



André Pereira da Silva

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO INTRÍNSECO DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES” ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS

EVALUATION OF THE INTRINSIC BEHAVIOR OF THE “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”
FORMATION THROUGH TRIAXIAL TESTS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Coimbra, 7 de Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

André Pereira da Silva

Avaliação do comportamento intrínseco da formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres” através de ensaios triaxiais

Evaluation of the intrinsic behavior of the “Argilas e Calcários dos Prazeres” formation through triaxial tests

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 7 de Setembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Com o término da fase académica, não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a sua concretização. Assim, quero deixar um especial agradecimento:

- ao Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro por todos os conhecimentos transmitidos, motivação, sugestões, paciência, amizade e principalmente por ter estado sempre “presente” apesar da sua ausência física, acompanhando todo o meu trabalho através de emails, estando sempre contactável e disponível em todos os momentos durante a elaboração desta dissertação;
- ao Professor Doutor Jorge Nuno Almeida e Sousa por todas as sugestões, conselhos, amizade e por transmitir todo o seu gosto pela Geotecnia ao longo de todos os anos deste percurso;
- ao Professor Doutor António Alberto Santos Correia pela amizade, paciência e principalmente pela ajuda e conhecimentos prestados na elaboração dos ensaios triaxiais;
- ao Sr. José António, técnico do Laboratório de Geotecnia do DEC-UC, pela sua enorme disponibilidade, ajuda e boa disposição no decorrer do processo laboratorial;
- aos meus amigos e colegas que me foram apoiando durante este percurso, em especial ao João Cajada, João Graça, João Guia e Rui Lopes pelos grandes momentos partilhados, boa disposição, amizade e incentivo que sempre demonstraram;
- à minha namorada, Andreia Vieira, por toda a paciência, carinho e ajuda ao longo destes anos;
- um eterno agradecimento aos meus pais, em especial à minha mãe, que me acompanharam ao longo destes anos com todo o amor, incentivo, paciência, compreensão, bem como me terem proporcionado todas as condições para chegar ao fim deste per(curso). Agradeço também todo o carinho recebido por parte da minha querida avó. Muito Obrigado!

RESUMO

O objeto de estudo desta dissertação é a formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, pertencente ao Miocénico Marinho de Lisboa, e que serve de camada de fundação de muitas das edificações na zona central da cidade, sendo igualmente atravessada por diversas infraestruturas aí existentes. Do exposto compreende-se a importância de investigar esta camada, tendo como objetivo contribuir para a melhor caracterização do seu comportamento.

Vários estudos demonstram que o comportamento tensão-deformação destes solos argilosos mais antigos é fortemente influenciado pelos diversos processos geológicos que ocorreram desde a sua formação. Usualmente estes processos contribuem para uma maior ligação e interação entre as partículas do solo, sendo a contribuição destas interações no comportamento mecânico habitualmente designada no meio geotécnico por “estrutura” de um solo. Naturalmente, que a quantificação desta contribuição implica o conhecimento e caracterização do comportamento intrínseco, isto é, sem “estrutura”, do solo argiloso, sendo para tal necessário efetuar ensaios em amostras do mesmo solo que sejam reconstituídas, ou seja, em que, por ação humana, a “estrutura” tenha sido previamente destruída.

Neste estudo começa-se por realizar uma revisão bibliográfica acerca da importância e da influência da “estrutura” no comportamento de solos argilosos, identificando-se os aspetos mais relevantes para a sua existência e avaliação. De seguida apresentam-se detalhadamente as principais propriedades do solo em estudo, descrevendo-se o seu enquadramento geológico e geográfico e apresentando os principais resultados existentes na bibliografia. Numa segunda fase, descrevem-se os ensaios triaxiais efetuados sobre amostras reconstituídas e analisa-se detalhadamente o comportamento intrínseco desta formação. Por último, comparam-se os resultados obtidos com os existentes na bibliografia, referentes a amostras intactas, colhidas e ensaiadas em condições similares, com o intuito de avaliar quantitativamente a “estrutura” que a formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres” possui.

Os resultados obtidos permitiram concluir que o comportamento intrínseco desta formação é similar ao de uma argila ligeiramente sobreconsolidada, havendo um progressivo endurecimento com tentativa de contração da amostra até se atingir a rotura a grandes deformações. Foi igualmente possível observar que a formação exhibe uma “estrutura” considerável e que, para o local analisado, tende a aumentar em profundidade.

ABSTRACT

The study object of this dissertation is the formation of the "Argilas e Calcários dos Prazeres", pertaining to Lisbon Miocene Marine, and serves as the foundation layer of many of the buildings in the central zone of the city, being also crossed by several existing infrastructures. From the exposed above, the importance of investigating this layer is understandable, aiming to contribute to the better characterization of its behavior.

Several studies have shown that the stress-strain behavior of these older clayey soils is strongly influenced by the various geological processes that have occurred since their formation. Usually these processes contribute to a greater connection and interaction between the soil particles, and the contribution of these interactions in the mechanical behavior usually designated in the geotechnical environment by "structure" of a soil. Naturally, the quantification of this contribution implies the knowledge and characterization of the intrinsic behavior, that is, without "structure", of the clay soil, being necessary to carry out tests in samples of the same soil that are reconstituted, that is, human action, the "structure" has been previously destroyed.

This study started with a bibliographic review about the importance and influence of the "structure" on the behavior of clayey soils, identifying the most relevant aspects for its existence and assessment. Thereafter the main properties of the soil under study are presented in detail, describing their geological and geographic context and present the main existing results in the bibliography. In a second phase, the triaxial tests performed on reconstituted samples are described and the intrinsic behavior of this formation is analyzed in detail. Finally, the results obtained with those in the bibliography are compared with intact samples, harvested and tested under similar conditions, in order to quantitatively evaluate the "structure" that the formation of "Argilas e Calcários dos Prazeres" has.

The obtained results allowed to conclude that the intrinsic behavior of this formation is similar to that of a clay slightly overconsolidated, there being a progressive hardening with attempt of contraction of the sample until reaching the breakage to large deformations. It was also possible to observe that the formation exhibits a considerable "structure" and that, for the analyzed site, tends to increase in depth.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO.....	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
SIMBOLOGIA	vi
ABREVIATURAS	vii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Contexto e objetivos do trabalho	1
1.2 Estrutura da dissertação	2
2 COMPORTAMENTO TÍPICO DE ARGILAS RIJAS.....	4
2.1 Introdução	4
2.2 Fatores responsáveis pela existência da estrutura.....	5
2.3 Visualização da estrutura à escala microscópica	8
2.4 Avaliação quantitativa da estrutura.....	10
2.5 Comportamento tensão-deformação típico de argilas rijas.....	15
2.6 Comportamento intrínseco de solos argilosos	18
3 IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”	21
3.1 Introdução	21
3.2 Enquadramento geológico e geográfico.....	22
3.3 Caracterização física e mineralógica	23
3.3.1 Granulometria e principais índices físicos.....	23
3.3.2 Composição Mineralógica.....	25
3.4 Compressibilidade.....	26
3.4.1 Amostras intactas.....	26
3.4.2 Amostras reconstituídas.....	29
3.5 Comportamento tensão-deformação	31
3.5.1 Amostras intactas.....	31
3.5.2 Amostras reconstituídas.....	35
3.6 Comportamento a pequenas deformações	36
3.6.1 Amostras intactas.....	36
3.6.2 Amostras reconstituídas.....	37

3.7	Estrutura e Sensibilidade.....	37
3.7.1	Análise microscópica.....	37
3.7.2	Análise macroscópica.....	39
4	PROCEDIMENTO LABORATORIAL.....	42
4.1	Introdução	42
4.2	Equipamento utilizado	42
4.3	Programa de ensaios	43
4.4	Preparação das amostras	44
4.5	Montagem das amostras.....	46
4.6	Fase de saturação	47
4.7	Fase de consolidação e aplicação de pressões iniciais.....	47
4.8	Fase de corte	48
4.9	Cálculos e possíveis fontes de erro	49
5	COMPORTAMENTO INTRÍNSECO DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”	51
5.1	Introdução	51
5.2	Comportamento em compressão isotrópica	51
5.3	Análise tensão-deformação a grandes deformações	52
5.4	Parâmetros de resistência ao corte	56
5.5	Comportamento a pequenas deformações	56
6	AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”	58
6.1	Introdução	58
6.2	Avaliação da estrutura em compressão isotrópica	58
6.3	Avaliação da estrutura a grandes deformações	59
6.4	Avaliação da estrutura a pequenas deformações	63
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS.....	65
7.1	Considerações finais	65
7.2	Trabalhos futuros	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

SIMBOLOGIA

- A_0 – Área inicial do provete
 A_{corr} – Área transversal do provete corrigida
 B – Parâmetro das pressões intersticiais de Skempton tendo em conta a deformação experimentalada
 c' – Coesão
 c_u – Resistência ao corte não drenada
 C_α – Coeficiente de compressão secundária
 C_c – Índice de compressibilidade
 C_c^* – Índice de compressibilidade intrínseco
 C_r – Índice de recompressibilidade
 C_s – Índice de expansibilidade
 c_v – Coeficiente de consolidação primária
 ϵ_a – Extensão ou Deformação axial
 ϵ_d – Extensão ou Deformação distorcional
 ϵ_r – Extensão ou Deformação radial
 ϵ_s – Extensão ou Deformação de corte
 ϵ_v – Extensão ou Deformação volumétrica
 e – Índice de vazios
 e_0 – Índice de vazios inicial da amostra
 e_i – Índice de vazios inicial da amostra antes de começar o ensaio triaxial
 e_{100}^* – Índice de vazios intrínseco para $\sigma'_v=100$ kPa
 e_{1000}^* – Índice de vazios intrínseco para $\sigma'_v=1000$ kPa
 G – Módulo distorcional
 G_s – Densidade das partículas sólidas
 G_{sec} – Módulo distorcional secante
 h – Altura do provete
 H_0 – Altura inicial da amostra
 IP – Índice de plasticidade
 k – Coeficiente de permeabilidade
 K_0 – Coeficiente de impulso em repouso
 m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrico
 OCR – Grau de sobreconsolidação
 p' – Tensão normal octaédrica/ Tensão média efetiva = $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
 q – Tensão desviatória = $\sigma_1 - \sigma_3$
 $q_{máx} = q_{pico}$ – Tensão de desvio máxima
 s' – Tensão média efetiva = $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$

S_s – Sensibilidade de Expansibilidade
 S_t – Sensibilidade de Resistência
 S_σ – Sensibilidade de Pressão
 t – Tensão distorcional = $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
 V_0 – Volume inicial da amostra
 v – Volume específico
 w – Teor em água
 w_i – Teor em água inicial da amostra antes de iniciar o ensaio triaxial
 w_f – Teor em água final da amostra após concluído o ensaio triaxial
 w_L – Limite de liquidez
 w_P – Limite de plasticidade
 σ' – Tensão efetiva
 σ'_v – Tensão efetiva vertical
 σ'_p – Tensão de pré-consolidação
 σ_a – Tensão axial
 σ_r – Tensão radial
 ϕ' – Ângulo de Resistência ao Corte
 γ – Peso volúmico
 γ_i – Peso volúmico da amostra antes de iniciar o ensaio triaxial
 Δu – Variação de pressão de água nos poros
 ΔV – Variação do volume de água que entra ou sai da amostra
 $\Delta \delta$ – Variação do deslocamento na amostra

ABREVIATURAS

AP – Argilas e Calcários dos Prazeres
ASTM – American Society for Testing and Materials
BS – British Standards
DEC-UC – Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra
DRX – Difração de Raios-X
EN – Norma Europeia
EDS – Espectrometria de Dispersão de Energia
FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
ICL – Linha de Compressão Intrínseca
MA – Milhões de anos
MEV – Microscópio Eletrónico de Varrimento
NC – Solo Normalmente Consolidado
NP – Norma Portuguesa
OC – Solo Sobreconsolidado
PVC – Policloreto de Vinil
SCC – Curva de Compressão por Sedimentação
SCL – Linha de Compressão por Sedimentação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto e objetivos do trabalho

Com a evolução da sociedade ao longo dos anos, o Homem passou a ter necessidade de construir infraestruturas de grande desenvolvimento em número e diversidade crescentes, tais como: estradas, aeroportos, portos marítimos, vias ferroviárias e metropolitanas, edifícios industriais, complexos turísticos, etc. Para ser possível a construção destas infraestruturas é necessário conhecer o comportamento do tipo de solo de fundação, devendo-se efetuar uma caracterização adequada tendo em conta o fim que se pretende, não assumindo comportamentos padrão, uma vez que durante a formação de solos, são vários os processos geológicos que fazem com que estes respondam de maneira distinta quando são solicitados.

Como a maioria dos solos, as argilas caracterizam-se por ser um dos solos mais complexos devido ao seu comportamento ser altamente variável e facilmente alterado com a presença de água. Desta forma, para obter-se a sua completa caracterização, ao nível do seu comportamento mecânico (resistência e deformabilidade) e das suas características físicas, é necessário realizar vários ensaios laboratoriais e in-situ. O comportamento mecânico das argilas tem sido investigado ao longo dos anos por diversos autores (Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990; Shibuya, 2000; Cotecchia e Chandler, 2000; Leroueil e Hight, 2002) tendo estes observado que um dos principais fatores que influencia as suas características é a história de tensões a que o solo esteve previamente sujeito. Tipicamente argilas mais antigas, sujeitas a maiores alterações do seu estado de tensão (sobreconsolidadas), tendem a exibir melhores propriedades mecânicas quando comparadas com argilas mais recentes (ligeiramente ou normalmente consolidadas). Essa diferença é geralmente devida à existência de uma “estrutura” que agrega as partículas do solo e que se forma devido a diversos processos geológicos e físicos com o decorrer do tempo. A visualização desta “estrutura” é geralmente possível de observar utilizando microscópios de alta resolução mas a sua quantificação direta é bem mais complexa pelo que se recorre frequentemente a métodos indiretos que avaliam a “estrutura” tendo por base a comparação de amostras naturais (com estrutura) e reconstituídas, em que ligação existente entre as partículas de argila foi removida por ação Humana.

Neste estudo analisa-se o comportamento da formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, pertencente ao Miocénico Marinho de Lisboa, que se trata de uma argila dura que constitui o solo de fundação para muitas das edificações sendo igualmente atravessada por muitas infraestruturas existentes na capital de Portugal. Pese embora a sua manifesta importância, alguns aspetos do comportamento desta formação ainda não se encontram totalmente investigados justificando desta forma a realização deste estudo. Um dos objetivos deste trabalho prende-se com a avaliação do comportamento intrínseco desta formação, realizando-se para tal ensaios triaxiais, sobre amostras reconstituídas que foram colhidas a 4 profundidades diferentes e que são provenientes de 2 furos de sondagem executados no quintal do Edifício Quintão na Rua Ivens em Lisboa conforme indicado por Pedro (2013). Um segundo objetivo passa pela avaliação da influência da estrutura do solo através da comparação dos resultados alcançados com outros, efetuados em amostras intactas e em condições similares por Pedro (2013).

1.2 Estrutura da dissertação

Após o presente *Capítulo 1* de carácter introdutório e que pretende descrever e enquadrar de forma sucinta o tema da presente dissertação, seguem-se seis capítulos que pormenorizam o trabalho efetuado:

No *Capítulo 2* procede-se à revisão bibliográfica das matérias mais relevantes, onde se apresentam quais os aspetos que são essenciais para a compreensão da existência de “estrutura” em solos argilosos rijos. Descreve-se igualmente como esta pode ser visualizada e avaliada a escalas microscópica e macroscópica, respetivamente. Por último, é apresentado comparativamente o comportamento tensão-deformação tipicamente observado em amostras intactas e reconstituídas de solos argilosos rijos.

No *Capítulo 3* começa-se por apresentar o solo em estudo nesta dissertação, a formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, descrevendo-se o seu enquadramento geológico e geográfico. De seguida, é feita uma revisão bibliográfica sobre as características e comportamento desta formação miocénica, apresentando-se e discutindo-se os principais índices físicos, a composição mineralógica e características de compressibilidade das amostras intactas e reconstituídas. Também são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais realizados nesta formação efetuados por diversos autores, fazendo sempre a distinção e comparação entre comportamento natural e reconstituído. A estrutura existente nesta formação também é analisada através da compilação de imagens de alta resolução obtidas por diversos autores. Por último neste capítulo, apresenta-se a avaliação quantitativa existente na bibliografia acerca desta formação e que é baseada somente na interpretação de ensaios edométricos.

No *Capítulo 4* apresenta-se o procedimento laboratorial seguido neste trabalho para a realização dos ensaios triaxiais. É descrito pormenorizadamente o equipamento utilizado, o programa de ensaios, a preparação e montagem das amostras, contendo todas as fases a que amostra está sujeita após a sua montagem no aparelho triaxial, bem como todos os cálculos e possíveis fontes de erro que afetam habitualmente a realização deste tipo de ensaios.

O *Capítulo 5* contempla a apresentação e análise crítica dos principais resultados experimentais obtidos, tendo por base os ensaios triaxiais em amostras reconstituídas realizados. A partir dos ensaios de compressão isotrópica foi possível obter os parâmetros de compressibilidade intrínsecos da formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”. Por sua vez, os ensaios triaxiais de compressão efetuados, permitiram analisar o comportamento tensão-deformação intrínseco da formação a pequenas e grandes deformações, bem como estimar os valores dos parâmetros de resistência ao corte base desta formação.

No *Capítulo 6*, procede-se à comparação de resultados entre as amostras intactas e reconstituídas por forma a tentar identificar quais as principais diferenças entre elas. Por fim, avalia-se o parâmetro de sensibilidade das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, aferindo quantitativamente a estrutura deste solo.

Finaliza-se este trabalho com o *Capítulo 7*, onde constam as principais conclusões resultantes do trabalho efetuado, bem como algumas sugestões de trabalhos futuros que seriam interessantes de realizar, por forma a alargar os conhecimentos desta temática.

2 COMPORTAMENTO TÍPICO DE ARGILAS RIJAS

2.1 Introdução

A variedade dos processos geológicos envolvidos na formação dos solos argilosos, tais como, a gênese, a composição, a fábrica e microestrutura, o índice de vazios, o grau de saturação, o teor em água, o grau de perturbação ou desestruturação, bem como as tensões aos quais estão submetidos, o ambiente no qual foram formados e o tempo decorrido entre as várias fases da sua formação são reconhecidos como fatores responsáveis pela grande variabilidade de comportamento dos vários tipos de depósitos (Hight e Leroueil, 2002). Para compreender melhor o comportamento de um determinado solo é necessário conhecer não só a natureza e características das suas partículas, mas também a forma como estas se dispõem e interagem. O termo “estrutura” utiliza-se geralmente em Geotecnia para descrever precisamente estas interações. No caso de solos de matriz argilosa verifica-se que as suas propriedades mecânicas são fortemente influenciadas pela sua “estrutura”, e que esta pode afetar decisivamente o seu comportamento (Leroueil e Vaughan, 1990; Burland, 1990).

Através de ensaios laboratoriais sobre amostras representativas é possível caracterizar-se este tipo de materiais. Contudo, as argilas exibem um comportamento complexo que depende frequentemente de diversos aspetos que são difíceis de avaliar isoladamente. A estrutura é um deles, sendo geralmente avaliada de forma indireta através da comparação de resultados de amostras intactas, isto é, com estrutura, e de amostras reconstituídas, onde a eventual estrutura existente é destruída com recurso a diversas técnicas experimentais.

As expressões “amostras intactas” e “amostras reconstituídas” são utilizadas frequentemente ao longo desta dissertação, pelo que para facilitar a compreensão interessa desde já explicar a sua definição no âmbito deste trabalho. De acordo com Laranjo (2013) considera-se que uma amostra intacta é uma amostra que foi recolhida cuidadosamente, transportada e armazenada de modo a minimizar quaisquer perturbações. Esta amostra é considerada como representativa do estado natural do solo, uma vez que se admite que as suas propriedades foram conservadas até à realização do ensaio. Já uma amostra reconstituída é aquela que foi preparada a partir de uma amostra remexida ou destruída misturada com água para um teor em água entre 1,0 e 1,5 vezes o limite de liquidez (Burland, 1990). As características mecânicas de uma amostra

reconstituída designam-se usualmente por intrínsecas visto serem inerentes ao material e independentes do estado de tensão em que se encontra (Burland,1990).

De acordo com Amorosi e Rampello (2007) as diversas investigações feitas ao longo dos anos para determinar as características de solos argilosos permitiram concluir que duas amostras do mesmo solo, uma reconstituída e outra intacta, com as mesmas composições e ensaiadas de forma similar apresentam geralmente comportamentos distintos, devido às suas histórias de tensões, eventos pós-deposicionais e ambientes de deposição serem diferentes. Tendo por base essas observações Burland (1990) concluiu que a estrutura é a principal componente responsável pelas diferenças que existem na resposta mecânica de amostras reconstituídas e amostras intactas. Segundo Gasparre (2005) a estrutura de um solo pode ser influenciada por diversos aspetos, tais como, a mineralogia, as condições de deposição e consolidação, a composição química, os efeitos de interação entre a fábrica, o arranjo das partículas sólidas e a sua ligação (denominada por *bonding*), aspetos que serão explicados no ponto seguinte desta dissertação.

Com o intuito de perceber qual a influência da estrutura em solos argilosos rijos começa-se por apresentar neste capítulo os fatores responsáveis pela existência da estrutura, identificando-se quais as metodologias que são geralmente utilizadas para a sua avaliação e quantificação, a nível microscópico e macroscópico. Por fim, analisa-se o comportamento tensão-deformação típico de solos argilosos rijos no seu estado natural, isto é intacto, e reconstituído, isto é intrínseco, efetuando-se a comparação dos resultados obtidos em ensaios triaxiais realizados em amostras intactas e reconstituídas do mesmo tipo de argila.

2.2 Fatores responsáveis pela existência da estrutura

A estrutura existente em solos argilosos é resultado de diversos fatores que se encontram interligados entre si, não sendo possível identificar um como sendo o principal responsável. Contudo, é possível associar a existência de estrutura nestes materiais a fatores como a sua origem, composição, mineralogia, microestrutura e fábrica. A influência destes fatores, e em particular da microestrutura e da fábrica, no comportamento dos solos argilosos tem sido avaliada através da comparação das características de resistência e de compressibilidade de amostras intactas e reconstituídas do mesmo material (Burland et al., 1996; Amorosi e Rampello, 2007; Gasparre et al., 2007; Sorensen et al., 2007).

Relativamente à sua origem e de acordo com Matos Fernandes (2006) os maciços terrosos podem ser divididos em dois grandes grupos: os solos sedimentares – formados por acumulação, num certo local ou depósito, de partículas minerais resultantes da decomposição

e da desintegração de rochas existentes noutra local que são transportadas por ação de processos naturais ou humanos; os solos residuais – formados por partículas minerais que permanecem no local da rocha que lhes deu origem, a chamada rocha-mãe, pelo que as partículas resultantes da alteração e da decomposição da rocha não sofreram qualquer processo de transporte.

A composição do solo encontra-se relacionada com a forma como a granulometria, o tamanho, a forma e resistência dos grãos, a quantidade de matéria orgânica, a plasticidade da fração de silte e areia, a mineralogia da fração argilosa, a água dos poros e a química do solo (Hight e Leroueil, 2002) estão interligados. No caso de solos argilosos, como na maioria dos solos, a presença de água tem um papel fundamental na forma como as partículas se encontram dispostas, tendo-se que a distância entre partículas será tanto maior quanto maior for o teor em água.

As argilas são constituídas principalmente por minerais de calcite, feldspato e quartzo (Wilkinson, 2011). Contudo, não são geralmente estes os minerais que mais condicionam o comportamento destes materiais, mas sim os minerais de argila, como a caulinite, clorite, montmorilonite, esmectite, entre outros. Estes minerais são constituídos por silicatos hidratados de alumínio e/ou ferro e magnésio, podendo ainda conter, metais alcalinos ou alcalinos terrosos, sendo que cada partícula de argila é constituída por unidades estruturais que são formadas por folhas octaédricas de alumina ou magnésia e por folhas tetraédricas de sílica (Guedes, 1997). Dependendo da distância entre estas unidades estruturais, da forma como se organizam e da consequente força de ligação entre elas ter-se-á uma estrutura mais ou menos estável (Laranjo 2013). Assim, tem-se por exemplo que a estrutura da caulinite é estável devido às ligações entre unidades serem feitas por pontes de hidrogénio (Cotecchia, 1996; Laranjo, 2013). Também a clorite, apesar de ter uma forma estrutural mais complexa (Gribble e Hall, 1992), é relativamente estável devido às ligações das unidades estruturais serem de brucite. Por sua vez, as esmectites são minerais de argila menos estáveis, cujas ligações entre unidades estruturais são feitas através de catiões de sódios, magnésio ou cálcio (Cotecchia, 1996; Laranjo 2013).

A microestrutura de um solo refere-se à orientação e à distribuição das partículas numa massa de solo (Lambe e Whitman, 1979; Cotecchia e Chandler, 1997), podendo geralmente ser observada através de imagens a escalas reduzidas (Wilkinson, 2011). Vários termos são usados para descrever a microestrutura da argila consoante a disposição e associação dos seus minerais. Os mais comuns são: partículas, cadeia, grupos e domínio (Bennett et al., 1981) que se apresentam na Figura 2.1. O termo partícula a) é usado para descrever uma unidade singular de material claramente definida. Uma cadeia b) refere-se a uma série de partículas dispostas num arranjo linear. Um grupo c) é uma série de partículas que contém vazios dentro da sua estrutura. O domínio d) é definido como um conjunto de partículas quase perfeitamente alinhadas, sendo observada no caulino (Bohor e Hughes, 1971) mas muito rara em outros minerais. Por fim, pode

ainda referir-se os agregados e) que são definidos como uma associação comum de partículas que são distintas do material circundante. A combinação de um conjunto de efeitos como a gravidade, as forças de *Van der Waals*, as forças eletrostáticas e as tensões superficiais na água dos poros, são fatores que podem contribuir para alterações verificadas nas ligações das partículas e conseqüentemente na alteração da composição e microestrutura de um solo.

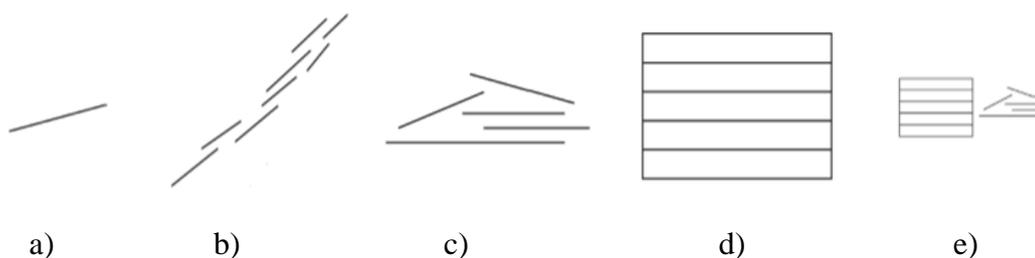


Figura 2.1- Arranjo de partículas de argila: a) partícula; b) cadeia; c) grupo; d) domínio; e) agregado (adaptado de Wilkinson (2011))

Por último, a fábrica representa as características e a disposição relativa das partículas do solo, ou seja, o seu tamanho, forma, orientação, mineralogia, disposição das partículas e dos agregados bem como a porosidade entre eles. O comportamento de solos argilosos é fortemente influenciado pela sua fábrica, sendo que solos com a mesma composição mas com diferente fábrica apresentam comportamentos distintos (Leroueil e Hight, 2002). Casagrande (1932) e Terzaghi (1943) foram dos primeiros investigadores a considerar que as interações entre partículas de argilas tinham um papel fundamental no seu comportamento mecânico. Casagrande (1932) propôs um modelo que assumia para as argilas uma estrutura em forma de favo (*honeycomb structure* na literatura inglesa), circundada por um grande número de partículas singulares unidas entre si. Outro modelo conceptual foi o definido por Lambe (1953), que propôs que consoante o ambiente em que se tenham formado, marinho ou em água doce, as argilas possuíam uma estrutura distinta, variando os arranjos floculados entre mais abertos ou densos, respetivamente. Este autor também concluiu que estes tipos de arranjos conferiam maior resistência e menor compressibilidade às argilas naturais, sendo que arranjos desfloculados se referiam geralmente a amostras reconstituídas. Mais tarde, Sides e Barden (1971) desenvolveram uma nova classificação fundamental da fábrica dando origem a seis tipos de fábrica que podem ser visualizadas na Figura 2.2. O termo "castelo de cartas" a) refere-se basicamente a arranjos de partículas únicas e dele há poucos registos na literatura (Cotecchia, 1996). A denominação "castelo de livros" b) (*bookhouse* na literatura inglesa) refere-se a um tipo de estrutura mais comum. O terceiro tipo de estrutura identificado foi o já referido "favo de mel" c) (*honeycomb structure* na literatura inglesa) onde os arranjos entre partículas são muito mais abertos. A expressão "dispersa" d) é usada para descrever uma massa de solo onde

a rede de forças elétricas entre partículas adjacentes durante a deposição foi repulsiva, sendo que disperso implica uma fábrica mais compacta. Por fábrica "turbostrática" e) entende-se como sendo o arranjo onde as partículas se encontram muito orientadas e os contactos entre elas são topo-a-face. Por último, as áreas onde a orientação preferencial é muito significativa são identificadas por "Pilha" f).

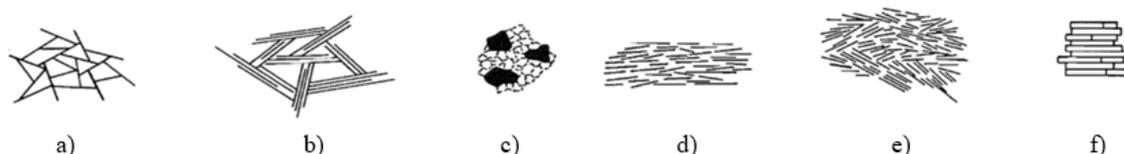


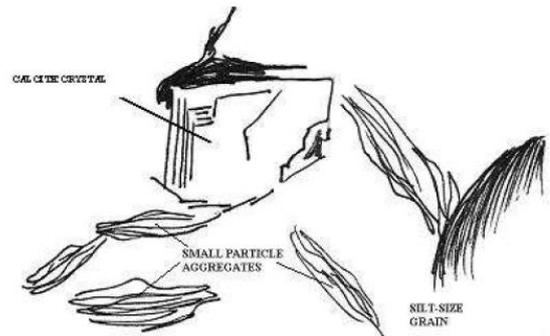
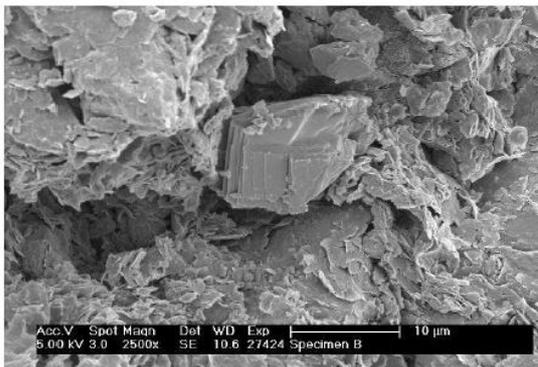
Figura 2.2 - Tipos de fábrica: a) Castelo de cartas; b) Castelo de livros; c) Favo de mel; d) Disperso; e) Turbostrático; f) Pilha (adaptado de Sides and Barden (1971))

2.3 Visualização da estrutura à escala microscópica

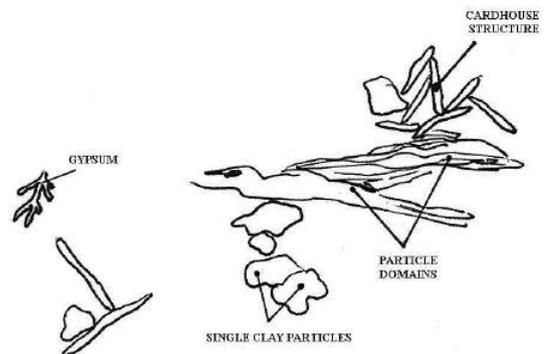
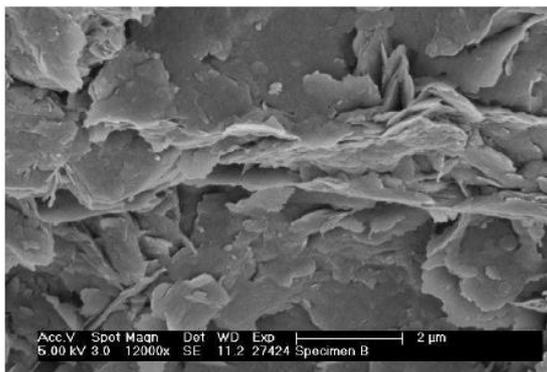
Através de uma análise microscópica é possível analisar a composição mineralógica de um solo argiloso e a forma como as suas partículas se posicionam e/ou se ligam entre si. Porém, esta tarefa nem sempre é fácil, uma vez que existem vários fenómenos que afetam a visualização e que tornam a análise complexa. Geralmente recorre-se a ensaios de difração de raios-X (DRX) e ao microscópio eletrónico de varrimento (MEV). Resumidamente, o DRX trata-se de uma técnica analítica não destrutiva e muito versátil, que permite identificar as fases cristalinas presentes num dado material sólido ou em pó (Correia, 2011; Laranjo, 2013). A técnica desta análise consiste em fazer incidir um feixe de raios-X sobre uma pequena porção de amostra, e posteriormente identificar quais os minerais existentes nessa amostra de uma forma rápida e pouco dispendiosa. Contudo, a interpretação dos resultados pode ser muito complexa, dado que a maioria dos minerais tem múltiplas reflexões, que podem ocultar a presença de outros minerais presentes em menores quantidades (Moore e Reynolds, 1997). Através da análise é igualmente possível semi-quantificar o tipo de minerais presentes numa amostra, embora tal metodologia não seja isenta de erros e dependente de calibrações que têm por base análises probabilísticas e não determinísticas (Pedro, 2013).

Contudo, o DRX não permite identificar a disposição dos minerais, sendo para tal necessário recorrer por exemplo ao uso de um Microscópio Eletrónico de Varrimento (MEV). Este equipamento possui uma capacidade de ampliação bastante significativa, permitindo observar as partículas individuais de argila e as suas orientações, para além de também possibilitar a realização de análises semi-quantitativas por espectrometria de dispersão de energia (EDS). No entanto deve referir-se que, devido à sua grande ampliação de imagens, corre-se o risco de apenas visualizar zonas pontuais de uma amostra de dimensão reduzida e que, como tal, podem não traduzir o comportamento global do material, devendo-se por esse motivo, efetuar a análise

em diferentes locais da amostra e para distintos níveis de ampliação (Mateus, 2016). A utilidade do MEV na análise da estrutura de um solo argiloso ficou bem demonstrada através do estudo efetuado por Gasparre (2005). Esta autora analisou amostras da argila de Londres colhidas a três profundidades diferentes. À profundidade de 7m, Figura 2.3a), Gasparre (2005) identificou pequenos arranjos de partículas agregados sem uma orientação preferencial. À profundidade de 23,5m (Figura 2.3b)) foi observado que a argila exibia uma aparência mais homogênea e que existia uma predominância de contactos entre partículas face-a-face, que pareciam indicar uma fábrica do tipo castelo de cartas. Por último, à profundidade de 34,5m, Figura 2.3c) Gasparre (2005) observou vários arranjos de partículas de argila com sinais evidentes de uma orientação horizontal das partículas, concluindo que a forma irregular destas indicava que a argila foi depositada em ambiente marinho (Gasparre, 2005).



a)



b)

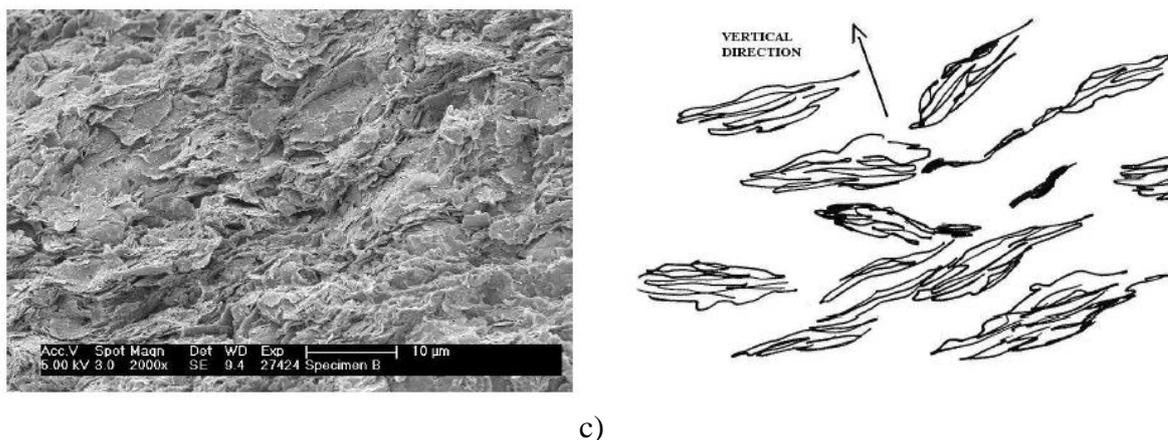


Figura 2.3 – Imagens obtidas através do MEV e respectivas representações esquemáticas de uma amostra intacta da Argila de Londres uma profundidade de: a) 7m; b) 23,5m; c) 34,5m (Gasparre, 2005)

2.4 Avaliação quantitativa da estrutura

Um dos estudos mais relevantes acerca da compressibilidade de solos argilosos foi apresentado por Skempton em 1970. Este autor compilou um conjunto de curvas que relacionam a tensão efetiva vertical de repouso com o índice de vazios para 21 depósitos naturais de argilas normalmente consolidadas com diferentes litologias, como mostra a Figura 2.4. Tendo por base a figura é possível concluir que: para qualquer tipo de argila existe uma relação praticamente linear entre o aumento tensão vertical efetiva (em escala logarítmica) e a redução do índice de vazios e ; que com o aumento da tensão vertical efetiva existe uma convergência de todas as curvas. Segundo Cotecchia (1996) estas curvas devem ser designadas por curvas de compressão por sedimentação (SCC), pois refletem a resposta da estrutura que se desenvolveu na argila durante a compressão virgem, ou seja, a sua estrutura de sedimentação.

Posteriormente Burland (1990) analisou os resultados de ensaios edométricos realizados em amostras reconstituídas de diversas argilas observando que estas apresentavam um comportamento similar. Contudo, Burland (1990) constatou igualmente que diferentes processos de reconstituição e consolidação em laboratório podiam originar diferentes resultados e, conseqüentemente diferentes SCC, pelo que propôs uma técnica de reconstituição e consolidação para as amostras reconstituídas que consistia em usar na sua preparação teores em água entre 1,0 e 1,5 vezes o limite de liquidez. Seguindo este procedimento as amostras reconstituídas de solos de diferentes locais já podiam ser comparáveis visto que as diferenças de comportamento seriam então nesse caso apenas resultado da sua composição. As propriedades das argilas reconstituídas obtidas segundo esta metodologia são, como foi referido anteriormente, definidas como “intrínsecas”, uma vez que refletem o comportamento intrínseco

do material, isto é, isento de qualquer estrutura, e são usualmente distinguidas por um asterisco, *

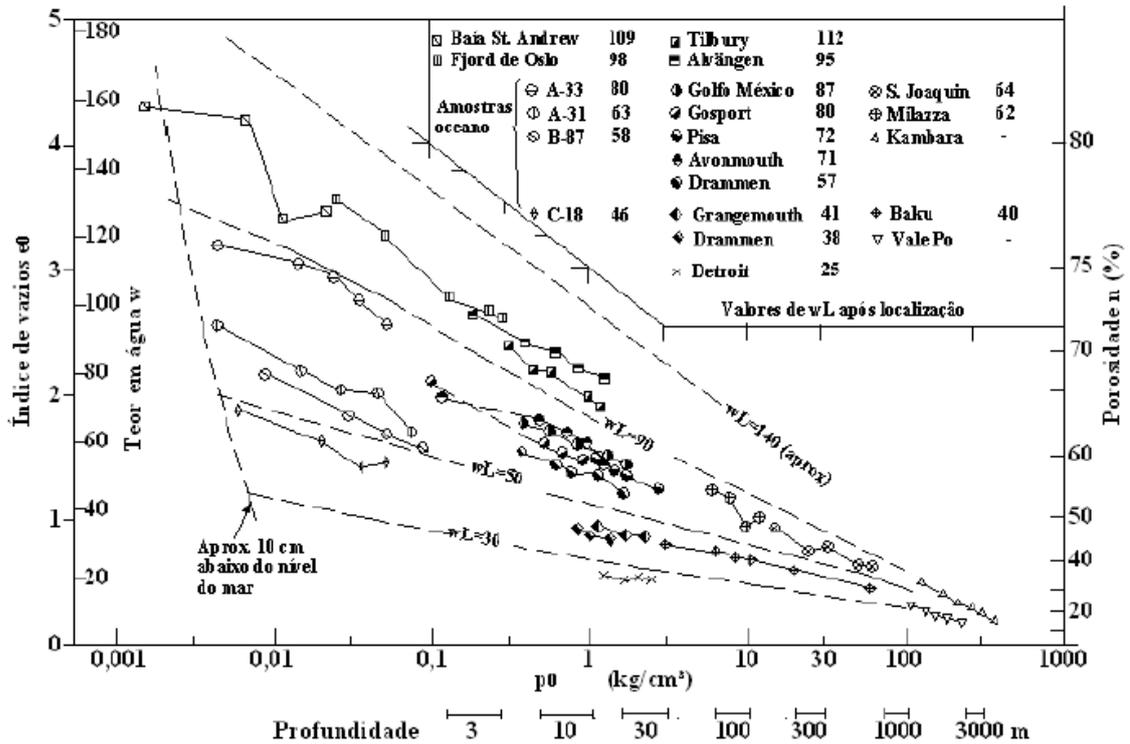


Figura 2.4 - Curvas de sedimentação para solos argilosos normalmente consolidados (adaptado de Skempton, 1970)

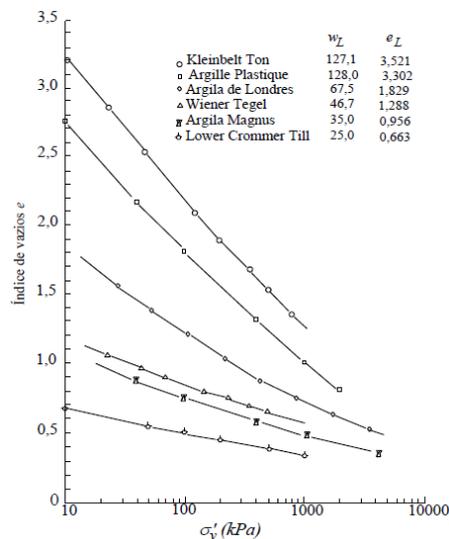


Figura 2.5 - Curvas de compressão unidimensional para várias argilas reconstituídas (adaptado de Burland (1990))

Tendo por base os resultados das curvas de compressão unidimensional das diversas amostras reconstituídas de argila apresentados na Figura 2.5, Burland (1990) observou que a diminuição do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva vertical de cada amostra reconstituída se encontrava relacionada com o seu limite de liquidez, w_L , e correspondente índice de vazios (e_L), pelo que as curvas obtidas eram passíveis de normalização. Assim, Burland (1990) introduziu um novo parâmetro de normalização, I_v , definido por (Equação 2.1):

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (2.1)$$

em que e_{100}^* e e_{1000}^* representam os índices de vazios intrínsecos para tensões efetivas verticais de 100 kPa e 1000 kPa, respetivamente, e C_c^* é o índice de compressibilidade intrínseco do solo.

Com a introdução desta normalização foi possível observar no plano normalizado $I_v - \log \sigma'_v$ que as curvas de compressão das amostras reconstituídas de argila convergiam numa única linha, designada por linha de compressão intrínseca (ICL), como ilustrado na Figura 2.6. De acordo com Burland (1990) esta linha pode ser obtida a partir da determinação experimental de e_{100}^* e C_c^* , ou aproximada pela Equação 2.2.

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3 \quad (2.2)$$

Burland (1990) propôs igualmente expressões empíricas para estimar os parâmetros intrínsecos do solo através das Equações 2.3, 2.4 e 2.5, que relacionam o e_{100}^* e o C_c^* com o índice de vazios correspondente ao limite de liquidez (e_L):

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679 \cdot e_L - 0.089 \cdot e_L^2 + 0.016 \cdot e_L^3 \quad (2.3)$$

$$C_c^* = 0.256 \cdot e_L - 0.04 \quad (2.4)$$

$$e_L = G \cdot w_L \quad (2.5)$$

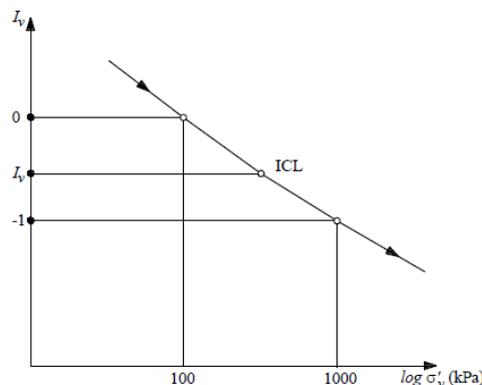


Figura 2.6 - Linha de compressão intrínseca do solo normalizada (adaptado de Burland (1990))

Com o intuito de compreender melhor a relação entre argilas reconstituídas e argilas intactas, Burland (1990) aplicou o conceito do I_v às SCC apresentadas por Skempton (1970) tendo observado que, como se pode observar pela Figura 2.7, todas as curvas tendiam a seguir uma única linha, designada por linha de compressão por sedimentação (SCL). Pela observação desta figura verifica-se igualmente que a SCL das diversas argilas é praticamente paralela à ICL encontrando-se sempre acima desta, sendo que a distância entre estas reflete diretamente o efeito da estrutura existente.

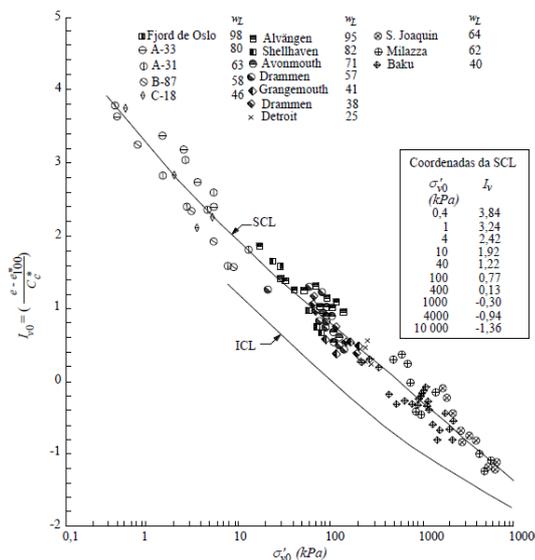


Figura 2.7 - Relação entre I_{v0} e $\log \sigma'_{v0}$ para muitas das argilas normalmente consolidadas (adaptado de Burland (1990); Laranjo (2013))

Tendo por base os estudos enunciados foi então definido o termo “Sensibilidade” que traduz a diferença entre uma amostra no seu estado natural e reconstituído. Desta forma, a sensibilidade pode ser considerada uma medida quantitativa da estrutura existente num solo argiloso, tendo-se que quanto maior a sensibilidade maior será a estrutura. Naturalmente, uma sensibilidade de 1 corresponde a uma ausência de estrutura, não podendo o parâmetro ser negativo. Dependendo do tipo de ensaio efetuado e do tipo de grandeza avaliada podem definir-se diversos tipos de sensibilidade, sendo as mais comuns designadas por Sensibilidade de Resistência e Sensibilidade de Pressão (Leroueil e Hight, 2002). Adicionalmente, embora não tão utilizada, existe ainda a Sensibilidade de Expansibilidade que foi introduzida inicialmente por Schmertman (1969) e que traduz a relação entre o índice de expansibilidade no estado reconstituído e no estado natural ($S_s = C_s^*/C_s$) obtidos em ensaios edométricos. A Sensibilidade de Pressão ($S_\sigma = \sigma'_{vy}/\sigma'_{ey}$) também pode ser obtida através do ensaio edométrico, sendo definida como a relação entre a tensão de cedência, para a qual há rotura em compressão da estrutura natural (σ'_{vy}), e a tensão vertical equivalente na ICL correspondente ao mesmo índice de vazios (σ'_{ey}) (Cotecchia e Chandler, 2000). Por sua vez, a Sensibilidade de

Resistência, S_t , reflete a melhoria da resistência do solo estruturado em comparação com o seu estado reconstituído para o mesmo índice de vazios. Assim, pode por exemplo ser avaliada através da relação entre a resistência ao corte não drenada de uma amostra intacta e de uma reconstituída para o mesmo teor em água ($S_t = c_u/c_u^*$) como definido por Terzaghi (1944). Posteriormente, Cotecchia e Chandler (2000) tendo por base o estudo das argilas italianas de Pappadai aplicaram o conceito de “Sensibilidade de Resistência” à razão entre a resistência de pico obtida nas amostras naturais e nas amostras reconstituídas através de ensaios triaxiais ($S_t = q_{pico}/q_{pico}^*$). O parâmetro S_t representa assim a distância entre a resistência do material intacto e a sua resistência intrínseca, conforme pode ser visualizado na Figura 2.8a).

Apesar da determinação de S_t e S_σ ser bastante distinta e obtida através de ensaios diferentes, Cotecchia e Chandler (2000) observaram que geralmente S_t e S_σ são aproximadamente iguais. Estes autores também observaram que no plano $I_v - \sigma'_v$ nem todos os solos argilosos seguem a SCL definida por Burland (1990), mas sim curvas paralelas à ICL afastadas desta de um valor correspondente à sensibilidade da argila (Figura 2.8b)). Assim, uma argila reconstituída é representada no plano $I_v - \sigma'_v$ pela ICL, dado ter uma sensibilidade $S_t=1$ (ausência de estrutura), enquanto que argilas naturais apresentam uma curva paralela à ICL que traduz a existência de uma estrutura que é tanto maior quanto maior for a sensibilidade observada no plano $I_v - \sigma'_v$.

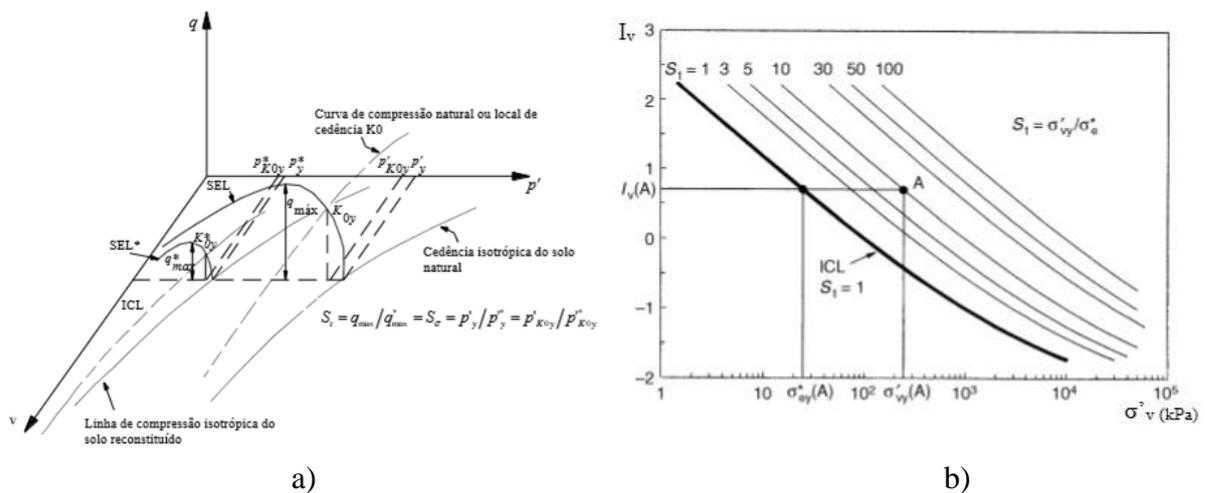


Figura 2.8 – a) Definição geométrica de sensibilidade de resistência (S_t) (adaptado de Cotecchia and Chandler (2000)); b) Curvas de Compressão de Sedimentação num modelo idealizado de sensibilidade (Cotecchia, 1996)

2.5 Comportamento tensão-deformação típico de argilas rijas

O comportamento de argilas duras, sobreconsolidadas (OC), tem sido alvo de diversos estudos por parte da comunidade científica devido ao facto de muitas das grandes cidades serem construídas sobre estes materiais. Gasparre (2005) e Kamal (2012) foram alguns dos autores que estudaram o comportamento de argilas naturais duras/rijas localizadas no Reino Unido recorrendo a ensaios triaxiais. Gasparre (2005) analisou o comportamento da argila de Londres recolhida perto do aeroporto internacional de Londres – Heathrow, localizado a oeste de Londres, tendo ensaiado amostras recolhidas a profundidades de 22,0 e 25,4m. Posteriormente, Kamal (2012) realizou uma extensa investigação sobre o comportamento de 3 argilas diferentes: Oxford – colhida na cidade de Bedford a profundidades compreendidas entre 5 e 15m; Kimmeridge – recolhida na cidade de Steventon a profundidades compreendidas entre os 3,5 e 9,2m e; a argila de Gault – localizada em Cambridge tendo o autor analisado amostras recolhidas a profundidades entre 3,5 e 12,9m. Kamal (2012), tal como Gasparre (2005), consolidou isotropicamente as suas amostras e realizou o corte em condições não drenadas seguindo uma trajetória de tensão convencional, isto é, aumento da pressão vertical e manutenção da pressão lateral constante na célula. Ambos os autores constataram que uma das principais características do comportamento destas argilas é o de exibirem um pico de resistência que é geralmente atingido a baixas deformações (cerca de 2,5%), seguido de uma quebra/diminuição de resistência com acumulação das deformações plásticas até se atingir um valor praticamente constante para grandes deformações (Figura 2.9a, b), c) e d)). No caso das argilas de Oxford e Londres pode observar-se um pico de resistência muito pronunciado enquanto nas argilas de Gault e Kimmeridge a diferença não é tão acentuada, havendo lugar somente a um ligeiro amolecimento, que é verificado sobretudo para tensões de consolidação mais elevadas.

Gasparre (2005) observou que a ocorrência do pico de resistência está fortemente relacionado com a geometria do plano de descontinuidade (fissura), que pode ser identificada visualmente durante o ensaio, tendo constatado que o plano de descontinuidade geralmente formou-se quando foi atingido o valor de $q_{m\acute{a}x}$. A partir desse instante observou o seu desenvolvimento gradual, tendo a resistência diminuído quando o plano de descontinuidade se propagava através da amostra, indicando assim que a localização da rotura pode ser a causa para a quebra de resistência das amostras. Kamal (2012) verificou que o valor do pico, da razão q/p' , tende a ser maior para os ensaios realizados em tensões mais baixas, e também verificou que para diferentes níveis de tensão esse valor não tende a convergir para um valor único (Figura 2.9a, b) e c)).

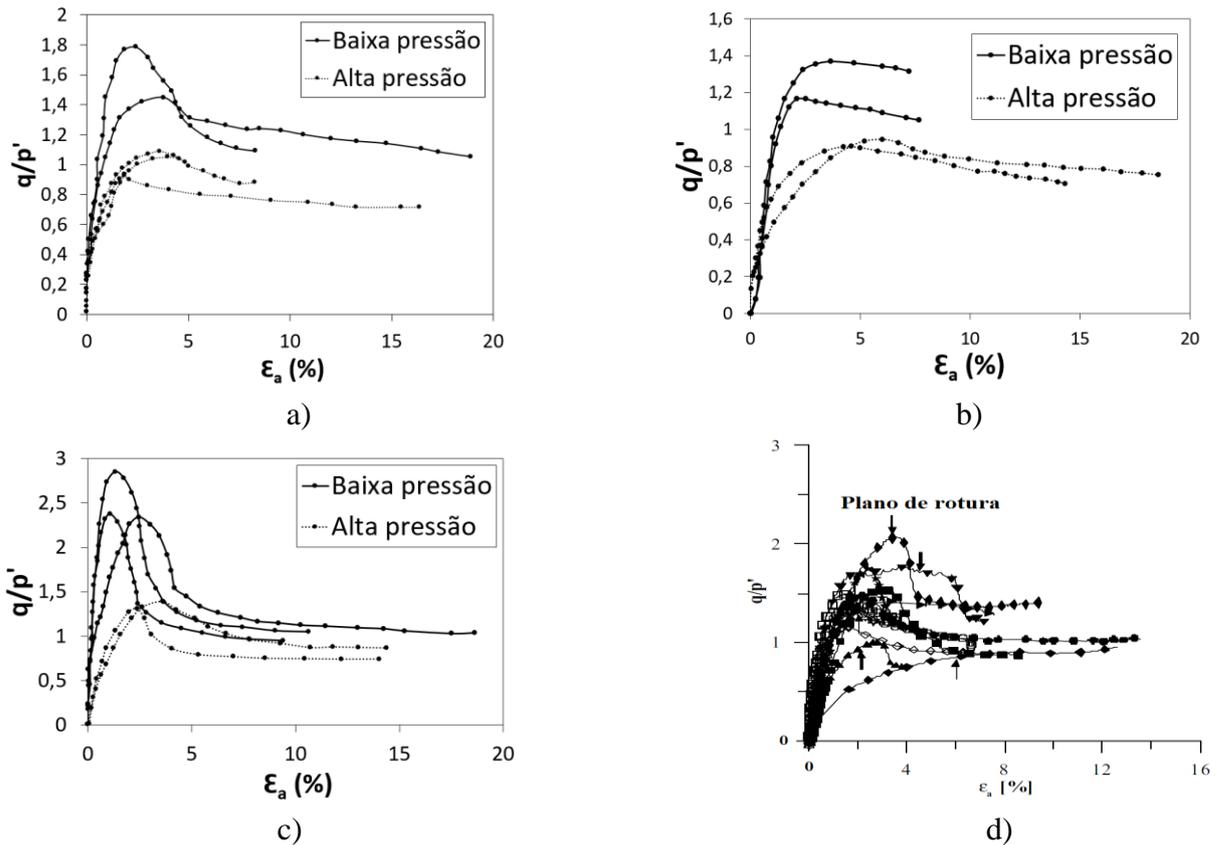


Figura 2.9 - Comportamento normalizado da relação da tensão-deformação para ensaios realizados em altas, médias e baixas tensões na argila de: a) Gault; b) Kimmeridge; c) Oxford (adaptado de Kamal (2012)); d) Londres (adaptado de Gasparre (2005))

As trajetórias de tensões efetivas são apresentadas na Figura 2.10a) a d), observando-se em praticamente todos os ensaios realizados, tanto por Gasparre (2005) como Kamal (2012), uma ligeira diminuição de p' com o aumento da tensão de desvio (q) desde o início do ensaio até à cedência ($q_{máx}$), seguido de uma diminuição brusca da resistência até se verificar a rotura. Outra característica do comportamento destas argilas é exibida em termos de pressão de água nos poros, através de ensaios não-drenados, verificando-se inicialmente um excesso de pressão de água nos poros positivo (tentativa de contração da amostra) seguido de uma diminuição desse excesso, tendo-se, contudo só verificado para a argila de Gault valores negativos para maiores níveis de deformação (Figura 2.11a) a d)).

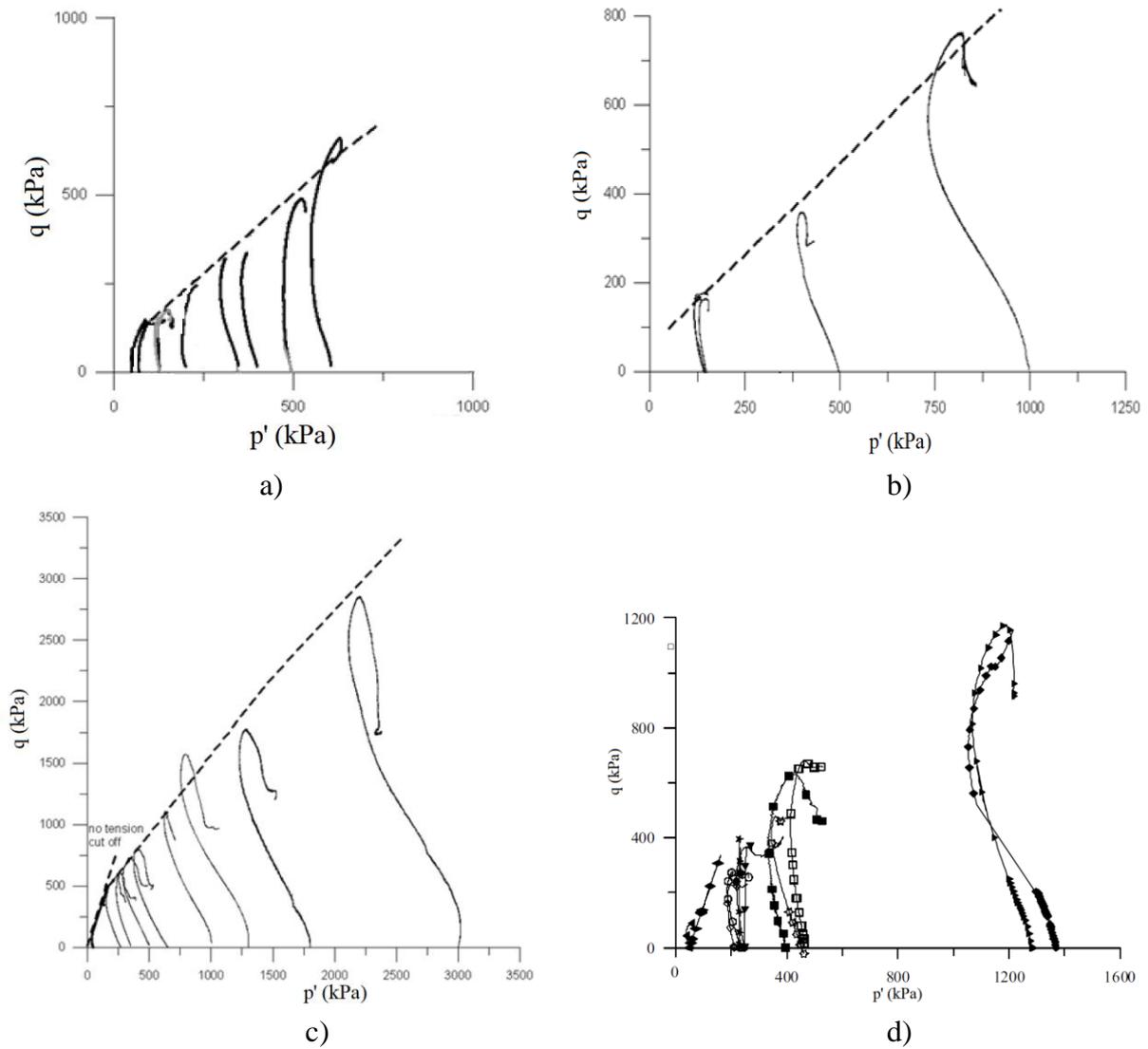


Figura 2.10 – Trajetórias de tensões efetivas observadas nos ensaios triaxiais da argila de: a) Gault; b) Kimmeridge; c) Oxford (adaptado de Kamal (2012)); d) Londres (adaptado de Gasparre (2005))

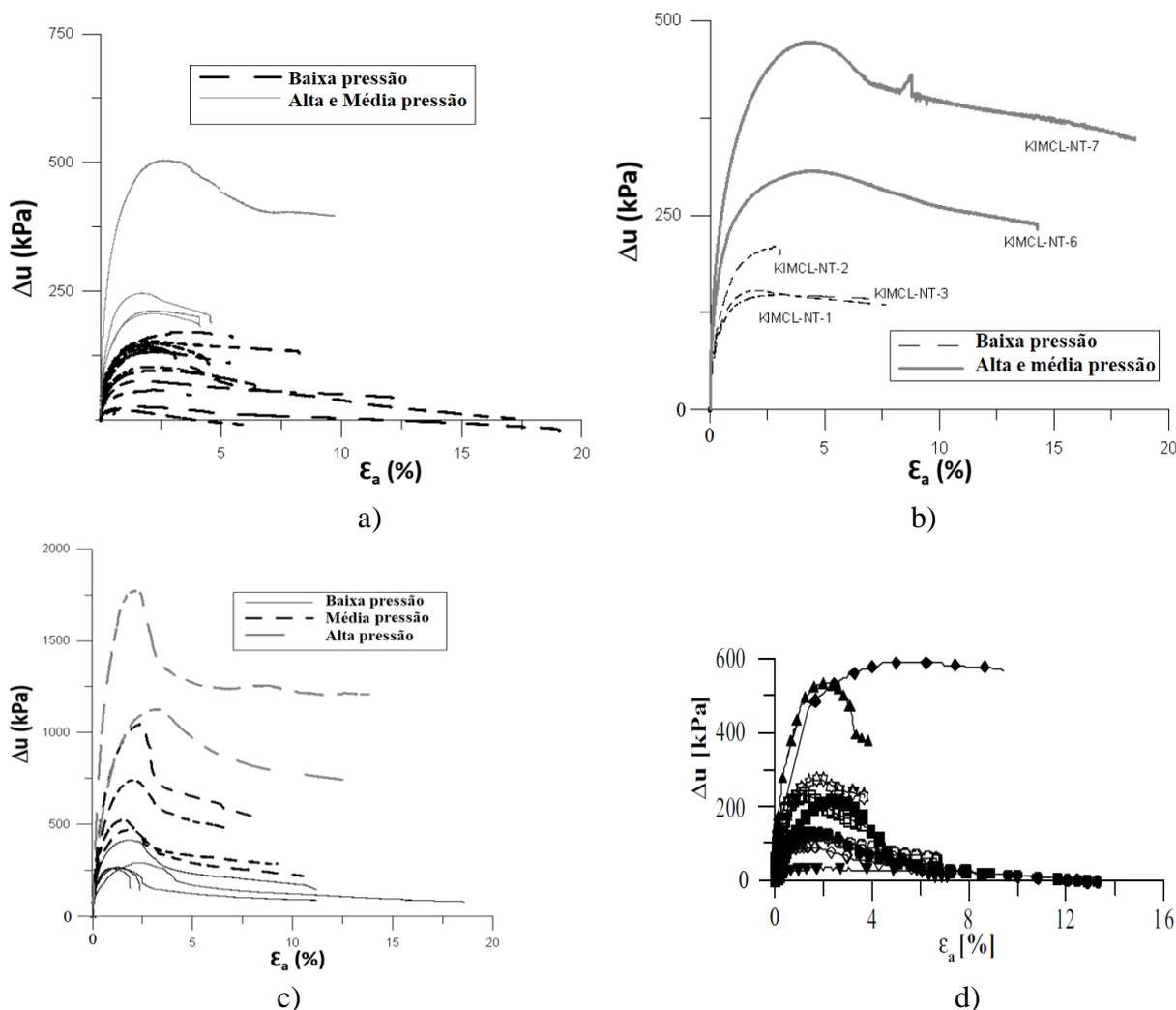


Figura 2.11 – Ensaios triaxiais sob condições não-drenadas realizados na argila de: a) Gault; b) Kimmeridge; c) Oxford (adaptado de Kamal (2012)); d) Londres (adaptado de Gasparre (2005))

2.6 Comportamento intrínseco de solos argilosos

A principal vantagem na utilização de amostras reconstituídas é o de estas permitirem analisar o comportamento do solo isento dos efeitos de heterogeneidade referentes às amostras naturais e das possíveis perturbações que a amostra possa ter sofrido através dos processos de amostragem (Coelho, 2000). Segundo Mayne (1988) para estudar o comportamento de uma argila natural normalmente consolidada pode-se usar como base uma amostra reconstituída dada a dificuldade existente em colher amostras intactas. No entanto, este autor refere que em argilas sobreconsolidadas, o comportamento dos solos intacto e reconstituído nem sempre é

semelhante pelo que se devem efetuar-se ensaios em ambos os tipos de amostras, afim de observar se existe ou não estrutura.

Kamal (2012) comparou o comportamento mecânico, resistência e rigidez, de amostras naturais e reconstituídas das argilas de Oxford, Kimmeridge e Gault. A Figura 2.12a), b) e c) mostra a evolução da relação da tensão q/p' com a deformação axial (ϵ_a) para as amostras naturais e reconstituídas, sendo possível observar que: para grandes deformações a relação da tensão (q/p') tende a ser similar em ambas as amostras, independentemente da argila testada; a resistência de pico das amostras naturais chega, no caso da argila de Oxford, a ser quase o dobro da resistência a grandes deformações, observando-se valores menores, mas ainda assim acima de 30% nas outras argilas analisadas; as amostras naturais exibem um comportamento muito mais rígido do que as amostras reconstituídas normalmente consolidadas (NC) sendo que as diferenças são menos significativas quando se comparam as amostras sobreconsolidadas (OC) reconstituídas com as amostras naturais.

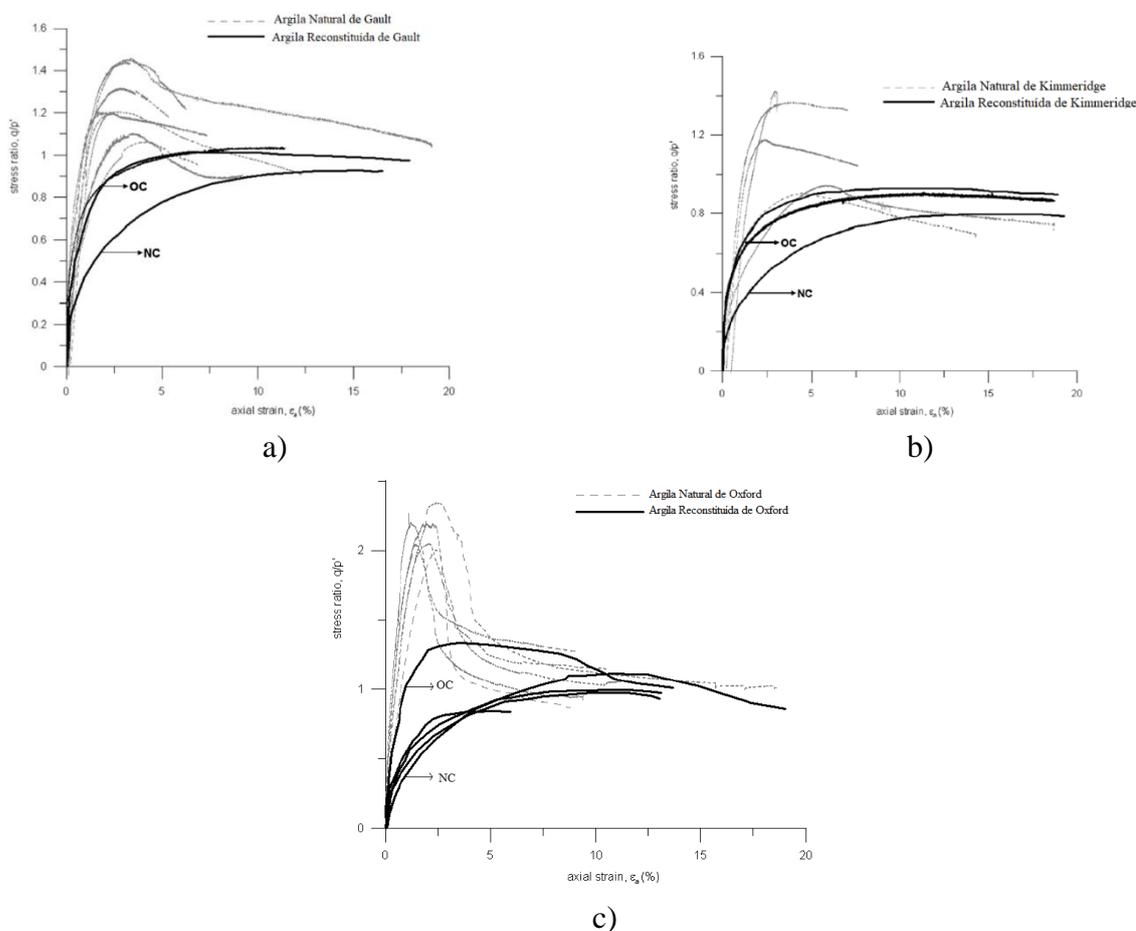


Figura 2.12 - Comportamento normalizado da relação da tensão-deformação para a argila de: a) Gault; b) Kimmeridge; c) Oxford (adaptado de Kamal (2012))

De forma a investigar o efeito da existência de estrutura na rigidez, Kamal (2012) comparou o módulo distorcional, G , obtido para diferentes níveis de tensão nas amostras intactas e naturais para as argilas de Gault, Kimmeridge e Oxford (Figura 2.13), observando, tal como esperado, que as amostras reconstituídas exibem uma menor rigidez, independentemente da argila considerada, que no entanto tende a aproximar-se da rigidez observada nas amostras intactas à medida que aumenta a tensão média efetiva.

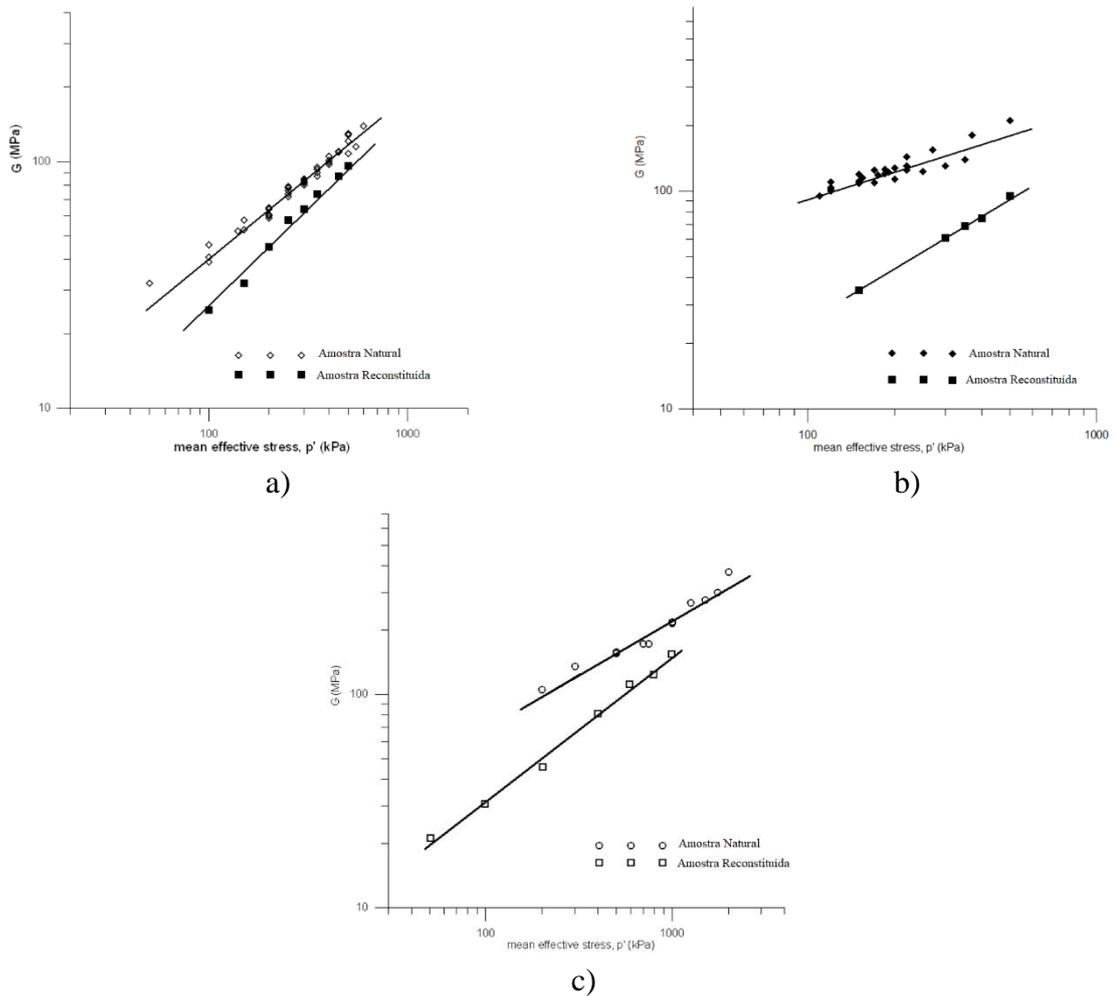


Figura 2.13 – Rigidez das amostras naturais e reconstituídas da argila de: a) Gault; b) Kimmeridge; c) Oxford (adaptado de Kamal (2012))

3 IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”

3.1 Introdução

A formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres”, doravante designada simplificada por AP, pertence ao Miocénico Marinho de Lisboa e, dada a profundidade a que se encontra, tem um papel significativo do subsolo da cidade de Lisboa, servindo como camada de fundação para muitos dos edifícios existentes na cidade. Além disso, muitas das estações e túneis do Metropolitano de Lisboa atravessam esta formação. Do exposto depreende-se a relevância do conhecimento aprofundado do seu comportamento e das suas propriedades. No entanto, e apesar desta importância, o número de estudos publicados na literatura acerca desta formação pode considerar-se reduzido existindo muitas questões em aberto relativamente ao seu comportamento que seria útil investigar. Sendo esta uma argila rija e fortemente sobreconsolidada (Moitinho de Almeida, 1991), uma das questões mais pertinentes prende-se precisamente com a caracterização do seu comportamento intrínseco e com a quantificação e influência da sua estrutura, constituindo estas a principal motivação para este trabalho.

Para uma eficaz e correta compreensão da formação das AP torna-se imprescindível que se faça revisão bibliográfica sobre as suas características e o seu comportamento. Moitinho de Almeida (1991) foi um dos primeiros autores a estudar o comportamento geológico-geotécnico desta formação, compilando uma série de elementos, essencialmente de identificação e classificação, que forneceram a base para posteriores investigações. Guedes (1997) e Lopes (2001) complementaram esse estudo adicionando novos elementos, embora também estes focassem principalmente as características geológicas da formação. Marques (1998), através da realização de ensaios edométricos e triaxiais, fez um vasto estudo onde avaliou as propriedades mecânicas e de compressibilidade desta formação. Mais recentemente, outros autores apresentaram informações adicionais contribuindo para que o estudo sobre as propriedades desta formação ficasse mais desenvolvido, destacando-se os trabalhos de Figueiredo (2009), Silva (2011), Pedro (2013), Laranjo (2013) e Mateus (2016). Nas seguintes secções apresentam-se e discutem-se as características mais relevantes da formação das AP que foram publicadas pelos autores supracitados.

3.2 Enquadramento geológico e geográfico

Como foi dito anteriormente, a camada das AP pertence ao Miocénico Marinho de Lisboa, sendo este um período de sedimentação que tem sido amplamente estudado ao longo dos anos por diversos autores (Cotter, 1956; Antunes, 1979; Moitinho de Almeida, 1991; Laranjo, 2013). Resumidamente, o Miocénico Marinho de Lisboa corresponde a um período de sedimentação que decorreu à cerca de 24 MA e que se estendeu por aproximadamente 16 MA na zona vestibular do Tejo (Moitinho de Almeida, 2011). Durante este período, ocorreram vários processos geológicos complexos que fizeram com que a deposição dos sedimentos ocorresse em diversos tipos de ambientes, desde marinhos a continentais, consoante o nível do mar era de transgressão ou de regressão (Antunes et al., 1999; Laranjo, 2013). Um dos primeiros depósitos da série Miocénica, que engloba de acordo com Cotter (1956) 13 formações, consiste na formação das AP, sendo esta de cor esverdeada e constituída essencialmente por argilitos, argilitos siltosos, argilitos margosos, margas e calcários. Cotter (1956) considera ainda que 5 diferentes zonas podem ser identificadas dentro desta formação, embora usualmente tal distinção seja somente feita do ponto de vista geológico já que o comportamento mecânico observado não dista muito de zona para zona.

Na Figura 3.1 representa-se a carta geológica de Lisboa na escala de 1:10000 publicada em 1986 por Almeida. Através desta figura é possível visualizar a localização e a área superficial que os depósitos Miocénicos ocupam na cidade de Lisboa, sendo também possível observar a sua disposição em profundidade através do corte AB. Em planta, a azul, as AP ocorrem numa área vasta da cidade, especialmente na sua zona histórica e mais central, tornando-a numa das principais camadas de fundação dos edifícios de Lisboa. De acordo com Moitinho de Almeida (1991), a espessura desta formação é da ordem dos 30 a 35m, apresentando, contudo, variações significativas consoante a zona da cidade. Para sul localiza-se o complexo mais espesso, atingindo, nas sondagens para a Ponte sobre o Tejo, uma espessura da ordem dos 70m, diminuindo para Norte, onde praticamente desaparece.

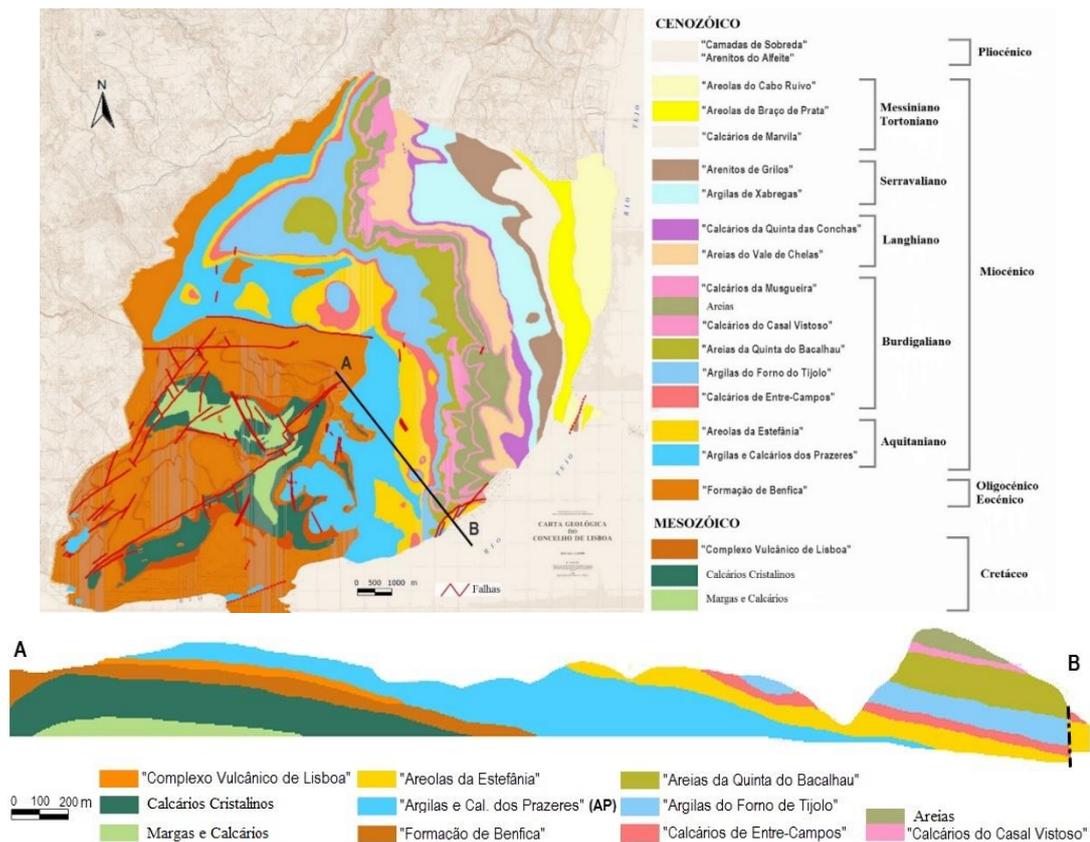


Figura 3.1 - Carta Geológica do Concelho de Lisboa (adaptado de Almeida (1986))

3.3 Caracterização física e mineralógica

3.3.1 Granulometria e principais índices físicos

Na Figura 3.2 são apresentadas as envolventes de todas as curvas granulométricas, obtidas usando métodos de peneiração e sedimentação, da formação das AP realizadas por 6 diferentes autores. Na Tabela 3.1 apresentam-se, tendo por base as referidas curvas, os valores mínimos, médios e máximos das percentagens de areia, silte e argila desta formação. Como se pode constatar os dados apresentados por Moitinho de Almeida (1991) são os que apresentam uma maior dispersão, que pode ser explicada devido aos seus resultados terem sido obtidos a partir de 60 amostras recolhidas em diferentes locais de Lisboa. Com a exceção de algumas amostras testadas por Mateus (2016) (36,0, 37,5 e 39m) todos os outros resultados encontram-se dentro da envolvente definida por Moitinho de Almeida (1991) apresentando, contudo, uma menor dispersão. De acordo com Mateus (2016) as discrepâncias observadas pelos diversos autores estão provavelmente relacionadas com a heterogeneidade existente na formação, que se manifesta quer em profundidade quer de local para local. Os resultados deste autor obtidos a maiores e diferentes profundidades comprovam a existência dessa heterogeneidade.

Idêntica dispersão é observada ao nível das percentagens de argila, silte e areia apresentadas na Tabela 3.1, podendo-se verificar que a percentagem de argila pode variar de 10 a 60%, e que o solo contém uma quantidade considerável de areia, até 50%, embora em média este valor não ultrapasse os 20%. De acordo com Pedro (2013) este solo pode ser classificado como silte argiloso ou argila siltosa.

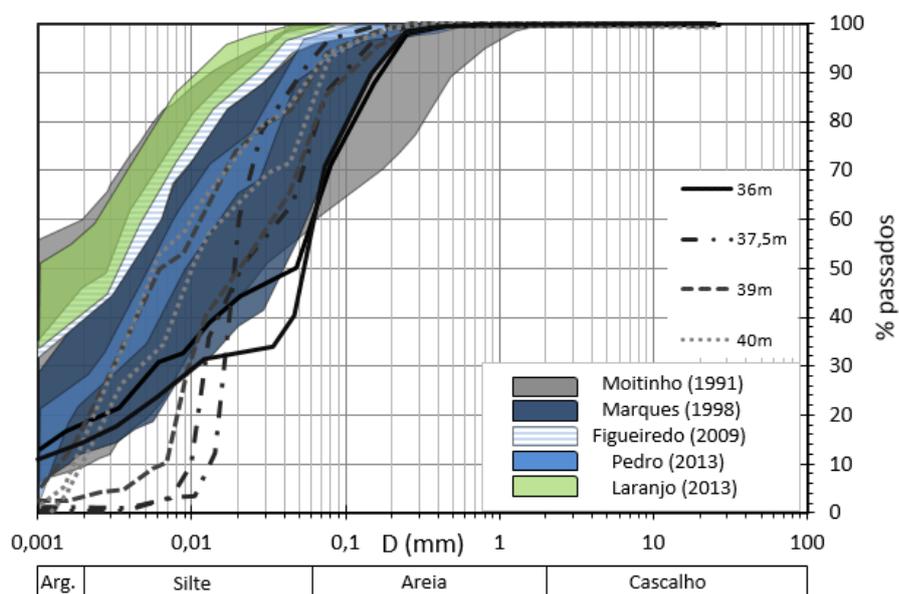


Figura 3.2 - Curvas granulométricas das amostras das AP obtidas por diversos autores

Tabela 3.1 – Valores mínimos, médios e máximos das percentagens de areia, silte e argila da formação das AP

Referência	% Areia			% Silte			% Argila		
	Mín.	Méd.	Máx.	Mín.	Méd.	Máx.	Mín.	Méd.	Máx.
Moitinho de Almeida (1991)	2,0	24,0	46,0	38,0	46,0	88,0	10,0	30,0	60,0
Marques (1998)	2,0	19,0	57,0	27,0	54,0	70,0	12,0	27,0	40,0
Figueiredo (2009)	3,0	5,5	8,0	46,0	51,5	57,0	40,0	43,0	46,0
Pedro (2013)	12,2	14,8	20,5	57,0	61,9	66,8	20,7	23,3	25,6
Laranjo (2013)	1,0	2,5	4,0	44,0	54,5	65,0	34,0	43,0	52,0
Mateus (2016)	17,4	22,7	28,1	64,9	67,7	70,5	6,7	9,6	12,5

Os valores médios dos principais índices físicos da formação das AP encontram-se na Tabela 3.2. Deve salientar-se que os locais de amostragem estudados pelos diversos autores são diferentes, podendo tal justificar algumas das diferenças encontradas. Através da Tabela 3.2 verifica-se que esta formação apresenta, como valores médios, um peso volúmico de cerca de 20 kN/m³, um índice de vazios de 0,55 e uma densidade das partículas sólidas de 2,64. Todas as amostras analisadas encontravam-se saturadas, à exceção das amostras testadas por Silva (2011). Em relação ao teor em água, todos os autores apresentam valores relativamente baixos, próximos ou mesmo inferiores ao limite de plasticidade, conferindo às AP uma consistência rija a muito rija. Esta formação também apresenta valores baixos para o limite de liquidez (w_L)

e de plasticidade (w_p), apresentando uma atividade baixa a normal, logo, e de acordo com Matos Fernandes (2006), estamos perante um solo com baixa plasticidade.

Tabela 3.2 – Valores médios dos principais índices físicos da formação das AP

Referência	γ (kN/m ³)	e	G	S (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	A _t
Moitinho de Almeida (1991)	20,6	0,53	2,66	100,0	17,2	19,8	40,7	21,4	19,3	0,8
Marques (1998)	20,3	0,55	2,60	100,0	16,6	21,9	42,2	20,3	21,9	1,0
Lopes (2001)	20,4	0,49	2,59	99,0	17,4	18,0	35,0	19,0	16,0	-
Cenorgeo (2008)	19,9	0,59	2,50	100,0	16,0	24,5	37,0	24,0	13,0	0,4
Silva (2011)	20,0	0,52	2,64	89,8	17,0	18,1	41,3	21,8	19,5	0,8
Pedro (2013)	20,0	0,60	2,66	99,5	-	20,0	40,0	21,0	19,0	0,8
Laranjo (2013)	-	-	2,78	-	-	21,3	50,0	23,0	26,0	-
Mateus (2016)	-	-	2,70	-	-	-	41,7	22,9	18,7	-

3.3.2 Composição Mineralógica

Nas Tabelas 3.3 e 3.4 encontram-se os resultados, estimados através de ensaios DRX, das percentagens de minerais para amostras totais e para a sua fração argilosa realizados por Laranjo (2013), Pedro (2013) e Mateus (2016). No caso da amostra total verifica-se que a principal diferença está na percentagem atribuída aos filossilicatos e ao quartzo. Tanto Pedro (2013) como Mateus (2016) observaram que a formação das AP era composta principalmente por quartzo, na ordem dos 60%, enquanto que nos resultados de Laranjo et al. (2010) são os Filossilicatos que apresentam maior percentagem. Outros minerais, como Feldspato e Carbonatos, também foram identificados mas em menor quantidade. De salientar ainda para a presença de Pirite e de Gesso nos resultados de Laranjo et al. (2010) e de Mateus (2016), respetivamente, sendo que estes minerais não foram detetados por Pedro (2013).

Tabela 3.3 – Percentagem de minerais em amostras totais da formação das AP

Referência	Mineral (%)					
	Filossilicatos (Sm,Ch,M-I,Ka)	Quartzo (Qz)	Feldspato (Fr)	Carbonatos (C)	Gesso (G)	Pirite (P)
Laranjo et al. (2010)	47	29	12	3	1	8
Pedro (2013)	27	59	12	2	0	0
Mateus (2016)	18	65	13	0	4	0

Os estudos realizados sobre a fração argilosa da formação mostraram que ela é composta principalmente por minerais de Illite, Esmeclite, Caulinite e Clorite (Moitinho de Almeida, 1991; Guedes, 1997; Marques, 1998; Lopes, 2001), sendo estes mesmos minerais também identificados e quantificados por Laranjo (2013), Pedro (2013) e Mateus (2016). Contudo, a quantificação feita a partir do DRX mostra algumas discrepâncias entre os autores, tornando difícil estabelecer um padrão. Através da Tabela 3.4 verifica-se que a Mica-Illite é o mineral mais abundante identificado por Laranjo (2013) e Pedro (2013). Contudo, Mateus (2016), por uma pequena margem, identificou uma maior percentagem de Caulinite, seguida então pela

Mica-Ilite e pela Esmeclite em percentagens similares. Também Pedro (2016) encontrou percentagens assinaláveis de Esmeclite e Caulinite enquanto que Laranjo et al. (2010) identificou apenas percentagens marginais destes minerais. Nas análises também foi encontrada Clorite pelos três autores embora em quantidades menores.

Tabela 3.4- Percentagem dos minerais de argila em amostras da formação das AP

Referência	Minerais de Argila (%)			
	Esmeclite (Sm)	Clorite (Ch)	Mica-Ilite (M-I)	Caulinite (Ka)
Laranjo et al. (2010)	5	13	69	9
Pedro (2013)	33	4	42	21
Mateus (2016)	26	1	33	40

Em suma, e apesar de existirem poucos resultados disponíveis na bibliografia verifica-se que os estudos mineralógicos efetuados na formação das AP exibem semelhanças qualitativas embora exibam algumas desigualdades em termos quantitativos. Estas desigualdades, quer na amostra total quer na fração argilosa, podem ser consideradas normais devido a terem sido contabilizadas através de ensaios DRX que, como referido anteriormente, não são os mais indicados para quantificar a presença de minerais, mas sim para identificá-los. Outra razão justificativa para as discrepâncias encontradas pretende-se com a já referida heterogeneidade desta formação e pelo facto das análises compiladas terem sido efetuadas em diferentes laboratórios que utilizam procedimentos que podem diferir ligeiramente na preparação e interpretação.

3.4 Compressibilidade

3.4.1 Amostras intactas

- Compressão unidimensional

As curvas de compressão de 14 ensaios edométricos, realizados em amostras intactas recolhidas em diferentes locais e a diferentes profundidades da formação das AP, foram compiladas por Mateus (2016) e são ilustradas na Figura 3.3. Na Tabela 3.5 são identificados os ensaios edométricos compilados e apresentados os principais parâmetros de compressibilidade derivados a partir destes. Apesar das amostras serem provenientes de locais e profundidades diferentes, é interessante observar que todas as amostras exibem curvas de compressão bastante semelhantes, quer em fase de carga quer em fase de descarga. Segundo Mateus (2016) a partir da análise das curvas não é possível definir um padrão em profundidade nem diferenciar o comportamento de determinado local de recolha.

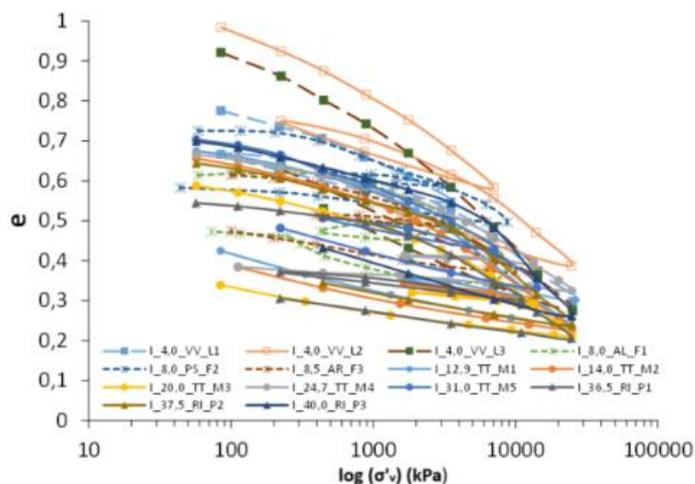


Figura 3.3 – Curvas de compressão obtidas em ensaios edométricos em amostras intactas das AP (Mateus, 2016)

Tabela 3.5 – Resultados de ensaios edométricos em amostras intactas da formação das AP (Mateus, 2016)

Local	Referência	Designação	Prof. (m)	e_0	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	OCR	C_c	C_s
Av. Visconde Valmor	Laranjo (2013)	I_4,0_VV_L1	4,0	0,740	80	856	10,7	0,274	0,074
		I_4,0_VV_L2	4,0	0,800	80	600	7,5	0,323	0,092
		I_4,0_VV_L3	4,0	0,930	80	1182	14,8	0,341	0,132
Av. Liberdade P. Saldanha Av. República	Figueiredo (2009)	I_8,0_AL_F1	8,0	0,608	132	1280	9,7	0,240	0,046
		I_8,0_PS_F2	8,0	0,710	160	1200	7,5	0,195	0,050
		I_8,5_AR_F3	8,5	0,614	123	1200	9,8	0,231	0,048
Túnel do Término	Marques (1998)	I_12,9_TT_M1	12,9	0,696	230	1350	5,9	0,282	0,065
		I_14,0_TT_M2	14,0	0,682	240	1371	5,7	0,278	0,057
		I_20,0_TT_M3	20,0	0,613	300	2000	6,7	0,267	0,045
		I_24,7_TT_M4	24,7	0,678	350	1910	5,5	0,246	0,025
		I_31,0_TT_M5	31,0	0,709	410	2268	5,5	0,322	0,078
Poço Rua Ivens	Pedro (2013)	I_36,5_RI_P1	36,5	0,563	625	2140	3,4	0,247	0,040
		I_37,5_RI_P2	37,5	0,671	645	3125	4,8	0,283	0,057
		I_40,0_RI_P3	40,0	0,735	660	3725	5,6	0,334	0,083

Para facilitar a compreensão da Tabela 3.5 é apresentada na Figura 3.4 a evolução em profundidade dos parâmetros resultantes dos ensaios edométricos, sendo possível concluir que: o índice de vazios inicial, e_0 , das amostras testadas apresenta algumas flutuações em profundidade; verifica-se que as amostras superficiais exibem um elevado grau de sobreconsolidação que tende a diminuir em profundidade para cerca de 5,4; o índice de compressibilidade (C_c) apresenta alguma dispersão em profundidade variando entre 0,2 e 0,34; o índice de expansibilidade (C_s) exibe dispersão na camada superficial mas ao longo da profundidade apresenta pequenas variações, tendo-se um valor médio na ordem dos 0,054; o coeficiente de consolidação primária (c_v) tende a ser baixo, apresentando oscilações em profundidade, podendo se considerar como tendo um valor aproximado de 10 m²/ano; o valor

do coeficiente de consolidação secundária (c_α) pode ser considerado reduzido, apresentando um valor médio igual a 0,0012, e parece aumentar ligeiramente em profundidade; o coeficiente de permeabilidade (k) apresenta valores muito baixos, iguais a 2×10^{-10} (m/s), típicos de solos finos, sendo que Laranjo (2013) verificou alguma heterogeneidade neste parâmetro, para amostras colhidas mais próximas da superfície.

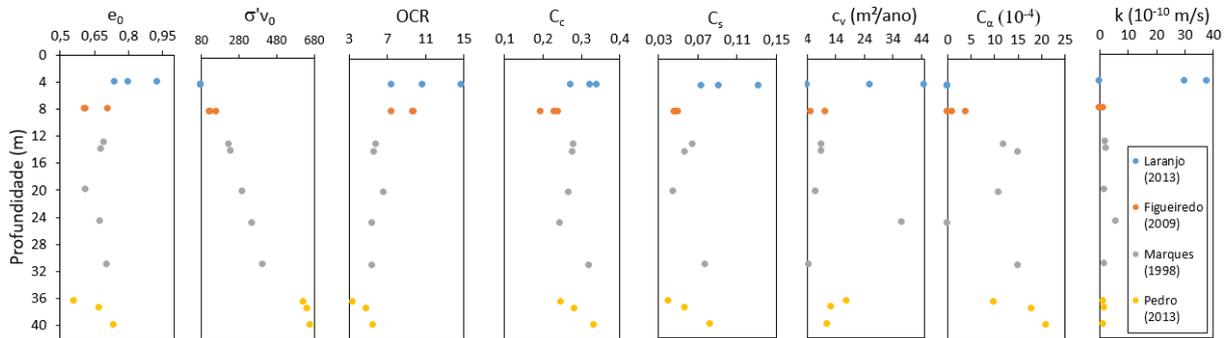


Figura 3.4 - Evolução em profundidade dos parâmetros resultantes dos ensaios edométricos em amostras intactas da formação das AP existentes na bibliografia (Mateus, 2016)

- Compressão isotrópica

Na bibliografia apenas se encontra publicado um ensaio de compressão isotrópica na formação das AP numa amostra intacta, recolhida a uma profundidade de 39,5m, efetuado por Pedro (2013). A curva de compressão é ilustrada na Figura 3.5 e mostra uma tendência qualitativamente semelhante aos resultados dos ensaios edométricos, obtidos por este autor, apesar dos diferentes níveis de tensão alcançados em ambos os testes. Com base na interpretação da curva $v - p'$ (Figura 3.5b)) o autor estimou uma inclinação de $\lambda=0,065$ e $\kappa=0,033$, para a curva de compressão e descarga respetivamente.

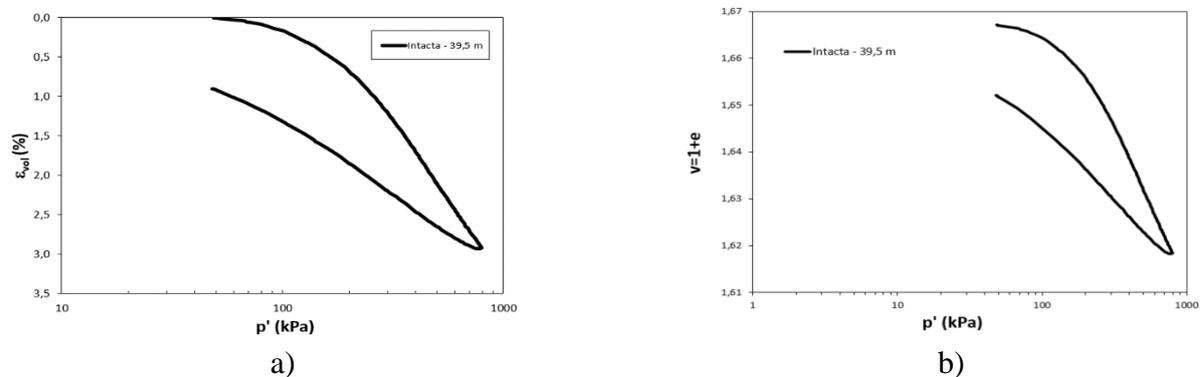


Figura 3.5 – Curvas de compressão isotrópica da formação das AP: a) $\epsilon_v - p'$; b) $v - p'$ (Pedro, 2013)

3.4.2 Amostras reconstituídas

Tal como descrito na secção anterior para as amostras intactas, também se apresentam neste ponto os resultados dos ensaios edométricos realizados em amostras reconstituídas da formação das AP, tendo-se constatado que não existiam na bibliografia registos de ensaios de compressão isotrópica realizados em amostras reconstituídas. No total foram encontrados resultados de 13 ensaios edométricos, 8 realizados por Mateus (2016), 3 por Figueiredo (2009) e 2 por Laranjo (2013), realizados em amostras recolhidas em diferentes locais e a diferentes profundidades. Na Figura 3.6 são observadas as 13 curvas de compressão onde se verifica que as amostras ensaiadas por Mateus (2016) apresentam um comportamento mais rígido do que as dos outros autores. Provavelmente encontra-se associado ao facto da composição granulométrica dessas amostras apresentar uma maior percentagem de silte e a terem sido recolhidas a maiores profundidades. Na Tabela 3.6 são identificados os ensaios edométricos e apresentados os principais parâmetros de compressibilidade derivados a partir destes, sendo também apresentada na Figura 3.6 a sua evolução em profundidade. Da análise dos resultados concluiu-se que: de um modo geral todos os parâmetros determinados por Mateus (2016) têm uma tendência crescente em profundidade, provavelmente devido a uma também crescente percentagem de silte; o índice de vazios inicial, e_0 , das amostras testadas apresenta algumas variações em profundidade, sendo maior nas amostras ensaiadas por Figueiredo (2009); os valores de C_c^* determinados por Figueiredo (2009) e Laranjo (2013) são menores do que os valores determinados por Mateus (2016), provavelmente devido a exibirem maiores percentagens de argila e terem sido recolhidas a menores profundidades; os valores médios de C_s^* não exibem diferenças assinaláveis; os valores de c_v apresentam grandes flutuações, tendo um valor médio igual a $3 \text{ m}^2/\text{ano}$; o valor médio de c_α estimado é igual a 0,0050; os valores do coeficiente de permeabilidade (k) são ligeiramente superiores para os parâmetros estimados por Mateus (2016) evidenciando a natureza menos fina das amostras ensaiadas por este autor quando comparadas com as de Figueiredo (2009) e Laranjo (2013).

Comparando os resultados das amostras intactas com as amostras reconstituídas é possível verificar que as amostras reconstituídas seguem trajetórias diferentes das amostras intactas, apresentando uma maior compressibilidade para tensões inferiores, tendendo a convergir para tensões mais elevadas. Estas diferenças devem-se essencialmente à perda de estrutura das amostras reconstituídas, provando-se assim que a formação das AP possui estrutura. De um modo geral os valores obtidos de C_c nas amostras reconstituídas são superiores, o que confirma a maior compressibilidade. Relativamente ao parâmetro C_s verifica-se um padrão similar com o valor médio das amostras reconstituídas a ser de 0,067 contra 0,064 nas amostras intactas. Os valores de c_v tendem a ser mais baixos para as amostras reconstituídas, assim como a permeabilidade.

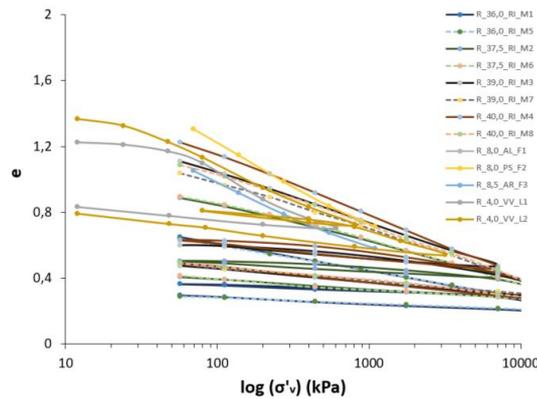


Figura 3.6 - Curvas de compressão obtidas em ensaios edométricos em amostras reconstituídas da formação das AP

Tabela 3.6 - Parâmetros de compressibilidade das amostras reconstituídas da formação das AP

Local	Referência	Designação	Prof. (m)	e_0	C_c^*	C_s^*
Av. Visconde Valmor	Laranjo (2013)	R_4,0_VV_L1	4,0	1,230	0,450	0,088
		R_4,0_VV_L2	4,0	1,380	0,340	0,099
Av. Liberdade P. Saldanha Av. República	Figueiredo (2009)	R_8,0_AL_F1	8,0	3,033	0,486	0,096
		R_8,0_PS_F2	8,0	2,006	0,508	0,078
		R_8,5_AR_F3	8,5	1,487	0,417	0,065
Poço Rua Ivens	Mateus (2013)	R_36,0_RI_M1	36,0	0,652	0,173	0,037
		R_36,0_RI_M5	36,0	0,638	0,165	0,035
		R_37,5_RI_M2	37,5	0,889	0,241	0,054
		R_37,5_RI_M6	37,5	0,897	0,246	0,059
		R_39,0_RI_M3	39,0	1,112	0,321	0,079
		R_39,0_RI_M7	39,0	1,035	0,290	0,077
		R_40,0_RI_M4	40,0	1,227	0,375	0,092
		R_40,0_RI_M8	40,0	1,089	0,321	0,090

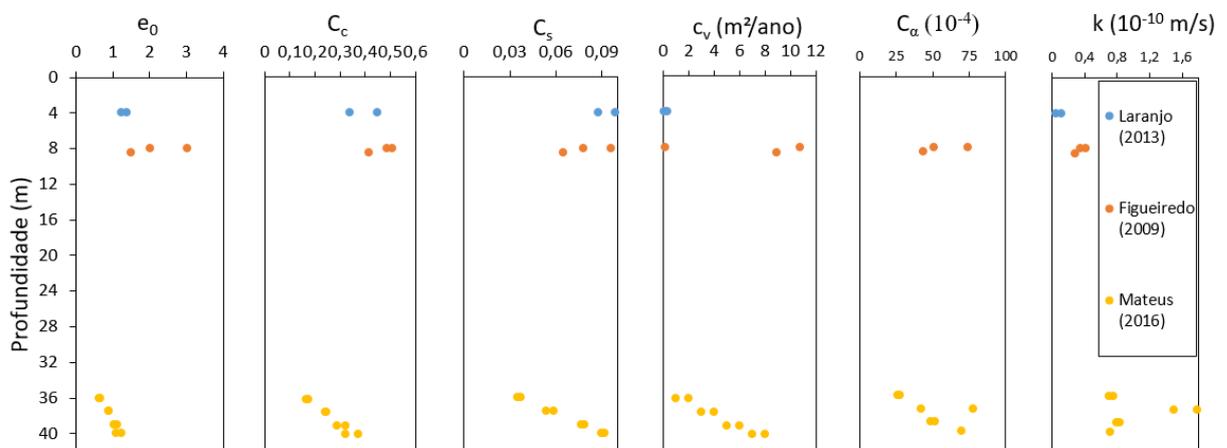


Figura 3.7 - Evolução em profundidade dos parâmetros resultantes dos ensaios edométricos em amostras reconstituídas da formação das AP existentes na bibliografia

3.5 Comportamento tensão-deformação

3.5.1 Amostras intactas

Embora existam na bibliografia alguns registos pontuais de ensaios triaxiais efetuados em amostras das AP apenas são citados neste trabalho 3 estudos dada a sua relevância e abrangência. O primeiro estudo detalhado acerca da resistência e rigidez da formação das AP foi realizado por Marques (1998). Este autor realizou 10 ensaios triaxiais de compressão não drenados em amostras recolhidas junto à Estação da Alameda em Lisboa a profundidades compreendidas entre 13,60 e 31,20m. Posteriormente, Pedro (2013) realizou 7 ensaios triaxiais de compressão em amostras intactas colhidas na Rua Ivens em Lisboa a profundidades compreendidas entre 36,3 e 40,4m. Por último, Laranjo (2013) também efetuou 8 ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica para amostras intactas recolhidas a profundidades entre os 2,0 e os 34,0m, sendo 4 amostras ensaiadas num estado sobreconsolidado (OC) utilizando câmaras tradicionais e as restantes ensaiadas num estado normalmente consolidado (NC) para tensões mais elevadas utilizando uma câmara triaxial de alta pressão. No entanto, deve referir-se que a autora não especifica em concreto qual ou quais as profundidades a que as amostras foram recolhidas nem o local escolhido tornando desta forma mais complexa a interpretação dos seus resultados.

Da análise da Figura 3.8a), onde são apresentadas as curvas de tensão-deformação obtidas por Marques (1998), observa-se que na maioria das curvas não existe um pico pronunciado de resistência, aparentando existir um endurecimento progressivo até se atingir à rotura, comportamento mais típico de argilas reconstituídas ou normalmente consolidadas. Pela Figura 3.8b) visualiza-se que as trajetórias de tensões efetivas são semelhantes em todos os ensaios, havendo inicialmente uma diminuição de p' motivada por um aumento da pressão de água nos poros seguida de um aumento, devido à geração de acréscimos de pressões de água nos poros negativos até se atingir a rotura, conforme se pode verificar na Figura 3.8c).

Na Figura 3.9a) são apresentadas as curvas que relacionam a tensão de desvio com a deformação axial para os 7 ensaios realizados por Pedro (2013), sendo possível visualizar que o comportamento durante o corte variou significativamente, tendo 5 amostras apresentado um pico de resistência bastante pronunciado, típico de argilas rijas, seguido de uma queda brusca de resistência, provavelmente causada pela quebra da estrutura do material. Por sua vez duas amostras, P5-36,3 e P6-37,7, mostraram um crescente endurecimento com o aumento da deformação, não se observando qualquer pico. A justificação para este distinto comportamento foi analisado por Pedro (2013) em detalhe, tendo o autor chegado à conclusão que estas curvas pertenciam a uma camada de transição, claramente mais branda, entre as AP e o estrato superior possuindo por isso características mecânicas distintas. Na Figura 3.9b) apresentam-se as

trajetórias de tensões efetivas obtidas por Pedro (2013). Nos ensaios P1-38,8 e P3-39,9 a trajetória observada foi similar verificando-se uma diminuição de p com aumento da tensão desde o início do ensaio até à rotura, isto apesar das condições de drenagem serem diferentes. Por sua vez nos ensaios P4-40,2 e P6-37,7 observou-se um aumento de p e q . Nos ensaios P2-40,4, P5-36,3 e P7-38,7, verificou-se que ambos seguiram uma trajetória similar com p' constante, sendo que o ensaio P7-38,7 não foi concluído. Dos 7 ensaios efetuados por Pedro (2013) 4 foram realizados em condições drenadas, podendo as curvas da evolução da deformação volumétrica com a extensão axial ser observadas na Figura 3.9c). Através desta figura constata-se que as evoluções das deformações volumétricas exibem uma tendência semelhante, com uma ligeira contração inicial seguida de dilatação moderada à exceção do ensaio P3-39,9, onde se verifica desde o início do ensaio dilatação. Este comportamento, típico de argilas fortemente sobreconsolidadas, é confirmado também pelos resultados da evolução do excesso de pressão de água nos poros gerados nos ensaios não drenados (Figura 3.9d)). Também aqui se verifica inicialmente um excesso de pressão de água nos poros positiva (tentativa de contração da amostra) seguido posteriormente de uma diminuição apreciável desse excesso levando a que se gerem excessos negativos para maiores níveis de deformação. Somente no caso da amostra localizada na camada de transição, ensaio P6-37,7, se verifica que, mesmo para maiores deformações, só são gerados excessos positivos. O inverso ocorre na amostra do ensaio P1-38,8 onde desde o início do corte se verificam excessos de pressão de água nos poros negativos.

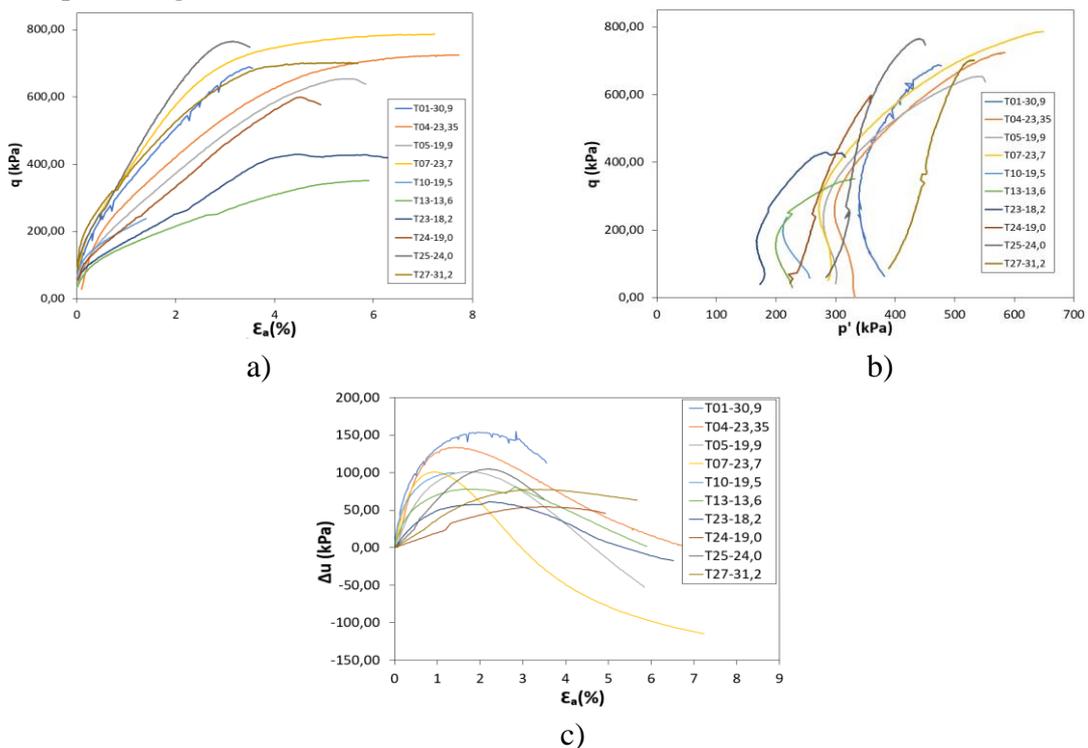


Figura 3.8 – Ensaios triaxiais sob condições não-drenadas em amostras da formação das AP: a) curvas tensão-deformação; b) trajetória de tensões; c) Δu - ϵ_a (Marques, 1998)

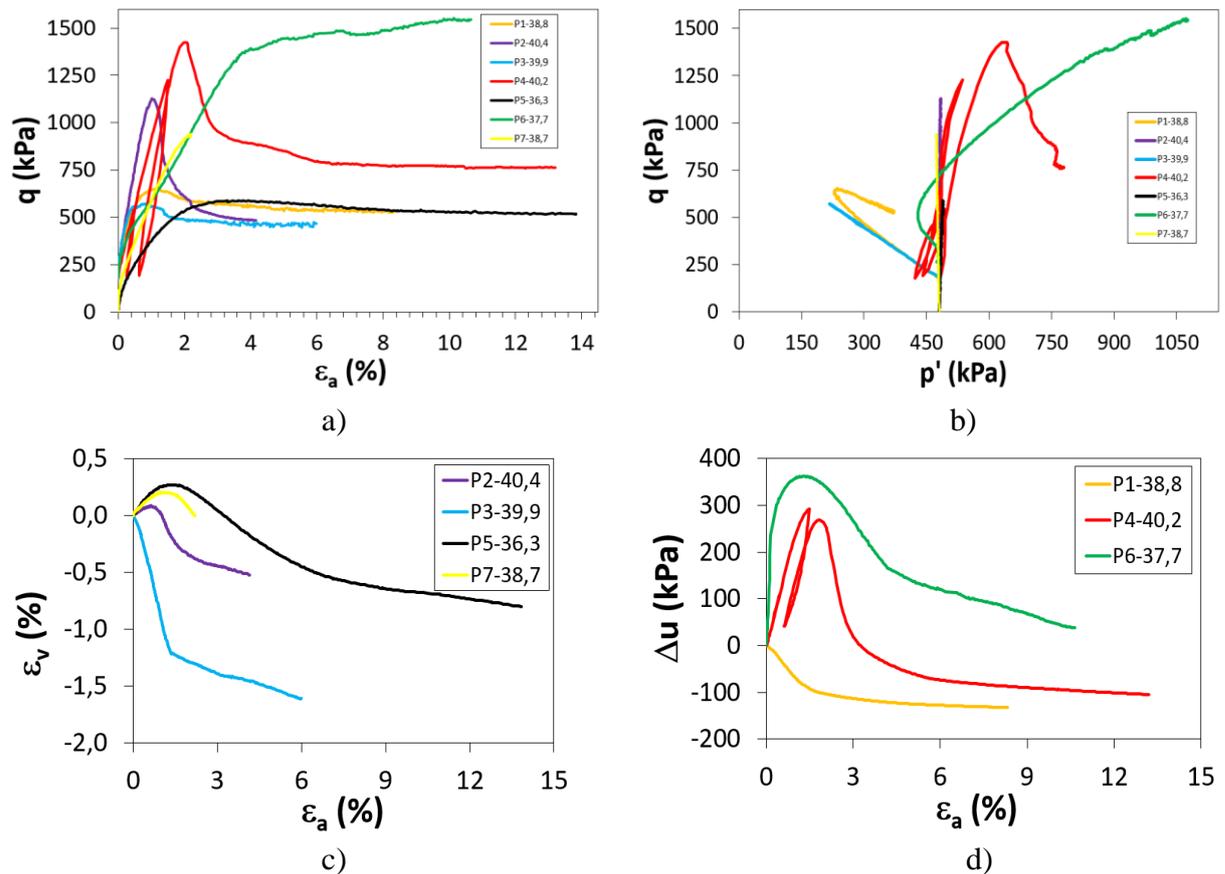


Figura 3.9 - Ensaios triaxiais ensaiados em amostras da formação das AP: a) curvas tensão-deformação; b) trajetórias de tensões efetivas; c) deformação volumétrica e d) variação do excesso de pressão de água nos poros (Pedro, 2013)

Através das Figuras 3.10a) a d) obtidas por Laranjo (2013) observa-se uma diferença entre o comportamento das amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas, sendo que nas primeiras verifica-se uma diminuição de p' com aumento da tensão de desvio, devida à geração de excessos de pressão de água nos poros positivos (Figura 3.10f)), enquanto que nas sobreconsolidadas verifica-se, para os níveis de pressão menor, um valor de p' que é praticamente constante até se atingir a cedência. Observa-se igualmente que a tensão de desvio apresenta valores muito superiores nas amostras NC devido ao facto de os ensaios terem sido efetuados para tensões de consolidação muito superiores aos aplicados nas amostras OC. Através das Figuras 3.10e) e f) obtidas por Laranjo (2013) verifica-se que as amostras OC exibem excessos de pressão neutra muito menores quando comparados com as amostras NC, observando-se que no ensaio com uma tensão de consolidação menor se atingem inclusivamente valores negativos após a rotura. É ainda possível observar que o excesso de pressão de água nos poros aumenta com a deformação até se atingir um pico, seguido de uma ligeira diminuição no caso das amostras OC e de valor praticamente constante no caso das amostras NC.

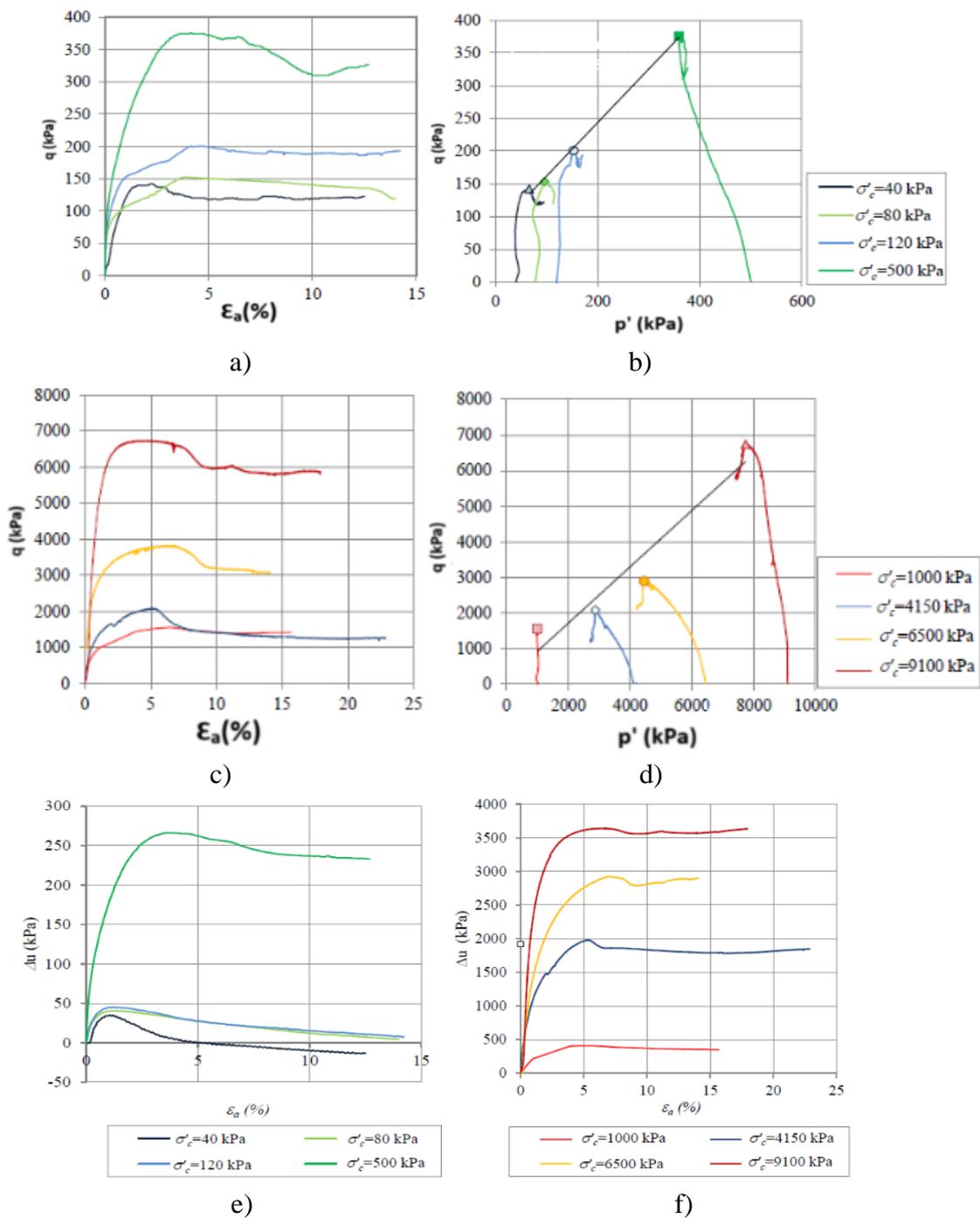


Figura 3.10 - Ensaios triaxiais sob condições não-drenadas em amostras da formação das AP: curvas tensão-deformação em amostras: a) OC; b) NC; trajetória de tensões efetivas em amostras: c) OC; d) NC; variação do excesso de pressão de água nos poros em amostras: e) OC; f) NC (Laranjo, 2013)

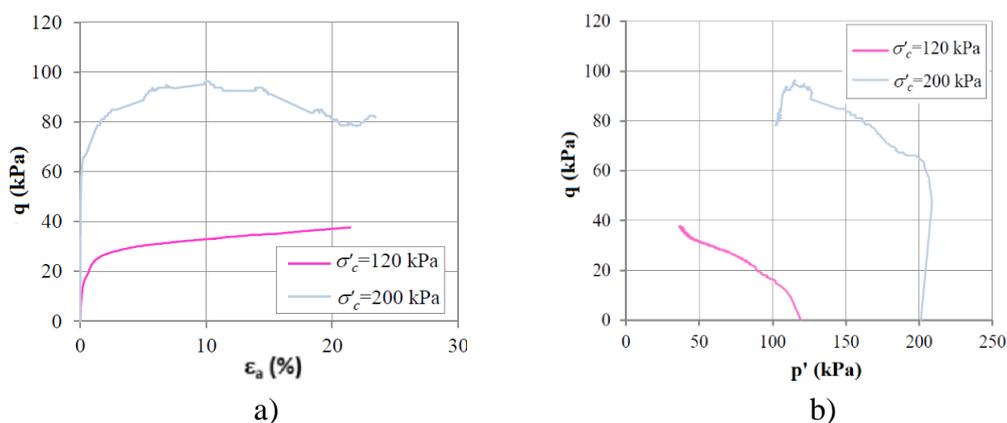
Para uma completa análise da formação das AP é fundamental conhecer quais os seus parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, ou seja, a sua coesão efetiva, c' , e o

seu ângulo de resistência ao corte, ϕ' . Marques (1998), utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, obteve para os ensaios de compressão um $c'=0$ kPa e $\phi'=37,1^\circ$, enquanto que para todos os ensaios realizados (compressão e extensão) um $c'=20,9$ kPa e $\phi'=33,4^\circ$. Pedro (2013), de acordo com o referido anteriormente, subdividiu a formação das AP em duas camadas distintas, tendo estimado para a resistência de pico da camada superior um $c'=40$ kPa e $\phi'=28,4^\circ$ e para a camada inferior um $c'=200$ kPa e $\phi'=28,4^\circ$. Já Laranjo (2013) obteve um ângulo de resistência ao corte de $36,3^\circ$ e coesão nula para as amostras sobreconsolidadas, enquanto que para as amostras normalmente consolidadas obteve um $\phi'=23,8^\circ$ e $c'=0$ kPa. Estas discrepâncias de resultados observadas por estes autores, podem considerar-se naturais dada as amostras terem sido recolhidas em locais e a profundidades diferentes e também devido ao processo de sedimentação que afetou a formação de forma diferente de zona para zona, originando assim a heterogeneidade existente.

3.5.2 Amostras reconstituídas

O número de ensaios triaxiais realizados em amostras reconstituídas da formação das AP é muito escasso, tendo só sido encontrados na bibliografia dois ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica sob condições não-drenadas efetuados por Laranjo (2013). Na Figura 3.11a) verifica-se, tal como esperado, que ambas as amostras reconstituídas não exibem um pico de resistência pronunciado, observando-se um endurecimento até se atingir um valor aproximadamente constante. Em ambos os ensaios verificou-se uma diminuição de p' (Figura 3.17b)), uma vez que os excessos de pressão de água nos poros gerados foram positivos (Figura 3.17c)), evoluindo de acordo com o que é expectável num solo reconstituído.

Com base nestes 2 ensaios, Laranjo (2013) estimou os seguintes parâmetros de resistência ao corte: $\phi'=20,1^\circ$ e $c'=0$ kPa. Estes valores são muito próximos aos dos parâmetros obtidos nas amostras intactas para solos NC realizados pela mesma autora.



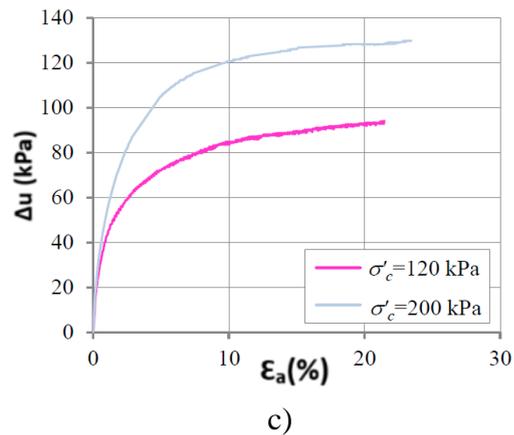


Figura 3.11 – Ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras reconstituídas por Laranjo (2013)

3.6 Comportamento a pequenas deformações

3.6.1 Amostras intactas

O comportamento da rigidez para pequenas deformações da formação das AP foi avaliado por vários autores (Marques, 1998; Pedro, 2013) com base nas curvas de degradação do módulo distorcional secante, G_{sec} , que foi determinado a partir dos ensaios triaxiais realizados usando as Equações 3.1, 3.2 e 3.3. Apesar de utilizar instrumentação interna em alguns dos ensaios, Marques (1998) foi incapaz de medir deformações abaixo de 0,01%, tornando difícil obter uma interpretação completa do comportamento de rigidez para pequenas deformações da formação das AP. Na Figura 3.12a), é possível verificar alguma heterogeneidade nos seus resultados para níveis de deformação mais baixas variando o G_{sec} de 20 a 100 MPa. Para deformações mais elevadas verifica-se a habitual diminuição da rigidez tendendo as curvas a convergir para aproximadamente uma extensão de 1%. Relativamente às curvas determinadas por Pedro (2013), Figura 3.12b), verifica-se igualmente alguma dispersão para as deformações mais baixas. Contudo, as curvas resultantes dos ensaios de Pedro (2013) estendem-se a deformações menores e situam-se bastante acima das curvas obtidas por Marques (1998) mostrando que as amostras ensaiadas por Pedro (2013) possuem não só maior resistência mas também rigidez.

$$G_{sec} = \frac{\Delta q}{3 \cdot \Delta \varepsilon_s} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_s \cdot \sqrt{3} \quad (3.3)$$

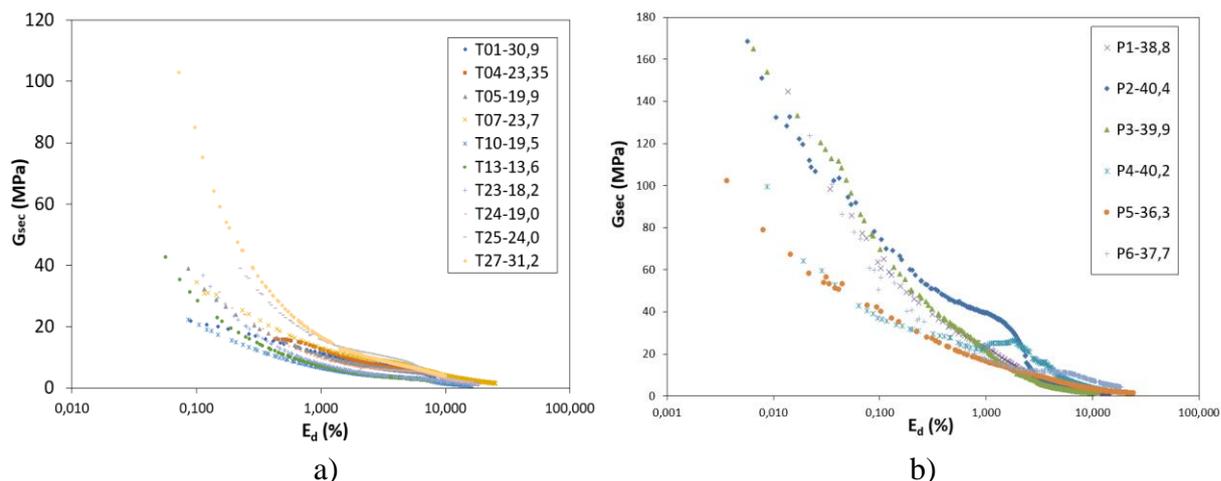


Figura 3.12 – Curvas de degradação do módulo de corte secante $G_{sec} - \epsilon_d$ (%) obtidas através de ensaios triaxiais de compressão realizados por: a) Marques (1998); b) Pedro (2013)

3.6.2 Amostras reconstituídas

Relativamente à análise do comportamento da rigidez para pequenas deformações em amostras reconstituídas da formação das AP, não foram encontrados dados na bibliografia em condições de ser comparáveis com os ensaios realizados.

3.7 Estrutura e Sensibilidade

3.7.1 Análise microscópica

A estrutura da formação das AP foi analisada à escala microscópica por Laranjo (2013) e por Mateus (2016) com recurso à utilização de um MEV. Laranjo (2013) analisou diversas amostras recolhidas entre os 36m e os 39,5m de profundidade junto à estação Baixa-Chiado, tendo observado a existência de uma orientação preferencial dos silicatos, visível na Figura 3.13a) bem como uma estrutura em “favo de mel”. A autora identificou igualmente a presença de aglomerados de pirites e vestígios de conchas bem como uma grande diversidade de partículas presentes na amostra (Figura 3.13b)).

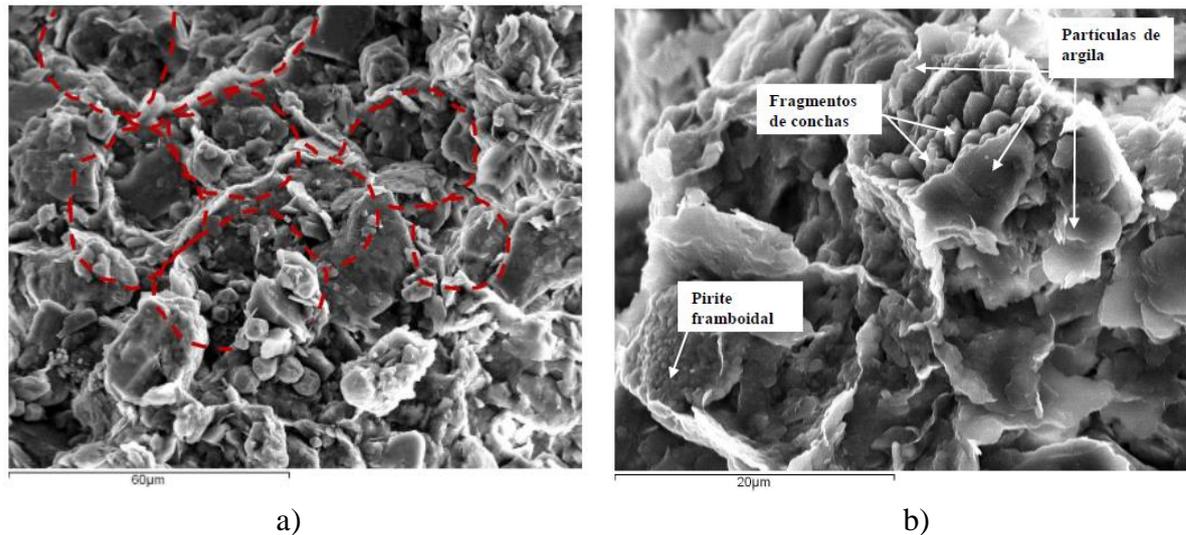


Figura 3.13 – Imagens obtidas com MEV: a) orientação preferencial dos filossilicatos e estrutura em favo de mel; b) partículas de argila com fragmentos de conchas e aglomerados de pirite framboidal (Laranjo, 2013)

Por sua vez Mateus (2016) analisou 4 amostras da formação das AP recolhidas na Rua Ivens em Lisboa a quatro níveis de profundidade distintos (36,0, 37,5, 39,0 e 40,0m). Na Figura 3.14 apresentam-se 4 imagens com uma ampliação de 5000x para cada uma das profundidades analisadas. A figura permite verificar que à profundidade de 36,0m as partículas encontram-se dispersas, sem orientação definida, e têm um formato bastante irregular, por sua vez a 37,5m já se consegue visualizar alguma orientação das partículas embora não muito bem definida. Contudo, para as profundidades de 39,0 m como de 40,0 m verifica-se que as partículas se encontram dispostas regularmente e que exibem uma forma mais regular e homogénea. Estas observações corroboram com o modelo geológico-geotécnico proposto por Pedro (2013) que, como foi dito anteriormente, sugere neste local a divisão da formação das AP em duas camadas distintas: a camada superior, de transição entre estratos, mais heterogénea devido à sua sedimentação ter decorrido num ambiente mais agitado; e a camada inferior, mais homogénea, resultando em partículas mais lisas e numa estrutura compacta, fruto de um ambiente de deposição mais calmo.

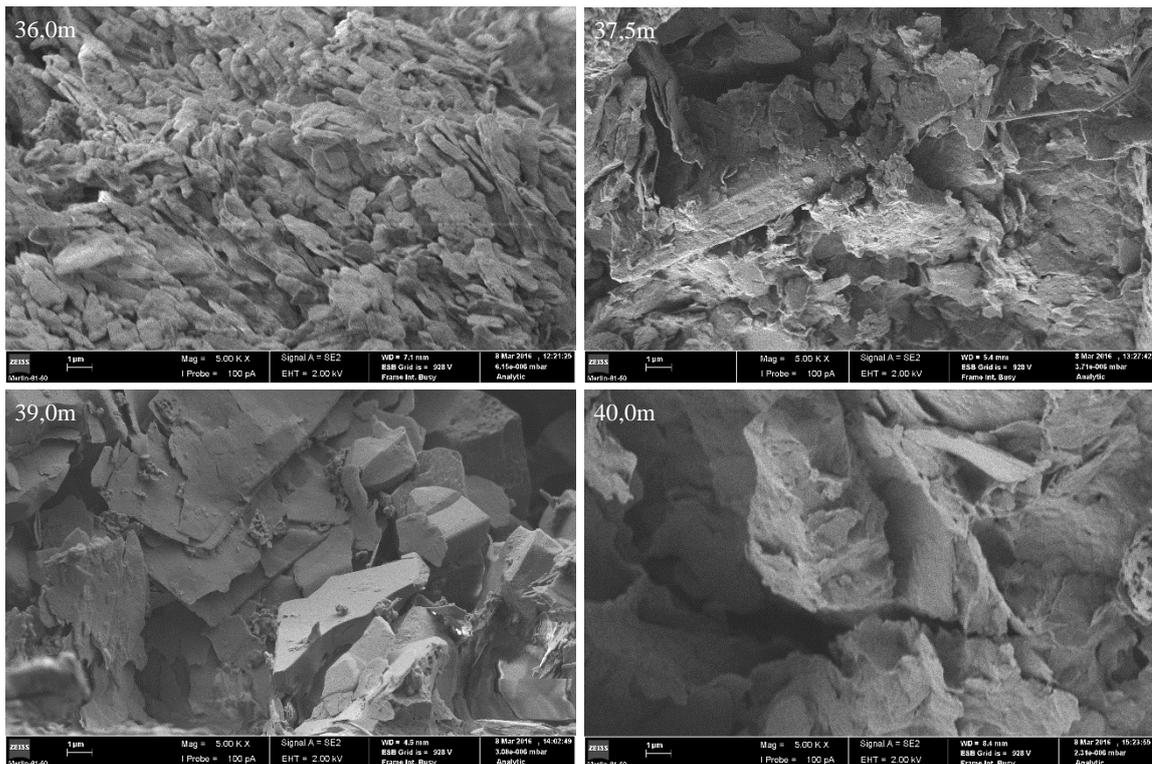


Figura 3.14 - Ampliação de 5000x para as diferentes profundidades analisadas nas amostras intactas (Mateus, 2016)

3.7.2 Análise macroscópica

Tendo por base os resultados dos ensaios edométricos realizados em amostras intactas e reconstituídas, Mateus (2016) procurou quantificar a existência de estrutura na formação das AP. Para tal este autor começou por definir a linha de compressão intrínseca, ICL-AP, com base nas curvas de compressão de todas as amostras reconstituídas existentes na bibliografia. Na Figura 3.15 apresenta-se a ICL-AP podendo observar-se um excelente ajuste às curvas dos diversos ensaios. Na figura pode igualmente observar-se que a ICL proposta por Burland (1990) também se ajusta bem para o nível médio de tensões que estão no horizonte desta formação. De acordo com Mateus (2016) a discrepância observada para maiores pressões pode dever-se a dois motivos, a maior percentagem de silte das AP em comparação com as argilas analisadas por Burland (1990) e o facto da ICL de Burland (1990) ter sido ajustada essencialmente para níveis de tensão mais baixos, não existindo muita informação disponível para níveis de tensão superiores.

Depois de definir a ICL-AP Mateus (2016) estimou para as amostras intactas existentes da formação das AP a sensibilidade de pressão (S_0) tendo por base a proposta de Cotecchia (1996). Um exemplo da aplicação desse método é ilustrado na Figura 3.16 para um dos ensaios realizados por Pedro (2016). Depois de efetuado o mesmo procedimento para os outros casos

Mateus (2016) compilou a Tabela 3.7 onde se pode observar que o parâmetro de sensibilidade de pressão varia entre 1,4 e 3,2, indicando que a formação das AP possui estrutura independentemente do local ou da profundidade analisadas. Contudo, os valores alcançados apresentam algumas discrepâncias entre eles que poderão ser resultado de fatores como as diferentes profundidades das amostras testadas e a diferente granulometria presente nas amostras, sendo mais siltosas e arenosas as amostras estudadas por Mateus (2016). Ainda assim, é de salientar que a sensibilidade determinada para as amostras de Pedro (2013) corroboram uma vez mais o modelo geológico-geotécnico proposto, visto que para profundidades menores (36,0 a 37,5m) o solo praticamente não exhibe sensibilidade, isto é, ausência de estrutura, enquanto que para maiores profundidades (acima de 39,0m) já se verifica a existência de uma estrutura relevante.

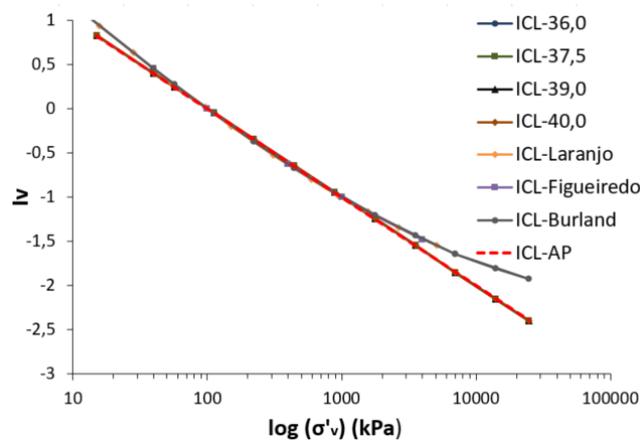


Figura 3.15 – Construção da ICL-AP no plano $I_v - \log(\sigma'_v)$ (Mateus, 2016)

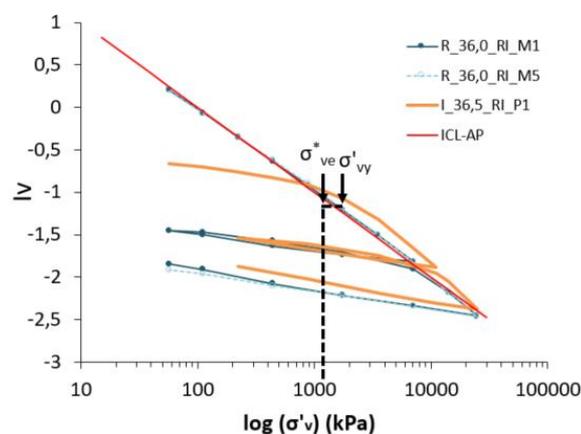


Figura 3.16 – Cálculo dos valores da sensibilidade segundo Cotecchia (1996) na formação das AP (Mateus, 2016)

Tabela 3.7 – Valores da sensibilidade segundo o método de Cotecchia (1996) para as AP

Local	Referência	Prof.(m)	Designação	Cotecchia (1996)		
				Intactas (σ_{vy})	Reconstituídas (σ^*_{ve})	S_σ
Av. Visconde Valmor	Laranjo (2013)	4,0	I_4,0_VV_L1	3500	1450	2,4
		4,0	I_4,0_VV_L2	3500	1300	2,7
Av. Liberdade	Figueiredo (2009)	8,0	I_8,0_AL_F1	3280	1580	2,1
P. Saldanha		8,0	I_8,0_PS_F2	3000	1850	1,6
Av. República		8,5	I_8,5_AR_F3	3100	1700	1,8
		12,9	I_12,9_TT_M1	3150	1700	1,9
		14,0	I_14,0_TT_M2	3000	1750	1,7
Túnel do Término	Marques (1998)	20,0	I_20,0_TT_M3	3000	1750	1,7
		24,7	I_24,7_TT_M4	3000	1750	1,7
		31,0	I_31,0_TT_M5	1750	1150	1,5
		36,5	I_36,5_RI_P1	1750	1270	1,4
Poço Rua Ivens	Pedro (2013)	37,5	I_37,5_RI_P2	3700	1580	2,3
		40,0	I_40,0_RI_P3	7300	2275	3,2

4 PROCEDIMENTO LABORATORIAL

4.1 Introdução

Como anteriormente referido o presente trabalho tem como objetivo caracterizar o comportamento intrínseco e avaliar a estrutura da formação das AP. Para tal procedeu-se à realização de ensaios triaxiais de compressão sobre amostras reconstituídas desta formação. Este trabalho encontra-se no seguimento do estudo destas formações iniciado pelo laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra e como tal segue os procedimentos base definidos por Pedro (2013) e posteriormente aplicados por Mateus (2016). Assim, as amostras analisadas são idênticas às utilizadas nesses dois trabalhos, tendo sido provenientes de 2 furos de sondagem realizados no logradouro do Edifício Quintão na Rua Ivens em Lisboa, conforme indicado por Pedro (2013). A exemplo dos estudos anteriores analisaram-se amostras relativas às profundidades de 36,0, 37,0, 39,0 e 40,0m. Neste capítulo descreve-se inicialmente o equipamento utilizado e o plano de ensaios que foi estabelecido tendo por base a compatibilidade com os testes efetuados por Pedro (2016) em amostras intactas desta formação. Apresenta-se em seguida o processo de reconstituição e montagem das amostras no aparelho triaxial, bem como as diferentes fases a que estas amostras foram sujeitas. Por fim, efetua-se uma breve descrição dos cálculos necessários à interpretação dos resultados e discutem-se as possíveis fontes de erro inerentes aos métodos utilizados.

4.2 Equipamento utilizado

Todos os ensaios de compressão triaxial e isotrópica efetuados no presente trabalho foram realizados na célula de caminho de tensões (Triax_1) existente no Laboratório de Geotecnia do DEC-UC, nas quais se encontram instalados sistemas automáticos de controle e aquisição de dados. Este equipamento é um aparelho triaxial hidráulico do tipo Bishop e Wesley (1975), que acomoda amostras de 38mm de diâmetro e tem uma pressão máxima de utilização de cerca de 1000 kPa, sendo o sistema controlado através do software “Triax”, desenvolvido na Universidade de Durham, em Inglaterra (Toll, 1990). Para um conhecimento mais aprofundado do funcionamento do equipamento recomenda-se a leitura de Oliveira (1992) e Coelho (2000).

Resumidamente, este aparelho permite fazer o controlo independente da pressão axial (pistão), da pressão radial na célula e da pressão intersticial no interior da amostra. A medição destas pressões, bem como das deformações verticais e volumétricas da amostra é efetuada por um sistema automático de aquisição de leituras, constituído por transdutores de pressão e de deslocamento elétricos e por uma célula de carga, que estão ligados a um computador através de um conversor de sinal analógico/digital (A/D). Os valores registados são depois convertidos em força, deslocamentos, pressões e variação volumétrica tendo por base as calibrações efetuadas (Correia, 2011). Deve-se referir, que antes de realizar o primeiro ensaio todas as linhas e ligações foram verificadas e reparadas através da aplicação de silicone para que não existissem fugas no sistema. No início de todos os ensaios teve-se o cuidado de fazer a circulação de água em todas as linhas com o objetivo de remover o ar que poderia estar presente no sistema. Além disso, todos os equipamentos foram devidamente calibrados e testados.

4.3 Programa de ensaios

O plano de ensaios adotado foi muito semelhante ao plano de ensaios adotado por Pedro (2013) para as amostras intactas da formação das AP, uma vez que, como referido, o objetivo destes ensaios era o de permitir a comparação do comportamento das amostras intrínsecas com as intactas realizadas nesse estudo. Como tal, foi decidido reproduzir ensaios similares, seguindo estes o mesmo processo de consolidação e de corte. Para mais detalhes sobre a tipologia dos ensaios efetuados recomenda-se a leitura de Pedro (2013). No total foram realizados 8 ensaios triaxiais sobre amostras reconstituídas, 6 correspondentes a ensaios de compressão triaxial e 2 a ensaios de compressão isotrópica, sendo o ensaio I1 adicional aos de Pedro (2013), uma vez que teve como objetivo verificar se para a profundidade de 36m o comportamento seria diferente, tal como foi observado nos ensaios triaxiais e edométricos realizados por Pedro (2013). Na Tabela 4.1 apresentam-se as descrições detalhadas dos ensaios triaxiais que foram efetuados.

Tabela 4.1 – Descrição detalha de todos os ensaios triaxiais que foram realizados

Ensaio	Prof. (m)	Consolidação		Fase de Corte	
		σ'_{v0} (kPa)	σ'_{r0} (kPa)	Drenagem	Tipo de Corte
I1	39	50	50	Drenado	compressão isotrópica
I2	36	50	50	Drenado	compressão isotrópica
E1	39	600	420	Não Drenado	compressão com diminuição de p
E2	40	600	420	Drenado	compressão com p' constante
E3	40	600	420	Drenado	compressão com diminuição de p
E4	40	600	420	Não Drenado	compressão com aumento de p
E5	36	480	480	Drenado	compressão com p' constante
E6	37	600	420	Não Drenado	compressão com aumento de p

4.4 Preparação das amostras

Conforme referido as amostras utilizadas para a realização de todos os ensaios efetuados foram provenientes de 2 furos de sondagem realizados no logradouro do Edifício Quintão na Rua Ivens em Lisboa por Pedro (2013). O solo para as amostras relativas às profundidades de 37,0, 39,0 e 40,0m foram retiradas do furo de sondagem 1, enquanto que para a profundidade de 36,0m utilizou-se solo do furo de sondagem 2, dado que o stock de solo da sondagem 1 a esta profundidade foi esgotado em trabalhos anteriores. Contudo, dado que os furos de sondagem distam de apenas 6m não se considera este facto uma limitação para o estudo. Na Figura 4.1a) apresenta-se a título exemplificativo uma caixa de sondagem de onde foi retirado solo para preparar as amostras, enquanto que na Figura 4.1b) se mostram as quatro amostras de solo já separadas de acordo com a sua profundidade.



Figura 4.1 – a) Caixa de sondagem com as amostras recolhidas através dos furos de sondagem realizados no quintal do Edifício Quintão na Rua Ivens em Lisboa; b) desagregação do solo através da adição de água para as 4 profundidades

A preparação das amostras reconstituídas seguiu essencialmente o mesmo processo descrito em Mateus (2016). O primeiro passo consistiu na desagregação do solo por forma a garantir a sua correta homogeneização. Para tal, foi adicionada água em todas as amostras tendo como objetivo desagregar os tarolos maiores em pedaços mais pequenos. Seguidamente o solo foi seco em estufa para retirar a água em excesso. Após secagem as amostras foram peneiradas (peneiro n.º10 da série ASTM) para remover as conchas e outros materiais mais grosseiros (Figura 4.2a)). Em seguida o solo seco foi novamente desagregado com auxílio do pilão e almofariz para que todas as ligações entre partículas da argila fossem quebradas mas tendo sempre o cuidado de não alterar a composição granulométrica do solo (Figura 4.2b). Por fim foi novamente adicionada água ao solo, seguindo as orientações de Burland (1990), isto é, 1,0 a 1,5 vezes o limite de liquidez do solo, tendo-se posteriormente procedido à mistura vigorosa do solo com vista a obter uma mistura homogénea.



Figura 4.2 – a) Visualização de conchas para a profundidade de 37,0m; b) Diferenças entre um solo seco e um solo que foi reconstituído através do pilão e almofariz

Uma vez garantida a homogeneidade do solo com o teor de humidade adequado prepararam-se vários tubos de PVC, já com os requeridos 38mm de diâmetro para as amostras nos ensaios triaxiais, seguindo a seguinte sequência:

- Colocação de vaselina no interior do tubo, tendo o objetivo de reduzir o atrito ao longo das paredes do tubo, evitando que o processo de consolidação fosse afetado e facilitando assim a sua extração;
- A base do tubo foi tapada com fita adesiva tendo-se deixado diversos furos para que a água pudesse circular e a amostra consolidar (Figura 4.3a));
- Enchimento do tubo com o solo pretendido de forma gradual e por camadas, tendo-se o cuidado de no fim de cada camada apiloar o solo para retirar eventuais bolhas de ar que pudessem ficar no seu interior e garantir uma maior uniformidade ao longo da amostra;
- Submersão dos tubos num tanque com água ($20 \pm 2^\circ\text{C}$) e colocação de uma pressão de 47,5 kPa com o intuito de pré-consolidar a amostra, tornando-a mais trabalhável (Figura 4.3b));
- Os tubos foram deixados no tanque de cura pelo período mínimo de 20 dias, tempo este considerado como razoável para que a amostra consolidasse e apresentasse uma trabalhabilidade adequada.

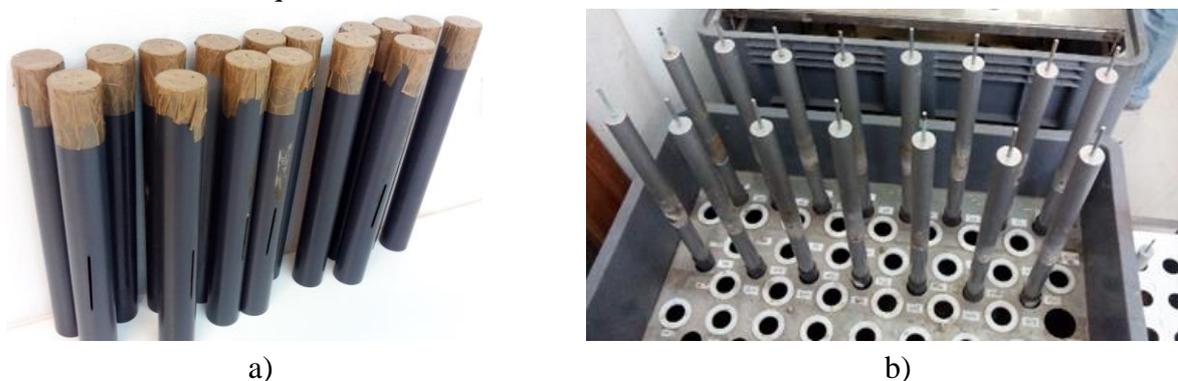


Figura 4.3 – a) Aspeto final da preparação dos tubos antes da colocação das amostras; b) Submersão dos tubos num tanque com água e colocação de uma massa com uma pressão de 47,5 kPa

4.5 Montagem das amostras

A montagem das amostras no aparelho triaxial foi realizada cuidadosamente seguindo com a maior exatidão possível os princípios definidos pela norma BS 1377:8 (1990). Como as amostras ensaiadas são reconstituídas para teores em água elevados exibem baixa trabalhabilidade, pelo que cuidados especiais foram tidos em conta para minimizar ao máximo qualquer perturbação que a amostra possa sofrer, tendo sido adotadas as seguintes fases:

- Depois de cumprido o período mínimo de 20 dias no tanque de cura, a carga sobre o tubo foi retirada cuidadosamente tendo-se procedido à extração da amostra. Esta com o auxílio de uma serra de arame foi cortada nas suas extremidades até se atingir a altura requerida (76mm de altura). Com a ajuda de uma espátula as irregularidades nas extremidades foram corrigidas garantindo-se faces planas e perpendiculares ao eixo longitudinal da amostra, condição descrita como fundamental para a obtenção de resultados precisos (Coelho, 2000);
- Pedras porosas lavadas e fervidas, com o objetivo de remover o ar e quaisquer outras partículas (vaselina, por exemplo) que se encontrassem presas no seu interior, foram colocadas nas extremidades da amostra por forma a garantir a passagem distribuída de água pelo interior da amostra;
- Para além das pedras porosas foi colocado entre estas e a amostra um papel de filtro de modo a impedir a contaminação da pedra porosa pelas partículas finas do solo (Figura 4.4a));
- A amostra foi então posicionada no pedestal do aparelho triaxial (Figura 4.4b)) e colocada a membrana envolvente à amostra presa com múltiplos *o-rings*, na base e no topo, de forma a garantir a sua impermeabilização.
- Por fim, fechou-se a câmara triaxial e encheu-se a mesma de água tendo sido aplicada uma tensão efetiva, de cerca de 20 kPa, na amostra para assegurar a sua estabilidade (Figura 4.4c)).

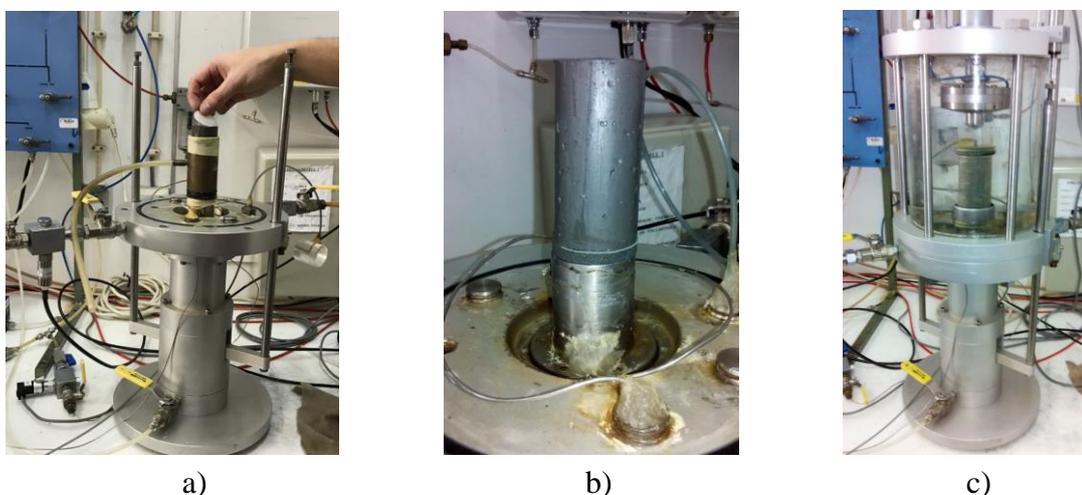


Figura 4.4 – a) Colocação do papel de filtro; b) Colocação da amostra no pedestal; c) Câmara triaxial fechada e cheia de água

4.6 Fase de saturação

A primeira fase após o isolamento da câmara triaxial consiste na saturação da amostra de modo a que todos os vazios existentes sejam preenchidos por água, permitindo desta forma a correta avaliação da tensão efetiva na amostra. Este processo foi realizado aumentando lentamente a pressão na célula e no interior da amostra (contrapressão) da mesma quantidade (10 kPa/h), mantendo desta forma uma tensão efetiva na amostra constante de cerca de 15 kPa. Tal foi efetuado até se atingir uma contrapressão pré-estabelecida de 150kPa. Nesta fase, o parâmetro B de Skempton ($\Delta u/\Delta\sigma_r$) foi determinado pelo aumento da pressão da célula em aproximadamente 50 kPa ($\Delta\sigma_r$) tendo o cuidado de manter fechada a válvula da contrapressão para que se pudesse gerar um excesso de pressão de água nos poros (Δu). As amostras foram consideradas saturadas quando o valor do parâmetro B atingiu 0,95. Esta fase teve geralmente uma duração aproximada de 2 a 3 dias.

4.7 Fase de consolidação e aplicação de pressões iniciais

Depois de concluída a fase de saturação seguiu-se a fase de consolidação e aplicação das pressões iniciais. Tal como definido por Pedro (2013) as amostras foram consolidadas para um estado de tensão efetiva semelhante ao estimado para as condições *in-situ*. A tensão efetiva vertical foi determinada com base na profundidade e no peso volúmico das camadas acima da amostra, enquanto que para o cálculo da tensão efetiva horizontal Pedro (2013) assumiu duas possibilidades, a correspondente à estimativa da pressão medida *in-situ* para a qual foi adotado coeficiente de impulso em repouso igual $K_0=0,7$ (consolidação anisotrópica), e a condição isotrópica correspondendo um $K_0=1$. O procedimento adotado para as amostras anisotrópicas foi mais complexo uma vez que durante a consolidação aumentou-se progressivamente a pressão na célula e no pistão, mantendo constante a pressão de águas nos poros no interior da amostra, de uma relação que mantivesse o K_0 desejado. Durante este processo foi empregue um incremento de pressão muito baixo (10 kPa/h) para assegurar que não fossem gerados excessos de pressão de água nos poros elevados de forma a que a trajetória de tensão efetiva seguisse o mais possível a linha K_0 . Depois de chegar às pressões finais pretendidas os seus valores foram mantidos constantes até não se observar qualquer variação volumétrica, sinal de que a fase de consolidação estava concluída. Geralmente observou-se que este período durava cerca de dois a três dias. No caso das amostras consolidadas isotropicamente optou-se por aplicar uma pressão vertical e radial igual na célula do valor final pretendido de forma gradual e esperou-se igualmente até que o medidor de volume estabilizasse.

Deve salientar-se que no processo de aplicação da tensão *in-situ* às amostras não se considerou a reconsolidação da amostra para os níveis de OCR registados. Tal deveu-se essencialmente à

incapacidade do sistema poder aplicar a magnitude das pressões requeridas (limite de 1000kPa) bem como ao facto de ser desconhecido em concreto qual a história de tensões sofrida por esta camada ao longo da história. Apesar de tal ser uma limitação dos ensaios verifica-se na literatura (Cotecchia, 1996; Gasparre, 2005) que tal situação é frequente de ocorrer em argilas duras, precisamente pelos motivos apontados.

4.8 Fase de corte

Nos ensaios realizados as amostras foram sujeitas a vários tipos de corte em condições drenadas e não-drenadas como se mostrou na Tabela 4.1. Para assegurar que o ensaio decorria em condições drenadas manteve-se a linha da pressão intersticial aberta e programou-se no sistema de controle que o valor da pressão de água nos poros no interior da amostra seria constante em todo o ensaio. Por sua vez, nos ensaios não-drenados bastou fechar essa linha, sendo a pressão de água nos poros no interior da amostra uma resultante do estado de tensão e das propriedades do solo. Ambos os ensaios de compressão isotrópica foram realizados em condição drenada, sendo programado que a pressão radial na célula subisse até a um valor máximo de 950 kPa, com um incremento de 6,5 kPa/h, sendo depois reduzida até 200 kPa, incremento de -10 kPa/h. No caso dos ensaios triaxiais de compressão foram seguidas 3 trajetórias diferentes: compressão com aumento de p , em que se manteve a pressão radial na célula constante e aplicou-se um deslocamento controlado na base da amostra conseguindo-se desta forma um aumento da tensão vertical; compressão com diminuição de p em que neste caso manteve-se a pressão vertical e diminuiu-se a tensão radial até se atingir a rotura; por último, ensaios em compressão com p' constante em que esta grandeza foi mantida igual a 480 kPa tendo-se para tal aumentado a tensão vertical na amostra enquanto que se reduzia a pressão na célula. As grandezas registadas em todos os ensaios a cada 10 segundos de intervalo, foram: o tempo; a pressão da célula, a pressão de água nos poros no interior da amostra; a força vertical na célula de carga; o deslocamento imposto na amostra; e o volume da amostra.



Figura 4.5 – Aspetto final da amostra após a fase de corte

4.9 Cálculos e possíveis fontes de erro

No decorrer da realização dos ensaios triaxiais, houve o cuidado de limitar ao máximo os possíveis erros capazes de afetar os resultados medidos. Vários são os aspetos que podem afetar estes resultados, sendo descritos seguidamente os quatro que geralmente têm maior importância: a pressão e extensão axial, a extensão volumétrica e a resistência da membrana.

- A pressão axial foi determinada em cada instante durante o ensaio e foi calculada dividindo a força axial, medida na célula de carga, pela área da secção transversal da amostra. Esta última é corrigida (A_{corr}) dado que durante o corte as dimensões da amostra são alteradas. No presente estudo utilizou-se para a correção a expressão proposta por Bishop e Henkel (1962), onde A_0 é a área inicial e \mathcal{E}_v e \mathcal{E}_a são as extensões volumétricas e axiais atuais, respetivamente.

$$A_{\text{corr}} = A_0 \cdot \frac{1 - \mathcal{E}_v}{1 - \mathcal{E}_a} \quad (4.1)$$

- A extensão axial (\mathcal{E}_a) da amostra foi avaliada a partir da medição das deformações externas, assumindo-se uma deformação uniforme na amostra. O seu cálculo pode assim ser afetado por alguma não uniformidade existente ou até pela deformabilidade do próprio aparelho triaxial. Face à magnitude das deformações axiais das amostras ensaiadas e à elevada rigidez do equipamento, não se prevê que o erro resultante da medição da deformação externa afete os resultados de forma significativa (Coelho, 2000), embora possam surgir imprecisões devido a não se terem utilizado transdutores de deslocamento locais na amostra. A \mathcal{E}_a foi calculada através da seguinte equação, em que $\Delta\delta$ representa a variação do deslocamento na amostra e H_0 a sua altura inicial.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta\delta}{H_0} \quad (4.2)$$

- A extensão volumétrica da amostra foi avaliada com base na variação do volume de água (ΔV) que entra ou sai da amostra, uma vez garantida a sua saturação, e assumindo-se que as partículas sólidas e da água são incompressíveis (Equação 4.3). Os erros no cálculo da extensão volumétrica estão normalmente associados à medição do volume de água que entra ou sai da amostra. O medidor de volume utilizado para o efeito é composto por uma interface ar/água pelo que eventuais fugas no interior deste medidor são possíveis. No presente estudo verificou-se que o volume perdido ao longo do ensaio tinha um valor muito reduzido quando comparado com os valores registados durante o ensaio pelo que se optou por não efetuar qualquer correção.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (4.3)$$

- Vários autores (Bishop e Henkel, 1962; Coelho, 2000) e até mesmo a norma BS 1377:8 de 1990 propõem correções para ter em conta a resistência da membrana durante a fase de corte. Correia (2011), na sua pesquisa, determinou que para as membranas utilizadas neste estudo existia uma relação aproximadamente linear entre a força na membrana e a deformação axial dada pela Equação 4.4. Utilizando esta relação e considerando uma deformação axial máxima de 20%, obtém-se um valor de apenas 5 N para a restrição de membrana, pelo que esta correção pode igualmente ser considerada desprezável dada a magnitude das cargas aplicadas no ensaio.

$$F_{memb} (N) \approx 0.25 \cdot \varepsilon_a (\%) \quad (4.4)$$

Para além destes fatores interessa referir que outras grandezas, tais como: a tensão média efetiva (p') e de desvio (q) e a deformação radial (ε_r) foram calculadas através das seguintes equações:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} \quad (4.5)$$

$$q = q' = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_a - \varepsilon_v \quad (4.7)$$

A equação para o cálculo da deformação distorcional, ε_d , e do módulo distorcional secante, G_{sec} , já foram apresentadas no capítulo anterior, equações 3.3 e 3.1, respetivamente.

5 COMPORTAMENTO INTRÍNSECO DA FORMAÇÃO DAS “ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES”

5.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os principais resultados obtidos com a realização dos ensaios triaxiais em amostras reconstituídas. Estes servem para complementar o pouco conhecimento existente na bibliografia acerca do comportamento intrínseco tensão-deformação das AP. Apresentam-se em primeiro lugar os resultados dos 2 ensaios realizados de compressão isotrópica e os parâmetros de compressibilidade estimados a partir destes. Seguidamente, o comportamento tensão-deformação intrínseco das AP é analisado tendo por base os resultados dos 6 ensaios triaxiais de compressão realizados. Apresentam-se igualmente os parâmetros de resistência ao corte obtidos discutindo-se os seus valores comparativamente aos publicados na bibliografia. Por último, o comportamento intrínseco a pequenas deformações das AP é analisado tendo por base as curvas de degradação da rigidez deduzidas a partir dos ensaios realizados.

5.2 Comportamento em compressão isotrópica

Como referido no capítulo anterior foram realizados 2 ensaios de compressão isotrópica, em amostras recolhidas a profundidades de 36,0 (I2) e 39,0m (I1). Com base na interpretação das curvas de compressão apresentadas na Figura 5.1a) é possível verificar que a amostra recolhida a uma maior profundidade apresenta uma maior compressibilidade, algo que pode ser justificado pelo facto de a amostra I1 ter uma matriz mais fina quando comparada com a amostra I2 (Figura 3.2). Tal constatação encontra-se de acordo com o observado por Mateus (2016), que também constatou que a maior compressibilidade existente nas amostras a maiores profundidades se devia a uma maior presença de silte e argila. Desta forma pode concluir-se que, embora as duas amostras sejam classificadas como pertencentes à mesma formação, o seu comportamento intrínseco em compressão é fortemente dependente do tamanho das partículas que a constituem, exibindo, naturalmente, uma compressibilidade maior o solo com partículas mais finas. Estas diferenças foram igualmente observadas para a fase de descarga onde também se observou que a amostra mais fina, I1, possuía menores deformações plásticas. Estas

conclusões são facilmente suportadas quando se determinam os parâmetros de compressibilidade das duas curvas, tendo-se para a curva de compressão e de descarga declives de $\lambda = 0,585$ e $\kappa = 0,102$ para o ensaio I1 e $\lambda = 0,315$ e $\kappa = 0,041$ para o ensaio I2. Ainda foi possível determinar o volume específico, v_1 (correspondente a $p' = 1 \text{ kPa}$), obtendo-se para o ensaio I1 e I2 os valores de 2,89 e 2,09 respetivamente. Deve igualmente referir-se que apesar dos procedimentos de ensaio terem sido exatamente os mesmos nos 2 ensaios efetuados verificou-se que a amostra I1 possuía inicialmente um maior índice de vazios, aproximadamente 1,0, o que também pode ser considerado demonstrativo da composição mais fina desta formação, já que no caso da amostra I2 o valor obtido foi inferior a 0,65 (Figura 5.1).

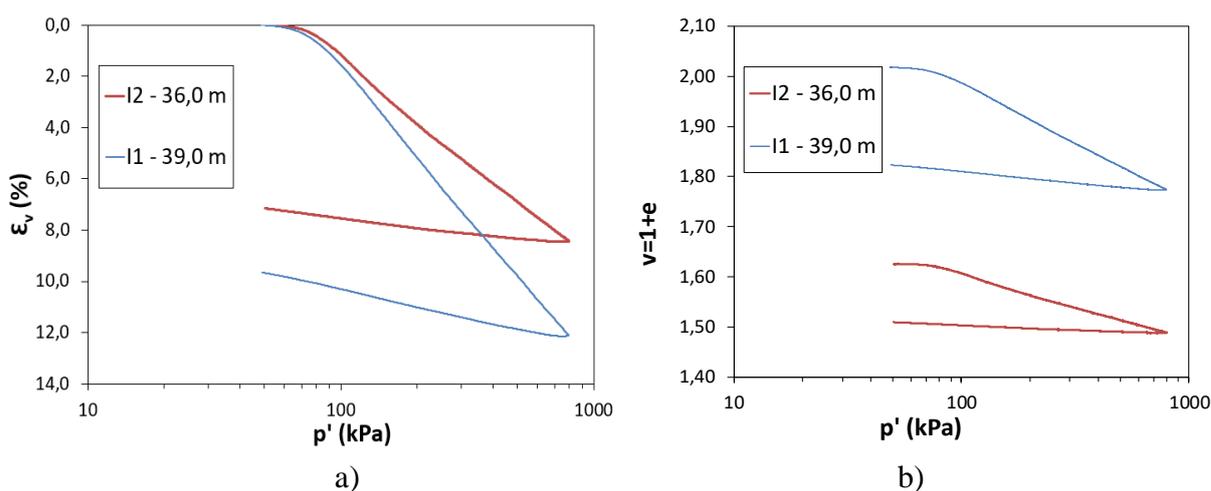


Figura 5.1 – Curvas de compressão isotrópica de amostras reconstituídas da formação das AP: a) deformação volumétrica; b) volume específico

5.3 Análise tensão-deformação a grandes deformações

Na Tabela 5.1 são apresentadas as condições iniciais dos 6 ensaios triaxiais realizados na formação das AP, e ainda o valor da tensão de desvio máxima e da correspondente deformação axial para a qual ela se verifica. Na Figura 5.2 são apresentadas as curvas tensão-deformação obtidas. A partir das figuras é possível visualizar que apesar da trajetória de tensões ter variado de ensaio para ensaio existem algumas similaridades nas curvas. Tal como típico, neste tipo de amostras, não se observa a existência de pico, sendo a maior resistência mobilizada para grandes deformações. Com a exceção do ensaio E5-36, praticamente todos os restantes exibem a mesma resistência a médias deformações (5%), existindo depois algum amolecimento observado em algumas amostras para grandes deformações. A justificação para a discrepância de comportamento, tanto qualitativo como quantitativo, da amostra E5-36 pode estar relacionada com as condições iniciais deste ensaio (Tabela 5.1), já que, apesar do procedimento de preparação ter sido similar às restantes, esta amostra exibe um menor índice de vazios e teor

em água inicial, motivado provavelmente pela sua matriz ser mais grossa que as restantes amostras. Outra razão para tão distinto comportamento pode estar relacionado com o facto desta amostra ter sido a única que foi isotropicamente consolidada partindo de uma tensão de desvio nula (Tabela 4.1).

É ainda possível constatar que as curvas das amostras reconstituídas são bastante diferentes das curvas que foram apresentadas na bibliografia referentes a amostras intactas, sendo que a única semelhança entre elas a observação de um valor de resistência praticamente constante para grandes deformações. Quando se normaliza a tensão de desvio pelo valor de p' percebe-se que as amostras ensaiadas a uma profundidade menor, E5-36 e E6-37, exibem um comportamento distinto, apresentando uma menor rigidez inicial mas uma maior resistência a grandes deformações, algo que mais uma vez pode ser justificado devido à sua composição granulométrica ser mais grosseira (Figura 3.2). Através da Figura 5.2b) não é possível definir um valor único para a relação q/p' a grandes deformações, parecendo no entanto que as amostras a menores profundidades tendem para um valor de 1,2 enquanto que as amostras a maiores profundidades tendem para aproximadamente 0,9, embora não seja possível definir com exatidão este valor.

A variação do excesso de pressão de água nos poros para os ensaios não drenados é apresentada na Figura 5.3a). Verifica-se que nos ensaios E4-40 e E6-37 existiu desde o início do ensaio geração de excesso de pressão de água nos poros positiva, verificando-se um valor final maior para o E6-37 (maior contração da amostra). No ensaio E1-39 observou-se no início uma variação brusca negativa do excesso de pressão neutra, seguida depois de um aumento gradual similar ao observado nos outros ensaios, mas que, devido à queda inicial, não permitiu atingir no final um valor do excesso de pressão de água nos poros positivo. A razão para este comportamento inicial anómalo da amostra E1-39 é desconhecida, embora pareça ser evidente que após o mesmo a amostra exhibe um comportamento tido como normal, sendo que teria chegado a um valor de excesso de pressão de água nos poros de cerca de 100kPa, que está em linha com o registado nos outros ensaios. Infelizmente, devido ao número muito limitado de amostras existentes, não foi possível repetir o ensaio para verificar se este comportamento anómalo se deveu, como se pensa, a alguma anomalia no controle do ensaio, ou se é devido à amostra em si. As curvas da evolução da variação volumétrica registadas nos ensaios drenados são apresentadas na Figura 5.3b) verificando-se que para o ensaio E5-36 existiu inicialmente uma geração de extensão volumétrica positiva, ou seja, uma diminuição/contração de volume na amostra, típica de solos NC. Por sua vez no ensaio E3-40 verificou-se o oposto, ou seja, uma dilatação ainda que pequena da amostra. Por último, no caso do ensaio E2-40 verificou-se uma pequena descida da extensão volumétrica (dilatação/aumento de volume) no início do ensaio seguida de um aumento para valores positivos (dilatação) da extensão volumétrica para deformações axiais maiores.

Tabela 5.1 – Condições iniciais e pontos de rotura dos 6 ensaios triaxiais realizados na formação das AP

Ensaio-prof.(m)	e_i	w_i (%)	w_f (%)	γ_i (kN/m ³)	$q_{máx}$ (kPa) - ϵ_a (%)
E1-39	0,99	37,33	26,47	16,51	382,42 - 5,63
E2-40	1,03	40,98	26,64	16,25	365,94 - 4,58
E3-40	1,05	36,88	28,76	16,35	364,86 - 5,81
E4-40	0,85	39,59	27,86	18,00	381,55 - 3,04
E5-36	0,48	30,60	14,90	20,23	576,23 - 10,29
E6-37	0,78	37,41	25,67	18,38	390,46 - 7,08

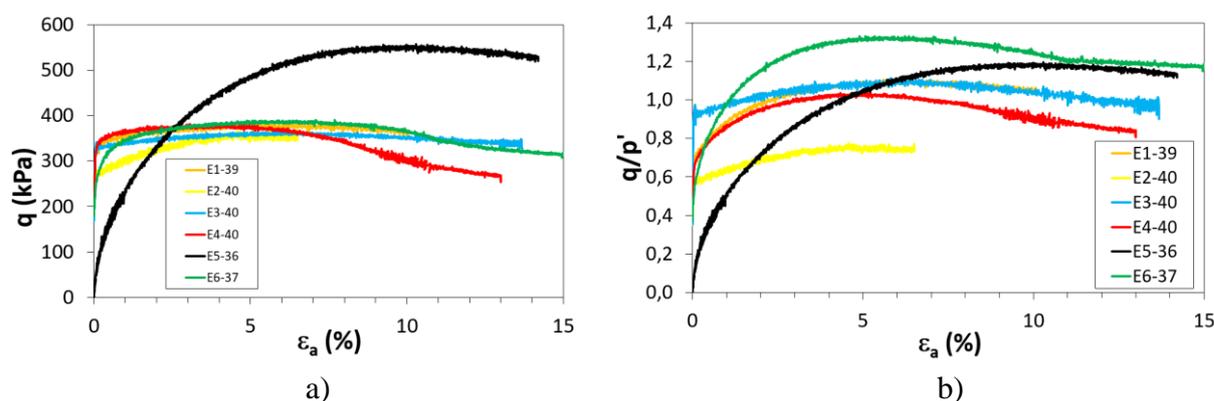


Figura 5.2 – a) Curvas tensão-deformação; b) razão da tensão observada em ensaios triaxiais na formação das AP

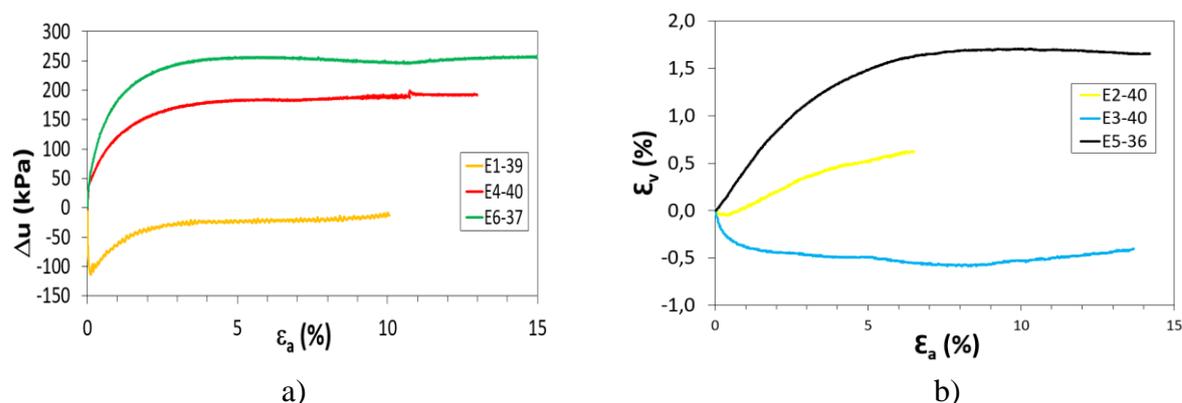


Figura 5.3 – a) variação do excesso de pressão de água nos poros; b) deformação volumétrica de ensaios triaxiais realizados na formação das AP

A trajetórias de tensões efetivas durante a fase de corte são apresentadas na Figura 5.4 sendo possível observar que: todos os ensaios começaram com $p' = 480 \text{ kPa}$, e a partir de uma consolidação anisotrópica ($K_0 = 0,7$) com uma tensão de desvio (q) igual a 180 kPa, com a exceção do já referido ensaio E5-36 onde a amostra foi consolidada isotropicamente ($K_0 = 1$);

tal como visto anteriormente também é possível observar que o ensaio E5-36 foi o que apresentou uma maior resistência, mesmo quando comparado com o ensaio E2-40, realizado segundo a mesma trajetória de tensões; os ensaios não drenados E1-39 e E4-40 exibem inicialmente um aumento da tensão de desvio sem grande alteração da tensão média efetiva até se atingir um q de aproximadamente 350kPa, seguindo depois uma trajetória em que se verifica uma diminuição da tensão média efetiva sem um grande aumento da tensão de desvio; por sua vez nos ensaios drenados E3-40 e E6-37 verifica-se, logo após o início do corte, uma diminuição considerável na tensão média efetiva com um aumento da tensão de desvio, até se atingir a rotura também para valores similares de $q = 350 \text{ kPa}$.

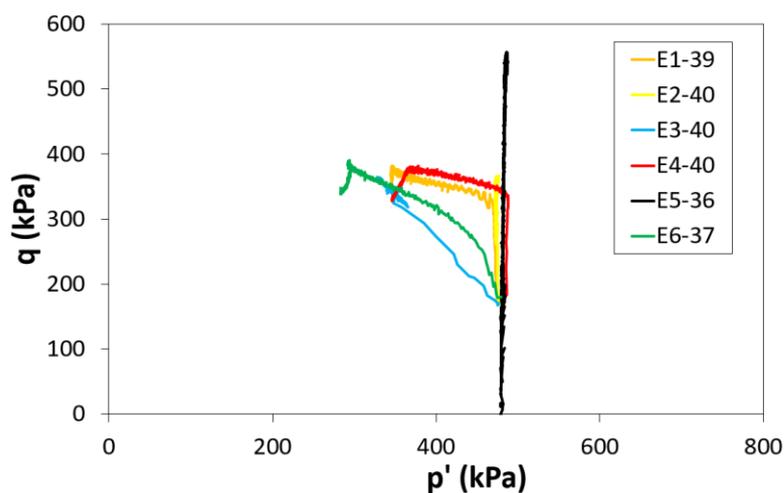


Figura 5.4 – Trajetórias de tensões efetivas observadas nos ensaios triaxiais para a formação das AP

Pela análise conjunta das curvas observadas é possível verificar que também parece existir alguma diferença de resultados consequente da composição granulométrica das AP. As amostras mais grossas e superficiais, E5-36 e E6-37, exibem menor rigidez inicial mas tendem a atingir maiores resistências e uma maior tentativa de dilatação. Ainda assim, dado o pequeno número de amostras ensaiadas e as diferentes condições iniciais e trajetórias de corte seguidas nas mesmas, é difícil concluir definitivamente acerca do seu comportamento sendo necessária a realização de mais ensaios realizados em condições similares. Comparando os resultados obtidos com os apresentados por Laranjo (2013) é possível verificar que em ambos os casos as amostras reconstituídas não exibiram um pico de resistência, à exceção do referido ensaio E1-39, e que ambas as amostras apresentaram excessos de pressão de água nos poros positivos, exibindo um comportamento típico de um solo normalmente consolidado.

5.4 Parâmetros de resistência ao corte

Os parâmetros de resistência ao corte em tensões efetivas foram estimados tendo por base o mesmo critério definido por Pedro (2013). Assim, considerou-se que a rotura se verificava quando se atingia a relação σ'_1/σ'_3 máxima. No caso concreto deste estudo, e dado tratarem-se de amostras reconstituídas, verificou-se que este critério correspondia praticamente ao ponto onde se verificava igualmente a tensão de desvio máxima (já para grandes deformações). Seguindo também a mesma metodologia proposta por Pedro (2013), optou-se por fazer a subdivisão da formação das AP em duas camadas distintas, obtendo-se assim dois conjuntos de parâmetros. Para a camada superior (36,0 e 37,0m) estimou-se um $\phi' = 31,1^\circ$ enquanto que para a camada inferior (39,0 e 40,0m) foi determinado um $\phi' = 24,6^\circ$. Naturalmente que, tratando-se de amostras reconstituídas, admitiu-se em ambos os casos uma coesão nula. Apesar da discrepância dos valores do ângulo de resistência ao corte obtidos podem considerar-se enquadrados com o valor proposto por Pedro (2013) para as amostras intactas ($\phi' = 28,4^\circ$). Comparando com o valor obtido por Laranjo (2013) nas amostras reconstituídas ($\phi' = 20,1^\circ$) observa-se uma maior resistência das amostras ensaiadas, o que pode ser justificado por vários fatores como sendo a diferente composição granulométrica, profundidade, local de recolha e tipologia de ensaios efetuados.

5.5 Comportamento a pequenas deformações

O comportamento da rigidez a pequenas deformações da formação das AP em amostras reconstituídas foi avaliado com base nas curvas de degradação do módulo de distorção secante (Figura 5.5a)) determinado a partir dos ensaios triaxiais de compressão usando as Equações 3.1, 3.2 e 3.3. Na Figura 5.5b) são apresentadas as curvas de degradação do módulo de distorção secante normalizadas pela tensão média para facilitar a comparação com outros autores. Tal como se verificou em Marques (1998), não foi possível medir deformações abaixo de 0,01%, sendo por isso difícil efetuar uma interpretação completa da curva de degradação. Contudo, a observação da Figura 5.5 permite verificar que, tal como esperado e registado em outras argilas, existe uma diminuição significativa do módulo de distorção secante com o aumento da deformação. Pode igualmente constatar-se que existe uma diferença clara na rigidez consoante a profundidade das amostras, com as mais profundas a exibirem uma rigidez maior para deformações até cerca de 0,2%. Nas amostras mais profundas pode antever-se uma relação G_{sec}/p' superior a 400 para muito baixas deformações, enquanto que nas amostras menos profundas (E5-36 e E6-37) essa relação é consideravelmente inferior, dificilmente ultrapassando os 200. Naturalmente, para níveis maiores de deformação (a partir de cerca de 0,2%) todas as curvas tendem a convergir e a apresentar uma rigidez próxima de zero.

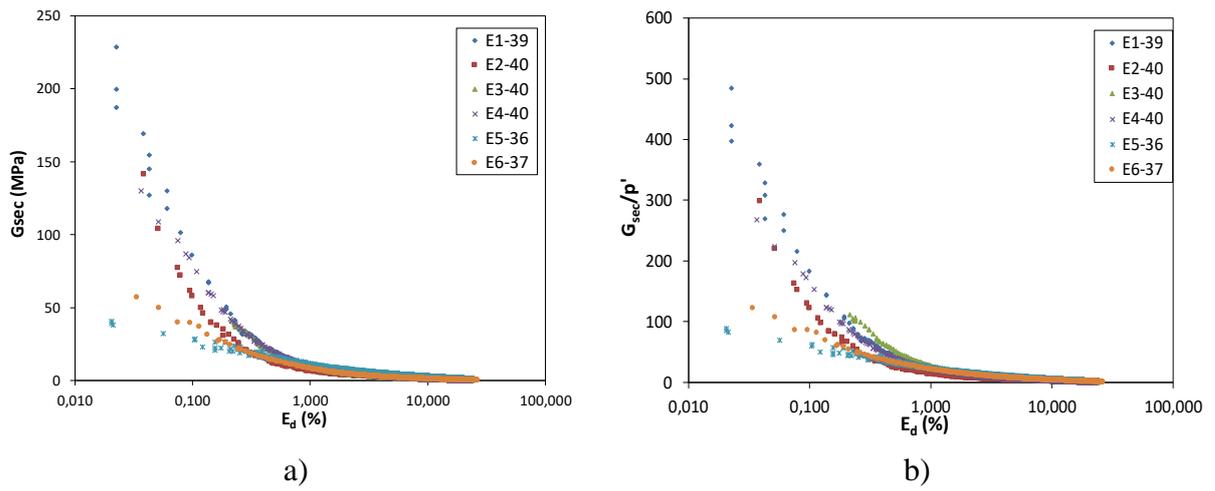


Figura 5.5 – Curvas de degradação de rigidez intrínseca da formação das AP: a) módulo de distorção secante; b) módulo de distorção secante normalizado pela tensão média

6 AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA DA FORMAÇÃO DAS "ARGILAS E CALCÁRIOS DOS PRAZERES"

6.1 Introdução

Ao longo deste capítulo procura-se avaliar quais as principais diferenças entre o comportamento das amostras reconstituídas, ensaiadas neste trabalho, e as correspondentes amostras intactas, ensaiadas por Pedro (2013). A comparação é efetuada para os ensaios de compressão isotrópica e para os ensaios triaxiais, a grandes e pequenas deformações, realizados. Admitindo-se que a diferença entre os ensaios se deve sobretudo à estrutura existente na formação, procura-se avaliar quantitativamente qual o impacto desta nas diversas componentes do comportamento mecânico.

6.2 Avaliação da estrutura em compressão isotrópica

Na Figura 6.1 apresentam-se as curvas de compressão normalizadas pelo volume específico inicial de cada amostra. A partir da figura pode-se observar que, tal como esperado, as amostras reconstituídas apresentam uma compressibilidade muito maior que a amostra intacta ensaiada por Pedro (2013). Os valores dos parâmetros de compressibilidade obtidos são apresentados na Tabela 6.1 verificando-se, naturalmente, valores mais elevados nas amostras reconstituídas. A relação entre o declive das curvas de compressão diretamente comparáveis (39 e 39,5m) é de 3,3 enquanto que em descarga o valor é de cerca de 1,5. Apesar de não existir nenhum parâmetro de sensibilidade definido diretamente para estes parâmetros, pode considerar-se que a relação em descarga corresponde de certa forma à Sensibilidade de Expansibilidade proposta por Schmertman (1969), o que confirmaria estarmos na presença de um solo com estrutura.

Tabela 6.1 - Resultados dos parâmetros de compressibilidade obtidos através de ensaios de compressão isotrópica na formação das AP em amostras reconstituídas e intactas

Prof. (m)	Amostra	λ	κ
39,5	Intacta	0,178	0,066
36,0	Reconstituída	0,315	0,041
39,0	Reconstituída	0,585	0,102

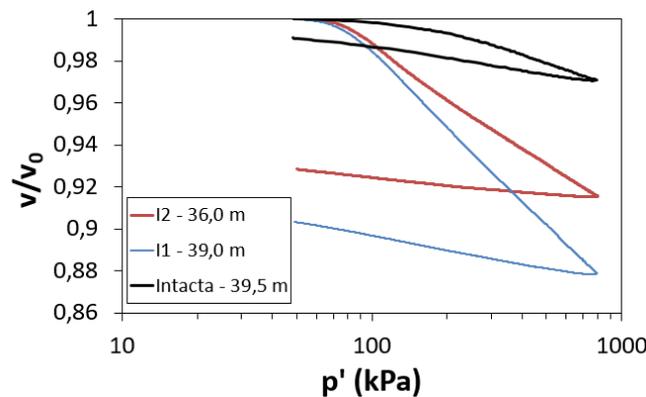


Figura 6.1 – Curvas do volume específico normalizado obtidas através de ensaios triaxiais realizados na formação das AP em amostra intactas *versus* reconstituídas

6.3 Avaliação da estrutura a grandes deformações

Neste ponto apresenta-se a comparação dos resultados obtidos neste trabalho (E) em amostras reconstituídas (representadas por uma linha contínua) com os realizados por Pedro (2013) (P) em amostras intactas (representadas por uma linha descontínua). Para facilitar a interpretação e comparação dos resultados optou-se por apresentar separadamente os gráficos $q - \epsilon_a$, $p' - q$ e $\epsilon_v - \epsilon_a$ nos 3 tipos de ensaios realizados: com p' constante, com aumento de p e com diminuição de p . Fez-se igualmente a divisão entre ensaios drenados e não-drenados.

Na Figura 6.2a) e b) são apresentadas as curvas obtidas para os ensaios triaxiais de compressão com p' constante, sendo possível observar que o ensaio E2-40 apresenta uma resistência muito menor quando comparado com o ensaio P2-40,4. Relativamente às amostras ensaiadas para profundidades de 36m verifica-se que a amostra intacta exibe um ligeiro pico a deformações mais baixas, mas que para grandes deformações ambos os ensaios exibem uma resistência bastante similar, tendendo para uma relação q/p' de aproximadamente 1 (Figura 6.2b). Em relação aos ensaios triaxiais de compressão com aumento de p' (Figura 6.3a) observa-se que as amostras intactas exibem uma maior resistência, a médias e a grandes deformações, do que as amostras reconstituídas, ou seja, $q_{máx,intactas} > q_{máx,reconstituídas}$. Através da Figura 6.3b) constata-se que, apesar de algumas diferenças, existe alguma convergência na relação q/p' a grandes deformações para os pares de ensaios correspondentes, particularmente para os ensaios E4-40 e P4-40,2. No que se refere aos ensaios realizados com diminuição de p verifica-se da análise da Figura 6.4a) que também neste caso a resistência das amostras intactas é superior à correspondente das amostras reconstituídas. Contudo, neste caso conforme se pode observar pela Figura 6.4b) não existe uma relação q/p' para grandes deformações similar, com as amostras reconstituídas a tenderem par um valor próximo de 1, enquanto que as amostras intactas apresentam relações superiores.

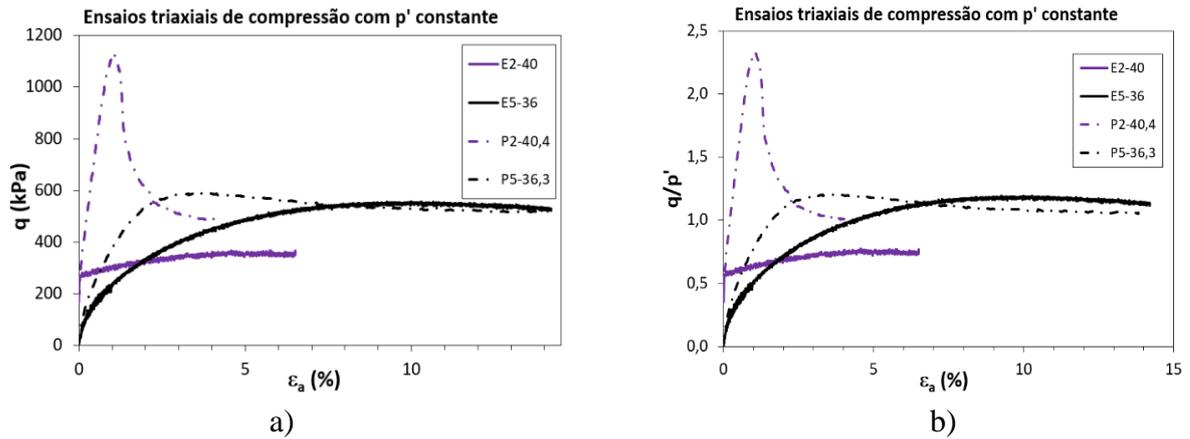


Figura 6.2 – Diferenças entre curvas de amostras reconstituídas vs intactas obtidas através de ensaios triaxiais de compressão com p' constante: a) tensão-deformação; b) $\frac{q}{p'} - \epsilon_a$

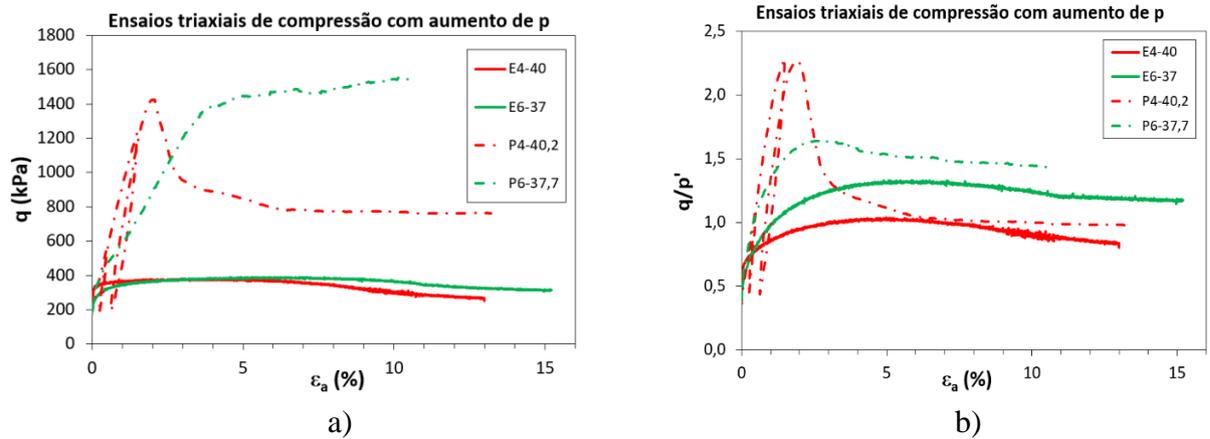


Figura 6.3 – Diferenças entre curvas de amostras reconstituídas vs intactas obtidas através de ensaios triaxiais de compressão com aumento de p : a) tensão-deformação; b) $\frac{q}{p'} - \epsilon_a$

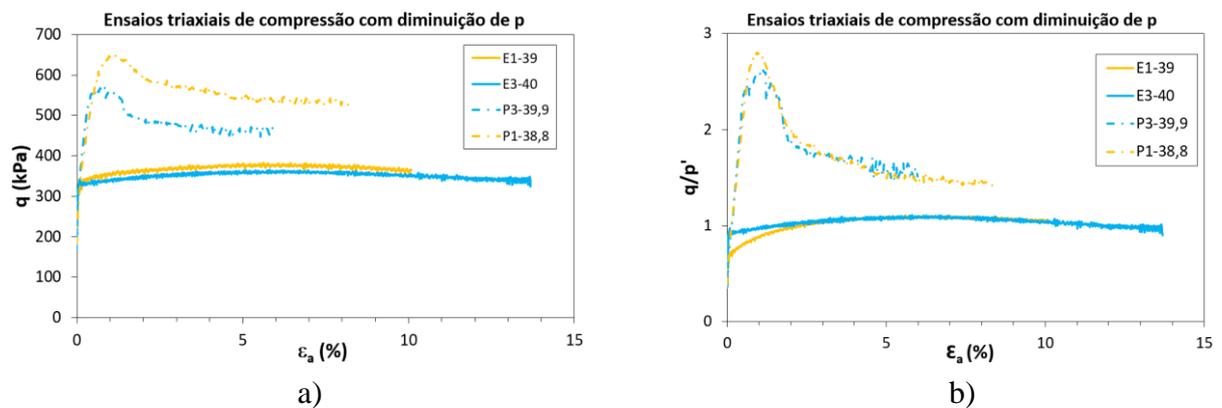


Figura 6.4 – Diferenças entre curvas de amostras reconstituídas vs intactas obtidas através de ensaios triaxiais de compressão com diminuição de p : a) tensão-deformação; b) $\frac{q}{p'} - \epsilon_a$

Tal como referido anteriormente, foram realizados 3 ensaios drenados e 3 ensaios não-drenados em amostras reconstituídas, passíveis de serem diretamente comparáveis com os efetuados por Pedro (2013). Na Figura 6.5a) apresenta-se a variação volumétrica durante o corte obtida nos ensaios drenados, onde é possível verificar que os ensaios P2-40,4 e P5-36,3 exibem um comportamento típico de uma argila fortemente sobreconsolidada, com uma ligeira contração inicial seguida de dilatação, ao passo que para os correspondentes ensaios E2-40 e E5-36 apenas se verificou uma contração crescente ao longo do ensaio, típica de uma argila normalmente consolidada. Por sua vez, os ensaios P3-39,9 e E3-40 exibiram um comportamento algo diferente, tendendo a dilatar durante o corte, embora com valores menores na amostra reconstituída. Nos ensaios não-drenados, Figura 6.5b), verificou-se inicialmente nos ensaios P4-40,2 e P6-37,7 uma geração de excesso de pressão de água nos poros positiva bastante mais elevada do que nas correspondentes amostras reconstituídas (E4-40 e E6-37), sendo que para maiores deformações esse excesso tendeu a dissipar-se chegando mesmo a valores negativos. Por sua vez nas correspondentes amostras reconstituídas verificou-se que o excesso inicial exibido manteve-se praticamente constante com o aumento da deformação. Como referido anteriormente o ensaio E1-39 exibe um comportamento estranho logo após se dar início ao corte, dificultando assim a sua interpretação, embora qualitativamente se possa afirmar, tirando a parte inicial, que tem um comportamento similar ao das restantes amostras reconstituídas ensaiadas. Já para o ensaio P1-38,8 verificou-se um excesso de pressão de água nos poros negativo logo após o início do ensaio, estabilizando para um valor de cerca de -135 kPa.

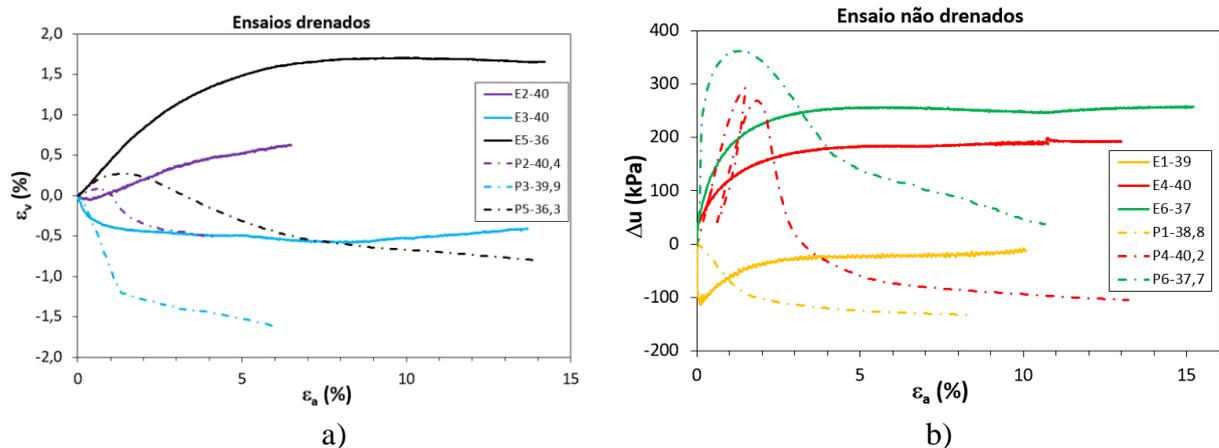


Figura 6.5 – Diferenças entre amostras reconstituídas vs intactas em ensaios: a) drenados; b) não-drenados

Na Figura 6.6 apresentam-se as trajetórias de tensão obtidas nos ensaios efectuados neste trabalho e nos realizados por Pedro (2013). Nos ensaios triaxiais de compressão com p' constante, visualiza-se que o ensaio P2-40,4 apresenta uma resistência muito maior quando comparado com o ensaio E2-40. Por sua vez e de acordo com a curva tensão-deformação, os ensaios P5-36,3 e E5-36 exibem um valor de $q_{máx}$ semelhante. As trajetórias obtidas através dos ensaios triaxiais de compressão com aumento de p revelaram-se bastante distintas, com a

tensão média nas amostras reconstituídas a diminuir até se atingir a rotura, enquanto que nas amostras intactas observou-se precisamente o contrário, isto é, um aumento da tensão. Relativamente aos ensaios de compressão com diminuição de p verificou-se uma trajetória idêntica para as amostras ensaiadas a uma profundidade de 40m, com a amostra intacta a relevar uma maior resistência que a amostra reconstituída, enquanto que no caso das amostras testadas para uma profundidade de 39m, verificou-se no ensaio E1-39 que o p' permaneceu praticamente constante no início do ensaio seguida depois de uma diminuição acentuada de p' . Por sua vez, na amostra intacta correspondente observou-se deste o início uma diminuição de p' até se atingir a cedência.

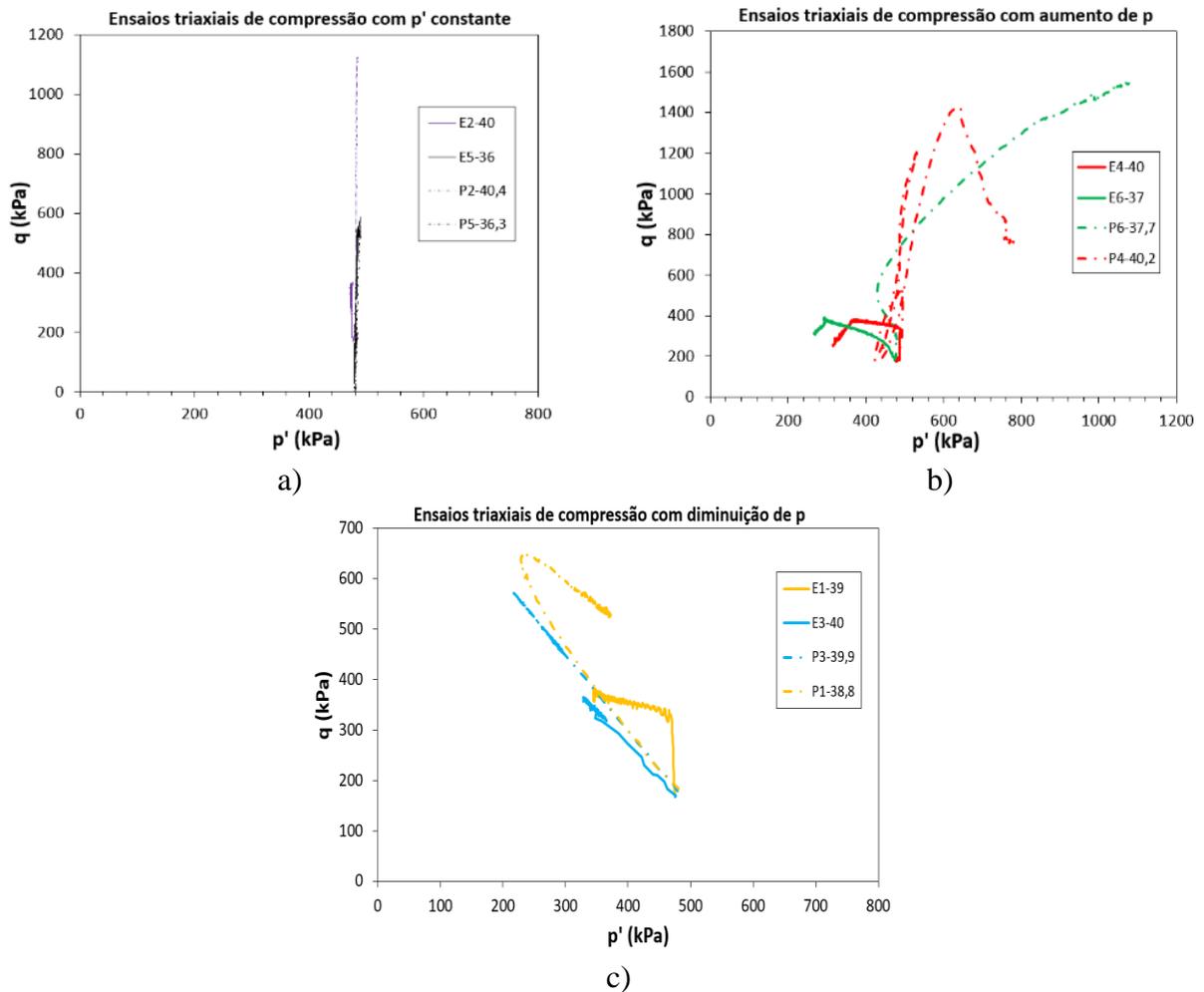


Figura 6.6 – Diferenças observadas entre amostras reconstituídas vs intactas em ensaios triaxiais realizados com diferentes tipos de trajetórias, compressão com: a) p' constante; b) aumento de p ; c) diminuição de p

Comparando os valores de $q_{máx}$ obtidos nas amostras intactas e reconstituídas é possível estimar qual a “Sensibilidade de Resistência” da formação das AP segundo o método proposto por Cotecchia e Chandler (2000) e apresentado no final do Capítulo 2 desta dissertação. Na Tabela 6.2 são apresentados os valores obtidos para os 12 ensaios realizados podendo-se

observar que existe estrutura relevante na formação das AP, com o valor S_t a variar entre 1,02 e 3,97. Observa-se que a amostra ensaiada a 37m de profundidade foi a que exibiu uma maior presença de estrutura, com um valor de sensibilidade de resistência igual a 3,97, algo contraditório ao verificado por Mateus (2016). Contudo, deve salientar-se que esse valor deve-se ao facto do ensaio realizado por Pedro (2013) exibir um comportamento algo anómalo, com um elevado valor de $q_{máx}$. A sensibilidade calculada para a amostra a 40m de profundidade exibe alguma dispersão, mas revelando a presença de estrutura, tendo em média um valor de $S_t = 2,8$. Para a amostra ensaiada a uma profundidade de 39 m determinou-se uma sensibilidade de 1,71 que se pode considerar relevante, embora inferior à observada a 40m. Por sua vez a amostra ensaiada a 36m de profundidade não apresentou estrutura, pois o valor da sensibilidade determinado é praticamente 1, algo que era expectável, e que está de acordo com o proposto de Pedro (2013) e Mateus (2016), que referem que para esta profundidade o solo apresenta um comportamento praticamente semelhante ao de uma argila reconstituída, devido à sua localização numa zona de transição entre as duas camadas miocénicas.

Tabela 6.2 – Valores de sensibilidade segundo o método de Cotecchia e Chandler (2000)

Local das amostras	Amostras Reconstituídas		Amostras Intactas		S_t
	Ensaio-prof.(m)	$q_{máx}(kPa)$	Ensaio-prof.(m)	$q_{máx}(kPa)$	
Poço Rua Ivens	E1-39	382,42	P1-38,8	652,73	1,71
	E2-40	365,94	P2-40,4	1127,02	3,08
	E3-40	364,86	P3-39,9	571,36	1,57
	E4-40	381,55	P4-40,2	1425,15	3,74
	E5-36	576,23	P5-36,3	589,21	1,02
	E6-37	390,46	P6-37,7	1551,54	3,97

6.4 Avaliação da estrutura a pequenas deformações

Na Figura 6.7a), b) e c) apresentam-se as curvas de degradação do módulo de distorção secante com a deformação das amostras reconstituídas *versus* intactas da formação das AP. De forma a tornar a visualização dos gráficos mais simples optou-se uma vez mais por efetuar a divisão entre os 3 tipos de ensaios realizados de compressão: com p' constante, com aumento de p e com diminuição de p . Para os ensaios efetuados mantendo o p' constante e fazendo a comparação dos ensaios E5-36 e P5-36,3 verifica-se que as curvas de ambos são bastantes semelhantes, com a amostra reconstituída a exibir uma ligeira menor rigidez do que a amostra intacta. Para os ensaios E2-40 e P2-40,4 observa-se que a amostra reconstituída apresenta maior rigidez até aos 0,1% de deformação, após este valor o valor de G_{sec} é sempre menor que o valor registado na amostra intacta. Na Figura 6.8b) observa-se que a amostra reconstituída (E6-37) exibe uma rigidez sempre menor que a amostra intacta (P6-37,7), ao passo que a rigidez da amostra reconstituída (E4-40) é superior que a intacta (P4-40,2) até cerca de 0,3% da

deformação, sendo que após esse valor ambas as amostras reconstituídas apresentam curvas semelhantes com uma menor rigidez que as amostras intactas. Na Figura 6.7c) constata-se que para deformações inferiores a 0,2% a amostra que apresenta maior rigidez é, surpreendentemente, a reconstituída para uma profundidade de 39,0m (E1-39). Para deformações superiores observa-se que as curvas das amostras reconstituídas apresentam uma rigidez menor que as amostras intactas ensaiadas por Pedro (2013) com a diferença a ser cada vez menor com o aumento da deformação. No geral, observa-se que a rigidez das amostras reconstituídas tende a decair mais rapidamente do que as amostras intactas, e que para deformações superiores a 0,45% todas as curvas referentes às amostras reconstituídas exibem uma rigidez menor que as intactas, algo que era expectável.

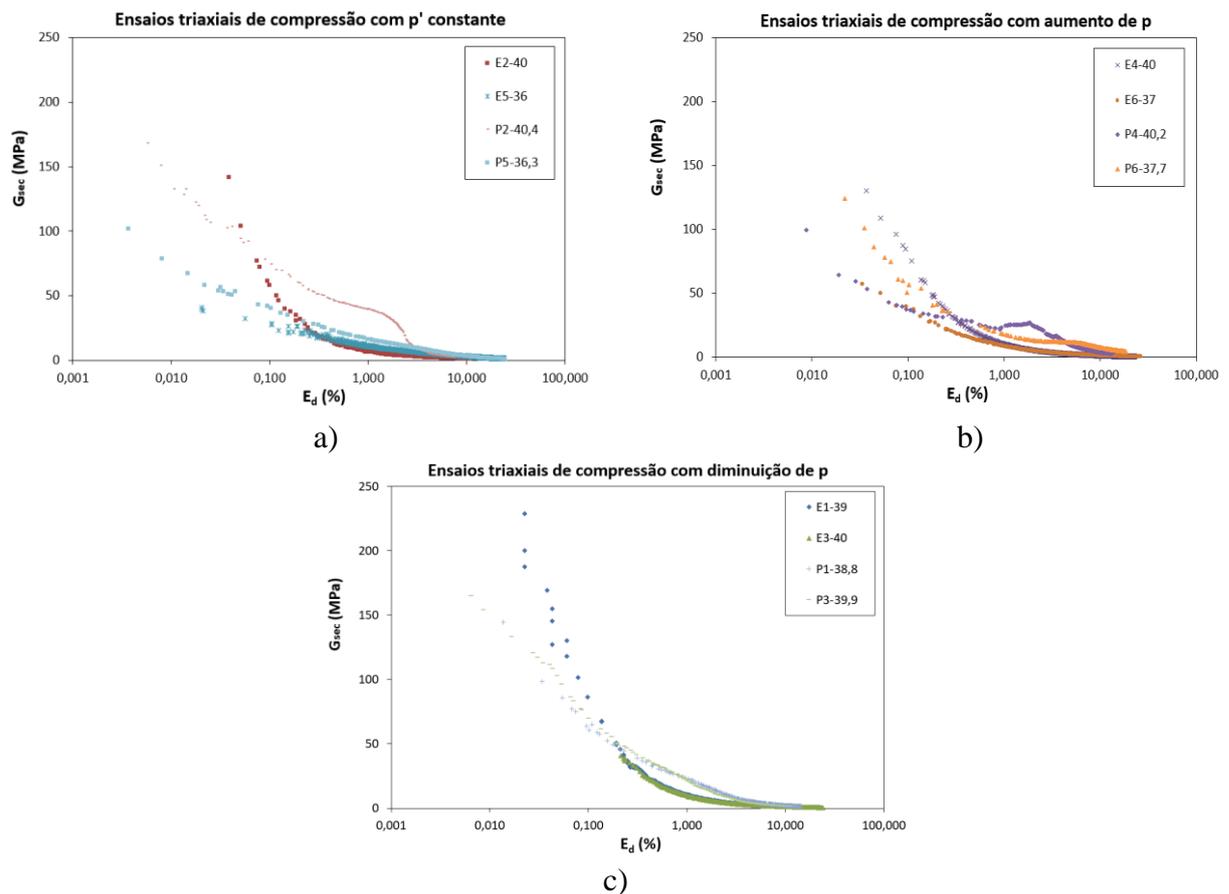


Figura 6.7 – Curvas de degradação de rigidez de amostras reconstituídas vs intactas obtidas através de ensaios triaxiais realizados com diferentes tipos de trajetórias, compressão com: a) p' constante; b) aumento de p ; c) diminuição de p

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

7.1 Considerações finais

Ao longo da presente dissertação foi selecionada como objeto de estudo a formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres” (AP), pertencente ao Miocénico Marinho de Lisboa, uma vez que esta formação é uma das camadas mais importantes do subsolo da cidade de Lisboa, servindo como camada de fundação para muitas edificações e sendo atravessada por múltiplas infraestruturas. Como tal, é de extrema importância ter um conhecimento aprofundado sobre as suas propriedades e comportamento. Contudo, o número de estudos publicados na literatura acerca desta formação é relativamente pequeno considerando a sua importância, sendo que alguns dos estudos efetuados nesta formação mantêm-se privados mesmo após conclusão das obras não contribuindo por isso para um maior conhecimento. Posto isto, o presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento intrínseco e quantificar a influência da estrutura da formação das AP. Para tal, realizou-se um plano de ensaios, constituído por 6 ensaios de compressão triaxial e 2 ensaios de compressão isotrópica, todos eles realizados sobre amostras reconstituídas recolhidas junto à estação Baixa-Chiado entre os 36 e os 40m de profundidade.

Uma vez que os solos argilosos mais antigos, a exemplo da formação das AP, exibem geralmente um comportamento complexo, efetuou-se na parte inicial desta dissertação uma revisão bibliográfica acerca de quais os aspetos mais relevantes que contribuem para a existência de estrutura neste tipo de materiais. A análise da estrutura pode ser feita qualitativamente, a nível microscópico, recorrendo ao MEV, ou quantitativamente, a nível macroscópico, através da comparação de resultados de ensaios realizados em condições similares sobre amostras intactas e reconstituídas. A estrutura é usualmente definida a nível macroscópico através do parâmetro de “Sensibilidade” que traduz a diferença na relação entre uma grandeza (geralmente de resistência ou de compressibilidade) determinada numa amostra natural e numa reconstituída, tendo-se que um solo argiloso exibe maior estrutura quanto maior for esse parâmetro.

Através da compilação de resultados publicados na bibliografia verificou-se que a formação em estudo exibe alguma heterogeneidade, que é bem patente quando se observa as partículas que a constituem. Estas embora sejam maioritariamente finas, especialmente siltes, podem apresentar uma percentagem de argila variável de 10 a 60%, podendo ainda observar-se quantidades de areia assinaláveis, com um valor médio de 20%. As amostras analisadas por diversos autores

encontravam-se com um teor em água baixo, conferindo às AP uma consistência rija a muito rija. Em termos mineralógicos verifica-se que a formação das AP exhibe algumas diferenças em termos quantitativos mas que regra geral os principais minerais presentes são o Quartzo e os Filissilicatos, sendo de destacar entre estes últimos a presença de Mica-Ilite. Em relação à compressibilidade verifica-se que as amostras intactas colhidas mais próximas da superfície exibem um elevado grau de sobreconsolidação que tende a diminuir em profundidade. Constata-se igualmente, tal como seria de esperar, que as amostras reconstituídas apresentam maior compressibilidade do que as amostras intactas.

Os dois ensaios de compressão isotrópica efetuados em amostras reconstituídas permitiram concluir que a compressibilidade da formação tende a aumentar em profundidade, o que pode ser justificado pelo facto desta apresentar uma composição granulométrica mais fina para maiores profundidades. Tal facto também foi observado por outros estudos realizados na mesma formação e confirma o modelo geológico-geotécnico proposto por Pedro (2013) para esta formação. Por sua vez, a comparação dos valores dos parâmetros de compressibilidade das amostras reconstituídas com as amostras intactas permitiu verificar que as últimas, tal como seria expectável, apresentam uma maior compressibilidade, quer em carga (cerca de 3,3 vezes) quer em descarga (cerca de 1,5 vezes).

A interpretação das curvas de tensão-deformação permitiram observar que nenhuma das amostras reconstituídas ensaiadas apresenta resistência de pico, existindo um endurecimento progressivo levando a que o valor máximo resistente seja somente mobilizado para grandes deformações. Este comportamento também era expectável e vem ao encontro dos resultados obtidos em amostras reconstituídas por Laranjo (2013). Em praticamente todos os ensaios efetuados verificou-se uma tentativa de contração das amostras (excessos de pressão de água nos poros positivos no caso dos ensaios não-drenados) típica de um solo normalmente consolidado. Comparando os resultados obtidos das amostras reconstituídas com os correspondentes de amostras intactas conclui-se que estas últimas exibem maior resistência, tendendo a seguir um comportamento típico de argilas rijas, apresentando um pico de resistência seguido de uma queda, com uma tentativa para contrair inicialmente seguido de uma tentativa de dilatação para maiores deformações. Ao contrário das amostras reconstituídas que apresentam um comportamento normalmente consolidado. Além disso, observou-se que a rotura ocorre para deformações superiores nas amostras reconstituídas. No que diz respeito aos parâmetros de resistência ao corte obtidos, verificou-se que estes apesar de algumas discrepâncias apresentaram valores coerentes e similares aos obtidos por Pedro (2013).

Relativamente à análise dos resultados para pequenas deformações, verificou-se que também as amostras reconstituídas exibiam uma diminuição significativa de G_{sec} com o aumento da deformação, observando-se, contudo, uma maior rigidez nas amostras mais profundas, sendo que a partir de 0,5% todas as curvas tendiam a convergir para valores residuais. Comparando

estes resultados com os obtidos nas amostras intactas ensaiadas por Pedro (2013), pode-se concluir que a rigidez nas amostras reconstituídas tendem a convergir mais rapidamente do que as amostras intactas, e que estas exibem globalmente uma rigidez maior.

Por fim, quantificou-se o parâmetro de sensibilidade de resistência de acordo com a proposta de Cotecchia e Chandler (2000), para todas as profundidades. Os resultados obtidos demonstraram que existe uma maior presença de estrutura para as amostras mais profundas, à exceção da amostra à profundidade de 37m que se pode considerar inconclusiva dado o resultado anômalo da amostra intacta. Os resultados obtidos indicam que a 36m de profundidade a formação não apresenta estrutura, o que se encontra de acordo com o referido e obtido por Pedro (2013) e Mateus (2016), que indicam que para esta profundidade o solo exibe um comportamento praticamente semelhante a uma argila reconstituída, sendo esta uma zona de transição que ocorre entre duas camadas miocénicas.

7.2 Trabalhos futuros

Tendo por base as conclusões do presente trabalho, propõem-se neste ponto alguns trabalhos futuros de modo a aprofundar os conhecimentos sobre a temática em análise:

- Realização de ensaios adicionais a outras profundidades e em diferentes locais, de maneira a tentar estabelecer e confirmar o padrão de comportamento identificado;
- Realização de ensaios triaxiais adicionais para as mesmas profundidades que foram ensaiadas na presente dissertação, alterando os níveis de tensão e/ou o tipo de consolidação efetuado (isotrópico ou anisotrópico) de modo a analisar a influência do nível de tensão e da anisotropia, respetivamente.
- Avaliar a influência da componente estrutural das AP, recorrendo à modelação numérica através de modelos constitutivos avançados, em diferentes obras geotécnicas executadas nesta formação, fazendo uma calibração de modelos numéricos que tenham em conta a estrutura e a sua validação tendo por base os ensaios efetuados;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, F. M. (1986) Geological Institute of Portugal, Lisbon.
- Amorosi, A. & Rampello, S. (2007) An Experimental Investigation into the Mechanical Behaviour of a Structured Stiff Clay. *Géotechnique*, (57-2), 153-166.
- Antunes, M. T. (1979) Introduction À La Géologie Générale Du Portugal. Reports of the Geological Services of Portugal. 72-85 pages.
- Antunes, M. T. & Pais, J. (1993) The Neogene of Portugal. *Geological Publications*, 96, 39-50.
- Antunes, M. T., Elderfield, H., Legoinha, P., Nascimento, A. & Pais, J. (1999) A Stratigraphic Framework for the Miocene from the Lower Tagus Basin (Lisbon, Setúbal Peninsula, Portugal). *Depositional Sequences, Biostratigraphy and Isotopic Ages. Spanish Geology Institute Journal*, 12 (I), 3-15.
- ASTM-American Society of Testing Materials (1987) ASTM D 2487-85; D2488-84. *Annual Book of Astm Standards*
- Bennett, R. H., Bryant, W. R. & Keller, G. H. (1981) Clay Fabric of Selected Submarine Sediments: Fundamental Properties and Models. *Journal of Sedimentary Research*, 51 (1).
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J. (1962). "The measurement of soil properties in the triaxial test". Edward Arnold, London, 2nd edition.
- Bohor, B. & Hughes, R. E. (1971) Scanning Electron Microscopy of Clays and Clay Minerals. *Clays and Clay Minerals*, v. 19, 49-54.
- Burland, J., Rampello, S., Georgiannou, V. & Calabresi, G. (1996) A Laboratory Study of the Strength of Four Stiff Clays. *Géotechnique*, 46 (3), 491-514.
- Burland, J. B. (1990) On the Compressibility and Shear-Strength of Natural Clays. *Géotechnique*, 40 (3), 329-378.
- Casagrande, A. (1932) The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering. *Boston Society Civil Engineers Journal*, 19 (4), pp. 168-208.
- Cenorgeo (2008) Design Project of Ivens Shaft - Baixa-Chiado Metro Station of the Lisbon Metro. Cenorgeo. 350 pages.

- Coelho, P. A. L. F. (2000). "Caracterização Geotécnica de Solos Moles: Estudo do Local Experimental da Quinta da Foja (Baixo Mondego)". Dissertação de Mestrado, Dep. De Eng^a Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Correia, A. A. S. (2011) Aplicabilidade Da Técnica De Deep Mixing Aos Solos Moles Do Baixo Mondego. Dissertação de Doutoramento. Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Cotecchia, F. (1996) The Effects of Structure on the Properties of an Italian Pleistocene Clay. Faculty of Engineering, Imperial College of Science Technology and Medicine, London.
- Cotecchia, F. & Chandler, R. J. (2000) A General Framework for the Mechanical Behaviour of Clays. *Géotechnique*, 50 (4), 431-447.
- Cotter, J. C. B. (1956) The Marine Miocene of Lisbon. Reports of the Geological Services of Portugal. 170 pages.
- Eng, L. H. (2004) Compressibility and Undrained Behaviour of Natural Singapore Marine Clay: Effect of Soil Structure. National University of Singapore.
- Figueiredo (2009) Comunicação Pessoal Através De Laranjo (2013).
- Gasparre, A., S. Nishimura, M. R. Coop and R. J. Jardine (2007). "The influence of structure on the behaviour of London Clay." *Géotechnique* 57(1): 19-31.
- Gasparre, A. (2005) Advanced Laboratory Characterisation of London Clay. PhD thesis. Imperial College of London, London.
- Gribble, C. D., and & Hall, A. J. (1992) Optical Mineralogy Principles and Practice: London. UCL Press, p. 303.
- Guedes, T. (1997) Study of the Expansibility of the Clay Formations of Lisbon. MsC thesis. University of Lisbon, Lisbon.
- Hernandez-Martinez, F.G. (2006). "Ground improvement of organic soils using wet deep soil mixing". PhD Thesis, University of Cambridge, United Kingdom.
- Hight, D. W. & Leroueil, S. (2002) Characterisation of Soils for Engineering Purposes. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema Publishers.
- Hosseini Kamal, R. (2012) Experimental Study of the Geotechnical Properties of Uk Mudrocks. PhD thesis. Imperial College of London, London.
- Lambe, T. W. (1953) The Structure of Inorganic Soil. In *Proceedings of the Proc. ASCE*, 79, pp. 1-49.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1979) Soil Mechanics: Si Version. New York.
- Laranjo, M. (2013) Argilas Miocénicas De Lisboa. Parametrização Para O Dimensionamento De Estruturas Geotécnicas. Dissertação de Doutoramento. Universidade do Porto, Porto.

-
- Laranjo, M. L., Fernandes, I., Matos Fernandes, M. & Costa Esteves, E. (2010) Microscopic Study of the Mineralogy of a Sample of "Argilas Dos Prazeres". In Proceedings of the XII - National Conference in Geotechnics, Guimarães.
- Lemos, L. J. L. (2002) Apontamentos de Resistência ao Corte LNEC E 196-1966, E. E 196-1966-" Solos. Análise granulométrica, Lisboa.
- Lopes, I. M. F. (2001) Evaluation of Geological and Geotechnical Conditions for Seismic Hazard Characterisation. Application to the Castelo De São Jorge Hill. MsC thesis. University of Lisbon, Lisbon.
- Marques, F. E. R. (1998) Analysis of the Observed Behaviour of a Tunnel Open in the Miocenic Formations of Lisbon. Master's thesis. University of Coimbra, Coimbra.
- Mateus, F. N. M. (2016) Avaliação da estrutura da formação "Argilas e Calcários dos Prazeres". Dissertação de Mestrado, Dep. De Eng^a Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Matos Fernandes, M. (2006) Mecânica Dos Solos: Conceitos E Princípios Fundamentais. FEUP edições.
- Mitchell, J. K. & Soga, K. (2005) Fundamentals of Soil Behavior. Hoboken, New Jersey.
- Moitinho de Almeida, I. (1991) Geotechnical Characteristics of the Lisbon Soils. PhD thesis. University of Lisbon, Lisbon.
- Moitinho de Almeida, I. (2008) In Guia de TelheirasLisbon, pp. 4.
- Moore, D. M. & Reynolds, R. C. J. (1997) X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals.
- NP 83 (1965). "Solos – Determinação da Densidade das Partículas Sólidas". Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 84 (1965). "Solos – Determinação do Teor em Água". Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 143 (1969). "Solos – Determinação dos Limites de Consistência". Norma Portuguesa Definitiva.
- Pedro, A. (2013) Geotechnical Investigation of Ivens Shaft in Lisbon. PhD Thesis Imperial College London, London, UK.
- Póvoa, R. F. (2014) Simulação Do Comportamento De Um Solo Artificialmente Estabilizado Com O Modelo Cam Clay Estruturado Modificado. Dissertação de Mestrado, Dep. De Eng^a Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Scott, C. R. (1980) An Introduction to Soil Mechanics and Foundations
- Shibuya, S. (2000) Assessing Structure of Aged Natural Sedimentary Clays. Soils and foundations, 40 (3), 1-16.

-
- Sides, G. & Barden, L. (1971) The Microstructure of Dispersed and Flocculated Samples of Kaolinite, Illite, and Montmorillonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 8 (3), 391-399.
- Silva, J. M. P. d. (2011) Geotechnical Characterization of the Miocene Formations of Lisbon. MSc thesis. University of Coimbra, Coimbra.
- Skempton, A. W. (1970) The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 125 ((1-4): 373-411).
- Sorensen, K. K., Baudet, B. & Simpson, B. (2007) Influence of Structure on the Time-Dependent Behaviour of a Stiff Sedimentary Clay. *Géotechnique*, 57 (1), 113.
- Tanaka, H. & Locat, J. (1999) A Microstructural Investigation of Osaka Bay Clay: The Impact of Microfossils on Its Mechanical Behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. New York: McGraw-Hill.
- Terzaghi, K. (1944) Ends and Means in Soil Mechanics, *Engineering Journal (Canada)* 27: 608.
- Venda Oliveira, P. J. (1992). “Algumas características do comportamento de um solo de baixa plasticidade”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Wilkinson, S. (2011) The Microstructure of Uk Mudrocks. PhD thesis. Imperial College of London, London.