interesse por parte de diversos investigadores. A realização de ensaios verdadeiramente triaxiais, em que é possível controlar independentemente as três tensões principais, tem permitido investigar a influência da direcção da tensão principal e da magnitude da tensão principal intermédia, considerada igual à tensão principal mínima ou máxima, respectivamente nos ensaios de compressão ou extensão realizados em câmaras triaxiais convencionais.

Reddy *et al.* (1993), através da realização de ensaios verdadeiramente triaxiais com controlo de tensão sob condições drenadas, em areias cimentadas e não cimentadas e ao longo de trajectórias de tensões convencionais e não convencionais, concluíram que a influência das mesmas era significativa nas características de resistência e deformabilidade dos materiais ensaiados.

A influência da trajectória de tensões em compressão realizada em câmaras triaxiais convencionais tem também sido investigada.

Cardoso (1986) realizou ensaios de compressão triaxial com aumento e diminuição da tensão média em solos residuais do granito do Porto, tendo concluído que as características de resistência não eram significativamente influenciadas pela trajectória de tensões, o mesmo não acontecendo com as características de deformabilidade, substancialmente dependentes da mesma (ver Figuras 5.21 e 5.22).

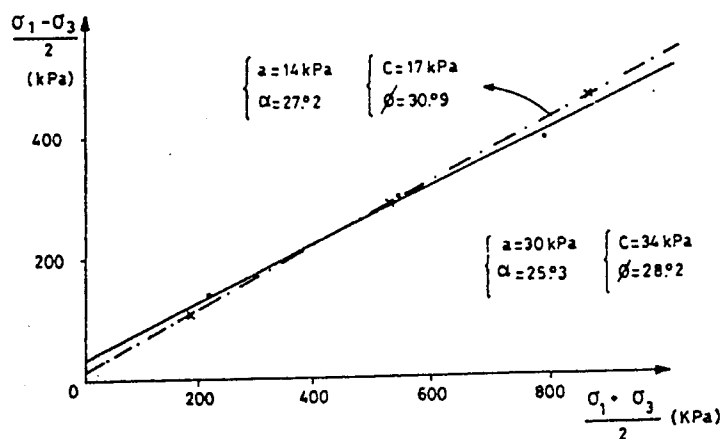


Figura 5.21 – Comparação dos ensaios de compressão triaxial com aumento e diminuição da tensão média em solos residuais do granito do Porto: envolturas de rotura (Cardoso, 1986)

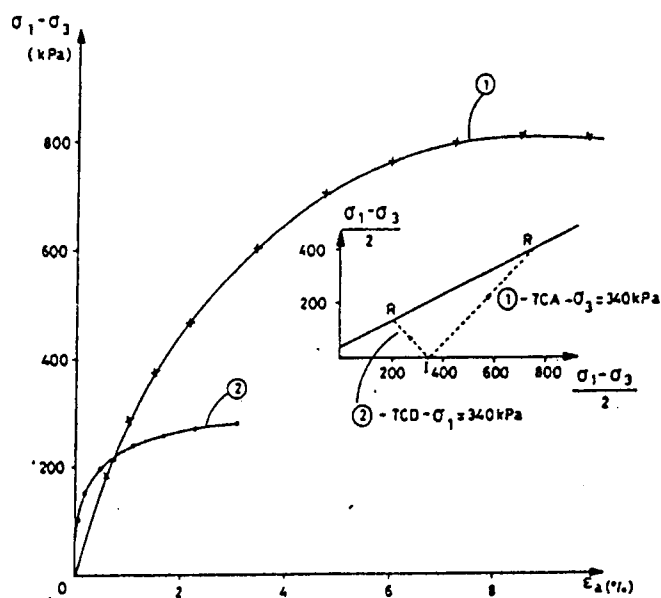


Figura 5.22 – Comparação dos ensaios de compressão triaxial com aumento e diminuição da tensão média em solos residuais do granito do Porto: diagramas tensão-deformação (Cardoso, 1986)

Malandraki *et al.* (2000) definiram zonas de comportamento para um solo artificialmente cimentado a partir de ensaios de compressão triaxial drenados com diferentes trajectórias de tensões, e concluíram que as mesmas condicionavam a posição das envolventes de resistência e de cedência, sendo a estrutura do solo anisotropicamente destruída.

Malandraki *et al.* (2001) investigaram ainda a influência da alteração da trajectória de tensões durante ensaios de compressão triaxial drenados, e concluíram que uma amostra do mesmo material apresentava pontos de cedência sob cada uma das trajectórias de tensões seguidas em cada ensaio.

Na Figura 5.23 apresenta-se a definição dos pontos de cedência para um ensaio em que a trajectória de tensões inicial com σ'_1 constante foi alterada para uma trajectória de tensões com σ'_3 constante, em que são visíveis duas descidas de rigidez substanciais.

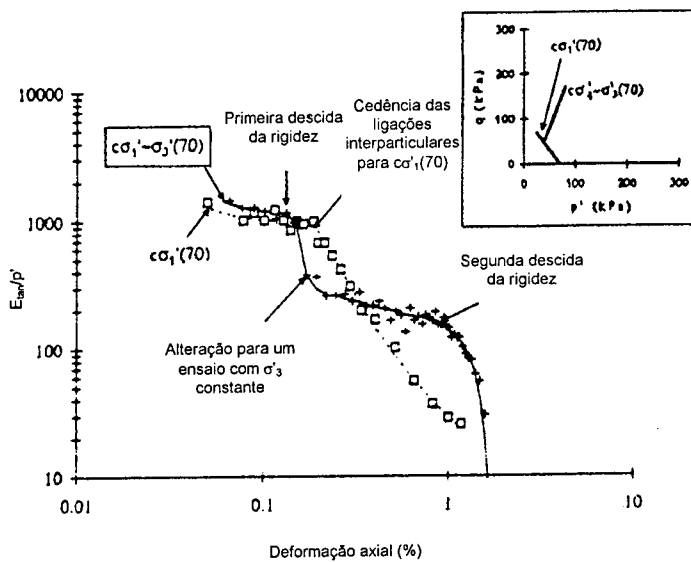


Figura 5.23 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio em que a trajectória de tensões inicial com σ'_1 constante foi alterada para uma trajectória de tensões com σ'_3 constante (Malandraki *et al.*, 2001)

Concluíram ainda que a posição da envolvente de cedência para uma determinada trajectória de tensões não era afectada pelo facto da amostra ter anteriormente sido submetida a outra trajectória

de tensões, o mesmo não acontecendo com as envolventes de resistência, significativamente afectadas pela alteração da trajectória de tensões.

Neste projecto de investigação, procurou-se avaliar a influência da trajectória de tensões nas envolventes de resistência e de cedência do material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, no estado estruturado, através da realização de ensaios de compressão triaxial não drenados, drenados com σ_3 constante e drenados com p' constante. O respectivo material de referência no estado desestruturado foi também ensaiado sob as mesmas trajectórias de tensões.

5.2.1.2 Algumas considerações acerca das metodologias de ensaio e critérios adoptados nos ensaios de corte triaxial

Foram realizados diversos ensaios de corte triaxial sobre amostras com dimensões de 38*76 mm, referenciados no Quadro 5.3:

Quadro 5.3 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial realizados

Estado	Trajectória de tensões	Tipo de ensaio	Referência do material artificial e correspondente número de ensaios realizados
Estruturado	Compressão com σ_3 constante	CIU	13/30/57 - 500°C - 2 h - 8
			13/30/57 - 500°C - 5 h - 1
			13/00/87 - 500°C - 2 h - 3
			13/00/87 - 500°C - 5 h - 3
	Compressão com σ_3 constante	CID	13/30/57 - 500°C - 2 h - 9
Desestruturado	Compressão com p' constante	CID	13/30/57 - 500°C - 2 h - 10
	Compressão com σ_3 constante	CIU	13/30/57 - 500°C - 2 h - 4
	Compressão com σ_3 constante	CID	13/30/57 - 500°C - 2 h - 4
	Compressão com p' constante	CID	13/30/57 - 500°C - 2 h - 6

O equipamento utilizado apresenta-se nas Figuras 5.24 e 5.25, representando-se também na Figura 5.26 um esquema do sistema de controlo da célula triaxial de "stress-path" tipo Bishop-Wesley, solicitada hidraulicamente e constituída por câmaras distintas que permitem aplicar solicitações independentes nas direcções horizontal e vertical.



Figura 5.24 – Equipamento utilizado para a realização dos ensaios de corte triaxial

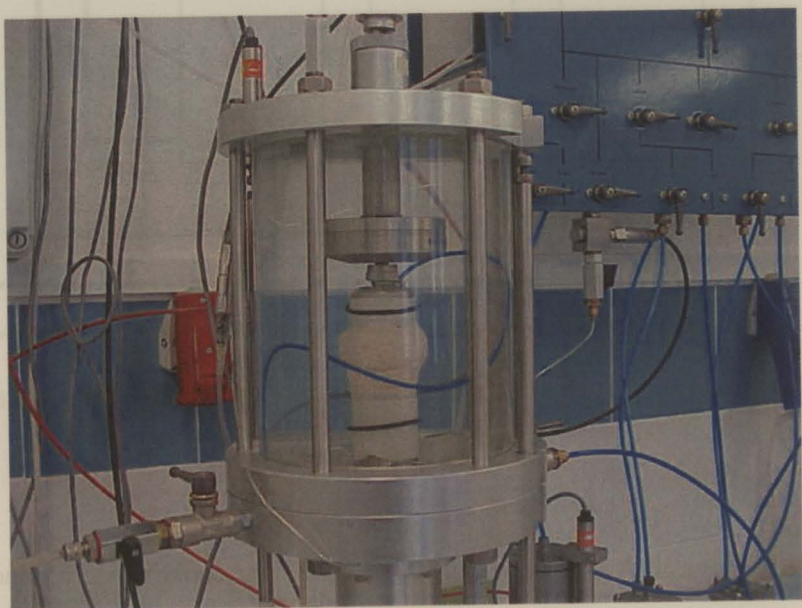


Figura 5.25 – Pormenor da câmara triaxial

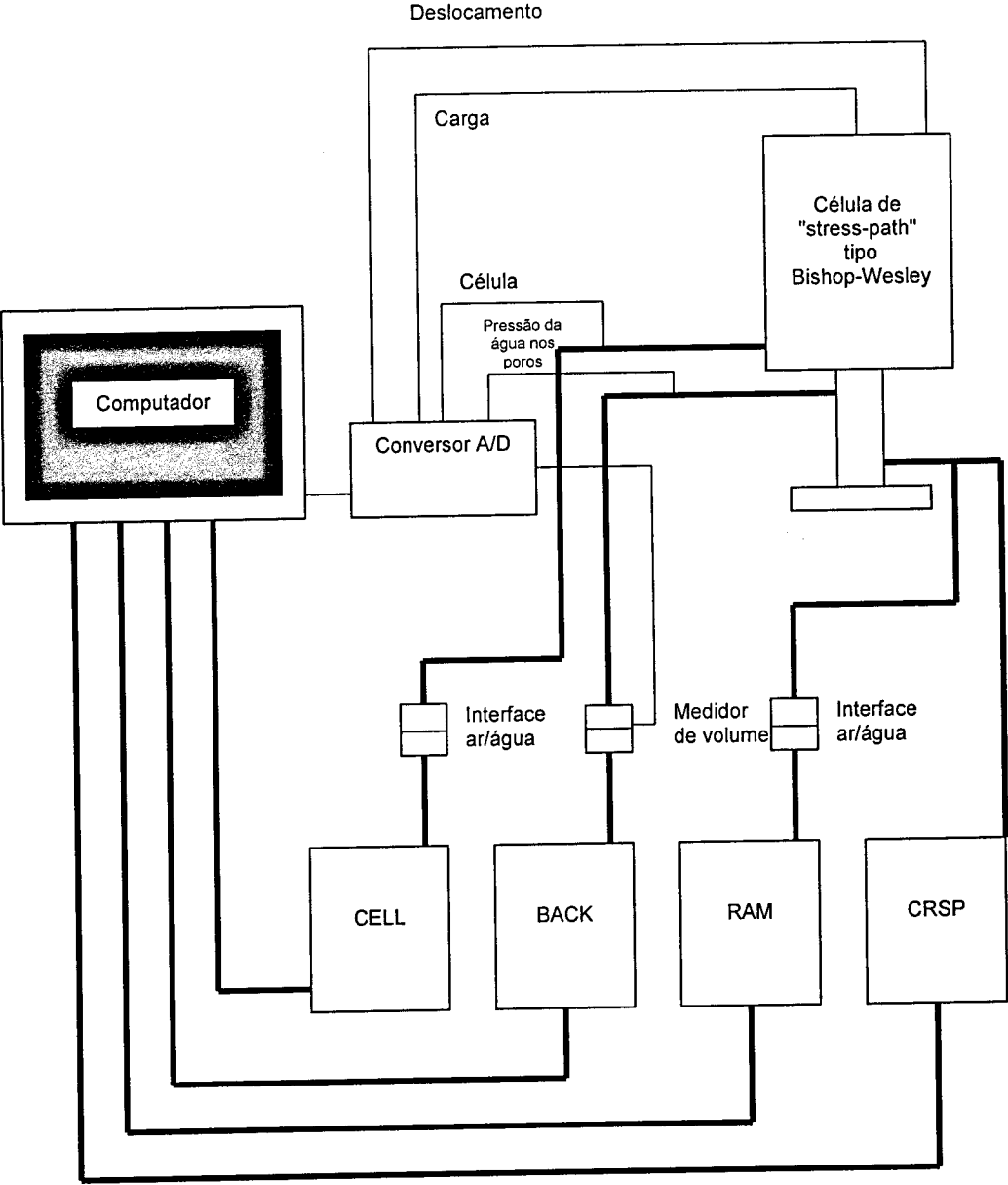


Figura 5.26 – Esquema do sistema de controlo da célula triaxial de "stress-path" tipo Bishop-Wesley

O sistema de controlo compreende um computador, um conversor A/D (análogo para digital) que permite a conversão simultânea das leituras de dezasseis canais, em intervalos de trinta segundos, três controladores conduzidos por motores passo a passo através de um sistema de ar comprimido motorizado com pressões ajustadas em incrementos de 0,07 KPa numa gama disponível até 800 KPa (representados pelas caixas CELL, BACK e RAM), e um controlador conduzido também por um motor

passo a passo, que utiliza uma bomba com capacidade de 100 cm^3 com ajustamentos de volume de $0,0001 \text{ cm}^3$ (representado pela caixa CRSP), e que permite realizar ensaios com deformação controlada.

Procedeu-se inicialmente à calibração dos transdutores e ao ajustamento de uma linha de regressão, utilizada para converter voltagens em unidades de engenharia.

Foi efectuada a correspondência entre cada tipo de transdutor devidamente identificado e respectivo canal de leitura:

- i. Transdutor de pressão para medição da pressão na célula (CP);
- ii. Transdutor de pressão para medição da contrapressão (BP);
- iii. Transdutor de variação de volume para medição da variação de volume do provete (VG);
- iv. Transdutor de carga submersível para medição da carga axial (RP);
- v. Transdutor de deslocamentos (LVDT externo) para medição do deslocamento axial (DT).

Na Figura 5.27 apresenta-se uma comparação entre as curvas tensão desviatória-deformação axial obtidas a partir de instrumentação externa e interna. Como já mencionado na secção 3.3, medições fiáveis no domínio das pequenas deformações apenas podem realmente ser efectuadas através de instrumentação local colocada directamente na amostra. Uma avaria dos electrónicas impossibilitou a medição interna de deformações neste projecto de investigação. Devido à imprecisão associada à medição externa de deformações, o comportamento tensão-deformação será então apenas interpretado qualitativamente através de comparações, não se procedendo à quantificação de módulos de deformabilidade.

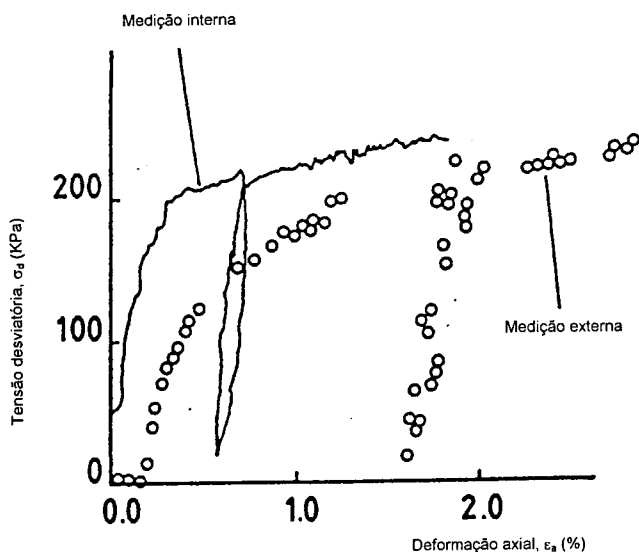


Figura 5.27 – Comparação entre as curvas tensão desviatória-deformação axial obtidas através de instrumentação externa e interna, por Martins em 1994 (Bressani *et al.*, 1996)

Nos diversos ensaios de corte triaxial foram consideradas as seguintes metodologias de ensaio e critérios:

- i. Dada a elevada permeabilidade dos materiais artificiais ensaiados, uma eliminação eficiente de parte das bolhas de ar foi efectuada através da percolação inicial de água desaerada sob uma pequena tensão efectiva de confinamento (5 a 10 KPa), até perfazer cerca de três vezes o volume inicial da amostra;
- ii. A saturação das amostras foi efectuada através do incremento simultâneo e contínuo da contrapressão e da pressão na célula, por dissolução das bolhas de ar na água, tendo ainda sido considerada variação volumétrica nula durante o estágio de saturação;
- iii. A saturação do provete foi definida a partir do parâmetro B de Skempton. Os valores obtidos no final do estágio de saturação para o parâmetro B de Skempton encontram-

se entre 0,98 e 1,00, sendo superiores ao valor tradicionalmente considerado para representar saturação plena ($B=0,97$). Acrescenta-se ainda que Black *et al.* em 1973 propuseram valores para o parâmetro B de Skempton de acordo com diversas categorias de solo e graus de saturação, tendo considerado que os materiais cimentados estariam plenamente saturados para um valor B de 0,913 (Head, 1986);

- iv. As dimensões das amostras artificiais após consolidação foram determinadas de acordo com a proposta de Case *et al.* em 1959, com base na teoria da elasticidade (Head, 1986):

$$H_c = H_o * (1 - \varepsilon_v / 3) \quad (5.2)$$

$$A_c = A_o * (1 - 2 * \varepsilon_v / 3) \quad (5.3)$$

em que:

H_c =altura corrigida

H_o =altura inicial

A_c =área corrigida

A_o =área inicial

ε_v =extensão volumétrica;

- v. Os estágios de corte foram efectuados com tensão controlada. A rotura resultou de um modo geral no colapso completo da amostra, não sendo possível definir a relação tensão-deformação para lá da mesma. Lundgren *et al.* em 1968 salientaram ainda que o incremento de carga que conduz à rotura pode mesmo ocorrer sob condições parcialmente não drenadas no caso dos ensaios drenados, podendo ainda em ensaios não drenados ser medidos valores imprecisos da pressão da água nos poros (Brenner *et al.* in Blight, 1997);

- vi. Nos estágios de corte foi considerada uma velocidade de aplicação da tensão desviatória q de 100 KPa por hora. A mesma foi definida a partir dos ensaios drenados, de modo a que fosse assegurada a dissipação total pela drenagem dos excessos de pressão da água nos poros gerados, considerando ainda que a pressão da água nos poros equaliza através da amostra durante os estágios de corte não drenados. De acordo com Head (1986), o tempo que decorre até à rotura em corte não drenado pode ser bastante inferior ao determinado para corte drenado, não devendo no entanto ser inferior a duas horas em qualquer dos casos;
- vii. A correcção de área da amostra durante o estágio de corte foi efectuada assumindo que a mesma mantém uma forma cilíndrica, de acordo com a seguinte expressão:

$$A_c = A_o * ((1 - \epsilon_v) / (1 - \epsilon_a)) \quad (5.4)$$

em que:

A_c =área corrigida

A_o =área inicial

ϵ_v =extensão volumétrica

ϵ_a =extensão axial.

5.2.1.3 Algumas considerações àcerca dos critérios adoptados na definição das envolventes de resistência e de cedência

Foi efectuada a normalização dos resultados dos ensaios de corte triaxial, de modo a ter em consideração as diferenças entre os índices de vazios iniciais e a compatibilização dos vários ensaios. Para o valor de v no estado corrente foi definido um parâmetro normalizador p'_e a partir da equação da linha de compressibilidade limite definida na subsecção 5.1.8 (ver Figura 5.28).

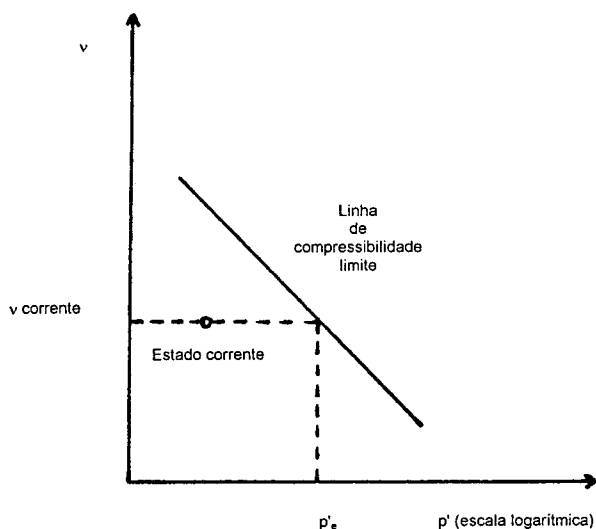


Figura 5.28 – Definição do parâmetro normalizador p'_e .

A Figura 5.29 mostra a trajectória de tensões e as relações tensão-deformação referentes a um ensaio não drenado de uma amostra de caulino sobreconsolidado. Encontra-se assinalado o ponto em que a formação de bandas de corte tem início. Pode verificar-se que ocorre um pouco depois de se atingir o ponto em que q/p' é máximo e um pouco antes de se atingir o ponto em que q é máximo.

Neste projecto de investigação foram utilizados dois critérios de rotura (q máximo e q/p' máximo, equivalente a σ'_1/σ'_3 máximo), que representam os mesmos pontos de rotura em ensaios drenados. Os pontos de rotura assim determinados para os diversos ensaios realizados definem uma envolvente de resistência em geral curvilínea, tendo sido utilizada a equação de Mohr-Coulomb para parametrizar valores de coesão e de ângulo de resistência ao corte em intervalos de tensão relevantes.

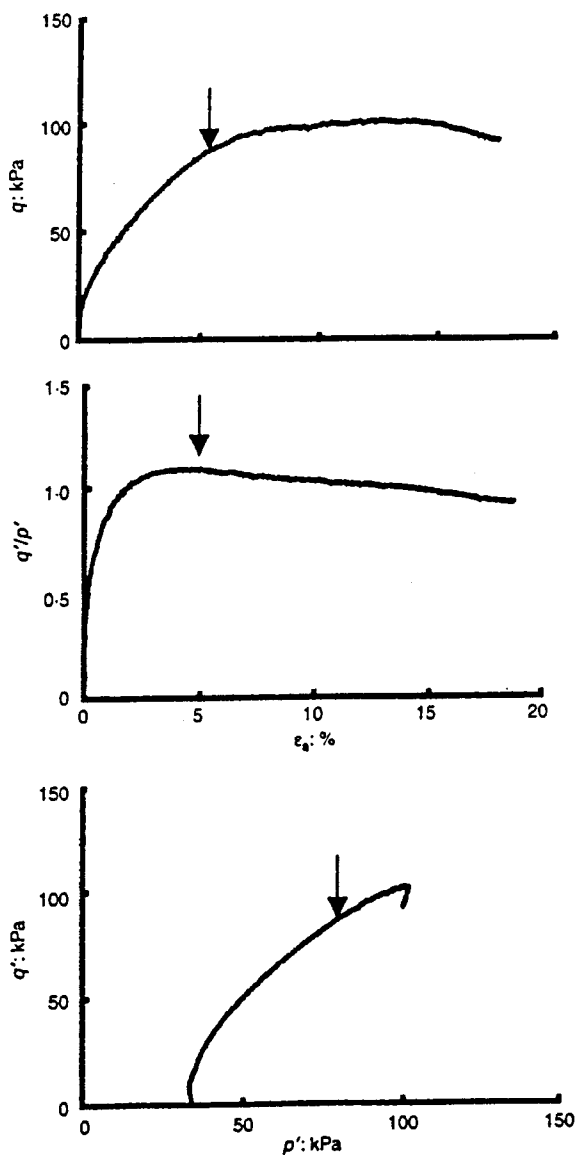


Figura 5.29 – Trajectória de tensões e relações tensão-deformação referentes a um ensaio não drenado de uma amostra de caulino sobreconsolidado (Atkinson, 2000)

As regressões lineares foram efectuadas no sistema de eixos p' - q normalizado em relação a p'_e , tendo sido obtidos os parâmetros de resistência ao corte através das seguintes expressões:

$$c' = c'_e * p'_e = a * ((3 - \sin \phi') / (6 * \cos \phi')) * p'_e \quad (5.5)$$

$$\phi' = \phi'_e = \text{ASIN}((3 * b) / (6 + b)) \quad (5.6)$$

em que:

$y = a + b * x$ representa a equação definida pela regressão linear no sistema de eixos p' - q normalizado em relação a p'_e

p'_e representa o parâmetro normalizador correspondente a $p' = 0$

As envolventes de cedência para o material artificial no estado estruturado foram definidas através da observação conjunta das curvas de tensão desviatória-deformação axial numa escala natural e módulo de deformabilidade tangente-deformação axial numa escala logaritmizada nos dois eixos. Devido à imprecisão associada à medição externa de deformações, não foram registadas as mudanças de rigidez no domínio das pequenas deformações (referenciadas nas Figuras por ?).

Nas Figuras 5.30, 5.31, 5.32 e 5.33 apresenta-se a definição dos pontos de cedência, numerados consecutivamente e designados por C1, C2 ou C3, em dois conjuntos de curvas:

- i. As Figuras 5.30 e 5.31 são correspondentes a um ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante (ensaio T1 referenciado na subsecção 5.2.2.2.2), em que são visíveis três decréscimos significativos na rigidez;
- ii. As Figuras 5.32 e 5.33 são correspondentes a um ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante (ensaio T13, referenciado na subsecção 5.2.2.2.3), em que são visíveis dois decréscimos significativos na rigidez.

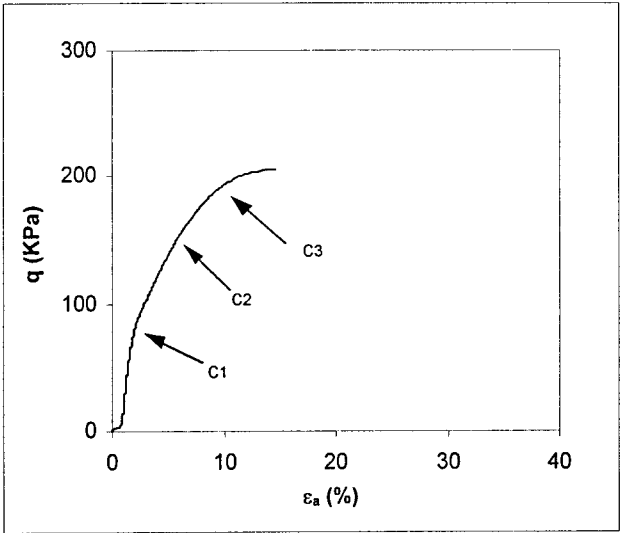


Figura 5.30 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante (ensaio T1 referenciado na subsecção 5.2.2.2.2)

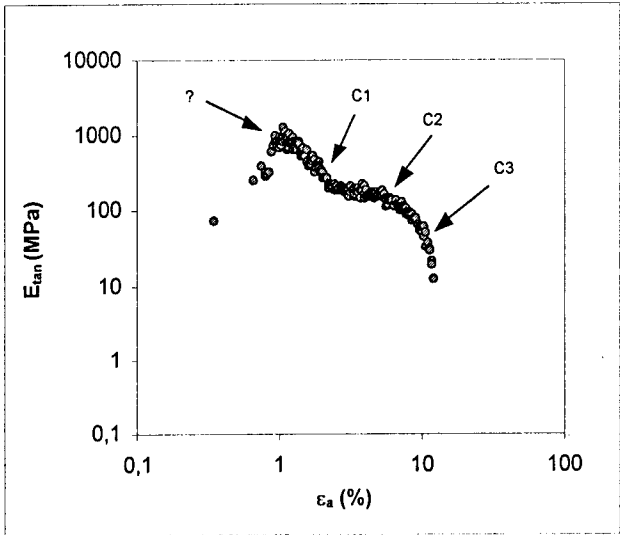


Figura 5.31 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante (ensaio T1 referenciado na subsecção 5.2.2.2.2)

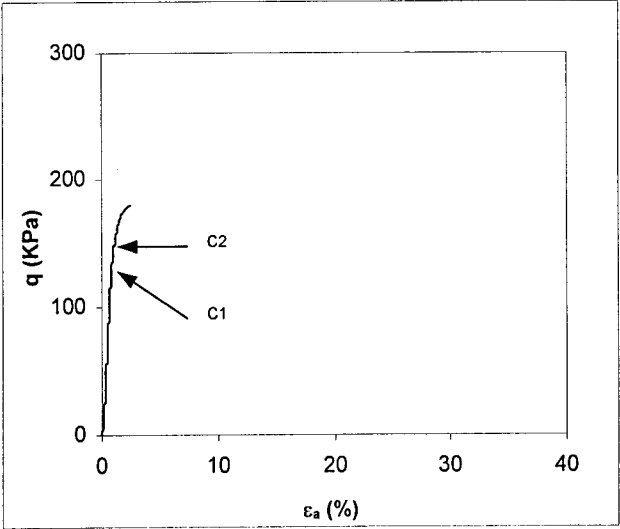


Figura 5.32 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante (ensaio T13 referenciado na subsecção 5.2.2.2.3)

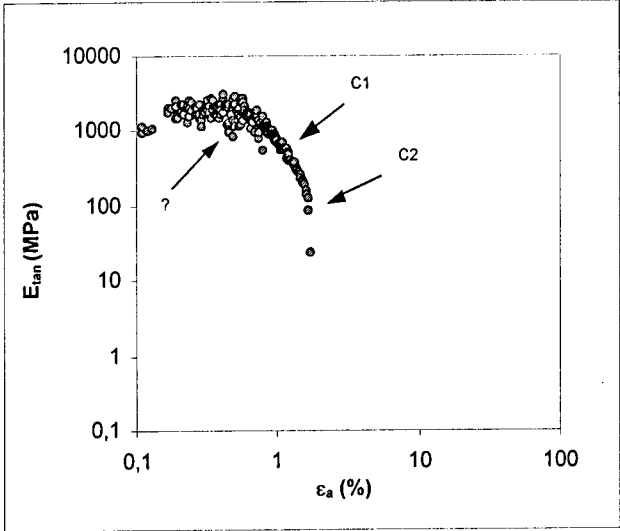


Figura 5.33 – Identificação dos pontos de cedência para um ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante (ensaio T13 referenciado na subsecção 5.2.2.2.3)

5.2.2 Apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de corte triaxial

5.2.2.1 Ensaios de corte triaxial preliminares

Foram realizados alguns ensaios de corte triaxial preliminares, referenciados no Quadro 5.4:

Quadro 5.4 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial preliminares

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm ³)	e	e
Tp 1	Estruturado	13/00/87	500°C	5 h	25	1,46	0,82	0,79
Tp 2	Estruturado	13/00/87	500°C	5 h	25	1,44	0,85	0,80
Tp 3	Estruturado	13/00/87	500°C	5 h	25	1,47	0,81	0,80
Tp 4	Estruturado	13/30/57	500°C	5 h	10	1,32	1,01	0,94
Tp 5	Estruturado	13/00/87	500°C	2 h	10	1,44	0,85	0,76
Tp 6	Estruturado	13/00/87	500°C	2 h	100	1,46	0,83	0,60
Tp 7	Estruturado	13/00/87	500°C	2 h	200	1,43	0,86	0,72

G 13/00/87 = 2,65
G 13/30/57 = 2,64

Com o objectivo de investigar a influência da velocidade do corte, Bressani (1990) ensaiou duas amostras de material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 5 h, no estado estruturado. As mesmas apresentavam idênticos índices de vazios iniciais ($e_{amostra11}=0,615$; $e_{amostra12}=0,624$) e foram submetidas a uma tensão efectiva de consolidação isotrópica de 60 KPa e posterior corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante. Na Figura 5.34 pode observar-se a relação tensão-deformação para a amostra 11, cortada com uma velocidade de 5%/hora, e para a amostra 12, cortada com uma velocidade de 0,03%/hora. Considerando que as amostras haviam sido ensaiadas em idênticas condições com excepção da velocidade do corte, Bressani (1990) constatou que apesar das muito pequenas diferenças observadas na parte inicial das curvas, as resistências de pico eram diferentes e indicavam alguma influência da velocidade do corte, apesar de a mesma não ser muito significativa neste tipo de materiais.

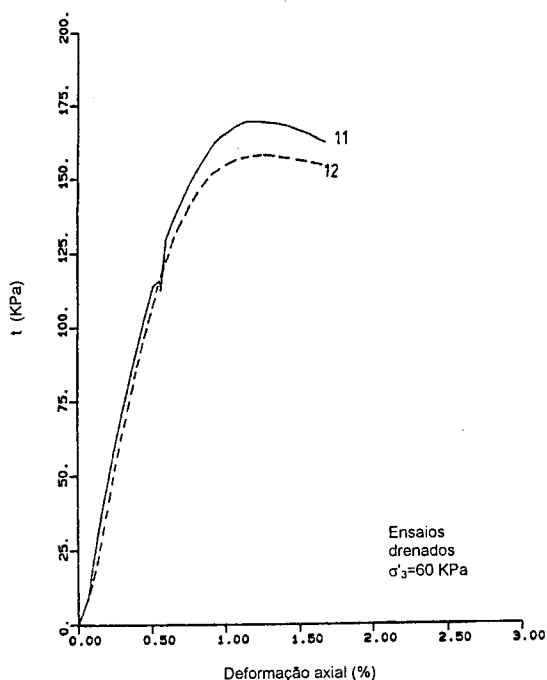


Figura 5.34 – Ensaio de corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante sobre material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 5 h, influência da velocidade do corte (Bressani, 1990)

Com o objectivo de verificar a influência da velocidade do corte foram também ensaiadas duas amostras de material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 5 h, no estado estruturado (ensaio Tp 1 e Tp 2). As mesmas foram submetidas a uma tensão efectiva de consolidação isotrópica de 25 KPa e posterior corte triaxial não drenado em compressão com σ_3 constante. A amostra referente ao ensaio Tp 1 apresentava após consolidação um índice de vazios de 0,79, e foi cortada com um incremento de tensão desviatória de 20 KPa/hora, enquanto a amostra referente ao ensaio Tp 2 apresentava nas mesmas condições um índice de vazios de 0,80, tendo sido cortada com um incremento de tensão desviatória de 100 KPa/hora. Nas Figuras 5.35, 5.36 e 5.37 apresentam-se comparativamente as curvas referentes a trajectórias de tensões, relações tensão-deformação e evolução da pressão da água nos poros.

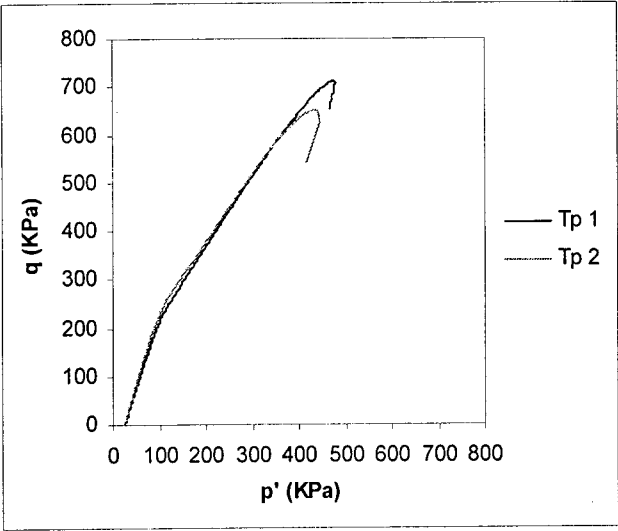


Figura 5.35 – Influência da velocidade do corte, trajetória de tensões

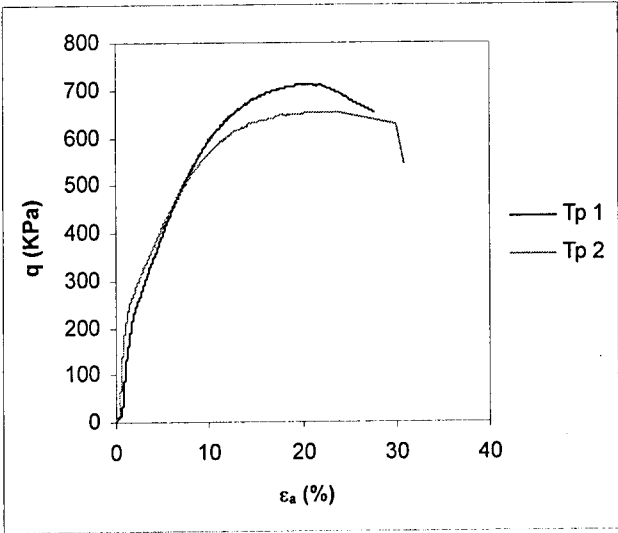


Figura 5.36 – Influência da velocidade do corte, relação tensão-deformação

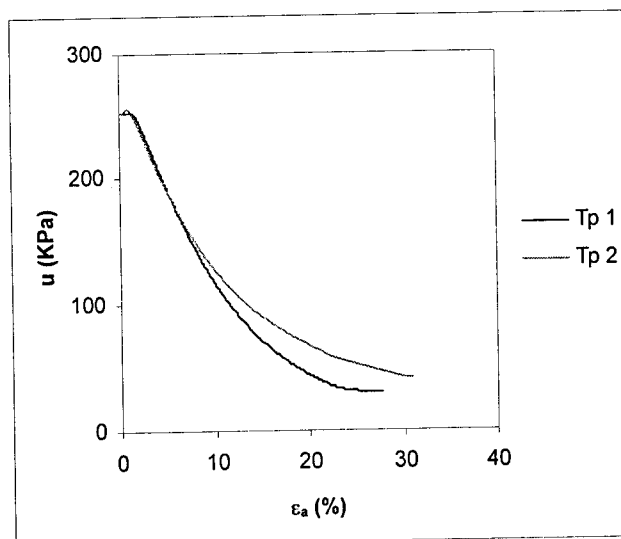


Figura 5.37 – Influência da velocidade do corte, evolução da pressão da água nos poros

Pode constatar-se que apesar das muito pequenas diferenças observadas na parte inicial das curvas, ocorre num dado momento uma divergência das mesmas. A maior resistência de pico foi observada para a amostra Tp 1, cortada com um menor incremento de tensão desviatória por hora, sendo de esperar que o efeito do tempo pudesse diminuir a resistência de pico, ainda que pouco significativamente, se todos os outros factores fossem iguais. Apesar das amostras apresentarem idênticos índices de vazios após consolidação, os resultados obtidos parecem reflectir de algum modo não só a pequena diferença entre os mesmos, mas também alguma influência da microestrutura. Como já revelado pela Figura 4.15, a proporção de vazios é disposta aleatoriamente no espaço, podendo influenciar de algum modo a deformabilidade e a maior ou menor tendência dilatante, e logo também a resposta em termos de pressão da água nos poros.

De modo a expandir o intervalo de tensão efectiva disponível para ensaio, Maccarini (1987) efectuou por fervura a saturação da generalidade das amostras artificiais ensaiadas. Com o objectivo de investigar a influência da técnica de saturação, Bressani (1990) realizou alguns ensaios sobre amostras de material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 5 h, no estado estruturado. As mesmas foram submetidas a uma tensão efectiva de consolidação isotrópica de 100 KPa e posterior

corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante. Na Figura 5.38 podem observar-se as curvas referentes a relações tensão-deformação para as amostras 102 e 103, saturadas por contrapressão em estágios incrementais, e para as amostras 104, 105 e 106, saturadas por vácuo. Bressani (1990) constatou que a técnica convencional de saturação por contrapressão em estágios incrementais era susceptível de danificar a estrutura das amostras artificiais por aplicação cíclica de tensão, sendo mais adequada uma técnica de saturação por vácuo, utilizada na generalidade das amostras artificiais ensaiadas.

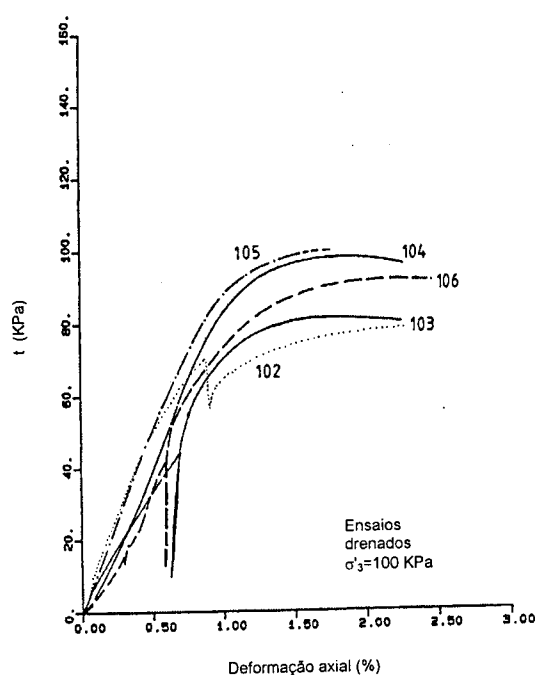


Figura 5.38 – Ensaio de corte triaxial drenado em compressão com σ'_3 constante sobre material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 5 h, influência da técnica de saturação (Bressani, 1990)

Com o objectivo de verificar a influência da técnica de saturação utilizada por Maccarini (1987), foi realizado o ensaio Tp 3 sobre o material artificial tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 5 h. A amostra artificial foi inserida num recipiente com água fria, tendo sido aumentada a temperatura da água de um modo gradual até à fervura. Após arrefecimento, a mesma foi transferida para a câmara triaxial, sendo observados os procedimentos habituais. Verificou-se que de facto a amostra se encontrava

saturada para um valor da contrapressão de cerca de 50 KPa, quando o valor aplicado habitualmente era de cerca de 250 KPa. No entanto, durante a fervura soltaram-se algumas partículas, indiciando a danificação da estrutura da mesma, evidenciada na Figura 5.39, em que a relação tensão-deformação referente ao ensaio Tp 3 é comparada com a referente ao ensaio Tp 2, realizado em idênticas condições, mas com os procedimentos de saturação habituais. Verifica-se que a resistência de pico da amostra referente ao ensaio Tp 3 é bastante inferior à da amostra referente ao ensaio Tp 2, tendo ocorrido rotura prematura da mesma.

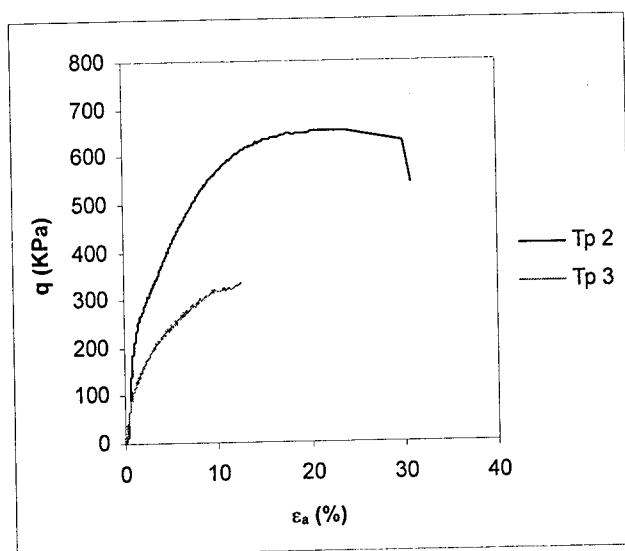


Figura 5.39 – Influência da técnica de saturação, relação tensão-deformação

A generalidade dos ensaios de corte triaxial foi realizada sobre o material artificial tipo 13/30/57, contendo partículas de dureza variável para melhor simular um solo residual granítico. Com o objectivo de expandir o intervalo de tensão efectiva disponível para ensaio, foi decidido diminuir para 2 h o tempo de cozedura das referidas amostras artificiais. Na Figura 5.40 pode observar-se a diferença entre a relação tensão-deformação referente ao ensaio Tp 4, realizado sobre o material artificial no estado estruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 5 h, e a relação tensão-deformação referente ao ensaio T1, referenciado na subsecção 5.2.2.2.2 e realizado em condições idênticas ao primeiro sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h. Pode

constatar-se que a redução do tempo de cozedura influencia consideravelmente a resistência das ligações interparticulares, e consequentemente a resistência de pico das amostras artificiais.

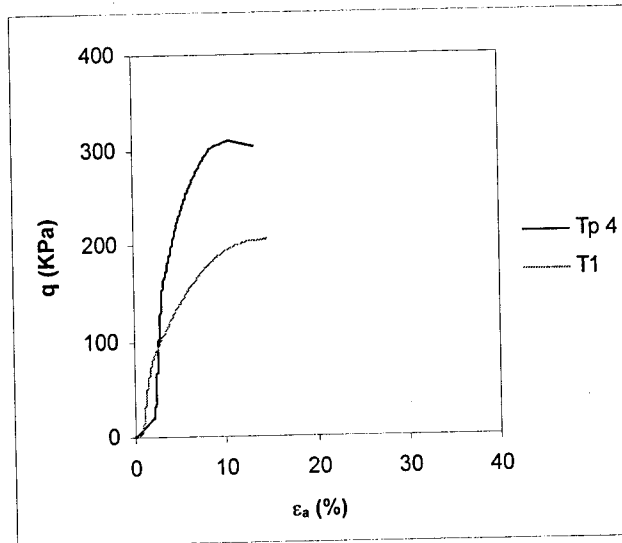


Figura 5.40 – Influência do tempo de cozedura, relação tensão-deformação

Com o objectivo de verificar a influência das partículas friáveis de cfk, foram ainda realizados os ensaios Tp 5, Tp 6 e Tp 7 sobre o material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h. Verificou-se não ser possível ensaiar amostras consolidadas isotropicamente a tensões efectivas superiores a 200 KPa, devido à maior resistência do material artificial ensaiado, tendo ocorrido rotura prematura da amostra consolidada a menor tensão efectiva. Não sendo possível definir uma linha de compressibilidade limite, apresentam-se na Figura 5.41 as respectivas trajectórias de tensões não normalizadas, e na Figura 5.42 a comparação da relação tensão-deformação referente ao ensaio Tp 7, com a referente ao ensaio T4, referenciado na subsecção 5.2.2.2.2 e realizado em condições idênticas ao primeiro sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h.

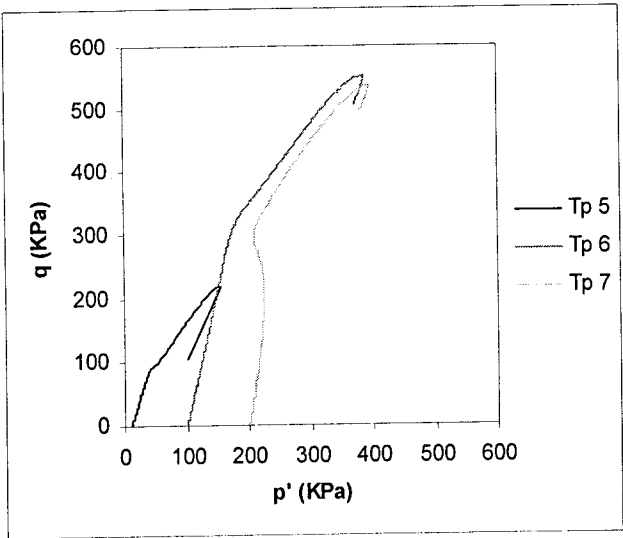


Figura 5.41 – Influência das partículas friáveis de cfk, trajetórias de tensões não normalizadas referentes ao material artificial no estado estruturado tipo 13/00/87, cozido a 500°C durante 2 h

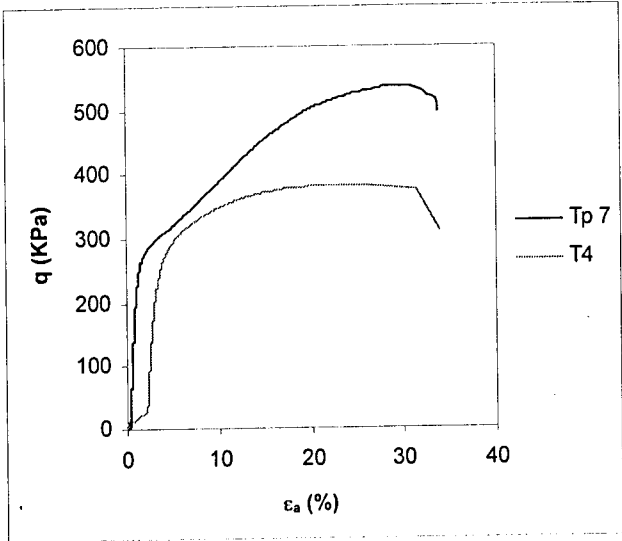


Figura 5.42 – Influência das partículas friáveis de cfk, relação tensão-deformação

5.2.2.2 Ensaio de corte triaxial sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h

5.2.2.2.1 Considerações iniciais

Nas subsecções 5.2.2.2.2 a 5.2.2.2.7 apresentam-se alguns dos resultados dos ensaios de corte triaxial realizados sobre o material artificial tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h: quadros síntese para referenciar os ensaios, trajectórias de tensões e pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência (critério de rotura q/p' máximo $\leftrightarrow \sigma'_1/\sigma'_3$ máximo) e de cedência, no espaço de tensões normalizado. A discussão dos resultados integrados dos ensaios de corte triaxial será efectuada na subsecção 5.2.2.2.8, em que se individualizam zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado através do estabelecimento de um material de referência no estado desestruturado, comparativamente ao qual os efeitos da estrutura são considerados. Cada grupo de ensaios é referenciado quanto ao estado do material artificial, condições de drenagem e trajectória de tensões, como a seguir se indica, sendo os pontos de cedência identificados para cada ensaio numerados consecutivamente e designados por c1, c2 ou c3:

- i. E/U=Ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado;
- ii. E/DG'3=Ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado;
- iii. E/DP'=Ensaio drenado de compressão com p' constante sobre o material artificial no estado estruturado;
- iv. D/U=Ensaio não drenado de compressão com σ_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado;
- v. D/DG'3=Ensaio drenado de compressão com σ'_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado;
- vi. D/DP'=Ensaio drenado de compressão com p' constante sobre o material de referência no estado desestruturado.

5.2.2.2.2 Apresentação dos resultados dos ensaios não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado

Quadro 5.5 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm ³)	e	e
T1	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	10	1,32	1,01	0,97
T2	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	20	1,31	1,02	0,96
T3	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	100	1,27	1,10	1,01
T4	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	200	1,29	1,06	0,95
T5	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	250	1,31	1,03	0,93
T6	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	300	1,30	1,05	0,86
T7	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	400	1,27	1,08	0,93
T8	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	500	1,21	1,19	0,96

G 13/30/57 = 2,64

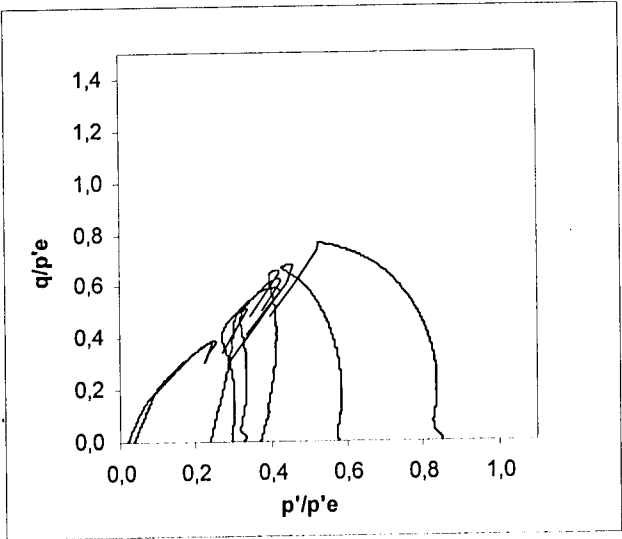


Figura 5.43 – Trajetórias de tensões no espaço de tensões normalizado

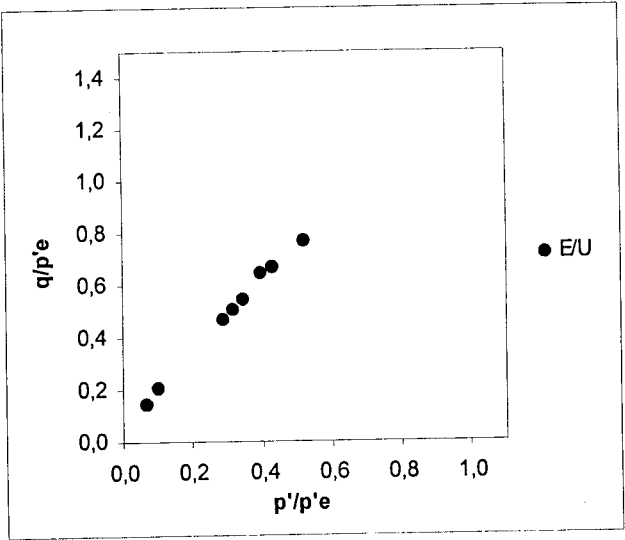


Figura 5.44 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado

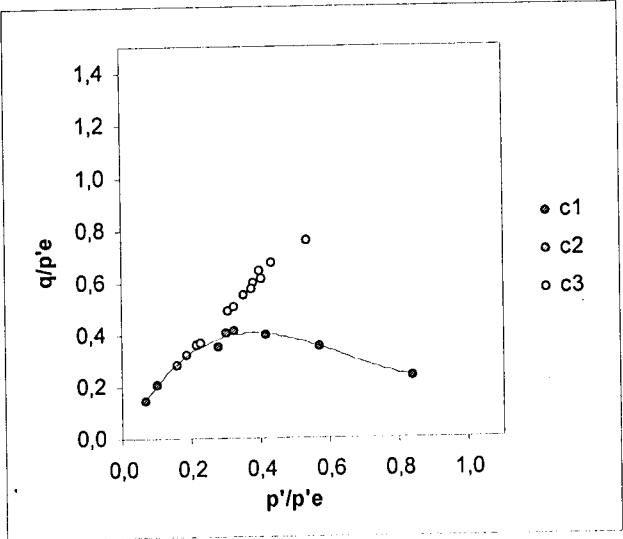


Figura 5.45 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de cedência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.3 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado

Quadro 5.6 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material artificial no estado estruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo	σ'_c (KPa)	γ (g/cm ³)	e	e
T9	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	5	1,25	1,12	1,12
T10	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	10	1,23	1,16	1,11
T11	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	15	1,25	1,13	1,09
T12	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	20	1,24	1,14	1,10
T13	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	25	1,23	1,15	1,09
T14	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	75	1,22	1,17	1,06
T15	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	100	1,25	1,13	1,06
T16	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	200	1,26	1,11	1,03
T17	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	300	1,22	1,18	1,05

$G_{13/30/57} = 2,64$

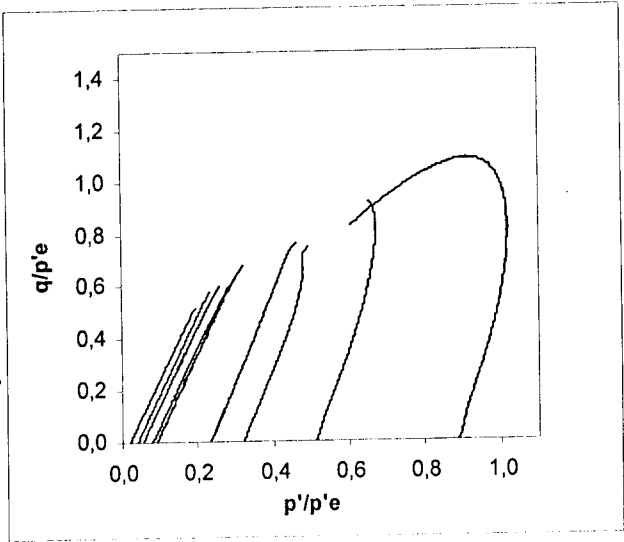


Figura 5.46 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado

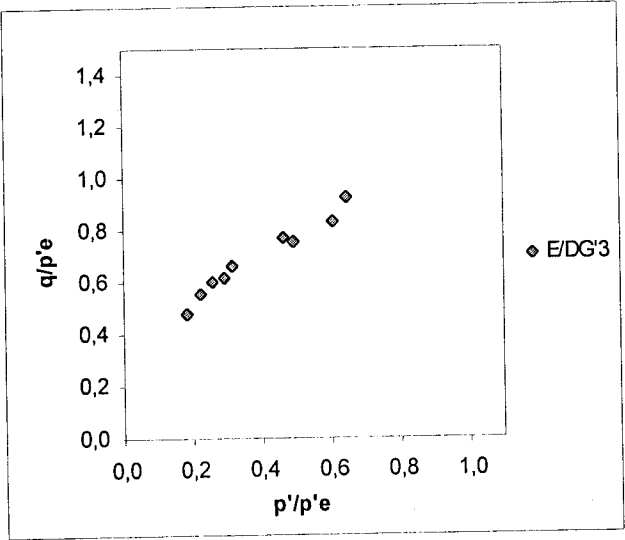


Figura 5.47 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado

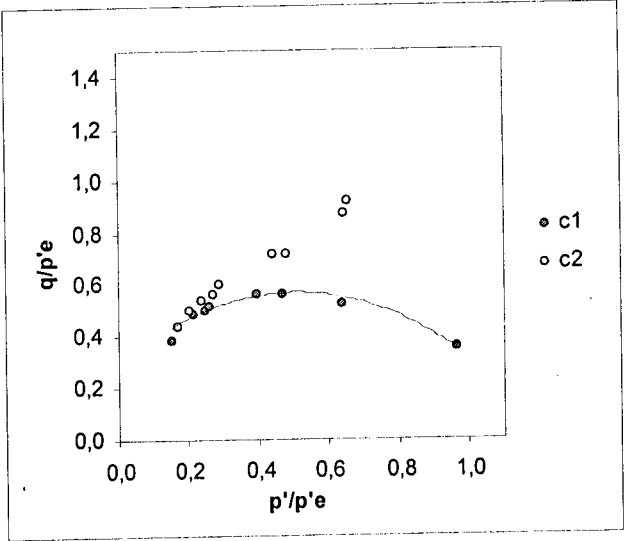


Figura 5.48 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de cedência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.4 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com p' constante sobre o material artificial no estado estruturado

Quadro 5.7 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com p' constante sobre o material artificial no estado estruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm ³)	e	e
T18	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	30	1,27	1,09	1,04
T19	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	50	1,25	1,13	1,06
T20	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	75	1,23	1,16	1,05
T21	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	100	1,26	1,10	1,01
T22	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	200	1,26	1,10	1,03
T23	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	300	1,24	1,13	1,01
T24	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	350	1,22	1,18	1,02
T25	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	400	1,24	1,14	0,93
T26	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	450	1,23	1,16	1,00
T27	Estruturado	13/30/57	500°C	2 h	500	1,32	1,00	0,84

$G_{13/30/57} = 2,64$

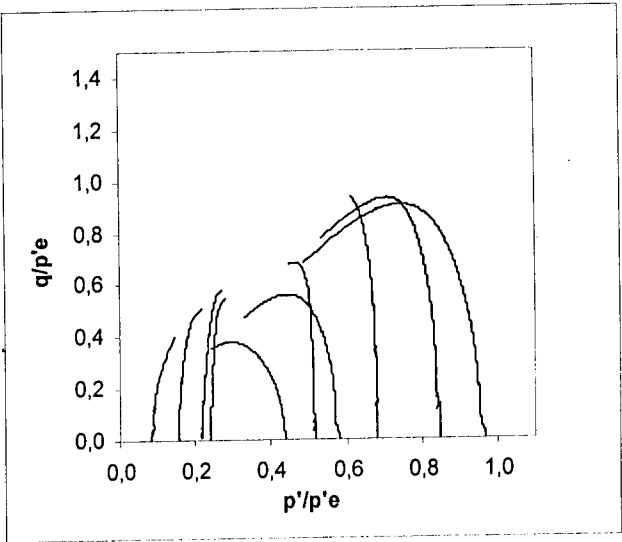


Figura 5.49 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado

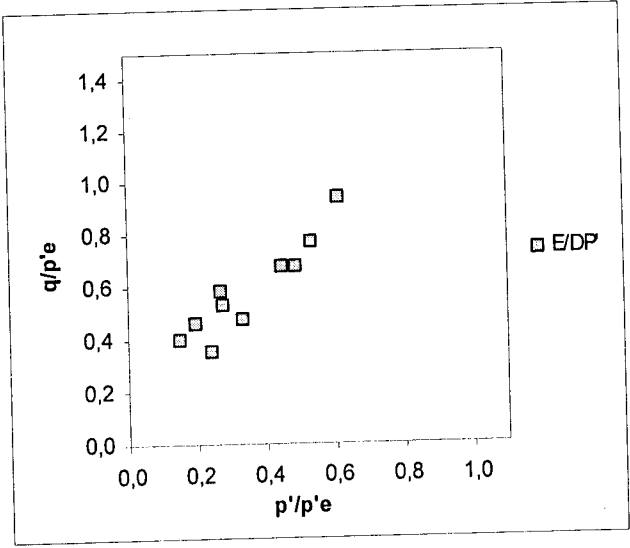


Figura 5.50 – Pontos utilizados para a definição das envoltivas de resistência no espaço de tensões normalizado

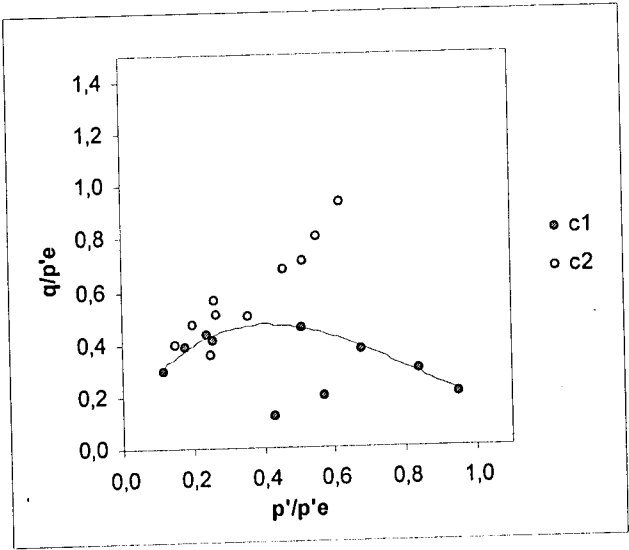


Figura 5.51 – Pontos utilizados para a definição das envoltivas de cedência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.5 Apresentação dos resultados dos ensaios não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Quadro 5.8 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial não drenados de compressão com σ_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm ³)	e	e
T28	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	10	1,35	0,96	0,94
T29	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	50	1,35	0,96	0,94
T30	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	200	1,31	1,02	0,94
T31	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	400	1,30	1,04	0,92

$G_{13/30/57} = 2,64$

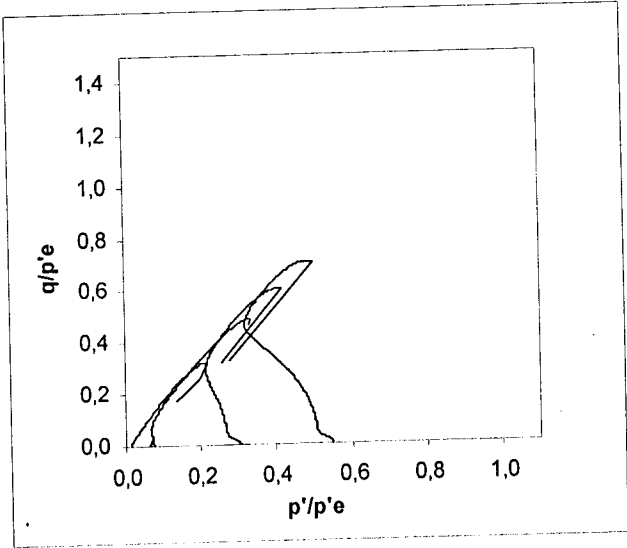


Figura 5.52 – Trajectórias de tensões no espaço de tensões normalizado

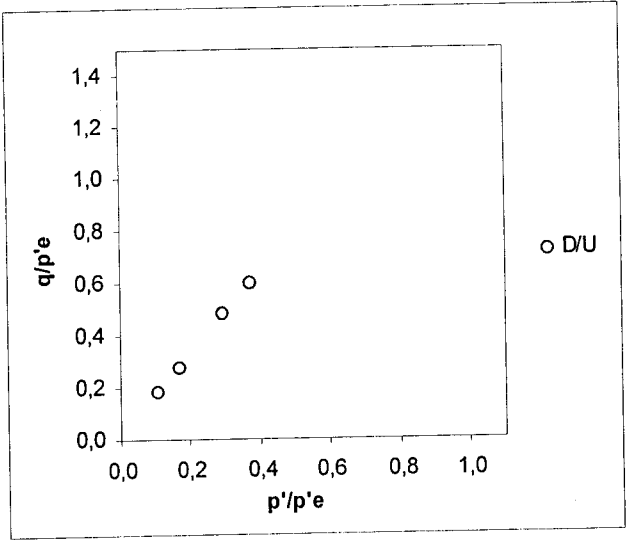


Figura 5.53 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.6 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Quadro 5.9 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com σ'_3 constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm³)	e	e
T32	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	10	1,28	1,07	1,06
T33	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	50	1,35	0,96	0,94
T34	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	100	1,37	0,94	0,88
T35	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	125	1,35	0,96	0,89

G 13/30/57 = 2,64

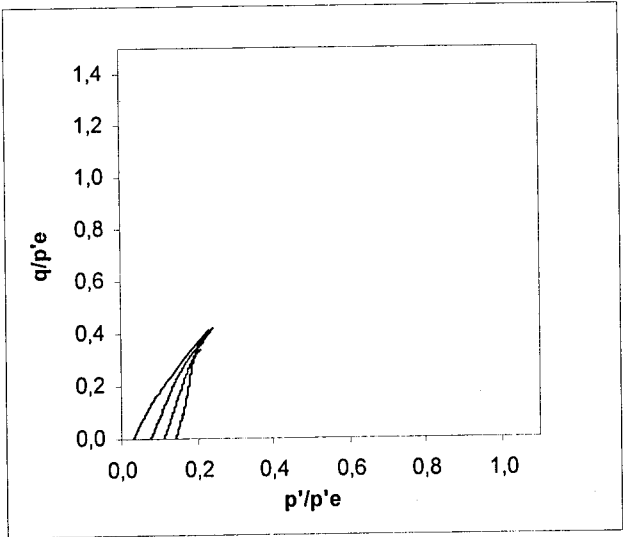


Figura 5.54 – Trajetórias de tensões no espaço de tensões normalizado

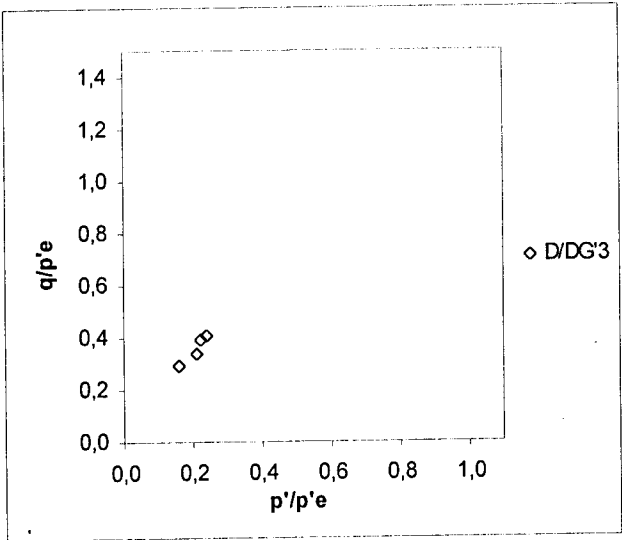


Figura 5.55 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.7 Apresentação dos resultados dos ensaios drenados de compressão com p' constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Quadro 5.10 – Quadro síntese dos ensaios de corte triaxial drenados de compressão com p' constante sobre o material de referência no estado desestruturado

Referência do ensaio	Estado	Código do material artificial	Cozedura		Consolidação isotrópica σ'_c (KPa)	Fase de montagem		Pós consolidação Pré corte
			Temperatura	Tempo		γ (g/cm ³)	e	e
T36	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	30	1,29	1,05	1,03
T37	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	100	1,32	1,01	0,93
T38	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	200	1,32	1,01	0,90
T39	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	300	1,34	0,97	0,86
T40	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	400	1,27	1,09	0,91
T41	Desestruturado	13/30/57	500°C	2 h	500	1,35	0,96	0,77

$G\ 13/30/57 = 2,64$

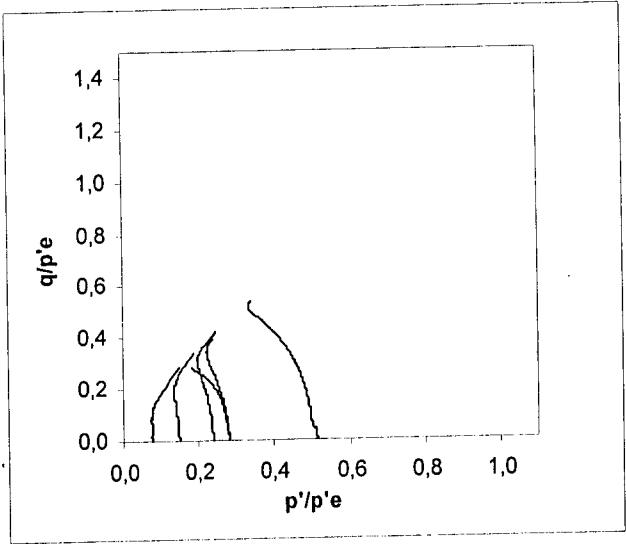


Figura 5.56 – Trajetórias de tensões no espaço de tensões normalizado

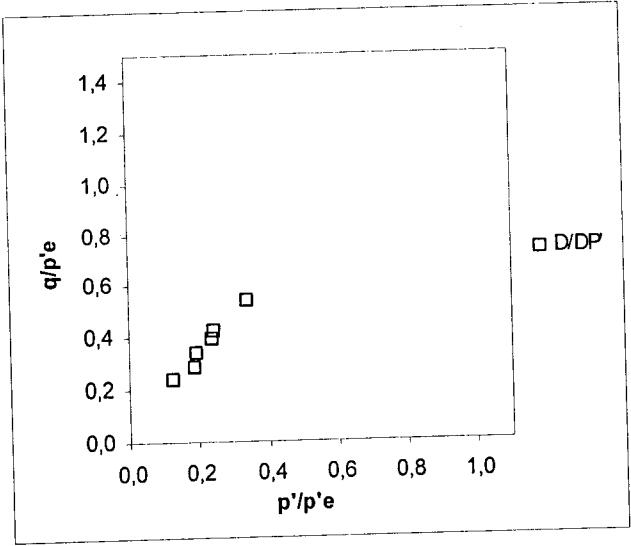


Figura 5.57 – Pontos utilizados para a definição das envolventes de resistência no espaço de tensões normalizado

5.2.2.2.8 Discussão dos resultados integrados dos ensaios de corte triaxial

Nas Figuras 5.58, 5.59 e 5.60 apresentam-se as envolventes de resistência integradas para as diversas trajectórias de tensões.

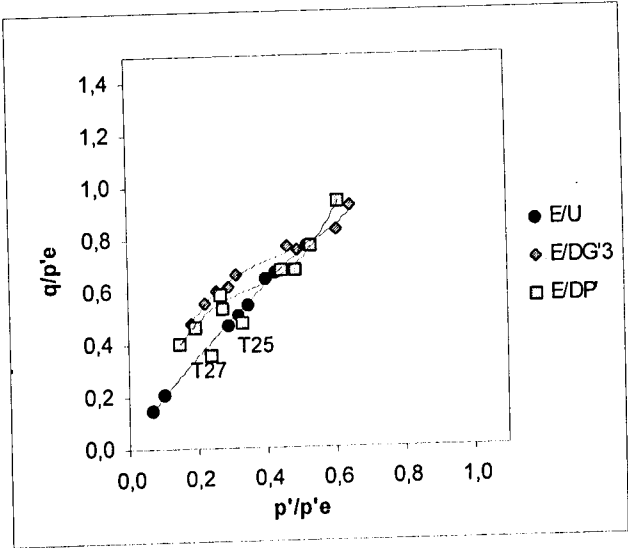


Figura 5.58 – Envolventes de resistência integradas para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado

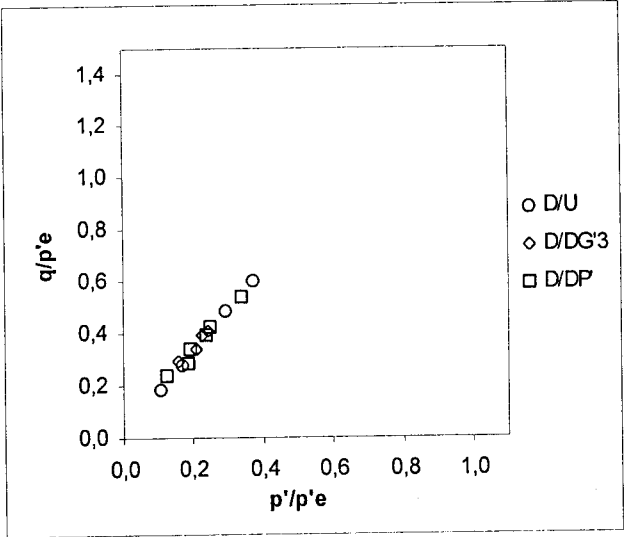


Figura 5.59 – Envoltórias de resistência integradas para as diversas trajetórias de tensões referentes ao material de referência no estado desestruturado

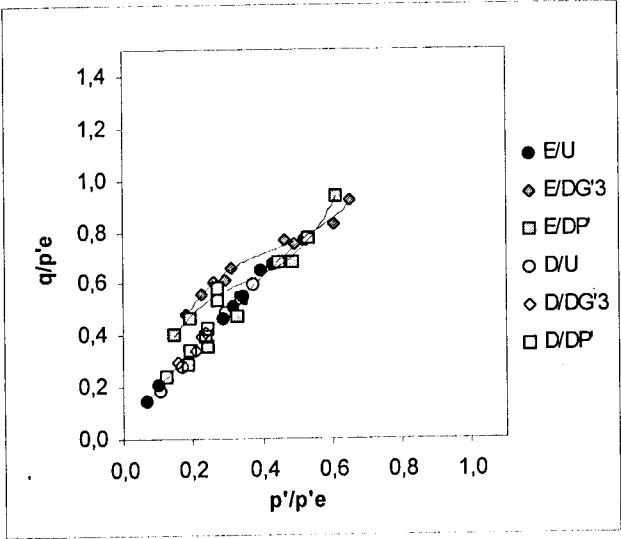


Figura 5.60 – Envoltórias de resistência integradas para as diversas trajetórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado e desestruturado

Pode observar-se que as envolventes de resistência para o material artificial no estado estruturado apresentam uma curvatura mais evidente, devido à degradação da estrutura durante os estágios de consolidação e de corte, sendo a sua posição condicionada pela trajectória de tensões.

Foi constatado que o material artificial em questão apresenta um ligeiro aumento de compressibilidade em consolidação isotrópica triaxial a partir de um valor de p' de 100 KPa. No entanto, apenas a partir de um valor de p' de cerca de 300 KPa a degradação da estrutura é mais evidente em ensaios de consolidação unidimensional edométrica, não se atingindo no entanto dentro do intervalo de tensões permitido pelo equipamento disponível o restabelecimento de uma fábrica idêntica à do material inicialmente desestruturado no estado mais solto possível, em relação ao qual foi efectuada a normalização dos resultados dos ensaios de corte triaxial.

Verifica-se então também que o material artificial apresenta geralmente no início do estágio de corte uma estrutura tanto mais danificada pelo anterior estágio de consolidação, quanto maiores forem os valores das tensões de rotura normalizadas, não se atingindo no entanto dentro do intervalo de tensões em que os ensaios foram realizados a completa desestruturação em consolidação isotrópica triaxial.

Uma excepção verifica-se para os ensaios T25 e T27, referentes à trajectória de tensões drenada de compressão com p' constante, e identificados na Figura 5.58. As correspondentes amostras foram submetidas a tensões efectivas de consolidação isotrópica de 400 KPa e 500 KPa, respectivamente. No entanto, o índice de vazios após consolidação das referidas amostras é substancialmente inferior ao das restantes amostras do mesmo grupo, encontrando-se as mesmas mais "sobreconsolidadas" em relação à linha de compressibilidade limite. No entanto, pode ainda observar-se que estes dois pontos parecem alinhar-se bem com os pontos referentes à mesma trajectória de tensões, mas correspondentes aos maiores valores das tensões de rotura normalizadas.

A Figura 5.58 mostra ainda que a trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante tende a convergir com as restantes para maiores valores das tensões de rotura normalizadas,

indiciando uma maior preservação da estrutura em relação às restantes trajectórias de tensões. De facto, a maior tensão efectiva de consolidação isotrópica deste grupo corresponde a 300 KPa, enquanto para os restantes grupos corresponde a 500 KPa. Pode constatar-se que a posição dos pontos de rotura no espaço de tensões normalizado, correspondentes às mesmas tensões efectivas de consolidação isotrópica, depende da trajectória de tensões, o que se traduz em nítidas diferenças entre as três envolventes de resistência, pois para um dado valor de p'/p'_e a estrutura não se encontra já nas mesmas condições para cada uma delas.

A resposta anisotrópica observada é também resultante de diferenças impostas pelo estado de tensão incremental, tendo-se observado deformações volumétricas diferenciadas para os ensaios drenados segundo as diferentes trajectórias de tensões, o que poderá induzir naturalmente diferente desestruturação em amostras em idênticas condições iniciais. Refere-se aqui a dificuldade de realização de ensaios drenados de compressão com p' constante a tensões efectivas de consolidação isotrópica inferiores a 30 KPa, devido às elevadas deformações volumétricas de dilatação que tendem a desenvolver-se, relativamente aos ensaios realizados em compressão com σ'_3 constante, consolidados a idênticas tensões efectivas.

Por outro lado, a Figura 5.59 integra os resultados de todos os ensaios de corte triaxial realizados sobre o material artificial no estado desestruturado, não sendo evidentes diferenças significativas para as diversas trajectórias de tensões, o que comprova a importância da destruição anisotrópica da estrutura.

A Figura 5.60 integra os resultados de todos os ensaios de corte triaxial. Em todos os grupos de ensaios verificou-se que o comportamento tem tendência a passar de dilatante e frágil para contráctil e dúctil, à medida que a tensão de confinamento aumenta. Verifica-se uma boa integração dos pontos de rotura referentes à confluência das linhas estruturadas, incluindo os ensaios T25 e T27, e dos correspondentes ao material artificial no estado desestruturado, não sendo no entanto visíveis diferenças significativas em relação à envolvente de resistência definida para a trajectória de tensões não drenada de compressão com σ_3 constante (apenas para valores de p'/p'_e inferiores a 0,10 são

prováveis diferenças significativas, pois o material artificial no estado estruturado apresenta verdadeira coesão para tensões de confinamento nulas em relação ao material artificial no estado desestruturado, em que a mesma coesão é meramente aparente).

Tal constatação pode dever-se à influência de uma primeira cedência que ocorre para baixas tensões efectivas de consolidação isotrópica ainda bastante longe da rotura, e adicionalmente às observadas para as trajectórias de tensões drenadas, em ensaios em que a superfície de estado limite de Hvorslev é percorrida nalguma extensão (ver Figuras 5.30 e 5.31). Esta primeira cedência verifica-se para os menores valores das tensões efectivas de consolidação isotrópica quando é atingida a superfície de estado limite de Hvorslev. A observação de dois pontos de cedência principais, excluindo o ponto de cedência final, está de acordo com as conclusões de Malandraki *et al.* (2001), evidenciadas pela Figura 5.23. De notar ainda a semelhança da curva representada na mesma com a curva representada na Figura 5.31, a partir da qual se exemplificou a identificação dos pontos de cedência.

As superfícies de estado limite completas para o material artificial no estado estruturado segundo as diversas trajectórias de tensões encontram-se representadas na Figura 5.61.

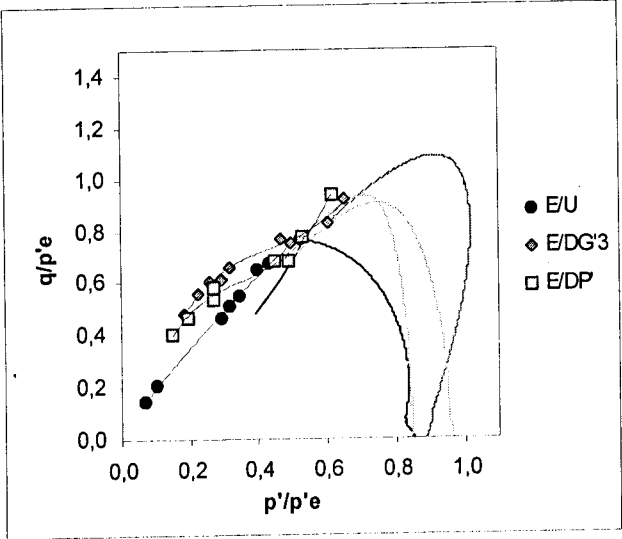


Figura 5.61 – Superfícies de estado limite completas para o material artificial no estado estruturado, segundo as diversas trajectórias de tensões

Pode constatar-se que as superfícies de estado limite variam em tamanho e forma de acordo com as diversas trajectórias de tensões. Uma observação atenta das Figuras 5.43, 5.46 e 5.49 mostra ainda que a forma das trajectórias de tensões normalizadas se enquadra num padrão consistente dentro de cada agrupamento, sendo função da trajectória de tensões. A superfície de estado limite de Roscoe definida a partir dos ensaios drenados parece também apresentar um pico, particularidade observada por Coop (1990) e Lee *et al.* (1995), e explicada como sendo resultado de variações volumétricas devido à deformação das partículas e ao seu rearranjo. Os resultados apresentados por Lemos *et al.* (2000) para o comportamento intrínseco de um solo residual granítico mostram também essa particularidade (ver Figura 5.62).

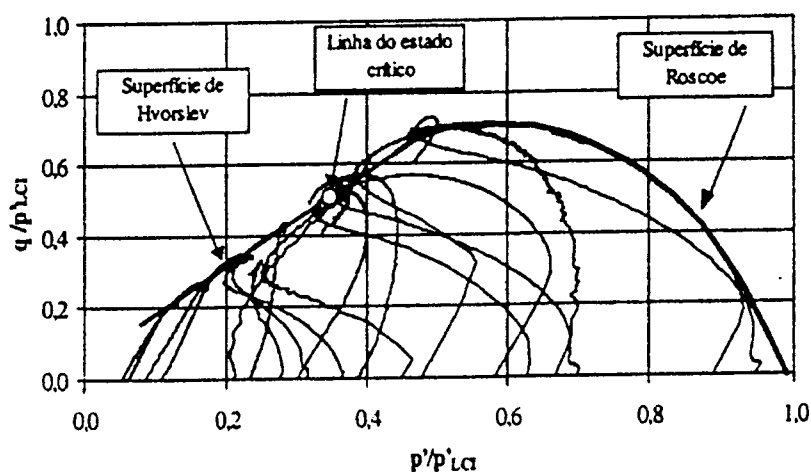


Figura 5.62 – Superfície de estado limite (Lemos *et al.*, 2000)

Apresenta-se de seguida no Quadro 5.11 a parametrização efectuada de acordo com os dois critérios de rotura considerados:

Quadro 5.11 – Parametrização da resistência ao corte

Estado	Trajectória de tensões	Tipo de ensaio	Referência dos ensaios considerados na parametrização	Critério de rotura q máx			Critério de rotura q/p' máx <=> σ'_1/σ'_3 máx		
				c' (KPa)	ϕ' (°)	R ²	c' (KPa)	ϕ' (°)	R ²
Estruturado	Compressão com σ_3 constante	CIU	T1,T2,T3,T4,T5,T6,T7,T8	5,92	35,05	0,9874	14,36	34,47	0,9947
Estruturado	Compressão com σ'_3 constante	CID	T9,T10,T11,T12,T13	23,54	29,74	0,9727	23,54	29,74	0,9727
Estruturado	Compressão com p' constante	CID	T18,T19,T20,T21	17,73	31,17	0,9193	17,73	31,17	0,9193
Desestruturado	Compressão com σ_3 constante	CIU	T28,T29,T30,T31	-	31,91	0,9627	-	37,11	0,9857
Desestruturado	Compressão com σ'_3 constante	CID	T32,T33,T34,T35						
Desestruturado	Compressão com p' constante	CID	T36,T37,T38,T39,T40,T41						

Na Figura 5.63 integram-se também todos os pontos de cedência identificados para as diversas trajectórias de tensões.

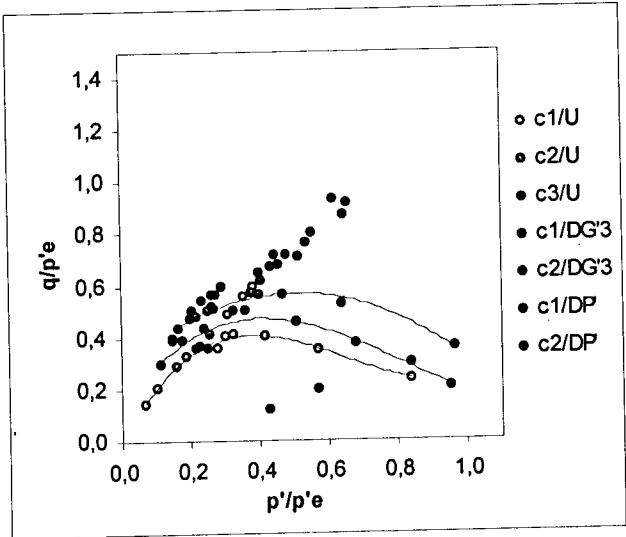


Figura 5.63 – Integração de todos os pontos de cedência identificados para as diversas trajectórias de tensões referentes ao material artificial no estado estruturado

Os pontos de cedência c_3 referentes aos ensaios não drenados e os pontos de cedência c_2 referentes aos ensaios drenados, correspondem já a pontos de cedência finais, no limiar da rotura. Pode também constatar-se que as envolventes de cedência variam em tamanho e forma de acordo com as diversas trajectórias de tensões. As mesmas parecem orientar-se ao longo do eixo horizontal, sugerindo uma estrutura inicialmente isotrópica, tal como também constatado por Leroueil *et al.* (1990) e Kavvas *et al.* (1993a; 1993b).

Através das Figuras 5.64, 5.65 e 5.66 são ainda individualizadas zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado.

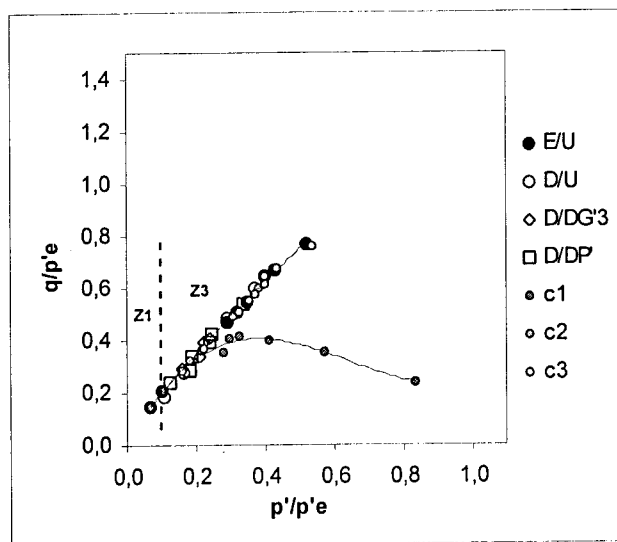


Figura 5.64 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões não drenada de compressão com σ_3 constante para o material artificial no estado estruturado

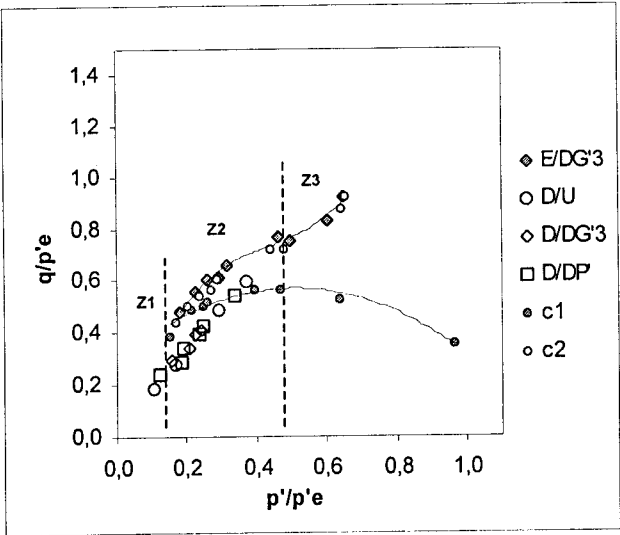


Figura 5.65 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante para o material artificial no estado estruturado

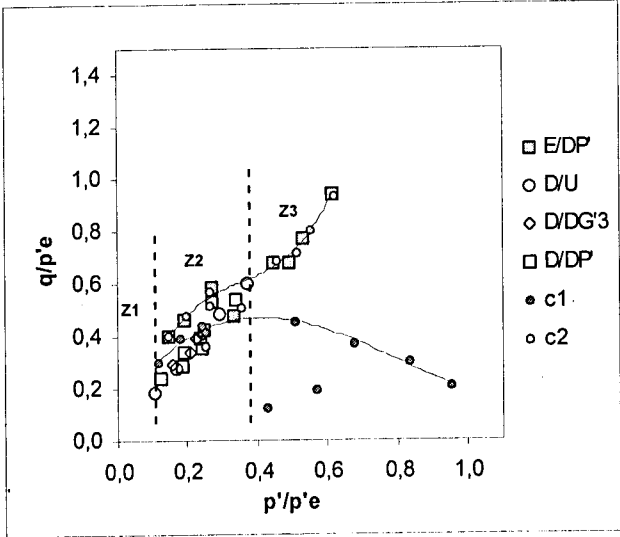


Figura 5.66 – Integração da envolvente de resistência e pontos de cedência referentes à trajectória de tensões drenada de compressão com p' constante para o material artificial no estado estruturado

As Figuras 5.65 e 5.66, referentes às trajectórias de tensões drenadas, permitem individualizar três zonas de comportamento:

- i. A zona 1 (Z1), para valores de p'/p'_e inferiores a 0,15 e 0,10, respectivamente para a trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante e p' constante, em que o comportamento do material artificial no estado estruturado é inteiramente controlado pelas ligações interparticulares de cimentação. Nesta zona a cedência ocorre junto à rotura, sendo a sua envolvente coincidente com a envolvente de resistência, por sua vez divergente para o material artificial no estado estruturado e desestruturado;
- ii. A zona 2 (Z2), para valores de p'/p'_e compreendidos entre 0,15 e 0,48 para a trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante e entre 0,10 e 0,38 para a trajectória de tensões drenada de compressão com p' constante, em que o comportamento do material artificial no estado estruturado é apenas parcialmente controlado pelas ligações interparticulares de cimentação. Nesta zona de transição a cedência ocorre durante o corte, mas antes da rotura, sendo a sua envolvente divergente da envolvente de resistência, que tende por sua vez a aproximar-se da envolvente de resistência para o material de referência no estado desestruturado à medida que a influência pós cedência das ligações interparticulares de cimentação vai diminuindo;
- iii. A zona 3 (Z3), para valores de p'/p'_e superiores a 0,48 e 0,38, respectivamente para a trajectória de tensões drenada de compressão com σ'_3 constante e p' constante, em que o comportamento do material artificial no estado estruturado é independente das ligações interparticulares de cimentação. Nesta zona a cedência ocorre durante o corte e ainda distante da rotura, ou mesmo em compressão isotrópica, sendo a sua envolvente divergente da envolvente de resistência, por sua vez coincidente com a envolvente de resistência para o material artificial no estado desestruturado.

Para a trajectória de tensões não drenada de compressão com σ_3 constante o comportamento do material artificial no estado estruturado é independente das ligações interparticulares de cimentação. Mesmo para baixas tensões efectivas de consolidação isotrópica uma primeira cedência ocorre durante o corte e ainda distante da rotura, não sendo visíveis diferenças significativas em relação à envolvente de resistência para o material de referência no estado desestruturado, excepto, como já mencionado, para valores de p'/p'_e inferiores a 0,10, pois o material artificial no estado estruturado apresenta verdadeira coesão para tensões de confinamento nulas em relação ao material artificial no estado desestruturado, em que a mesma coesão é meramente aparente. Neste caso, apenas se conseguem individualizar as zonas 1 e 3, sendo inexistente a zona 2 de transição.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste projecto de investigação a técnica de constituição de amostras artificiais descrita por Maccarini (1987) foi também utilizada para produzir várias misturas. A mistura designada por 13/30/57, mais adequada para modelar o comportamento dos solos residuais graníticos naturais, foi utilizada na generalidade dos ensaios de consolidação unidimensional edométrica e de corte triaxial. Esta mistura inclui partículas friáveis de cfk, para simular melhor a mineralogia variável dos solos residuais graníticos, em que estão presentes partículas de feldspato alterado em conjunto com partículas de maior dureza como as de quartzo.

Verificou-se que o comportamento mecânico deste material artificial era fortemente condicionado pelo esmagamento das partículas friáveis de cfk, apresentando as curvas de compressibilidade obtidas para o material de referência no estado desestruturado tipo 13/30/57, cozido a 500°C durante 2 h, uma tensão de cedência evidente, e uma tendência de convergência após a mesma, à medida que se vai conseguindo estabelecer idêntica fábrica. A linha de compressibilidade limite definida a partir do ensaio preparado no estado mais solto possível foi utilizada para definir uma equação de normalização dos resultados dos ensaios de corte triaxial.

Verificou-se também a inexistência de diferenças significativas entre o comportamento do material artificial no estado estruturado e desestruturado a índices de vazios iniciais idênticos, e concluiu-se que as ligações interparticulares de cimentação estabelecidas são relativamente fracas em relação ao índice de vazios natural das amostras artificiais, não sendo visível o estado metaestável em que o material estruturado pode existir a índices de vazios maiores do que é possível para o material desestruturado à mesma tensão.

Procurou-se avaliar a influência da trajectória de tensões nas envolventes de resistência e de cedência do mesmo material artificial no estado estruturado, através da realização de ensaios de compressão triaxial não drenados, drenados com σ'_3 constante e drenados com p' constante.

Foi constatado que as envolventes de resistência para o material artificial no estado estruturado apresentavam uma curvatura evidente, devido à degradação da estrutura durante os estágios de consolidação e de corte, sendo a sua posição condicionada pela trajectória de tensões. Esta resposta anisotrópica não foi observada para o material artificial no estado desestruturado.

Foi também constatado que a forma das trajectórias de tensões normalizadas se enquadrava num padrão consistente dentro de cada agrupamento de ensaios, sendo função da trajectória de tensões. Verificou-se ainda que as superfícies de estado limite e as envolventes de cedência variavam também em tamanho e forma de acordo com as diversas trajectórias de tensões.

Para a generalidade dos ensaios não drenados de compressão com σ_3 constante, em que a superfície de Hvorslev é percorrida nalguma extensão, foi identificada uma primeira cedência que ocorre para baixas tensões de confinamento ainda longe da rotura, e adicionalmente às observadas para as trajectórias de tensões drenadas.

Para as diversas trajectórias de tensões foram ainda individualizadas zonas de comportamento no espaço de tensões normalizado, com base na posição relativa das envolventes de resistência e de cedência. Verificou-se que a zona 2 de transição, identificada para as trajectórias de tensões drenadas, era inexistente para as trajectórias de tensões não drenadas.

Futura investigação envolvendo este tipo de material artificial poderá envolver instrumentação interna e uma expansão do intervalo de tensões em que foram realizados os ensaios. O conceito de estado crítico não foi de um modo geral aplicável aos resultados dos ensaios de corte triaxial, todos realizados com tensão controlada devido a uma avaria do CRSP, não tendo sido possível definir a relação tensão-deformação para lá da rotura. Um outro aspecto que poderia ter sido objecto de maior

atenção é a influência das partículas friáveis de cfk, pois afinal, as amostras artificiais no estado desestruturado, compostas por este tipo de partículas, também se degradam durante os ensaios de corte triaxial, podendo ser também identificados alguns pontos de cedência em amostras em que a degradação particular é notável. Por outro lado, os pontos de cedência identificados para o material artificial no estado estruturado envolvem a estrutura como um todo, ou seja, fábrica e ligações interparticulares degradáveis, assim como as diferenças observadas entre as envolventes de resistência no estado estruturado e desestruturado, resultantes numa verdadeira coesão exibida pelo material cimentado, são não só devidas à estrutura conferida pelas ligações interparticulares de cimentação, mas também às diferentes fábricas formadas nos estados estruturado e desestruturado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AIRES-BARROS,L. (1971). "Alteração e alterabilidade de rochas ígneas". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- AIREY,D.W. (1993). "Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.119, N.º 9, p.1379-1398.
- ANANDARAJAH,A.; KUGANENTHIRA,N. (1995). "Some aspects of fabric anisotropy of soil". Géotechnique. Vol.45, N.º 1, p.69-81.
- ANTÃO,A.M.C.; RODRIGUES,C.M.G. (2000). "Avaliação da influência da porosidade e granulometria na alterabilidade de granitos da Guarda". 'A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século': 7.º congresso nacional de geotecnia, Porto, 2000. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol.1, p.3-10.
- ATKINSON,J.H. (2000). "Non-linear soil stiffness in routine design". Géotechnique. Vol.50, N.º 5, p.487-508.
- ATKINSON,J.H.; BRANSBY,P.L. (1978). "The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics". London: Mc Graw-Hill.
- AVERSA,S.; EVANGELISTA,A.; LEROUÉIL,S.; PICARELLI,L. (1993). "Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.359-366.
- BEEN,K.; JEFFERIES,M.G. (1985). "A state parameter for sands". Géotechnique. Vol.35, N.º 2, p.99-112.

BEEN,K.; JEFFERIES,M.G.; HACHEY,J. (1991). "The critical state of sands". *Géotechnique*. Vol.41, N.º 3, p.365-381.

BEEN,K.; JEFFERIES,M.G.; HACHEY,J. (1992). "The critical state of sands". Discussion. *Géotechnique*. Vol.42, N.º 4, p.655-663.

BLIGHT,G.E. (1988). "Construction in tropical soils". Keynote Paper. 'Geomechanics in Tropical Soils': Proc. of the 2nd international conference on geomechanics in tropical soils, Singapore, 1988. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.2, p.449-467.

BLIGHT,G.E., Editor (1997). "Mechanics of residual soils. A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design". Rotterdam: A.A.Balkema.

BRADY,N.C.; WEIL,R.R. (1996). "The nature and properties of soils". 11th edition. New Jersey: Prentice-Hall.

BRANCO,C.A.G.M. (1985). "Mecânica dos materiais". Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.

BRAND,E.W.; PHILLIPSON,H.B. (1985). "Review of international practice for the sampling and testing of residual soils". 'Sampling and Testing of Residual Soils-a Review of International Practice'. Hong Kong: Scorpion Press. p.7-21.

BRESSANI,L.A. (1990). "Experimental properties of bonded soils". London: Imperial College of Science and Technology, University of London. PhD dissertation.

BRESSANI,L.A. (1993). "The secant stiffness behaviour of Corinth marl". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.391-396.

BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; MARTINS, F.B. (1996). "The use of local strain measurements in triaxial testing to investigate brittleness of residual soil". 'Advances in Site Investigation Practice': Proc. of the international conference, London, 1996. Thomas Telford Publishing. p.867-874.

BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; MARTINS, F.B.; FERREIRA, P.M.V. (1998). "Stress-strain behaviour of residual soils of Botucatu sandstone". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.459-464.

BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B.; BICA, A.V.D. (1994). "Mechanical behaviour of a residual soil from Botucatu sandstone". Proc. 7th international congress international association of engineering geology, Lisboa, 1994. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.315-322.

BS 1377: Part 2 (1990). "British standard methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 2: Classification tests". British Standards Institution.

BURGHIGNOLI, A.; MILIZIANO, S.; SOCCODATO, F.M. (1998). "The effect of bond degradation in cemented clayey soils". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.465-472.

BURLAND, J.B. (1990). "On the compressibility and shear strength of natural clays". Géotechnique. Vol.40, N.º 3, p.329-378.

BURLAND, J.B.; RAMPELLO, S.; GEORGIANNOU, V.N.; CALABRESI, G. (1996). "A laboratory study of the strength of four stiff clays". Géotechnique. Vol.46, N.º 3, p.491-514.

CAFARO, F.; COTECCHIA, F. (2001). "Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering". Géotechnique. Vol.51, N.º 5, p.441-453.

- CARDOSO,A.S. (1986). "Ensaaios triaxiais dos solos residuais da cidade do Porto". Geotecnia. N.º 47, p.103-124.
- CERNICA,J.N. (1995). "Geotechnical engineering. Soil mechanics". New York: John Wiley & Sons.
- CHU,J. (1995). "An experimental examination of the critical state and other similar concepts for granular soils". Canadian Geotechnical Journal. Vol.32, N.º 6, p.1065-1075.
- CLAYTON,C.R.I.; HEYMANN,G. (2001). "Stiffness of geomaterials at very small strains". Géotechnique. Vol.51, N.º 3, p.245-255.
- CLOUGH,G.W.; IWABUCHI,J.; RAD,N.S.; KUPPUSAMY,T. (1989). "Influence of cementation on liquefaction of sands". Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, N.º 8, p.1102-1117.
- CLOUGH,G.W.; SITAR,N.; BACHUS,R.C.; RAD,N.S. (1981). "Cemented sands under static loading". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.107, N.º GT6, p.799-817.
- COOP,M.R. (1990). "The mechanics of uncemented carbonate sands". Géotechnique. Vol.40, N.º 4, p.607-626.
- COOP,M.R.; ATKINSON,J.H. (1993). "The mechanics of cemented carbonate sands". Géotechnique. Vol.43, N.º 1, p.53-67.
- COOP,M.R.; ATKINSON,J.H. (1994). "The mechanics of cemented carbonate sands". Discussion. Géotechnique. Vol.44, N.º 3, p.533-537.
- COOP,M.R.; ATKINSON,J.H.; TAYLOR,R.N. (1995). "Strength and stiffness of structured and unstructured soils". 'The Interplay Between Geotechnical Engineering and Engineering Geology': Proc.

of the 11th european conference on soil mechanics and foundation engineering, Copenhagen, 1995. Vol.1, p.1.55-1.62.

COTECCHIA,F.; CHANDLER,R.J. (1997). "The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay". *Géotechnique*. Vol.47, N.º 3, p.523-544.

CUCCOVILLO,T.; COOP,M.R. (1993). "The influence of bond strength on the mechanics of carbonate soft rocks". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.447-455.

CUCCOVILLO,T.; COOP,M.R. (1997). "Yielding and pre-failure deformation of structured sands". *Géotechnique*. Vol.47, N.º 3, p.491-508.

CUCCOVILLO,T.; COOP,M.R. (1999). "On the mechanics of structured sands". *Géotechnique*. Vol.49, N.º 6, p.741-760.

DAS,B.M. (1998). "Principles of geotechnical engineering". 4th edition. Boston: PWS Publishing Company, International Thomson Publishing.

DAS,B.M.; DASS,R.N. (1995a). "Lightly cemented sand in tension and compression". Technical Note. *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol.13, N.º 3, p.169-177.

DAS,B.M.; YEN,S.C.; DASS,R.N. (1995b). "Brazilian tensile strength test of lightly cemented sand". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.32, N.º 1, p.166-171.

DEN HAAN,E.J. (1992). "The formulation of virgin compression of soils". *Géotechnique*. Vol.42, N.º 3, p.465-483.

DEN HAAN,E.J.; URIEL,A.O.; RAFNSSON,E.A. (1995). "Special problem soils/soft rocks". Theme Report 7. 'The Interplay Between Geotechnical Engineering and Engineering Geology': Proc. of the 11th european conference on soil mechanics and foundation engineering, Copenhagen, 1995. Vol.9, p.9.139-9.179.

DIAS DA SILVA,V. (1995). "Mecânica e resistência dos materiais". Coimbra: Ediliber editora.

DÍAS-RODRÍGUEZ,J.A.; SANTAMARINA,J.C. (2001). "Mexico city soil behavior at different strains: observations and physical interpretation". Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.127, N.º 9, p.783-789.

E-196 (1966). "Solos-Análise granulométrica". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

E-237 (1970). "Agregados-Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

FEARON,R.E.; COOP,M.R. (2000). "Reconstitution: what makes an appropriate reference material?". Technical Note. Géotechnique. Vol.50, N.º 4, p.471-477.

FEDA,J. (1994). "Stress-path dependent shear strength of sand". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.120, N.º 6, p.958-974.

FERNANDEZ,A.L.; SANTAMARINA,J.C. (2001). "Effect of cementation on the small-strain parameters of sands". Canadian Geotechnical Journal. Vol.38, N.º 1, p.191-199.

FRETWELL,B.A. (1991). "The engineering behaviour of a highly weathered granite from northern Portugal". Durham: University of Durham. MSc dissertation.

GENS,A.; NOVA,R. (1993). "Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.485-494.

GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY REPORT (1990). "Tropical residual soils". The Quarterly Journal of Engineering Geology. Vol.23, N.º 1, p.1-101.

GOODMAN,R.E. (1993). "Engineering geology: rock in engineering construction". New York: John Wiley & Sons.

GRAHAM,J.; CROOKS,J.H.A.; LAU,S.L.K. (1988). "Yield envelopes: identification and geometric properties". Géotechnique. Vol.38, N.º 1, p.125-134.

GUIMARÃES,N.; MEDINA,A. (1962). "Lições de geologia". Porto: Porto Editora.

HAYANO,K.; MATSUMOTO,M.; TATSUOKA,F.; KOSEKI,J. (2001). "Evaluation of time-dependent deformation properties of sedimentary soft rock and their constitutive modeling". Soils and Foundations. Vol.41, N.º 2, p.21-38.

HEAD,K.H. (1986). "Manual of soil laboratory testing". Volume 3: Effective stress tests. London: Pentech Press.

HEAD,K.H. (1992). "Manual of soil laboratory testing". Volume 1: Soil classification and compaction tests. 2nd edition. London: Pentech Press.

HEAD,K.H. (1994). "Manual of soil laboratory testing". Volume 2: Permeability, shear strength and compressibility tests. 2nd edition. New York: Halsted Press, John Wiley & Sons.

HOQUE,E.; TATSUOKA,F. (1998). "Anisotropy in elastic deformation of granular materials". Soils and Foundations. Vol.38, N.º 1, p.163-179.

HUANG,J.T.; AIREY,D.W. (1993). "Effects of cement and density on an artificially cemented sand". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.553-560.

HUANG,J.T.; AIREY,D.W. (1998). "Properties of artificially cemented carbonate sand". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.124, N.º 6, p.492-499.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS (1978). "Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses". Document n.º 4. International Journal of Rock Mechanics, Vol.15, p.319-368.

ISLAM,M.K.; CARTER,J.P.; AIREY,D.W. (1998). "Model simulation of uncemented and cemented calcareous sediments". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.561-569.

ISMAEL,N.F. (1998). "Geotechnical characteristics of cemented sand deposits in Kuwait". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.207-215.

ISMAEL,N.F. (1999). "Properties and behavior of cemented sand deposits in Kuwait". Soils and Foundations. Vol.39, N.º 4, p.47-57.

JARDINE,R.J. (1992). "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness". Soils and Foundations. Vol.32, N.º 2, p.111-124.

JEFFERIES,M.; BEEN,K. (2000). "Implications for critical state theory from isotropic compression of sand". *Géotechnique*. Vol.50, N.º 4, p.419-429.

JEFFERIES,M.G. (1993). "Nor-sand: a simple critical state model for sand". *Géotechnique*. Vol.43, N.º 1, p.91-103.

JIANG,M.J.; SHEN,Z.J. (1997). "Behaviour of artificially prepared structured samples and numerical simulation". *Proc. of the 14th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburg, 1997*. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.319-322.

KASAMA,K.; OCHIAI,H.; YASUFUKU,N. (1998). "Prediction of strength and deformation of cemented geomaterials". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': *Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998*. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.579-585.

KAVVADAS,M.; ANAGNOSTOPOULOS,A. (1995). "A framework for the mechanical behaviour of bonded soils". 'The Interplay Between Geotechnical Engineering and Engineering Geology': *Proc. of the 11th european conference on soil mechanics and foundation engineering, Copenhagen, 1995*. Vol.3, p.3.113-3.118.

KAVVADAS,M.; ANAGNOSTOPOULOS,A.; KALTEZIOTIS,N. (1993a). "A framework for the mechanical behaviour of the cemented Corinth marl". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': *Proc. of an international symposium, Athens, 1993*. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.577-583.

KAVVADAS,M.; ANAGNOSTOPOULOS,A.; LEONARDOS,M.; KARRAS,B. (1993b). "Mechanical properties of the Ptolemais lignite". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': *Proc. of an international symposium, Athens, 1993*. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.585-592.

- KAVVADAS,M.; PAPADOPOULOS,B.; KALTEZIOTIS,N. (1994). "Geotechnical properties of the Ptolemais lignite". Geotechnical and Geological Engineering. Vol.12, N.º 2, p.87-112.
- KAVVADAS,M.J.; ANAGNOSTOPOULOS,A.G. (1998). "A framework for the mechanical behaviour of structured soils". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.2, p.591-601.
- KURUKULASURIYA,L.C.; ODA,M.; KAZAMA,H. (1999). "Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests". Soils and Foundations. Vol.39, N.º 1, p.21-29.
- LADE,P.V.; DUNCAN,J.M. (1975). "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.101, N.º GT10, p.1037-1053.
- LADE,P.V.; OVERTON,D.D. (1989). "Cementation effects in frictional materials". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.115, N.º 10, p.1373-1387.
- LAMBE,T.W.; MARR,W.A. (1979a). "Stress path method: second edition". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.105, N.º GT6, p.727-738.
- LAMBE,T.W.; WHITMAN,R.V. (1979b). "Soil mechanics, SI version". Singapore: John Wiley & Sons.
- LANCELLOTA,R. (1995). "Geotechnical engineering". Rotterdam: A.A.Balkema.
- LEE,I.K.; COOP,M.R. (1995). "The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil". Géotechnique. Vol.45, N.º 1, p.117-130.
- LEITÃO BORGES,J. (1998). "Modelos de estados críticos". Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LEMOS,L.J.L.; GOMES,L.M.F.; PAIS,L.J.A. (1997). "Comportamento mecânico de um solo residual granítico-região da Covilhã". 'A Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes, Energia e Ambiente', Lisboa, 1997. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol.1, p.63-76.

LEMOS,L.J.L.; RODRIGUES,C.M.G. (2000). "Comportamento intrínseco de um solo residual granítico". 'A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século': 7.º congresso nacional de geotecnia, Porto, 2000. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol.1, p.229-240.

LEROUÉIL,S. (1994). "A framework for the mechanical behavior of structured soils, from soft clays to weak rocks". Proc. US/Brazil geotechnical workshop on applicability of classical soil mechanics principles to structured soils, Belo Horizonte, 1992. p.258-279.

LEROUÉIL,S.; TAVENAS,F.; BRUCY,F.; LA ROCHELLE,P.; ROY,M. (1979). "Behavior of destructured natural clays". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.105, N.º GT6, p.759-778.

LEROUÉIL,S.; VAUGHAN,P.R. (1990). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". Géotechnique. Vol.40, N.º 3, p.467-488.

LEROUÉIL,S.; VAUGHAN,P.R. (1991). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". Discussion. Géotechnique. Vol.41, N.º 2, p.281-284.

LI,X.S.; WANG,Y. (1998). "Linear representation of steady-state line for sand". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.124, N.º 12, p.1215-1217.

LIU,M.D.; CARTER,J.P. (1999). "Virgin compression of structured soils". Géotechnique. Vol.49, N.º 1, p.43-57.

- MACCARINI,M. (1987). "Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil". London: Imperial College of Science and Technology, University of London. PhD dissertation.
- MACCARINI,M. (1993). "A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil". *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol.11, N.º 2, p.69-80.
- MACKECHNIE,W.R. (1980). "Engineering in residual soils". Proc. of the 7th regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering, Accra, 1980. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.2, p.503-507.
- MAEDA,K.; MIURA,K. (1999a). "Confining stress dependency of mechanical properties of sands". *Soils and Foundations*. Vol.39, N.º 1, p.53-67.
- MAEDA,K.; MIURA,K. (1999b). "Relative density dependency of mechanical properties of sands". *Soils and Foundations*. Vol.39, N.º 1, p.69-79.
- MALANDRAKI,V.; TOLL,D. (2000). "Drained probing triaxial test on a weakly bonded artificial soil". *Géotechnique*. Vol.50, N.º 2, p.141-151.
- MALANDRAKI,V.; TOLL,D.G. (1994). "Yielding of a weakly bonded artificial soil". 'Pre-Failure Deformation of Geomaterials': Proc. of the 1st international conference on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Sapporo, 1994. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.315-320.
- MALANDRAKI,V.; TOLL,D.G. (1996). "The definition of yield for bonded materials". *Geotechnical and Geological Engineering*. Vol.14, N.º 1, p.67-82.
- MALANDRAKI,V.; TOLL,D.G. (2001). "Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path". *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol.127, N.º 3, p.282-291.

- MATOS FERNANDES,M. (1994). "Mecânica dos solos-1.º volume". Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MC GOWN,A.; MARS LAND,A.; RADWAN,A.M.; GABR,A.W.A. (1980). "Recording and interpreting soil macrofabric data". *Géotechnique*. Vol.30, N.º 4, p.417-447.
- MITCHELL,J.K. (1993). "Fundamentals of soil behavior". 2nd edition. New York: John Wiley & Sons.
- MOONEY,M.A.; FINNO,R.J.; VIGGIANI,M.G. (1998). "A unique critical state for sand?". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol.124, N.º 11, p.1100-1108.
- MUHUNTHAN,B.; CHAMEAU,J.L.; MASAD,E. (1996). "Fabric effects on the yield behavior of soils". *Soils and Foundations*. Vol.36, N.º 3, p.85-97.
- NAKATA,Y.; HYODO,M.; HYDE,A.F.L.; KATO,Y.; MURATA,H. (2001a). "Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression". *Soils and Foundations*. Vol.41, N.º 1, p.69-82.
- NAKATA,Y.; KATO,Y.; HYODO,M.; HYDE,A.F.L.; MURATA,H. (2001b). "One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength". *Soils and Foundations*. Vol.41, N.º 2, p.39-51.
- NOVAIS-FERREIRA,H.; VIANA DA FONSECA,A. (1988). "Engineering properties of a saprolitic soil from granite". 'Geomechanics in Tropical Soils': Proc. of the 2nd international conference on geomechanics in tropical soils, Singapore, 1988. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.181-188.
- NOVELLO,E.A.; JOHNSTON,I.W. (1995). "Geotechnical materials and the critical state". *Géotechnique*. Vol.45, N.º 2, p.223-235.

NP-143 (1969). "Solos-Determinação dos limites de consistência". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

NP-83 (1965). "Solos-Determinação da densidade das partículas". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

NP-84 (1965). "Solos-Determinação do teor em água". Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

ORTIGAO,J.A.R. (1995). "Soil mechanics in the light of critical state theories. An introduction". Rotterdam: A.A.Balkema.

PAIS,L.J.A. (1998). "Comportamento mecânico de um solo residual granítico da Covilhã". Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra. Dissertação de mestrado.

PAIS,L.J.A. (2000). "Zonas idealizadas no espaço de tensões do comportamento mecânico para um solo residual granítico da Covilhã". 'A Geotecnia Portuguesa no Início do Novo Século': 7.º congresso nacional de geotecnia, Porto, 2000. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol.1, p.273-278.

PARRY,R.H.G. (1995). "Mohr circles, stress paths and geotechnics". London: E & FN Spon, Chapman & Hall.

RAMPELLO,S.; VIGGIANI,G.; GEORGIANNOU,V.N. (1993). "Strength and dilatancy of natural and reconstituted Vallerica clay". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.761-768.

REDDY,K.R.; SAXENA,S.K. (1993). "Effects of cementation on stress-strain and strength characteristics of sands". Soils and Foundations. Vol.33, N.º 4, p.121-134.

- RIEMER,M.F.; SEED,R.B. (1997). "Factors affecting apparent position of steady-state line". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.123, N.º 3, p.281-288.
- SANGREY,D.A. (1972). "Naturally cemented sensitive soils". Géotechnique. Vol.22, N.º 1, p.139-152.
- SASITHARAN,S.; ROBERTSON,P.K.; SEGO,D.C.; MORGENSTERN,N.R. (1994). "State-boundary surface for very loose sand and its practical implications". Canadian Geotechnical Journal. Vol.31, N.º 3, p.321-334.
- SAXENA,S.K.; LASTRICO,R.M. (1978). "Static properties of lightly cemented sand". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol.104, N.º GT12, p.1449-1464.
- SAXENA,S.K.; REDDY,K.R.; AVRAMIDIS,A.S. (1988). "Liquefaction resistance of artificially cemented sand". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.114, N.º 12, p.1395-1413.
- SCHMERTMANN,J.H. (1994). "The mechanical aging of soils". Proc. US/Brazil geotechnical workshop on applicability of classical soil mechanics principles to structured soils, Belo Horizonte, 1992. p.297-337.
- SERVIÇOS GEOLÓGICOS DE PORTUGAL (1968). "Carta geológica de Portugal-escala 1:1.000.000". Edição destinada essencialmente para o ensino. Lisboa: Direcção Geral de Minas e Serviços Geológicos.
- SMITH,P.R.; JARDINE,R.J.; HIGHT,D.W. (1992). "The yielding of Bothkennar clay". Géotechnique. Vol.42, N.º 2, p.257-274.
- TAKEY,M.; KUSAKABE,O.; HAYASHI,T. (2001). "Time-dependent behavior of crushable materials in the one-dimensional compression tests". Soils and Foundations. Vol.41, N.º 1, p.97-121.

- TAVENAS,F.A.; ROY,M.; LA ROCHELLE,P. (1973). "An artificial material for simulating Champlain clays". Canadian Geotechnical Journal. Vol.10, N.º 3, p.489-503.
- TELES,M.; BEGONHA,A. (1997). "Geologia". Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- TERZAGHI,K.; PECK,R.B.; MESRI,G. (1996). "Soil mechanics in engineering practice". 3rd edition. New York: John Wiley & Sons.
- TIMOSHENKO,S.P.; GOODIER,J.N. (1970). "Theory of elasticity". 3rd edition. Singapore: Mc Graw-Hill.
- TOLL,D.G.; MALANDRAKI,V. (1993). "Triaxial testing of a weakly bonded soil". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.817-823.
- TOWNSEND,D.L.; SANGREY,D.A.; WALKER,L.K. (1969). "The brittle behaviour of naturally cemented soils". Proc. of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, 1969. Vol.1, p.411-417.
- VAID,Y.P.; CHUNG,E.K.F.; KUERBIS,R.H. (1990). "Stress path and steady state". Canadian Geotechnical Journal. Vol.27, N.º 1, p.1-7.
- VARGAS,M. (1994). "Identification and classification of tropical soils". Proc. US/Brazil geotechnical workshop on applicability of classical soil mechanics principles to structured soils, Belo Horizonte,1992. p.200-205.

VAUGHAN,P.R. (1985). "Mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soils, particularly as related to their structure and mineral components". Proc. of the 1st international conference on geomechanics in tropical lateritic and saprolitic soils, Brasília, 1985. Vol.3, p.231-263.

VAUGHAN,P.R. (1988). "Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil". Keynote Paper. 'Geomechanics in Tropical Soils': Proc. of the 2nd international conference on geomechanics in tropical soils, Singapore, 1988. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.2, p.469-487.

VAUGHAN,P.R. (1994). "Contribution to the study of residual and other structured soils". Proc. US/Brazil geotechnical workshop on applicability of classical soil mechanics principles to structured soils, Belo Horizonte, 1992. p.338-348.

VAUGHAN,P.R. (1997). "Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some questions". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks': Proc. of an international symposium, Athens, 1993. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.3, p.1741-1765.

VAUGHAN,P.R.; KWAN,C.W. (1984). "Weathering, structure and in situ stress in residual soils". Géotechnique. Vol.34, N.º 1, p.43-59.

VAUGHAN,P.R.; MACCARINI,M.; MOKHTAR,S.M. (1988). "Indexing the engineering properties of residual soil". The Quarterly Journal of Engineering Geology. Vol.21, N.º 1, p.69-84.

VIANA DA FONSECA,A. (1991). "A influência das estruturas cimentadas na evolução dos parâmetros geotécnicos dos solos do tipo residual". 4.º congresso nacional de geotecnia, Lisboa, 1991. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol.3, p.195-204.

VIANA DA FONSECA,A. (1998). "Identifying the reserve of strength and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite". 'The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks':

- Proc. of the 2nd international symposium on hard soils-soft rocks, Naples, 1998. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.361-372.
- VIANA DA FONSECA, A.J.P. (1996). "Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas". Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de doutoramento.
- WAN, R.G.; GUO, P.J. (2001). "Effect of microstructure on undrained behaviour of sands". Canadian Geotechnical Journal. Vol.38, N.º 1, p.16-28.
- WESLEY, L.D. (1988). "Engineering classification of residual soils". 'Geomechanics in Tropical Soils': Proc. of the 2nd international conference on geomechanics in tropical soils, Singapore, 1988. Rotterdam: A.A.Balkema. Vol.1, p.77-84.
- WESLEY, L.D. (1990). "Influence of structure and composition on residual soils". Journal of Geotechnical Engineering. Vol.116. N.º 4, p.589-603.
- WOOD, D.M. (1990). "Soil behaviour and critical state soil mechanics". New York: Cambridge University Press.
- WYLLIE, P.J. (1995). "A terra. Nova geologia global". 3.^a edição. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- YAMAMURO, J.A.; LADE, P.V. (1998). "Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.124, N.º 9, p.868-877.
- YOSHIMINE, M.; ISHIARA, K.; VARGAS, W. (1998). "Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand". Soils and Foundations. Vol.38, N.º 3, p.179-188.



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000064480