

**ALUVIÕES SILTO-ARGILOSOS
MOLES DE PORTUGAL
PARAMETRIZAÇÃO PARA O DIMENSIONAMENTO
DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS**

ELISABETE FERNANDA MIRANDA DA COSTA ESCALEIRA ESTEVES

Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Orientador: Professor Doutor Manuel António de Matos Fernandes

Co-Orientador: Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Figueiredo Coelho

Fevereiro de 2014

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
RÉSUMÉ.....	xi
AGRADECIMENTOS	xiii
ÍNDICE DE TEXTO	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS	xxv
ÍNDICE DE QUADROS	xli
SIMBOLOGIA	xlvii
1 Introdução.....	1
2 Geologia dos Solos Moles.....	9
3 Algumas ocorrências de Solos Moles.....	33
4 Parâmetros físicos e de identificação dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal	91
5 Parâmetros de compressibilidade e de consolidação dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal	129
6 Parâmetros de resistência dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal	179
7 Campo Experimental – Ensaios de Laboratório	211
8 Campo Experimental – Ensaios de Campo	303
9 Campo Experimental – Confronto entre os resultados dos ensaios de campo e de laboratório.....	365
10 Proposta de parametrização dos solos silto-argilosos moles de Portugal.....	381
Anexo A5.1 Aplicação prática do algoritmo desenvolvido para determinação do ponto de menor raio de curvatura	397
Anexo A5.2 Resumo de alguns conceitos probabilísticos.....	405

RESUMO

O presente trabalho dedica-se à caracterização dos solos silto-argilosos moles de Portugal, cujo comportamento mecânico e hidráulico é extremamente relevante para a conceção, o projeto e a construção das mais diversas estruturas de engenharia civil, como estradas, vias férreas, pontes, túneis, escavações, etc. Nas últimas décadas foram construídas numerosas obras de grande importância económica e social e considerável complexidade técnica, que implicaram estudos de caracterização geotécnica dos terrenos interessados, que em muitos casos incluem as referidas formações argilosas. Criou-se assim um importantíssimo acervo de dados e resultados que se afigura do maior interesse tratar de modo sistemático e interpretar com as mais recentes metodologias e teorias da Mecânica dos Solos. Este aspeto é tanto mais importante quanto é escassa a bibliografia técnico-científica existente sobre aqueles solos portugueses. Neste trabalho pretende-se, através do tratamento dos resultados existentes, complementado com outros resultados obtidos num campo experimental, estabelecer um quadro de referência atualizado que inclua as suas principais características físicas e de comportamento mecânico.

A primeira parte deste trabalho descreve o estado atual do conhecimento relativamente aos solos moles, abordando assuntos tão diversos como os aspetos geológicos mais significativos em depósitos de solos moles, dedicando-se para esse fim os capítulos 1 e 2. Apresenta-se uma descrição, sob uma perspectiva geotécnica, de alguns dos principais depósitos de solos moles existentes em Portugal e noutros países com vista a estabelecer as principais características físicas e mecânicas procurando-se encontrar tendências bem definidas, ou não, para estes parâmetros, como mostra o capítulo 3.

A segunda parte do trabalho dedica-se à recolha, seleção e tratamento dos estudos geotécnicos mais recentes sobre obras relevantes sobre solos silto-argilosos moles ocorrentes exclusivamente em Portugal Continental, obtidos a partir de inúmeros relatórios geológico-geotécnicos disponibilizados por empresas de prospeção, gabinetes de projeto e entidades dedicadas à investigação. Foi assim possível estabelecer tendências de comportamento relativamente aos parâmetros físicos e de identificação, como mostra o capítulo 4, de compressibilidade e de consolidação, descritos no capítulo 5, e de resistência, apresentados no capítulo 6.

A terceira parte, apresentada nos capítulos 7, 8 e 9, dedica-se à caracterização geotécnica do campo experimental. Inicialmente, é efetuada uma breve descrição geográfica, histórica e geológica do local e são também descritos, tratados e comentados os resultados dos ensaios laboratoriais

efetuados, como mostra o capítulo 7 e os ensaios de campo, descritos no capítulo 8. Na última parte referente ao campo experimental é efetuada a comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e nos ensaios de campo.

Por último, o Capítulo 10 apresenta uma proposta de parametrização dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal e sugere alguns aspetos a considerar em futuras abordagens a este tema, como resultado da experiência adquirida ao longo deste trabalho.

ABSTRACT

The study here presented is dedicated to the characterization of soft silty-clayey soils from Portugal, which mechanical and hydraulic behaviour is extremely relevant to the design and construction of several civil engineering structures, such as roads, railways, bridges, tunnels and excavations. Over the last decades, a considerable number of important and highly complex structures have been built, which implied numerous geotechnical studies of the surrounding ground, often involving those formations. As a result, a large and valuable volume of geotechnical data was created, which has not, until now, been systematically interpreted and analyzed in the light of the most recent theories and methodologies of Soil Mechanics. This aspect is particularly important since the literature on Portuguese soft silty-clays is scarce. This work was developed in order to establish an up-to-date framework of properties regarding physical characteristics and mechanical behaviour of these soils, based on a thorough analysis of the existing data, complemented by laboratory and *in situ* tests carried out on an experimental site.

The first part of the thesis describes the state-of-the-art on soft soils, focusing on diverse aspects such as the geological history and most relevant geological features of soft clay deposits (chapters 1 and 2). A description of the main Portuguese soft soil deposits, from a geotechnical perspective, is presented, together with other soft soils from different parts of the world, in order to establish the main physical and mechanical properties, and to derive well-defined trends for these characteristics, as shown in chapter 3.

The second part of this study is dedicated to the collection, selection and treatment of the most recent geotechnical data from important construction works built exclusively in Portugal on these formations. A very large amount of information, kindly provided by prospection and construction companies, design offices and research institutions, was gathered and carefully treated. Based on such data, it was possible to establish some trends regarding physical characteristics, as described in chapter 4, compressibility and consolidation parameters, as described in chapter 5 and strength parameters, as shown in chapter 6.

The third part of the thesis, comprising chapters 7, 8 and 9, is devoted to the geotechnical characterization of the experimental site. A brief geographical, historical and geological overview is presented and the results of laboratory tests and *in situ* tests performed on that location are described. Chapter 7 refers to laboratory tests and chapter 8 presents the results of field tests. The comparative analysis of results is provided in chapter 9.

Finally, in chapter 10, a parameterization of Portuguese soft silty-clayey alluvia is presented and some aspects to be considered in future developments are pointed out, based on the experience acquired throughout this work.

RÉSUMÉ

Le présent travail concerne la caractérisation des sols limoneux-argileux de consistance molle du Portugal, dont le comportement mécanique et hydraulique est extrêmement importante pour la conception, le projet et la construction de plusieurs ouvrages de génie civil tels que les routes, les voies ferrées, les ponts, les tunnels, les excavations, etc. Au cours des dernières décennies ont été construites nombreux travaux d'une grande importance économique et sociale et considérable complexité technique, qui avaient besoin de vastes études de caractérisation géotechnique, comprenant souvent des formations argileuses. Cela a créé une importante collection de données et de résultats très précieux qui exigent un traitement systématique à la lumière des dernières méthodes et théories de la mécanique des sols. Cet intérêt est particulièrement important car il y a peu de documentation scientifique et technique sur lesquels sols portugais. L'objectif de ce travail est établir un mis à jour cadre de référence qui comprend leur principales caractéristiques physiques et mécaniques, par le traitement des résultats existants complétés par des résultats expérimentaux.

La première partie de cette dissertation résume l'état actuel des connaissances sur les sols fins de consistance molle, abordant dans les chapitres 1 et 2 plusieurs questions telles que la géologie des gisements les plus importants de sols mous. Une description géotechnique de certains dépôts de sols mous existants au Portugal et dans d'autres pays est présentée dans le chapitre 3, afin d'établir les principales caractéristiques physiques et mécaniques pour trouver les tendances de ces paramètres.

La deuxième partie de cette travaille concerne la collecte, la sélection et le traitement des études géotechniques les plus récentes sur les travaux dans sols limoneux et argileux mous existantes exclusivement au Portugal, obtenus à partir de nombreux rapports géologiques et géotechniques fournies par les sociétés d'exploration, les bureaux d'études et les institutions dédiées à la recherche. Il a ainsi été possible d'établir des tendances de comportement sur les paramètres physiques et d'identification, comme indiqué dans le chapitre 4, de compression et de consolidation, décrit dans le chapitre 5, et la résistance, présentée au chapitre 6.

La troisième partie, présentée dans les chapitres 7, 8 et 9, concerne la caractérisation géotechnique du site expérimental. Initialement, une description géographique, historique et géologique brève du site est présentée et sont également décrits, traités et discutés dans le chapitre 7 les résultats des

essais de laboratoire effectués, et dans le chapitre 8 les essais in situ. La dernière partie se réfère au domaine expérimental pour présenter la comparaison entre les résultats obtenus dans les essais de laboratoire et les essais in situ.

Dans le dernier chapitre, une proposition de caractérisation est présentée comprenant les caractéristiques des sols limoneux-argileux de consistance molle du Portugal, ainsi que d'autres développements futurs.

AGRADECIMENTOS

Ao longo deste trabalho, além de um considerável esforço pessoal, esconde-se um número muito significativo de contribuições, apoios, sugestões, comentários ou críticas vindas de muitas pessoas. A sua importância assume no caso presente uma valia tão preciosa que, sem elas, com toda a certeza, teria sido muito difícil chegar a qualquer resultado digno de menção. Por essa razão, desejo expressar os meus sinceros agradecimentos:

Ao Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes, orientador científico deste trabalho, pela orientação séria e meticulosa, pela crítica construtiva, pela disponibilidade de todos os momentos e pela amizade com que sempre me distinguiu. O seu exemplo de Mestre afável e sapiente acompanhar-me-á como uma referência pelo resto da minha Vida.

Ao Professor Doutor Paulo Coelho, coorientador, pela resposta rápida às questões que fui levantando, pela confiança e amizade com que acompanhou este trabalho.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, pela forma amiga como me ajudou em todos os momentos, com os ensaios de laboratório, no LabGeo, pelo empenho que dedicou no acompanhamento dos ensaios de campo, pelos conselhos, críticas e sugestões que fez num domínio que conhece como ninguém. Aqui, também, dirijo o meu apreço pela forma apaixonada com que encara a investigação, contagiando quem o rodeia, no sentido de querer contornar os problemas para chegar sempre mais além.

Ao Professor Doutor Carlos Rodrigues, pela forma amiga como acompanhou este trabalho. Agradeço o apoio prestado na realização e interpretação dos ensaios com o cone penetrométrico holandês sísmico (SCPTU) e com o dilatómetro de Marchetti (DMT), as críticas, as sugestões e a boa disposição que imprimiu nos trabalhos de campo, que ajudou a ultrapassar as dificuldades que foram surgindo.

Ao Doutor José Hermenegildo Carvalho, pela preciosa ajuda na escolha da localização do Campo Experimental, pela resposta sempre elucidativa às inúmeras questões do âmbito da geologia que me foram aflorando durante todo o trabalho.

Ao Instituto Politécnico do Porto (IPP), na pessoa da Professora Doutora Rosário Gambôa, pela atribuição de uma bolsa de doutoramento ao abrigo do Programa de Formação Avançada de Docentes (IPP/P-058/2010) que muito contribuiu para a concretização deste trabalho.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), na pessoa do seu presidente Professor Doutor João Rocha, pelo apoio institucional e financeiro concedido para desenvolver com serenidade a presente investigação.

Às direções do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP, nas pessoas do Professor Doutor José Augusto Fernandes, Professor Doutor António Vega, Professor Doutor Hélder Chaminé e Professor Doutor Carlos Galiza, pelo apoio departamental concedido em todos os momentos.

Ao Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo), na pessoa do seu diretor Professor Doutor Viana da Fonseca, por todas as facilidades concedidas na disponibilização das instalações, equipamentos e funcionários para a realização dos ensaios de caracterização e identificação, triaxiais e edométricos. À Eng^a. Daniela Coelho, pela dedicação e amizade com que sempre me ajudou. À Eng^a. Cláudia Pinto, gostava de deixar um obrigada especial pela amizade com que sempre me acompanhou ajudando a ultrapassar as várias adversidades com que me deparei ao longo dos trabalhos. Ao Sr. Armando Pinto pelos valiosos ensinamentos que partilhou, pela forma entusiasta com que montou a bancada para a realização de três dos ensaios de longa duração e pela muito preciosa ajuda na preparação das amostras e na realização dos ensaios.

Ao Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do ISEP, na pessoa do seu diretor Professor Doutor José Augusto Fernandes, por todas as facilidades concedidas na utilização do equipamento para a realização de três dos ensaios edométricos de longa duração.

À Professora Doutora Fernanda Sousa, pelas conversas amigas, pela cedência de bibliografia, pela ajuda na interpretação estatística dos dados e sobretudo por ter despertado em mim o gosto pela Estatística que, sem dúvida, enriqueceu este trabalho.

A Professor Doutor Miguel Mendes, pela amizade, pelo incentivo e pelo apoio no desenvolvimento do algoritmo para determinação do ponto de menor raio de curvatura.

Ao Eng.^o Alfredo Aguiar, um grande aficionado do estudo do comportamento dos solos moles, pelo incentivo e pela muito amável cedência dos ficheiros de resultados dos ensaios de laboratório e de campo, cuja interpretação constitui uma parte importante deste trabalho.

Aos professores da secção de geotecnia da FEUP, por proporcionarem um ambiente de trabalho acolhedor e pela total disponibilidade manifestada para ajudar. Um agradecimento particular à amiga Cristiana Ferreira pelo apoio na montagem de alguns ensaios triaxiais, pela revisão do abstract e pela ajuda valiosa na interpretação das leituras de ondas no laboratório e à Sara pela ajuda fundamental na aplicação da metodologia unificada aos resultados dos ensaios CPTU e pela atenciosa revisão do resumé.

Este trabalho não teria sido possível sem o contributo de várias empresas e outras entidades que gentilmente me concederam acesso às suas bases de dados, nomeadamente, Geocontrolo, Cenorgeo, Geotest, Mota-Engil, CICCOPN e Instituto Politécnico da Guarda. A todas deixo o meu sincero agradecimento.

Aos meus amigos e colegas do ISEP um agradecimento pelo apoio e incentivo constantes. Gostava de agradecer em particular ao Professor Doutor António Vega pelo carinho com que sempre me distinguiu, pelos conselhos e sobretudo pelo grande incentivo para a realização deste trabalho. À Eng.^a Joana Sampaio, pela amizade, pelas conversas, e sobretudo pela compreensão. Ao Professor Doutor José Augusto Fernandes, pelo apoio e amizade. Ao Professor Doutor Carlos Galiza, pois o seu apoio foi fundamental em alguns momentos mais complicados. À Professora Doutora Eugénia Lopes pela ajuda nas aulas de Mecânica dos Solos I. À Eng.^a Sílvia Spínola pois o seu exemplo de vida foi uma fonte de inspiração para ultrapassar as dificuldades com que me fui deparando. À Doutora Manuela Carvalho pela amizade, incentivo e ajuda “geológica”.

Aos colegas da FEUP: à Mafalda pela amizade, pela força anímica, pelas inúmeras sugestões, pela companhia diária, pela disponibilidade e pela revisão do capítulo 6, ao Cândido pela ajuda na determinação dos limites de Atterberg, e aos restantes, que não nomeio por recear cometer alguma injustiça, pelo convívio saudável e pela partilha, o meu muito obrigado.

Aos meus pais agradeço a total disponibilidade, o apoio nos momentos mais difíceis e a forma como me ensinaram que vale sempre a pena seguir os caminhos em que verdadeiramente se acredita, por mais difíceis que possam parecer. Sem o seu apoio nunca teria conseguido finalizar este trabalho.

Ao meu irmão, às minhas cunhadas, aos meus sogros e ao meu avô, pelo incentivo, pelo apoio logístico, pelas palavras amigas e pelo conforto de saber que estão sempre presentes.

Por último, mas nem por isso menos importante, gostaria de agradecer o apoio incondicional do Carlos, o facto de nunca cobrar os meus esquecimentos, as minhas ausências mesmo quando estava presente, e aos nossos filhos Dinis e Inês que me mostraram que o amor não tem limites.

A TODOS UM MUITO BEM HAJAM!

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Objetivos do trabalho.....	6
1.3	Organização em capítulos.....	7
2	Geologia dos solos moles.....	9
2.1	Considerações iniciais.....	9
2.2	Dinâmica sedimentar.....	11
2.2.1	Considerações iniciais.....	11
2.2.2	Domínios continentais.....	14
2.2.2.1	Ações das águas pluviais e de escorrência.....	14
2.2.2.2	Ações das águas subterrâneas.....	16
2.2.2.3	Ações das águas lacustres e pantanosas.....	16
2.2.2.4	Ações da água no estado sólido.....	18
2.2.2.5	Ações do ar.....	19
2.2.3	Domínios de transição.....	19
2.2.3.1	Introdução.....	19
2.2.3.2	Deltas.....	20
2.2.3.3	Estuários.....	21
2.2.3.4	Lagunas.....	27
2.2.4	Domínios marinhos.....	30
2.3	Processos pós-deposicionais.....	31
3	Algumas ocorrências de solos moles.....	33
3.1	Considerações iniciais.....	33
3.2	Domínios continentais.....	35
3.2.1	Massachusetts, Connecticut, Estados Unidos.....	35
3.2.1.1	Aspetos históricos e geológicos.....	35
3.2.1.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	36
3.2.1.3	Parâmetros hidráulicos e mecânicos.....	39
3.3	Domínios de transição.....	41
3.3.1	Estuário do rio Mondego.....	41
3.3.1.1	Aspetos históricos e geológicos.....	41
3.3.1.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	43
3.3.1.3	Parâmetros mecânicos e estado de tensão.....	46
3.3.2	Baixo Vouga.....	48

3.3.2.1	Aspetos históricos e geológicos.....	48
3.3.2.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	50
3.3.2.3	Parâmetros mecânicos e estado de tensão	52
3.3.3	Sarapuí, Rio de Janeiro, Brasil	54
3.3.3.1	Aspetos históricos e geológicos.....	54
3.3.3.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	55
3.3.3.3	Parâmetros mecânicos e estado de tensão	57
3.3.4	Queenborough, Kent, Reino Unido, Inglaterra.....	63
3.3.4.1	Aspetos históricos e geológicos.....	63
3.3.4.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	67
3.3.4.3	Parâmetros mecânicos e estado de tensão	69
3.4	Domínios marinhos	75
3.4.1	Argilas de Onsøy, Oslo, Noruega	75
3.4.1.1	Aspetos históricos e geológicos.....	75
3.4.1.2	Parâmetros físicos e de identificação.....	76
3.4.1.3	Parâmetros mecânicos e estado de tensão	80
3.5	Conclusões do capítulo.....	88
4	Parâmetros físicos e de identificação dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal	91
4.1	Introdução.....	91
4.2	Metodologia adotada para elaboração da base de dados	92
4.3	Parâmetros de identificação.....	93
4.3.1	Composição granulométrica	93
4.3.2	Teor em matéria orgânica	95
4.3.3	Limites de Atterberg ou de consistência.....	98
4.3.3.1	Consistência de um solo	98
4.3.3.2	Limite de liquidez.....	99
4.3.3.3	Limite de plasticidade e índice de plasticidade	104
4.3.4	Atividade das argilas	108
4.3.5	Observações finais.....	111
4.4	Parâmetros físicos.....	111
4.4.1	Teor em água (w).....	111
4.4.2	Índices de consistência e de liquidez.....	115
4.4.3	Peso volúmico (γ).....	118
4.4.4	Densidade das partículas sólidas (G_s).....	120
4.4.5	Índices complementares	121

4.4.5.1	Índice de vazios (e)	121
4.4.5.2	Grau de saturação (S_r).....	122
4.4.6	Comparação de resultados	123
4.5	Classificação dos solos de acordo com a classificação unificada	126
5	Parâmetros de compressibilidade e de consolidação dos solos silto-argilosos moles de Portugal.....	129
5.1	Introdução	129
5.2	Avaliação do estado de tensão	130
5.3	Índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r	132
5.4	Coefficiente de consolidação secundária, C_α	140
5.5	Coefficiente de consolidação, c_v	142
5.6	Avaliação dos parâmetros de compressibilidade através de modelos de regressão	144
5.6.1	Considerações iniciais.....	144
5.6.2	Alguns modelos de regressão da bibliografia	144
5.6.3	Avaliação dos índices de compressibilidade e recompressibilidade através de modelos de regressão.....	150
5.6.3.1	Análise univariada.....	150
5.6.3.2	Análise bivariada.....	158
5.6.3.3	Análise de regressão linear	160
5.6.3.4	Comparação dos modelos desenvolvidos com os propostos na bibliografia	170
5.6.4	Avaliação do coeficiente de consolidação secundária através de modelos de regressão	173
5.6.4.1	Análise univariada.....	173
5.6.4.2	Análise bivariada.....	174
5.6.4.3	Análise de regressão linear	175
5.7	Conclusões do capítulo	176
6	Parâmetros de resistência dos solos silto-argilosos moles de Portugal.....	179
6.1	Introdução	179
6.2	Ensaio triaxiais	180
6.2.1	Introdução	180
6.2.2	Algumas particularidades a ter em conta na análise dos resultados.....	181
6.2.2.1	Tensão de consolidação do ensaio	181
6.2.2.2	Critério para a identificação da rotura.....	183
6.2.3	Parâmetros de resistência em tensões efetivas.....	184
6.2.4	Parâmetros de resistência em tensões totais.....	187
6.2.4.1	Resistência não drenada	187
6.2.4.2	Comportamento normalizado de solos argilosos	188

6.2.4.3	Determinação da curva normalizada para os solos em estudo.....	190
6.2.4.4	Parâmetro A_f de pressões neutras	191
6.2.4.5	Expressão teórica.....	192
6.3	Ensaio com o dilatômetro marchetti (DMT)	194
6.3.1	Introdução.....	194
6.3.2	Parâmetros de resistência em tensões totais	195
6.4	Ensaio com o cone-penetrômetro holandês (CPTU)	197
6.4.1	Introdução.....	197
6.4.2	Parâmetros de resistência em tensões totais	198
6.5	Ensaio de corte rotativo in situ (<i>field vane test</i>)	200
6.5.1	Introdução.....	200
6.5.2	Parâmetros de resistência em tensões totais	200
6.5.2.1	Resistência não drenada, c_u	200
6.5.2.2	Sensibilidade do solo, S_t	202
6.6	Análise cruzada dos resultados de diferentes ensaios de campo e (ou) de laboratório.	203
6.6.1	Introdução.....	203
6.6.2	Comparação dos resultados dos diferentes locais.....	203
6.6.3	Comparação dos resultados dos diferentes ensaios	206
6.7	Conclusões do Capítulo.....	208
7	Campo experimental - ensaios de laboratório.....	211
7.1	Introdução.....	211
7.2	Caraterísticas gerais da região	212
7.2.1	Geomorfologia.....	212
7.2.2	Geologia	214
7.2.3	Tectónica	215
7.2.4	Hidrogeologia.....	215
7.3	Amostragem	216
7.3.1	Amostragem contínua.....	216
7.3.2	Amostragem intacta.....	218
7.4	Parâmetros físicos e de identificação.....	219
7.4.1	Introdução.....	219
7.4.2	Composição granulométrica	219
7.4.3	Teor em matéria orgânica	223
7.4.4	Limites de Atterberg ou de consistência.....	223
7.4.5	Atividade	225
7.4.6	Teor em água (w) e Índice de liquidez (I_L)	227

7.4.7	Peso volúmico (γ).....	229
7.4.8	Densidade das partículas sólidas (G_s).....	230
7.4.9	Índices complementares.....	230
7.5	Classificação de solos.....	233
7.5.1	Classificação baseada em critérios granulométricos.....	233
7.5.2	Classificação unificada.....	235
7.6	Ensaio edométrico.....	236
7.6.1	Introdução.....	236
7.6.2	Preparação das amostras.....	237
7.6.3	Ensaio clássico.....	239
7.6.3.1	Metodologia.....	239
7.6.3.2	Resultados.....	240
7.6.4	Ensaio de longa duração.....	248
7.6.4.1	Metodologia.....	248
7.6.4.2	Resultados.....	248
7.6.4.3	Método de Martins (2005) para avaliação do índice de vazios correspondente ao fim da consolidação secundária.....	257
7.7	Ensaio triaxial.....	263
7.7.1	Introdução. metodologia.....	263
7.7.1.1	Preparação das amostras.....	263
7.7.1.2	Qualidade das amostras.....	265
7.7.1.3	Preparação do ensaio.....	266
7.7.1.4	Saturação e consolidação das amostras.....	269
7.7.1.5	Corte.....	271
7.7.2	Resultados dos ensaios de compressão triaxial.....	272
7.7.2.1	Curvas tensão deformação.....	272
7.7.2.2	Parâmetros de resistência em tensões efetivas.....	275
7.7.2.3	Parâmetros de resistência em tensões totais.....	281
7.7.2.3.1	Resistência não drenada.....	281
7.7.2.3.2	Parâmetro A_f de Skempton.....	283
7.7.2.3.3	Expressão teórica.....	284
7.7.2.4	Interpretação dos resultados com base na teoria dos estados críticos.....	285
7.7.3	Resultados dos ensaios de extensão triaxial.....	293
7.7.3.1	Parâmetros de resistência em tensões efetivas.....	293
7.7.3.2	Parâmetros de resistência em tensões totais.....	295
7.7.3.2.1	Resistência não drenada.....	295

7.7.3.2.2	Parâmetro A_f de Skempton	296
7.7.3.2.3	Expressão teórica	296
7.7.3.2.3	Avaliação da anisotropia da resistência não drenada	297
7.8	Conclusões do capítulo	300
8	Campo experimental - ensaios de campo	303
8.1	Introdução	303
8.2	Ensaio com o dilatômetro Marchetti (DMT)	304
8.2.1	Metodologia	304
8.2.2	Resultados	307
8.2.3	Características físicas e estado de tensão	308
8.2.3.1	Identificação estratigráfica do subsolo	308
8.2.3.2	Peso volúmico, γ	309
8.2.3.3	Coeficiente de impulso em repouso, K_0	310
8.2.3.4	Grau de sobreconsolidação, R_{OC}	312
8.2.4	Características mecânicas	314
8.2.4.1	Resistência não drenada, c_u	314
8.2.4.2	Módulo de distorção elástico, G_0	315
8.2.4.3	Módulo de deformabilidade confinado, M	316
8.2.4.4	Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ'	317
8.3	Ensaio com o cone-penetrômetro holandês sísmico (cone-penetration Test, SCPTU)	318
8.3.1	Metodologia	318
8.3.2	Resultados	321
8.3.3	Características físicas e estado de tensão	322
8.3.3.1	Identificação estratigráfica do subsolo	322
8.3.3.2	Coeficiente de impulso em repouso, K_0	329
8.3.3.3	Grau de sobreconsolidação, R_{OC}	330
8.3.4	Características mecânicas	332
8.3.4.1	Resistência não drenada, c_u	332
8.3.4.2	Módulo de distorção elástico, G_0	333
8.3.4.2.1	Introdução	333
8.3.4.2.2	Metodologia do ensaio para determinação de V_s	333
8.3.4.2.3	Tratamento e interpretação dos resultados para determinação de V_s	334
8.3.4.2.4	Discussão dos resultados de G_0	341
8.3.4.3	Módulo de deformabilidade confinado, M	341
8.3.4.4	Coeficientes de consolidação, c_v e c_h	343
8.3.4.5	Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal, k_h	348

8.3.5	Metodologia unificada de interpretação dos resultados do CPTU (Robertson, 2009, 2010,2012)	349
8.3.5.1	Identificação estratigráfica do subsolo.....	349
8.3.5.2	Grau de sobreconsolidação, R_{OC}	353
8.3.5.3	Resistência não drenada, c_u	354
8.3.5.4	Módulo de distorção elástico, G_0	356
8.3.5.5	Módulo de deformabilidade confinado, M	357
8.3.5.6	Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ'	358
8.4	Ensaio de corte rotativo in situ (<i>field vane test</i>).....	360
8.4.1	Metodologia	360
8.4.2	Resultados	361
8.5	Conclusões do capítulo	363
9	Campo experimental - confronto entre os resultados dos ensaios de campo e de laboratório	365
9.1	Introdução	365
9.2	Caraterísticas físicas e estados de tensão	366
9.2.1	Peso volúmico, γ	366
9.2.2	Classificação dos solos.....	368
9.2.3	Coefficiente de impulso em repouso, K_0	370
9.2.4	Grau de sobreconsolidação, R_{OC}	371
9.3	Características mecânicas	372
9.3.1	Resistência não drenada, c_u	372
9.3.2	Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ'	374
9.3.3	Módulo de distorção elástico, G_0	376
9.3.4	Módulo de deformabilidade confinado, M	378
9.3.5	Coefficiente de consolidação, c_v	379
10	Proposta de parametrização dos solos silto-argilosos moles de Portugal.....	381
10.1	Resumo e conclusões do trabalho realizado	381
10.2	Proposta de parametrização dos solos silto-argilosos moles de Portugal	383
10.2.1	Parâmetros físicos e de identificação	383
10.2.2	Estado de tensão.....	388
10.2.3	Parâmetros de compressibilidade e de consolidação.....	389
10.2.4	Parâmetros de resistência em tensões efetivas e resistência não drenada	391
10.3	Desenvolvimentos futuros.....	394
Anexo A5.1 Aplicação prática do algoritmo desenvolvido para determinação do ponto de menor raio de curvatura.....		397
Anexo A5.2 Resumo de alguns conceitos probabilísticos		405
A5.2.1	Distribuições de frequências. histogramas	405

A5.2.2	Caraterísticas numéricas: estatísticas de ordem.....	406
A5.2.3	Modelo de regressão linear.....	408
A5.2.4	Coefficiente de determinação	411
A5.2.5	Coefficiente de correlação de Pearson.....	414
	Referências Bibliográficas.....	415

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Comparação entre a densidade populacional e localização dos depósitos de solos moles em Portugal Continental: a) densidade populacional (INE-CENSOS2011); b) principais depósitos de solos moles.	2
Figura 1.2 - Algumas das principais obras realizadas em Portugal sobre depósitos de solos moles: a) vista geral; b) Zona 1; c) Zona 2; d) Zona 3; e) Zona 4; f) Zona 5; g) Zona 6; h) Zona 7; i) Zona 8.....	5

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Principais zonas de sedimentação num delta (Christoulas <i>et al.</i> , 1987).....	20
Figura 2.2 – Estuário do rio Minho.	23
Figura 2.3 – Rio Leça e respetivo estuário.	24
Figura 2.4 – Estuário do rio Mondego.....	25
Figura 2.5 – Estuário do rio Tejo.....	25
Figura 2.6 – Estuário do rio Sado.....	27
Figura 2.7 – Ria de Aveiro.	28
Figura 2.8 – Baixa de Santo André.....	29
Figura 2.9 – Ria Formosa.	29

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Localização do lago glacial de Hitchcock (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).	36
Figura 3.2 – Evolução em profundidade: a) composição granulométrica; b) teor em água em comparação com os limites de Atterberg, do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).....	38
Figura 3.3 – Classificação do solo do campo experimental de Massachusetts através da Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).	38
Figura 3.4 – Curvas de compressibilidade de amostras colhidas a profundidades diferentes no campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003). ...	39
Figura 3.5 – Evolução dos coeficientes de condutividade hidráulica em profundidade (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).	40
Figura 3.6 – Evolução da resistência não drenada em profundidade (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).	41
Figura 3.7 – Localização do campo experimental da Quinta do Foja (Coelho, 2000).	42
Figura 3.8 – Variação dos limites de consistência do solo em diferentes estados das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).....	44
Figura 3.9 – Características granulométricas, limites de Atterberg e índices físicos das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).....	45

Figura 3.10 – Grau de sobreconsolidação, características de compressibilidade, de permeabilidade e de resistência das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).	47
Figura 3.11 – Planta de localização dos locais estudados no Baixo Vouga.....	49
Figura 3.12 – Localização do campo experimental de Sarapuí (Almeida & Marques, 2003).	55
Figura 3.13 – Perfil geotécnico do local onde foi realizado o aterro experimental I (Ortigão, 1980).....	55
Figura 3.14 – Características físicas e de identificação do depósito de Sarapuí (dados de Ortigão, 1975; Ortigão, 1980; Coutinho, 1976; Duarte, 1977; Collet, 1978; Vieira, 1988; Barbosa, 1990 e Lima, 1993, coletados por Almeida <i>et al.</i> , 2005).....	57
Figura 3.15 – Parâmetros de compressibilidade do campo experimental de Sarapuí (dados de Ortigão, 1975; Ortigão, 1980; Coutinho, 1976; Duarte, 1977; Vieira, 1988; Carvalho, 1989; Barbosa, 1990, Lima, 1993 e Bezerra, 1996, coletados por Almeida & Marques, 2003).....	58
Figura 3.16 – Valores médios dos coeficientes de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h) obtidos para profundidades entre 5,5 m a 6,0 m e 6,5 m a 7,0 m (dados Coutinho, 1976, retirados de Almeida & Marques, 2003).	59
Figura 3.17 – Valores médios da resistência não drenada (c_u) em profundidade das argilas de Sarapuí (Almeida & Marques, 2003).	60
Figura 3.18 – Variação da resistência não drenada normalizada, c_u/σ'_{vc} , com o grau de sobreconsolidação, R_{OC} (Ortigão, 1980).....	61
Figura 3.19 – Trajetória de tensões das argilas de Sarapuí (Costa Filho <i>et al.</i> , 1985; Gerscovich <i>et al.</i> , 1986).....	62
Figura 3.20 – Trajetória de tensões das argilas de Sarapuí em amostras recolhidas na crosta dessecada (Bressani, 1983; Gerscovich, 1983).....	62
Figura 3.21 – Estuário do rio Tamisa.....	63
Figura 3.22 – Queenborough (Jardine <i>et al.</i> , 2003).	64
Figura 3.23 – Carta geológica do Estuário do rio Tamisa (Marsland, 1986).....	64
Figura 3.24 – Amostras do estuário do rio Tamisa na zona de Queenborough: a) argila siltosa dura; b) argila de consistência mole, plástica, ligeiramente siltosa; c) argila siltosa dura, plástica; d) areia fina com silte (Leroueil <i>et al.</i> , 2003).....	66
Figura 3.25 – Curva granulométrica das amostras colhidas a 3 m de profundidade das argilas de Queenborough (Leroueil <i>et al.</i> , 2003)	67
Figura 3.26 – Subida relativa do nível do mar no Estuário do rio Tamisa em Tilbury (Leroueil <i>et al.</i> , 2003).....	68
Figura 3.27 – Variação em profundidade das principais características físicas e de identificação do solo do depósito de Queenborough (Jardine <i>et al.</i> , 2003).	69
Figura 3.28 – Parâmetros de compressibilidade: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ (Jardine <i>et al.</i> , 2003).	70
Figura 3.29 – Curva intrínseca de compressão de amostras em diferentes estados da argila de Queenborough (Smith, 1992).	71
Figura 3.30 – Variação do índice de compressibilidade, C_c e do coeficiente de consolidação vertical, c_v , em ensaios de consolidação convencionais e curva de compressão intrínseca (Smith, 1992).....	72

Figura 3.31 – Valores da resistência não drenada (c_u) em profundidade obtidos em ensaios <i>vane test</i> manual, em solo indeformado e em solo remoldado ou remexido do depósito de Queenborough (Jardine <i>et al.</i> , 2003).....	73
Figura 3.32 – Resultados obtidos no ensaio CPTU: a) resistência de ponta, q_c ; b) resistência lateral, f_s ; c) razão atrítica, R_f ; d) pressão da água nos poros, u (Jardine <i>et al.</i> , 2003). ...	74
Figura 3.33 – Localização dos ensaios de campo (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	76
Figura 3.34 – Evolução em profundidade de: a) percentagem de argila; b) teor em água na comparação com os limites de Atterberg; c) índice de liquidez, dos solos moles presentes no campo experimental de Onsøy (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	77
Figura 3.35 – Evolução em profundidade do: a) teor em sal; b) teor em matéria orgânica, dos solos moles presentes no campo experimental de Onsøy (adaptado de Eide & Berre, 1973).	78
Figura 3.36 – Classificação do solo através da Carta de Plasticidade de Casagrande (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).	79
Figura 3.37 – Valores pontuais do teor em água, densidade das partículas sólidas e peso volúmico em profundidade (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	79
Figura 3.38 – Evolução em profundidade dos valores pontuais da tensão de pré-consolidação (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	80
Figura 3.39 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação (Lunne <i>et al.</i> , 2003a)....	81
Figura 3.40 – Índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ consolidação (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).	82
Figura 3.41 – Valores pontuais dos coeficientes de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h) (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	82
Figura 3.42 – Valores da resistência não drenada (c_u) em profundidade obtidos em ensaios de corte rotativo <i>in situ</i> (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	84
Figura 3.43 – Valores obtidos para a resistência não drenada derivados dos ensaios SBPT, PCPT, CK_0U e de 9 campos experimentais em solo similar (Lacasse <i>et al.</i> , 1990).	85
Figura 3.44 – Evolução em profundidade: a) resistência não drenada (c_u); b) resistência não drenada normalizada (c_u/σ'_{v0}) para as amostras em bloco (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	86
Figura 3.45 – Valores sensibilidade (S_t) em profundidade obtidos em ensaios de corte rotativo <i>in situ</i> (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).	87
Figura 3.46 – Evolução em profundidade do módulo de distorção máximo (Lunne <i>et al.</i> , 2003a)88	

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Variação da composição granulométrica em profundidade: a) fração de argila + silte, areia e cascalho; b) fração de argila, silte, areia e cascalho.	94
Figura 4.2 – Composição textural dos solos aluvionares que ocorrem no continente português. ..	95
Figura 4.3 – Variação em profundidade do teor em matéria orgânica (OM): a) resultados pontuais; b) valores médios.	98
Figura 4.4 – Mudança na consistência da argila durante o processo de secagem (Matos Fernandes, 2006).	99

Figura 4.5 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	101
Figura 4.6 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	103
Figura 4.7 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.....	103
Figura 4.8 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_P): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	104
Figura 4.9 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_P) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	106
Figura 4.10 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_P) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.....	106
Figura 4.11 – Variação em profundidade do índice de plasticidade (I_P): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	108
Figura 4.12 – Variação em profundidade da atividade da fração argilosa (A_t).....	109
Figura 4.13 – Comparação da atividade calculada e a dos minerais de argila de referência (adaptado de Skempton, 1953).....	110
Figura 4.14 – Variação em profundidade do teor em água (w): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	112
Figura 4.15 – Valores estatísticos e extremos do teor em água (w) com diversas restrições.....	113
Figura 4.16 – Variação em profundidade do teor em água (w) para $95\% < S_r < 105\%$	114
Figura 4.17 – Variação em profundidade do teor em água (w) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	114
Figura 4.18 – Variação em profundidade do teor em água (w) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.....	115
Figura 4.19 – Variação em profundidade do índice de consistência (I_C) e do índice de liquidez (I_L): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	117
Figura 4.20 – Teor em água na comparação com os: a) limites de liquidez e de plasticidade (valores médios); b) limites de liquidez (valores pontuais).....	117
Figura 4.21 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	118
Figura 4.22 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ) para $95\% < S_r < 105\%$	119
Figura 4.23 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	120
Figura 4.24 – Variação em profundidade do índice de vazios (e): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	122
Figura 4.25 – Variação em profundidade do grau de saturação (S_r): a) resultados pontuais; b) valores médios.....	123

Figura 4.26 – Variação em profundidade dos valores mínimos, médios e máximos dos índices físicos básicos e complementares: a) teor em água (w); b) peso volumico (γ); c) densidade das partículas sólidas (G_s); d) índice de vazios (e); e) grau de saturação (S_r).	125
Figura 4.27 – Classificação do solo através da Carta de Plasticidade de Casagrande.....	127

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Evolução em profundidade: a) tensão efetiva e tensão de pré-consolidação; b) grau de sobreconsolidação.	132
Figura 5.2 – Evolução em profundidade: a) dos valores do índice de compressibilidade, C_c , retirados diretamente da curva de compressibilidade e corrigidos pela construção de Schemertmann; b) da razão dos valores do índice de compressibilidade, C_c , corrigidos pelos retirados diretamente da curva de compressibilidade.	133
Figura 5.3 – Evolução em profundidade dos parâmetros de compressibilidade: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$	134
Figura 5.4 – Evolução em profundidade do Índice de recompressibilidade, C_r	134
Figura 5.5 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, C_c . ..	136
Figura 5.6 – Evolução em profundidade dos parâmetros de compressibilidade para $95\% < S_r < 105\%$: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$	136
Figura 5.7 – Evolução em profundidade do Índice de recompressibilidade, C_r , para $95\% < S_r < 105\%$	137
Figura 5.8 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, C_c , para $95\% < S_r < 105\%$	137
Figura 5.9 – Evolução em profundidade do índice de compressibilidade, C_c , para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	138
Figura 5.10 – Evolução em profundidade do índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	138
Figura 5.11 – Evolução em profundidade do índice de recompressibilidade, C_r , para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	139
Figura 5.12 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, (C_c) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	139
Figura 5.13 – Relação entre C_a e C_c com a compressão secundária no espaço e - $\log \sigma'_c$ - $\log t$ (Mesri & Godlewski, 1977).	140
Figura 5.14 – Evolução em profundidade: a) C_a ; b) C_a/C_c ; c) $C_a/(1+e)$	141
Figura 5.15 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v).	142
Figura 5.16 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v) para $95\% < S_r < 105\%$	143
Figura 5.17 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$	143
Figura 5.18 – Relações empíricas de C_c com o limite de liquidez, w_L , retiradas da bibliografia. .	145
Figura 5.19 – Relações empíricas de C_c com o teor em água, w , retiradas da bibliografia.	146

Figura 5.20 – Relações empíricas de C_c com o índice de vazios, e , retiradas da bibliografia.	147
Figura 5.21 – Relações empíricas de C_c com o índice de plasticidade, I_p , retiradas da bibliografia.	148
Figura 5.22 – Relações empíricas retiradas da bibliografia de C_r com: a) índice de plasticidade, I_p ; b) teor em água, w ; índice de compressibilidade, C_c	149
Figura 5.23 – Relações empíricas de C_α com: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de plasticidade, I_p , retiradas da bibliografia.	150
Figura 5.24 – Histogramas: a) limite de liquidez (w_L); b) limite de plasticidade (w_P); c) índice de plasticidade (I_p); d) teor em água (w); e) densidade das partículas sólidas (G_s); f) índice de vazios (e); g) índice de compressibilidade (C_c); h) índice de recompressibilidade (C_r); i) índice de compressibilidade normalizado ($C_c/(1+e)$).	156
Figura 5.25 – Caixas-de-bigodes: a) limite de liquidez (w_L); b) limite de plasticidade (w_P); c) índice de plasticidade (I_p); d) teor em água (w); e) densidade das partículas sólidas (G_s); f) índice de vazios (e); g) índice de compressibilidade (C_c); h) índice de recompressibilidade (C_r); i) índice de compressibilidade normalizado ($C_c/(1+e)$).	157
Figura 5.26 – Representação gráfica das correlações positivas, considerando $0 < z < 40$ m, entre os pares: a) C_c e w ; b) C_c e e ; c) C_c e C_r ; d) C_r e w_L ; e) C_r e I_p ; f) C_r e e ; g) $C_c/(1+e)$ e C_c ; h) $C_c/(1+e)$ e C_r ; i) $C_c/(1+e)$ e e	159
Figura 5.27 – Representação gráfica das correlações positivas, considerando $0 < z < 40$ m, entre os pares: a) C_r e C_c ; b) $C_c/(1+e)$ e w	160
Figura 5.28 – Representação gráfica do Modelo 3 correlacionando o teor em água com o índice de compressibilidade.	164
Figura 5.29 – Representação gráfica do Modelo 4 correlacionando o índice de vazios com o índice de compressibilidade.	164
Figura 5.30 – Representação gráfica do Modelo 12 correlacionando o índice de recompressibilidade com o índice de compressibilidade.....	165
Figura 5.31 – Representação gráfica do Modelo 3 para $95\% < S_r < 105\%$	166
Figura 5.32 – Representação gráfica do Modelo 4 para $95\% < S_r < 105\%$	167
Figura 5.33 – Representação gráfica do Modelo 11 para $95\% < S_r < 105\%$	167
Figura 5.34 – Representação gráfica do Modelo 12 para $95\% < S_r < 105\%$	168
Figura 5.35 – Representação gráfica do Modelo 13 para $95\% < S_r < 105\%$	168
Figura 5.36 – Relação empírica de C_c com o teor em água, w : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.....	170
Figura 5.37 – Relação empírica de C_c com o índice de vazios, e : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.....	170
Figura 5.38 – Relação empírica de $C_c/(1+e)$ com o teor em água, w : comparação do modelo desenvolvido com outro da bibliografia.	171
Figura 5.39 – Relação empírica de C_r com o índice de compressibilidade, C_c : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.....	171
Figura 5.40 – Relação empírica de C_r com o teor em água, w : comparação do modelo desenvolvido com outro da bibliografia.	172

Figura 5.41 – Histogramas: a) coeficiente de consolidação secundária (C_α); b) coeficiente de consolidação secundária normalizado ($C_\alpha/(1+e)$); c) razão entre o coeficiente de consolidação secundária e o índice de compressibilidade (C_α/C_c).....	173
Figura 5.42 – Caixas-de-bigodes: a) coeficiente de consolidação secundária (C_α); b) coeficiente de consolidação secundária normalizado ($C_\alpha/(1+e)$); c) razão entre o coeficiente de consolidação secundária e o índice de compressibilidade (C_α/C_c).....	174
Figura 5.43 – Representação gráfica das correlações positivas entre os pares: a) C_α e C_c ; b) $C_\alpha/(1+e)$ e C_c	175
Figura 5.44 – Representações gráficas correlacionando: a) C_α com C_c (Modelo 1); b) $C_\alpha/(1+e)$ com C_c (Modelo 2).....	176

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 – Variação do índice de vazios com a tensão efetiva e com a amostragem (Coelho, 2002).....	182
Figura 6.2 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão para diferentes $R_{OCensaio}$: a) não drenados; b) drenados.....	185
Figura 6.3 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão.	186
Figura 6.4 - Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão.	187
Figura 6.5 – Solo com comportamento normalizado (Ladd <i>et al.</i> , 1977).....	189
Figura 6.6 – Resistência não drenada em função da tensão efetiva de consolidação do ensaio em vários locais.....	190
Figura 6.7 – Resistência não drenada normalizada em função da tensão de consolidação do ensaio.	191
Figura 6.8 - Relação entre a razão c_u/σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão.	192
Figura 6.9 - Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais de compressão: a) CIU; b) CAU e CK0U.	194
Figura 6.10 – Ensaio DMT: evolução em profundidade: a) c_u ; b) c_u/σ'_{v0}	196
Figura 6.11 – Evolução de c_u em profundidade, obtido por correlação com o parâmetro qt fornecido no ensaio CPTU para: a) $N_{kt} = 9$; b) $N_{kt} = 12$	199
Figura 6.12 – Ensaio FVT: evolução em profundidade: a) c_u ; b) c_u/σ'_{v0}	201
Figura 6.13 – Evolução de St em profundidade e classificação dos solos quanto a este parâmetro aplicando o critério de Skempton & Northey (1952).....	202
Figura 6.14 – Evolução em profundidade de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT. .	204
Figura 6.15 – Caixas-de-bigodes de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT.	205
Figura 6.16 – Histogramas de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT.	206
Figura 6.17 – Evolução de c_u em profundidade para diferentes ensaios.	207

CAPÍTULO 7

Figura 7.1 – Localização do campo experimental.	212
Figura 7.2 – Amostragem contínua perturbada: a) 0,0 m – 18,0 m; b) 18,0 m – 21,0 m.	217
Figura 7.3 – Amostragem intacta: a) máquina de sondagem; b) amostras recolhidas após selagem (fotografias da autora).	218
Figura 7.4 – Curvas granulométricas obtidas nas várias análises experimentais realizadas sobre amostras recolhidas no campo experimental.	220
Figura 7.5 – Variação da composição granulométrica em profundidade das amostras recolhidas no campo experimental.	221
Figura 7.6 – Variação em profundidade: a) limite de liquidez; b) limite de plasticidade; c) índice de plasticidade, das amostras recolhidas no campo experimental.	224
Figura 7.7 – Variação em profundidade da atividade das amostras recolhidas no campo experimental.	225
Figura 7.8 – Variação em profundidade da atividade das amostras recolhidas no campo experimental.	226
Figura 7.9 – Variação em profundidade: a) teor em água na comparação com os limites de liquidez e plasticidade; b) índice de liquidez, das amostras recolhidas no campo experimental.	228
Figura 7.10 – Variação em profundidade do peso volúmico das amostras recolhidas no campo experimental.	229
Figura 7.11 – Variação em profundidade da densidade das partículas sólidas das amostras recolhidas no campo experimental.	230
Figura 7.12 – Variação em profundidade da densidade das partículas sólidas das amostras recolhidas no campo experimental.	232
Figura 7.13 – Composição textural das amostras recolhidas no campo experimental.	233
Figura 7.14 – Identificação do ambiente sedimentar presente na formação dos solos ocorrentes no campo experimental com base nas suas características granulométricas (diagrama de Laporte).	234
Figura 7.15 – Classificação dos solos ocorrentes no campo experimental através da Carta de Plasticidade de Casagrande.	235
Figura 7.16 – Preparação das amostras a submeter a ensaios edométricos: a) pormenor da aresta cortante presente no anel edométrico; b) cravação do anel edométrico na amostra recolhida com tubo amostrador; c) amostra pronta (fotografias da autora).	238
Figura 7.17 – Aspeto final da montagem do ensaio (fotografia da autora).	238
Figura 7.18 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) escala logarítmica; b) escala aritmética.	241
Figura 7.19 – Relação entre C_r/C_c e R_{OC} observada nos solos estudados.	243
Figura 7.20 – Coeficiente de compressibilidade nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental.	243
Figura 7.21 – Módulo de deformabilidade volumétrico do solo ou módulo edométrico, E_{oed} , nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3.	244

Figura 7.22 – Coeficientes de consolidação primária nos ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3; d) OED7; e) OED8; f) OED9.	245
Figura 7.23 – Coeficientes de permeabilidade nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3.	247
Figura 7.24 - Efeito da consolidação secundária na relação entre o índice de vazios e o $\log \sigma'_v$ (Almeida & Marques (2011)).	249
Figura 7.25 – Curvas de compressibilidade dos ensaios de longa duração: a) OED4; b) OED7; c) OED5; d) OED8; e) OED5; f) OED9.	250
Figura 7.26 – Determinação do coeficiente de consolidação secundária.	251
Figura 7.27 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED4: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	252
Figura 7.28 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED5: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	252
Figura 7.29 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED6: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	253
Figura 7.30 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED7: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	253
Figura 7.31 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED8: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	254
Figura 7.32 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED9: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α}	254
Figura 7.33 – Variação em profundidade: a) valores pontuais e médios do coeficiente de consolidação secundária; b) teor em matéria orgânica, das amostras do campo experimental.	256
Figura 7.34 – Variação em profundidade dos valores pontuais e médios do coeficiente de consolidação secundária na comparação com o teor em matéria orgânica das amostras do campo experimental.	257
Figura 7.35 – Consolidação secundária: a) efeito na curva de compressibilidade de uma argila (Bjerrum, 1972); b) proposta para identificar o fim da consolidação secundária e o respetivo assentamento (Martins, 2005).	258
Figura 7.36 – Curva de compressibilidade do ensaio OED7: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).	260
Figura 7.37 – Curva de compressibilidade do ensaio OED8: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).	261
Figura 7.38 – Curva de compressibilidade do ensaio OED9: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).	262

Figura 7.39 – Preparação de amostra intacta em tubo de PVC: a) extração de um troço do tubo amostrador; b) saída do solo pelo topo; c) colocação de tubo de PVC com as características geométricas pretendidas para o provete; d) preenchimento dos orifícios existentes no topo; e) fragmento de concha destacado do solo; f) provete finalizado para colocação no congelador (fotografias da autora).....	265
Figura 7.40 – Imagens das câmaras triaxiais utilizadas: a) câmara clássica; b) câmara clássica; c) câmara câmara stress path (fotografias da autora).....	267
Figura 7.41 – Aspectos da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássica: a) amostra colocada no pedestal com drenos laterais de papel de filtro; b) colocação da membrana e anéis de borracha; c) colocação da placa superior; d) pormenor da célula de carga encostada à placa superior (fotografias da autora).	268
Figura 7.42 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 4,3 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).....	272
Figura 7.43 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 16,0 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).....	273
Figura 7.44 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 17,3 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).....	273
Figura 7.45 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 20,2 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).....	274
Figura 7.46 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 22,7 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).....	274
Figura 7.47 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 4,30 m de profundidade..	276
Figura 7.48 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 16,0 m de profundidade..	277
Figura 7.49 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 17,3 m de profundidade..	278
Figura 7.50 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 20,2 m e 22,7 m de profundidade.....	279
Figura 7.51 – Envolventes de rotura nos ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras recolhidas a 4,3, 16,0, 17,3, 20,2 e 22,7 m de profundidade.	281
Figura 7.52 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios de compressão triaxial.	282

Figura 7.53 – Evolução da resistência não drenada (a) e da razão desta pela tensão efetiva de consolidação do ensaio (b) em função da tensão de consolidação do ensaio de compressão triaxial.	283
Figura 7.54 – Relação entre a razão c_u / σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para o conjunto de resultados de ensaios de compressão triaxial.	284
Figura 7.55 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial.	285
Figura 7.56 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): a) no plano (σ', τ) ; b) no plano (σ', e) ; c) no plano $(\log \sigma', e)$ (Maranha das Neves, 2013)..	286
Figura 7.57 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): a) no plano (q, p') ; b) no plano (ν, p') ; c) no plano $(\nu, \ln p')$ (Maranha das Neves, 2013) ..	287
Figura 7.58 – Representação das linhas do estado crítico (LEC), de compressão normal (LCN) e compressão normal anisotrópica (LCNA): a) no plano (q, p') ; b) no plano (ν, p') (Atkinson <i>et al.</i> , 1978)..	289
Figura 7.59 – Trajetória de tensões durante o corte obtida nos ensaios triaxiais: a) no plano (q, ε_a) ; b) no plano (p', q) ..	290
Figura 7.60 – Trajetória de tensões e linhas dos estados críticos (LEC) e compressão normal (LCNA) obtida a partir dos ensaios triaxiais: a) no plano (q, ε_a) ; b) no plano (p', q) ; c) no plano $(\nu, \ln p')$; d) no plano (ν, p') ..	291
Figura 7.61 – Normalização da LEC e da LNCA em relação a p'_c ..	292
Figura 7.62 – Resultados dos ensaios de extensão triaxial: a) tensão de desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs extensão axial (ε_a) ; b) obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ε_a) ..	293
Figura 7.63 – Excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ε_a) obtidos nos ensaios de extensão triaxial.	293
Figura 7.64 – Trajetórias de tensões efetivas no espaço s', t em ensaios de extensão triaxial.	294
Figura 7.65 – Variação da resistência não drenada: a) em profundidade; b) com a tensão efetiva de consolidação do ensaio, em ensaios de extensão triaxial.	295
Figura 7.66 – Relação entre a razão c_u / σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para os resultados de ensaios de extensão triaxial ..	296
Figura 7.67 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial.	297
Figura 7.68 – Valores de c_u / σ'_{v0} de argilas normalmente consolidadas a partir de ensaios triaxiais de compressão e de extensão e de ensaios de corte direto simples coligidos por Ladd (1991) e confronto com resultados deste trabalho.	299

CAPÍTULO 8

Figura 8.1 – Planta do Campo Experimental com a localização relativa dos ensaios realizados (fotografia da autora).	304
Figura 8.2 – Equipamento necessário para a realização do ensaio DMT: a) sistema de cravação; b) unidade de controlo de pressão, cabo elétrico e unidade de pressão; c) trem de varas; d) unidade de controlo de pressão; e) lâmina dilatométrica (fotografias da autora).	305

Figura 8.3 – Resultados obtidos no ensaio DMT: a) índice do material; b) módulo dilatométrico; c) índice de tensão horizontal.	307
Figura 8.4 – Classificação do solo com base no índice do material (IDMT).....	308
Figura 8.5 – Classificação do solo e estimativa de γ/γ_w com base no índice do matéria e no módulo dilatométrico (adaptado de Marchetti e Crapps, 1981).	309
Figura 8.6 – Evolução em profundidade do peso volúmico do solo estimado a partir do ensaio DMT (equação 8.7).	310
Figura 8.7 – Evolução em profundidade do: a) índice de tensão horizontal; b) coeficiente de impulso em repouso obtido a partir do índice de tensão horizontal.	311
Figura 8.8 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação obtido a partir dos resultados do DMT.	313
Figura 8.9 – Evolução em profundidade da: a) resistência não drenada obtida a partir dos resultados do DMT; b) razão da resistência não drenada pela tensão efetiva vertical de repouso.	314
Figura 8.10 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir dos resultados do DMT.	315
Figura 8.11 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido a partir dos resultados do DMT (equação 8.18).....	317
Figura 8.12 – Evolução em profundidade do intervalo de variação do ângulo de resistência ao corte obtido a partir dos resultados do DMT (equações 8.24 e 8.25).	318
Figura 8.13 – Equipamento necessário para a realização do ensaio SCPTU: a) sistema de cravação; b) piezocone; c) saturação do filtro anelar; d) trem de varas; e) martelo e placa de madeira com tiras de aço; f) sistema de aquisição de resultados (fotografias da autora).....	320
Figura 8.14 – Valores obtidos nos ensaios SCPTU1 e SCPTU2: a) resistência total de ponta; b) resistência lateral; c) razão atrítica; d) pressão na água dos poros.	321
Figura 8.15 – Curvas de dissipação.	321
Figura 8.16 – Registos sísmicos obtidos às profundidades de 5 m e 6 m.	322
Figura 8.17 – Carta de classificação do solo a partir do critério de Robertson (1990): a) SCPTU1; b) SCPTU2.	323
Figura 8.18 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo o critério de Robertson (1990): a) SCPTU1; b)SCPTU2.....	324
Figura 8.19 – Carta de classificação do solo a partir do: a) SCPTU1; b) SCPTU2 (adaptado de Eslami & Fellenius, 1997).	326
Figura 8.20 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo o critério de Eslami & Fellenius (1997): a) SCPTU1; b) SCPTU2.	327
Figura 8.21 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade: a) SCPTU1, Robertson (1990); b) SCPTU1, Eslami & Fellenius (1997); c) SCPTU2, Robertson (1990); b) SCPTU2, Eslami & Fellenius (1997).	328
Figura 8.22 – Evolução em profundidade do coeficiente de impulso em repouso a partir dos resultados do CPTU: a) SCPTU1; b) SCPTU2.	329
Figura 8.23 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação a partir dos resultados do CPTU: a) SCPTU1; b) SCPTU2.	331

Figura 8.24 – Evolução em profundidade da resistência não drenada obtida através dos resultados dos ensaios CPTU: a) SCPTU1: 2 - 4 m; b) SCPTU2: 2-4 m; c) SCPTU1: 15-22 m; d) SCPTU2:15-22 m.....	332
Figura 8.25 – Geração de ondas de sísmica de corte (fotografia da autora).....	333
Figura 8.26 – Método da inversão da polaridade aplicado à avaliação da velocidade de propagação da onda de corte no ensaio SCPTU2.....	335
Figura 8.27 – Resultados dos sinais sísmicos filtrados, obtidos pelo método da inversão da polaridade no ensaio SCPTU2.	335
Figura 8.28 – Velocidade de propagação das ondas de corte, avaliadas pelo método da inversão da polaridade no ensaio SCPTU2.....	336
Figura 8.29 – Registos sísmicos obtidos às profundidades de 5 m e 6 m.....	337
Figura 8.30 – Parâmetros de tratamento do registo sísmico SCPTU2 obtido à profundidade de 5 m a utilizar na correlação-cruzada: a) campo de filtragem (F1 a F2); b) campo de velocidades (T1 a T2).	337
Figura 8.31 – Parâmetros de tratamento do registo sísmico SCPTU2 obtido à profundidade de 6 m a utilizar na correlação-cruzada: a) campo de filtragem (F1 a F2); b) campo de velocidades (T1 a T2).	338
Figura 8.32 – Registos sísmicos filtrados à profundidade: a) 5 m; b) 6 m.	338
Figura 8.33 – Função de correlação cruzada dos sinais sísmicos obtidos às profundidades de 14 -15 m.	339
Figura 8.34 – SCPTU1, variação em profundidade: a) campo de velocidades V_s ; b) resistência do cone, q_c	340
Figura 8.35 – SCPTU2, variação em profundidade: a) campo de velocidades V_s ; b) resistência do cone, q_c	340
Figura 8.36 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir do ensaio do cone-sísmico.....	341
Figura 8.37 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir dos resultados do CPTU.	342
Figura 8.38 – Curvas normalizadas nos ensaios de dissipação realizados com o CPTU.	343
Figura 8.39 – Determinação de t_{50}	346
Figura 8.40 – Coeficiente de consolidação horizontal em função de t_{50}	347
Figura 8.41 – Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal em função de t_{50}	349
Figura 8.42 – Linhas de contorno associadas ao índice de comportamento, I_c (Robertson, 2009).	351
Figura 8.43 – Linhas de contorno associadas ao parâmetro n (Robertson, 2009).	351
Figura 8.44 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo Robertson (2009): a) SCPTU1; b) SCPTU2.	352
Figura 8.45 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.50).....	353
Figura 8.46 – Evolução em profundidade de: a) N_{kt} de acordo com a equação 8.52; b) c_u de acordo com a equação 8.51.....	355

Figura 8.47 – Evolução em profundidade da razão c_u / σ'_{v0} obtida a partir dos resultados do CPTU.	356
Figura 8.48 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtida a partir dos resultados do CPTU (equação 8.54).	357
Figura 8.49 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.57).	358
Figura 8.50 – Evolução em profundidade do ângulo de resistência ao corte obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.59).	359
Figura 8.51 – Ensaio de corte rotativo in situ (field vane test): a) equipamento GEONOR H10 durante a realização do ensaio; b) unidade de medição do torque; c) molinete e invólucro protetor (fotografias da autora).	361
Figura 8.52 – Diagramas do momento torsor versus ângulo de rotação na sondagem S1 às profundidades: a) 15,05 m; b) 18,75 m.	362
Figura 8.53 – Diagramas do momento torsor versus ângulo de rotação na sondagem S1A às profundidades: a) 3,65 m; b) 15,55 m; c) 17,55; d) 18,55m.	363

CAPÍTULO 9

Figura 9.1 - Variação em profundidade do peso volúmico determinado em laboratório e através da correlação proposta por Mayne <i>et al</i> (2001).	367
Figura 9.2 - Comparação entre os valores de γ obtidos em laboratório e através do DMT.	368
Figura 9.3 - Comparação entre os valores de K_0 obtidos através de ensaios de campo: DMT e CPTU.	370
Figura 9.4 - Comparação entre os valores de R_{OC} obtidos através de ensaios laboratoriais e de campo.	372
Figura 9.5 - Evolução em profundidade da resistência não drenada obtida através de ensaios laboratoriais e de campo.	373
Figura 9.6 - a) Razão entre a resistência não drenada obtida nos ensaios triaxiais pela tensão efetiva de consolidação do ensaio versus tensão efetiva de consolidação do ensaio; b) razão entre a resistência não drenada obtida nos ensaios de campo pela tensão efetiva vertical de repouso versus profundidade.	374
Figura 9.7 - Evolução em profundidade do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas através de ensaios laboratoriais e de campo.	375
Figura 9.8 - Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.	377
Figura 9.9 - Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.	378
Figura 9.10 - Evolução em profundidade do coeficiente de consolidação, c_v , obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.	380

CAPÍTULO 10

Figura 10.1 - Banda para distribuição granulométrica dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal.	383
--	-----

Figura 10.2 - Banda para distribuição granulométrica dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal.....	385
Figura 10.3 – Variação em profundidade da atividade da fração argilosa (A_t) para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.....	386
Figura 10.4 – Variação em profundidade: a) teor em água, w ; b) peso volúmico, γ ; e) índice de vazios, e , para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.....	387
Figura 10.5 – Variação em profundidade do teor em água na comparação com os limites de liquidez e plasticidade para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.....	388
Figura 10.6 – Variação em profundidade: a) tensão efetiva e tensão de pré-consolidação; b) grau de sobreconsolidação, para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.....	389
Figura 10.7 – Envolvente de rotura para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal em ensaios triaxiais de compressão.....	391
Figura 10.8 – Limites para a resistência não drenada obtida através de ensaios de extensão triaxial para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal: a) CIU ; b) CAU e CK_0U	392
Figura 10.9 – Evolução em profundidade da razão c_u/σ'_{v0} para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal: a) triaxiais de compressão; b) DMT ; c) FVT	394

ANEXO A5.1

Figura A5.1.1 – Definição das grandezas para obtenção da curva de aproximação: pontos considerados, distância entre os pontos considerados e declive entre os troços do diagrama de ensaio.....	399
Figura A5.1.2 - Polinómio de 7º grau de aproximação à linha poligonal que une os pontos retirados do ensaio edométrico: escala logarítmica de σ'_v	401
Figura A5.1.3 - Localização do ponto de máxima curvatura na curva retirada do ensaio edométrico.....	402

ANEXO A5.2

Figura A5.2.1 – Caixa-de-bigodes.....	408
---------------------------------------	-----

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 – Algumas das principais obras realizadas em Portugal sobre depósitos de solos moles	3
---	---

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Efeitos qualitativos dos processos pós-deposicionais nas propriedades geotécnicas de argilas marinhas (Brenner <i>et al.</i> , 1981, retirado de Coelho, 2000).....	32
--	----

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Algumas ocorrências no mundo	34
Quadro 3.2 – Composição granulométrica do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003).....	37
Quadro 3.3 – Índices físicos e de identificação do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003).....	37
Quadro 3.4 – Parâmetros de resistência (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003).....	40
Quadro 3.5 – Composição granulométrica dos solos aluvionares do Baixo Vouga.....	50
Quadro 3.6 – Limites de Atterberg e índice de plasticidade para diferentes estados dos solos aluvionares do Baixo Vouga	51
Quadro 3.7 – Índices físicos dos solos aluvionares do Baixo Vouga.....	52
Quadro 3.8 – Parâmetros de compressibilidade dos solos aluvionares do Baixo Vouga	52
Quadro 3.9 – Parâmetros mecânicos obtidos para a zona do Esteiro de S. Pedro (Bonito, 2008) .	54
Quadro 3.10 – Parâmetros mecânicos obtidos para a zona de TIRTIFE (Bonito, 2008)	54
Quadro 3.11 – Composição mineralógica das argilas da Ilha Sheppey (Burnett & Fookes, 1974)	67
Quadro 3.12 – Comparação entre as características físicas e de identificação de amostras colhidas a uma profundidade aproximada de 3 m no estado natural, reconstituídas com os valores médios assumidos para a Argila de Londres (Jardine <i>et al.</i> , 2003).....	74
Quadro 3.13 – Descrição sumária dos ensaios de campo e de laboratório realizados no campo experimental de Onsøy (Lunne <i>et al.</i> , 2003a).....	75
Quadro 3.14 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de identificação para diversos solos....	89
Quadro 3.15 – Intervalo de valores de alguns índices físicos para diversos solos	89
Quadro 3.16 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de consolidação, compressibilidade e estado de tensão para diversos solos	90
Quadro 3.17 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de resistência para diversos solos.....	90

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Aspectos relevantes contempladas na base de dados	92
Quadro 4.2 – Classificação granulométrica (LNEC E196 – 1966)	93

Quadro 4.3 – Valores estatísticos e extremos do teor em matéria orgânica (OM).....	97
Quadro 4.4 – Limites de Atterberg de minerais de argila (Mitchell, 1976).....	99
Quadro 4.5 – Classificação das argilas quanto à plasticidade (Head, 1980).....	100
Quadro 4.6 – Valores estatísticos e extremos do limite de liquidez (w_L).....	100
Quadro 4.7 – Valores estatísticos e extremos do limite de liquidez (w_L) com diversas restrições.....	102
Quadro 4.8 – Valores estatísticos e extremos do limite de plasticidade (w_P).....	104
Quadro 4.9 – Valores estatísticos e extremos do limite de plasticidade (w_P) com diversas restrições.....	105
Quadro 4.10 – Valores estatísticos e extremos do índice de plasticidade (I_P).....	107
Quadro 4.11 – Valores estatísticos e extremos da Atividade (A_t).....	109
Quadro 4.12 – Valores estatísticos e extremos do teor em água (w).....	111
Quadro 4.13 – Valores estatísticos e extremos do teor em água (w) com diversas restrições.....	113
Quadro 4.14 – Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2006).....	115
Quadro 4.15 – Valores estatísticos e extremos do índice de consistência (I_C) e do índice de liquidez (I_L).....	116
Quadro 4.16 – Valores estatísticos e extremos do peso volúmico (γ).....	118
Quadro 4.17 – Valores estatísticos e extremos do peso volúmico (γ) com diversas restrições.....	119
Quadro 4.18 – Valores da densidade das partículas sólidas (adaptado de Bowles, 1996).....	120
Quadro 4.19 – Valores estatísticos e extremos da densidade das partículas sólidas (G_s).....	120
Quadro 4.20 – Valores estatísticos e extremos da densidade das partículas sólidas (G_s) com diversas restrições.....	121
Quadro 4.21 – Valores estatísticos e extremos do índice de vazios (e).....	121
Quadro 4.22 – Valores estatísticos e extremos do grau de saturação (S_r).....	122

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Valores estatísticos e extremos do índice de compressibilidade, C_c , e da razão $C_c/(1+e)$	135
Quadro 5.2 – Classificação dos solos quanto à compressibilidade secundária (Mesri, 1973).....	140
Quadro 5.3 – Valores de C_a/C_c para diferentes tipos de solos (Mesri, 2001).....	141
Quadro 5.4 – Relações empíricas de C_c com o limite de liquidez, w_L , retiradas da bibliografia.....	145
Quadro 5.5 – Relações empíricas de C_c com o teor em água, w , retiradas da bibliografia.....	146
Quadro 5.6 – Relações empíricas de C_c com o índice de vazios, e , retiradas da bibliografia.....	147
Quadro 5.7 – Relações empíricas de C_c com o índice de plasticidade, I_P , retiradas da bibliografia.....	148
Quadro 5.8 – Relações empíricas de C_c com vários parâmetros físico e (ou) de identificação do solo retiradas da bibliografia.....	148
Quadro 5.9 – Relações empíricas de C_r com vários parâmetros físico e (ou) de identificação do solo retiradas da bibliografia.....	149

Quadro 5.10 – Relações empíricas de C_α com parâmetros físico e de compressibilidade do solo retiradas da bibliografia	149
Quadro 5.11 – Estatística descritiva das variáveis $w_L, w_P, I_P, w, G_s, e, C_c, C_r$ e $C_d/(1+e)$	151
Quadro 5.12 – Estatística descritiva das variáveis $w_L, w_P, I_P, w, G_s, e, C_c, C_r$ e $C_d/(1+e)$ para $95\% < S_r < 105\%$	152
Quadro 5.13 – Estatística descritiva das variáveis $w_L, w_P, I_P, w, G_s, e, C_c, C_r$ e $C_d/(1+e)$ para $e > 1,0$	153
Quadro 5.14 – Estatística descritiva das variáveis $w_L, w_P, I_P, w, G_s, e, C_c, C_r$ e $C_d/(1+e)$ para $e > 1,5$	154
Quadro 5.15 – Estatística descritiva das variáveis $w_L, w_P, I_P, w, G_s, e, C_c, C_r$ e $C_d/(1+e)$ para $e > 2,0$	155
Quadro 5.16 – Valores do coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis	158
Quadro 5.17 – Resumo dos modelos de regressão analisados para a estimativa de C_c e de C_r	161
Quadro 5.18 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para a estimativa de C_c e de C_r	162
Quadro 5.19 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para a estimativa de C_c e de C_r considerando $95\% < S_r < 105\%$	166
Quadro 5.20 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para diferentes valores de índice de vazios	169
Quadro 5.21 – Estatística descritiva das variáveis $C_\alpha, C_d/(1+e)$ e C_d/C_c	173
Quadro 5.22 – Valores do coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis	174
Quadro 5.23 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados.....	175

CAPÍTULO 6

Quadro 6.1 - Resultados obtidos para a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão e agrupados para diferentes R_{OC} ensaio	186
Quadro 6.2 – Valores de N_{kt} obtidos através dos ensaios DMT e FVT para diversas profundidades	205

CAPÍTULO 7

Quadro 7.1 - Unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas definidas na Bacia de Aveiro (Rocha, 1993)	214
Quadro 7.2 – Descrição litológica baseada na análise macroscópica efetuada pela autora.....	217
Quadro 7.3 – Profundidade a que foram recolhidas as amostras intactas.....	219
Quadro 7.4 – Profundidade a que foram recolhidas as amostras intactas.....	223
Quadro 7.5 – Resultados dos Limites de Atterberg e do índice de plasticidade sobre amostras recolhidas no campo experimental.....	224
Quadro 7.6 – Resultados dos Limites de Atterberg e do índice de plasticidade sobre amostras recolhidas no campo experimental.....	231

Quadro 7.7 – Classificação pormenorizada do solo de acordo com a Classificação Unificada...	236
Quadro 7.8 – Lista dos ensaios edométricos realizados no âmbito da caracterização das propriedades de compressibilidade e de consolidação dos solos ocorrentes no campo experimental	237
Quadro 7.9 – Características físicas das amostras do campo experimental ensaiadas no edómetro clássico	240
Quadro 7.10 – Parâmetros obtidos das curvas de compressão nos edómetros clássicos	242
Quadro 7.11 – Características físicas das amostras do campo experimental e condições do ensaio edométrico de longa duração	248
Quadro 7.12 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária e para a razão $C_\alpha/(1+e)$ nos ensaios edométricos de longa duração	255
Quadro 7.13 – Resultados obtidos para Δe_{sec} obtido no ensaio e através da expressão 7.2	259
Quadro 7.14 – Lista dos ensaios triaxiais realizados no âmbito da caracterização do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo	263
Quadro 7.15 – Resumo das características geométricas iniciais e da tensão efetiva de consolidação nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas	266
Quadro 7.16 – Parâmetro B de Skempton nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas	269
Quadro 7.17 – Resultados obtidos para a coesão efetiva e para o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras intactas	280
Quadro 7.18 – Resultados obtidos para a resistência não drenada, c_u , a razão c_u / σ'_{vc} , o parâmetro A_f de Skempton e o parâmetro da anisotropia induzida no solo, K_s , em ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas do campo experimental.....	298
Quadro 7.19 – Resultados obtidos para o parâmetro da anisotropia induzida no solo, K_s , por Aguiar (1992) e Carvalho (2002)	298

CAPÍTULO 8

Quadro 8.1 – Classificação de solos a partir do índice do material, I_{DMT} , do DMT (Marchetti, 1980).....	308
Quadro 8.2 – Classificação de solos a partir do índice do material, I_{DMT} , do DMT (Marchetti, 1980).....	325
Quadro 8.3 – Fator tempo admissível modificado para determinação de c_h (Houlsby & Teh, 1991)	345
Quadro 8.4 – Gama provável da relação entre k_h e k_v in situ para argilas moles (Jamiolkowski <i>et al</i> , 1985).....	346
Quadro 8.5 – Coeficientes de consolidação, c_v e c_h	347
Quadro 8.6 – Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal, k_h	348
Quadro 8.7 – Comportamento tipo do solo em função do índice de comportamento, I_c (Robertson, 2009).....	350
Quadro 8.8 – Características físicas e estado de tensão.....	364
Quadro 8.9 – Características mecânicas	364

CAPÍTULO 9

Quadro 9.1 - Classificação dos solos segundo resultados dos ensaios DMT, CPTU e ensaios laboratoriais (Classificação Unificada).....	369
--	-----

CAPÍTULO 10

Quadro 10.1 – Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água e os índice de plasticidade e de consistência dos solos silto-argilosos moles de Portugal	384
---	-----

Quadro 10.2 – Índices físicos propostos para os solos silto-argilosos moles de Portugal.....	387
--	-----

Quadro 10.3 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as para os solos silto-argilosos moles de Portugal	389
---	-----

Quadro 10.4 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as para os solos silto-argilosos moles de Portugal	393
---	-----

ANEXO A5.1

Quadro A5.1 – Determinação da região onde se situa o ponto de maior curvatura	398
---	-----

SIMBOLOGIA

S.1 – Alfabeto latino

A_f	parâmetro de pressões neutras de Skempton na rotura para carregamento por meio de tensões de desvio
A_t	atividade de um mineral de argila
a_v	coeficiente de compressibilidade
B	parâmetro de pressões neutras de Skempton para carregamento isotrópico
C_c	índice de compressibilidade
C_r	índice de recompressibilidade
C_s	índice de expansibilidade
C_a	coeficiente de consolidação secundária
c'	coesão efetiva
c_h	coeficiente de consolidação horizontal ou radial
c_u	resistência não drenada
$c_u (h)$	resistência não drenada em ensaios de extensão triaxial
$c_u (v)$	resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial
c_v	coeficiente de consolidação vertical
D_{10}	diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica
$D_{\%}$	dimensão correspondente à % de material passado numa curva granulométrica (p. ex., 15%, D_{15})
$d_{\%}$	dimensão correspondente à % de material passado numa curva granulométrica (p. ex., 85%, d_{85})
E	módulo de Young, módulo de deformabilidade
E_i	módulo de deformabilidade tangente inicial
E_{oed}	módulo edométrico
E_u	módulo de deformabilidade não drenado
E_{50}	módulo de deformabilidade secante no ponto correspondente a 50% da resistência ao corte
e	índice de vazios índice de vazios natural
e_{cr}	índice de vazios crítico
e_0	índice de vazios inicial
F_R	Razão atrítica normalizada do ensaio CPT
f_s	Resistência lateral do ensaio CPT
G_0	Módulo de distorção elástico (para muito pequenas deformações)
G_s	densidade das partículas sólidas
g	aceleração da gravidade
H	máximo percurso da água num estrato em consolidação
h	espessura de camada ou de amostra
I_C	índice de consistência

I_{DMT}	Índice do material do ensaio DMT
I_L	índice de liquidez
I_P	índice de plasticidade
I_R	Índice de rigidez
K_{DMT}	Índice de tensão horizontal do ensaio DMT
K_f	símbolo da envolvente de rotura em tensões efetivas num sistema de eixos s', t
K_0	coeficiente de impulso em repouso
k	coeficiente de permeabilidade
k_h	coeficiente de permeabilidade na direção horizontal
k_s	coeficiente de anisotropia da resistência não drenada
k_v	coeficiente de permeabilidade na direção vertical
M	módulo de deformabilidade confinado
M_t	momento torsor aplicado no ensaio de corte rotativo <i>in situ</i>
M_{tf}	momento torsor máximo aplicado no ensaio de corte rotativo <i>in situ</i>
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica
n	coeficiente adimensional (expoente)
N_{kt}	Parâmetro adimensional envolvido na correlação entre c_u e q_t do CPTU
OM	teor em matéria orgânica
Q_c	Força vertical medida na célula de carga interior à ponteira do CPT
Q_t	Resistência do cone normalizado do ensaio CPT
q_c	Resistência de ponta ou do cone do ensaio CPT
q_t	Resistência total de ponta ou do cone do ensaio CPTU (corrigida para ter em conta a pressão da água no filtro anelar)
R_f	Razão atrítica do ensaio CPT
R_{oc}	grau de sobreconsolidação
S_r	grau de saturação
S_t	sensibilidade de uma argila
s	assentamento por consolidação
	semi-soma das maior e menor tensões principais
s'	semi-soma das maior e menor tensões efetivas principais
s_c	assentamento por consolidação
s_d	assentamento por consolidação secundária
s_i	assentamento imediato
T	fator tempo num processo de consolidação generalizado
T^*	Fator tempo modificado no ensaio de dissipação com o CPTU
$T_{\%}$	fator tempo correspondente a um grau de consolidação médio na % indicada (p. ex., T_{90} , 90%)
t	variável temporal
	semidiferença da maior e da menor tensão principal
$t_{\%}$	valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio tem a % indicada (p. ex., t_{90} , 90%)
\bar{U}	grau de consolidação médio num processo de consolidação generalizado

\bar{U}_z	grau de consolidação médio num processo de consolidação vertical
u	pressão neutra, pressão na água dos poros ou pressão intersticial
u_0	pressão neutra em repouso
V_p	Velocidade de propagação das ondas de compressão
V_s	Velocidade de propagação das ondas de corte
w	teor em água
w_L	limite de liquidez
w_P	limite de plasticidade
w_S	limite de retração

S.2 – Alfabeto grego

α	ângulo que define a inclinação da linha K_f
γ	peso volúmico
γ_s	peso volúmico das partículas sólidas
γ_w	peso volúmico da água
Δ	variação de uma grandeza, p.e., $\Delta\sigma$
Δu	excesso de pressão neutra
Δu_f	excesso de pressão neutra na rotura por corte
ε_a	extensão axial
ν	coeficiente de Poisson
σ'	tensão efetiva
σ'_c	tensão efetiva isotrópica de consolidação na câmara triaxial
σ'_f	tensão efetiva na rotura
σ'_h	tensão efetiva horizontal
σ'_{h0}	tensão efetiva horizontal de repouso
σ'_p	tensão de pré-consolidação
σ'_v	tensão efetiva vertical
σ'_{vc}	tensão efetiva vertical de consolidação na câmara triaxial
σ'_{vf}	tensão efetiva vertical na rotura
σ_{v0}	tensão total vertical de repouso
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical de repouso
$\sigma'_{1f}, \sigma'_{3f}$	tensões efetivas principais na rotura
ϕ	função potencial hidráulico
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{cr}	ângulo de atrito crítico
ϕ'_{cv}	ângulo de atrito de volume constante

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nas últimas décadas o território nacional tem-se caracterizado pela persistência e, até, pelo agravamento, de disparidades consideráveis nas dinâmicas populacionais. Tem-se verificado uma migração das populações do interior para o litoral, o que conduziu a um aumento significativo da densificação nas áreas litorais urbanas.

A polarização do território em termos de crescimento populacional tem causado graves problemas, que constituem, por sua vez, um desafio para a Engenharia Civil, uma vez que o crescimento, muitas vezes desordenado, das grandes e médias cidades torna cada vez mais inevitável o aproveitamento de áreas muitas vezes formadas por vales aluvionares, cujos solos são constituídos por materiais silto-argilosos de baixa resistência, elevada compressibilidade e comportamento diferido no tempo. A Figura 1.1 evidencia este facto, mostrando a coincidência entre os locais de maior densidade populacional e a ocorrência de depósitos de solos moles.

Desta forma, formações silto-argilosas brandas formam materiais de fundação suportando infraestruturas de grande importância, como portos, plataformas logísticas, unidades industriais, ferrovias, estradas, pontes, estações de tratamento de águas residuais e, até, empreendimentos imobiliários. No Quadro 1.1 e na Figura 1.2 estão referenciadas e localizadas algumas das principais obras executadas nas últimas décadas sobre depósitos de solos moles no continente português.

Estes solos caracterizam-se pela muito elevada compressibilidade, pela reduzida resistência ao corte e pelo comportamento diferido no tempo. Este conjunto de características comportamentais acarreta dificuldades consideráveis à construção sobre tais solos.

Para a realização dessas construções é naturalmente necessário estimar parâmetros geotécnicos, nomeadamente os parâmetros de resistência e de compressibilidade. Na posse destes parâmetros, o projetista pode estudar as soluções mais convenientes disponíveis na engenharia geotécnica ou optar por soluções alternativas, por exemplo, no caso das obras viárias, a construção de viadutos muitas vezes com vantagem no custo final da obra ou no impacto ambiental resultante.

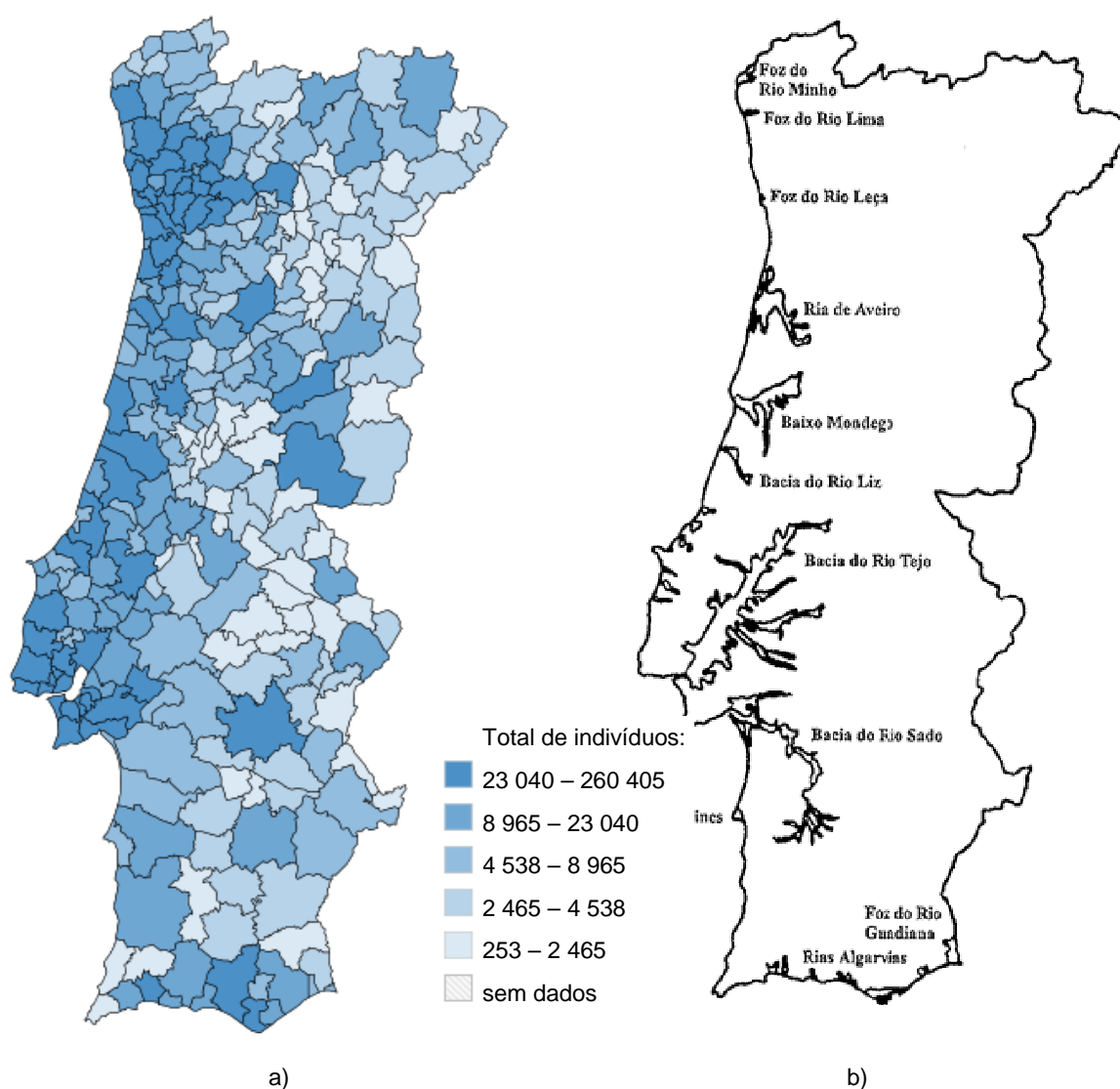


Figura 1.1 - Comparação entre a densidade populacional e localização dos depósitos de solos moles em Portugal Continental: a) densidade populacional (INE-CENSOS2011); b) principais depósitos de solos moles.

Quadro 1.1– Algumas das principais obras realizadas em Portugal sobre depósitos de solos moles

1.	Acessos à Ponte Internacional de Valença	40.	Italagro – Indústria de Transformação de Produtos Alimentares, S. A. no Carregado
2.	Acessos à Ponte de Viana do Castelo	41.	Plataforma Logística Lisboa - Norte
3.	A11 / IC14, lanço Esposende - Braga	42.	Estação elevatória de esgotos de Castanheira do Ribatejo
4.	IC5 / A7, Fafe	43.	Projeto de rega e drenagem da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira
5.	Porto de mar da Póvoa do Varzim	44.	E.T.A.R. de Vila Franca de Xira
6.	Porto de Leixões	45.	Ponte Marechal Carmona em Vila Franca de Xira sobre o rio Tejo
7.	Ampliação do terminal de contentores do Porto de Leixões	46.	Cimianto – Projeto de selagem da lixeira em Vila Franca de Xira
8.	Dique de proteção contra as marés (Baixo Vouga Lagunar)	47.	Quinta das Drogas e da Vardelha em Alverca do Ribatejo
9.	IP5, troço Aveiro – Albergaria	48.	E.T.A.R. de Alverca do Ribatejo
10.	IC1, troço Angeja - Estarreja	49.	Variante à E.N.10, troço Alverca – EXPO 98
11.	Sistema Multimunicipal de Saneamento da Ria de Aveiro	50.	Valorsul: Central de Tratamento de Resíduos Sólidos Urbanos
12.	Portucel Cacia – Central Termoeleétrica a Biomassa	51.	E.T.A.R. de S. João da Talha
13.	Linha do Norte, troço Quintas - Ovar	52.	Terminal Ferroviário de Bobadela em Sacavém
14.	Ramal Ferroviário do Porto de Aveiro	53.	Parque do Oriente de Bobadela
15.	E.N. 235 – 335, troço Aveiro - Mamodeiro	54.	Aterro Sanitário de Beirolas
16.	Escola Básica dos 2º e 3º Ciclos de Pedrulha	55.	Obras da EXPO 98
17.	A1, lanço Coimbra - Condeixa	56.	Marina do Parque das Nações
18.	IC2, lanço Coimbra – Sargento-Mor	57.	Ponte Vasco da Gama sobre o rio Tejo
19.	Acessos à Ponte de Santa Clara sobre o rio Mondego, em Coimbra	58.	Ponte sobre a Ribeira das Enguias sobre o rio Tejo
20.	Ponte Pedro e Inês sobre o rio Mondego, em Coimbra	59.	Extensão da rede do Metropolitano de Lisboa entre o Rossio e o Cais do Sodré
21.	Aproveitamento hidroagrícola do Baixo Mondego	60.	Terminal de passageiros da Doca do Jardim do Tabaco
22.	Ponte Europa sobre o rio Mondego em Coimbra	61.	Extensão da rede do Metropolitano de Lisboa entre o Chiado e Santa Apolónia
23.	IP3, troço Figueira da Foz – S. ^{ta} Eulália	62.	Porto de Lisboa
24.	Linha do Norte, troço Alfarelos - Soure	63.	Extensão da Fábrica do Seixal da Siderurgia Nacional
25.	Aproveitamento hidroagrícola do Vale do Lis: reabilitação dos açudes das Saladas	64.	E.T.A.R. do Seixal
26.	Subsistema Carreira do Sistema de Saneamento do Lis	65.	Variante Ferroviária de Alcácer do Sal
27.	Aproveitamento hidroagrícola do Vale do Lis: reabilitação dos açudes de Arrabalde	66.	Ponte de Alcácer do Sal sobre o rio Sado
28.	E.T.A.R. de Alcobaça	67.	Linha do Sul, variante entre a Estação do Pinheiro e o km 94 da Linha do Sul
29.	A8, troço Caldas da Rainha – Valado de Frades	68.	Terminal do Carvão de Sines
30.	IP6 / IC1, troço Peniche – Caldas da Rainha	69.	Linha do Sul, troço Ermidas - Funcheira
31.	Linha do Norte, troço Setil - Entroncamento	70.	E.N. 125, variante de Portimão, com Ponte sobre o rio Arade
32.	Ponte Salgueiro Maia em Santarém sobre o rio Tejo	71.	Obras da Expo Arade, Portimão
33.	Linha do Norte, troço Azambuja – Vale de Santarém	72.	Doca de Olhão
34.	A1, troços Vila Franca de Xira – Carregado e Carregado – Aveiras de Cima	73.	Porto de Mar de Olhão
35.	E.T.A.R. da Azambuja	74.	Ponte do rio Gilão em Tavira
36.	Plataforma Logística da Azambuja	75.	Projeto turístico “Verdelago”, em Faro
37.	A10, Ponte da Lezíria sobre o rio Tejo	76.	” E.T.A.R. de Vila Real de Santo António
38.	Central Termoeleétrica do Ribatejo no Carregado	77.	Ponte Internacional de Vila Real de Santo António sobre o rio Guadiana
39.	A10, troço Carregado - Benavente		



a)

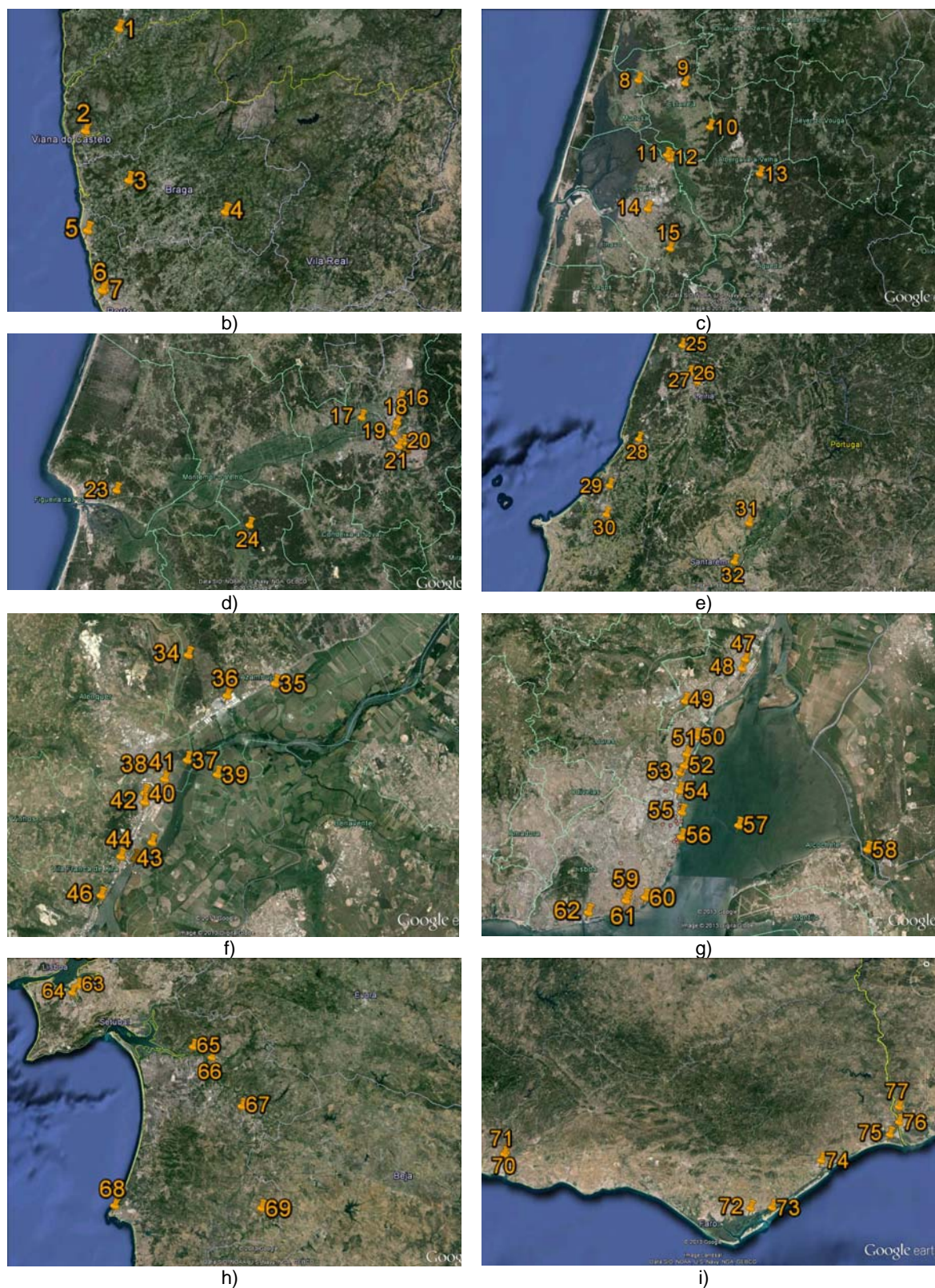


Figura 1.2 - Algumas das principais obras realizadas em Portugal sobre depósitos de solos moles: a) vista geral; b) Zona 1; c) Zona 2; d) Zona 3; e) Zona 4; f) Zona 5; g) Zona 6; h) Zona 7; i) Zona 8

1.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

As formações silto-argilosas moles ocorrentes nos vales aluvionares do continente Português são extremamente relevantes, através do seu comportamento mecânico e hidráulico, para a conceção, o projeto e a construção das mais diversas estruturas de engenharia civil, como estradas, vias-férreas, pontes, túneis, escavações, etc. Nas últimas décadas foram construídas nessas formações numerosas obras de grande importância económica e social e considerável complexidade técnica, que implicaram estudos de caracterização geotécnica dos terrenos interessados, que na maioria dos casos incluem as referidas formações argilosas.

Apesar do grande acervo de resultados experimentais de caracterização daqueles solos, está por realizar um tratamento do conjunto dos dados mais significativos com as ferramentas teóricas e metodológicas da moderna Mecânica dos Solos. Este aspeto é tanto mais importante quanto é escassa a bibliografia técnico-científica existente sobre aqueles solos portugueses.

Acerca de solos silto-argilosos moles, com relevância para as construções, existentes noutras cidades e locais de países desenvolvidos, há tipicamente um conhecimento apurado de questões como: i) a gama típica das características físicas básicas e de identificação; ii) o grau de sobreconsolidação e a sua evolução em profundidade; iii) o estado de tensão inicial e a sua variação em profundidade; iv) a resistência não drenada e os parâmetros de resistência efetivos; v) a rigidez e a sua dependência em relação ao nível de deformação; vi) correlações simplificadas entre resultados de ensaios de campo e parâmetros mecânicos; vi) critérios claros de interpretação de certos ensaios de campo de modo a obter estimativas fiáveis de parâmetros mecânicos e do coeficiente de impulso em repouso; vii) metodologias recomendadas para amostragem indeformada.

Como foi referido, questões como as enunciadas são passíveis de respostas razoavelmente satisfatórias desde que haja resultados experimentais adequadamente obtidos – e isso é manifesto que existe, em particular, digamos, nas últimas décadas – e naturalmente conhecimento de ferramentas teóricas e metodológicas para tratamento, cruzamento e interpretação de resultados.

É objetivo deste trabalho, com base nos resultados disponíveis das campanhas de ensaios realizadas no âmbito de algumas obras relevantes em Portugal e, ainda, de um campo experimental desenvolvido para o efeito, estabelecer uma caracterização das tendências essenciais do comportamento mecânico (resistência, rigidez e estado de tensão inicial) das formações silto-argilosas moles que ocorrem no continente português.

Este trabalho poderá permitir um salto qualitativo no conhecimento destes solos, contribuindo para melhorar a qualidade dos projetos e obras em que os solos em causa sejam relevantes.

1.3 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

Com o propósito de alcançar os objetivos acima enunciados, a apresentação escrita foi organizada em dez capítulos, sendo no presente capítulo apresentado o âmbito e objetivos, enfatizando a sua relevância no contexto geotécnico atual.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica que procurou compreender assuntos como a geologia dos solos moles.

No Capítulo 3 é efetuada uma descrição, sob uma perspetiva geotécnica, das características gerais dos principais depósitos ocorrentes em Portugal e noutros países onde têm sido desenvolvidos estudos aprofundados sobre estes solos. Nesta fase, são resumidas as principais características físicas e mecânicas procurando-se encontrar tendências bem definidas ou não para estes parâmetros.

Os capítulos 4, 5 e 6 visam uma descrição pormenorizada dos parâmetros físicos e mecânicos dos solos moles ocorrentes exclusivamente no continente português, apresentando, tratando e comentando os resultados de ensaios recolhidos junto de empresas da área da Geotecnia. A partir desses resultados será elaborada uma base de dados com o objetivo de avaliar os parâmetros de compressibilidade e de consolidação através de modelos de regressão propostos pela autora.

Os capítulos 7, 8 e 9 são dedicados à caracterização geotécnica do campo experimental desenvolvido no âmbito do presente trabalho, sendo feita no capítulo 7 uma breve descrição geográfica, histórica e geológica do local; neste capítulo são também descritos, tratados e comentados os resultados dos ensaios laboratoriais efetuados. No capítulo 8 é seguida a mesma metodologia aplicada aos ensaios de campo. No capítulo 9 é efetuada a comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e nos ensaios de campo. São também aplicados os modelos de regressão desenvolvidos pela autora nos capítulos 5 e 6, para os solos moles portugueses em geral, aos resultados obtidos nos ensaios de laboratório e de campo no sentido de averiguar a adequação dos mesmos ao local estudado.

Por último, o Capítulo 10 apresenta uma proposta de parametrização dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal e sugere alguns aspetos a considerar em futuras abordagens a este tema, como resultado da experiência adquirida ao longo deste trabalho.

2

GEOLOGIA DOS SOLOS MOLES

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo consiste numa revisão de alguns assuntos relacionados com a geologia dos solos moles, procurando fazer o enquadramento geológico destes solos para relacionar a localização, as propriedades físicas e o comportamento mecânico com a génese e a história geológica dos mesmos.

Do ponto de vista geológico, os solos moles são de origem recente, correspondendo à época holocénica (período quaternário), em que os sedimentos foram depositados após o último período de glaciação, encerrado há cerca de 10 mil anos. Encontram-se num estado normalmente consolidado ou ligeiramente sobreconsolidado, com exceção das zonas superficiais, devido ao processo de dessecação decorrente da oscilação do nível freático.

Os depósitos moles são, em geral, compostos predominantemente por grãos minerais, podendo apresentar teor significativo de matéria orgânica, como restos decompostos de vegetais e animais.

São solos que podem apresentar uma variação espacial considerável das suas propriedades físicas e mecânicas, nomeadamente o índice de vazios, o teor em água, os limites de Atterberg, o peso volúmico, a compressibilidade e a resistência não drenada, resultantes do seu processo de formação, fazendo com que ocorram mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito.

Contudo, de um modo geral, os solos moles apresentam elevada compressibilidade, incluindo a resultante da ocorrência da consolidação secundária, reduzida resistência e baixa permeabilidade. Ou seja, do ponto de vista geotécnico, estes solos exibem fraca qualidade, sendo de esperar dificuldades caso sobre eles sejam construídas quaisquer estruturas (Coelho, 2000).

Não havendo uma definição para solos moles nos sistemas de classificação tradicionais, alguns autores sugerem utilizar a quantificação de propriedades desses solos como elementos de classificação. Desta forma, Terzaghi & Peck (1967) definem como solo muito mole aquele que tem uma resistência não drenada inferior a 25 kPa e mole o que possui o mesmo parâmetro a variar entre 25 e 50 kPa. Brenner *et al.* (1981) utilizam o mesmo parâmetro como elemento de classificação, qualificando de solo muito mole aquele que possui uma resistência não drenada inferior a 40 kPa.

Amaryan (1993) classifica como solos moles apenas os solos orgânicos e organominerais com pobre litificação, característicos de formação em meios aquosos ou húmidos, com processos de decomposição microbiológicos de matéria orgânica, limitando ainda a resistência não drenada destes solos a 100 kPa.

Para Leroueil *et al.* (1990) solos moles são solos recentes de baixa qualidade, possuem pouca resistência, são muito compressíveis, o que conduz a grandes deformações e a assentamentos das estruturas sobre eles construídas.

Tendo em conta as definições apresentadas, considera-se, neste trabalho, que a designação de solo mole se aplica a formações silto-argilosas, normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas, geologicamente recentes, com baixa resistência, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade.

Neste capítulo são descritos os vários ambientes deposicionais em que os grãos finos se podem acumular. Após a sua formação, um sedimento de argila é submetido a processos físicos e químicos que deixam uma marca distinta, e a sua história geológica recente determina, em grande parte, o comportamento de um depósito de argila mole do ponto de vista da engenharia.

Os aspetos físico-químicos das argilas bem como a sua mineralogia não serão alvo de revisão pelo que o leitor é remetido para os trabalhos sobre esses tópicos de Van Olphen (1963), Grim (1968), Millot (1970) e Mitchell (1976).

2.2 DINÂMICA SEDIMENTAR

2.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A formação dos solos tem início quando da decomposição da rocha-mãe, seguida de transporte e deposição. Sob a expressão dinâmica sedimentar inserem-se as ações e agentes envolvidos na gênese dos sedimentos, a começar na meteorização e na formação do solo, passando pela erosão e transporte dos materiais, e terminando na sua deposição ou sedimentação.

Os processos de alteração a que a rocha-mãe está sujeita podem ser de origem química, física ou mecânica, destacando-se como principais agentes do processo as variações de temperatura, o alívio de tensões, o crescimento de cristais intra-poros, a erosão, os ciclos gelo-degelo, a hidratação dos minerais e os processos físico-biológicos. Desta forma, as características da rocha-mãe e os processos envolvidos na sua desagregação influenciam em grande medida a composição granulométrica e o tipo de minerais, argilosos ou não, que estão presentes nos depósitos. As partículas resultantes são constituídas por minerais inalterados, por minerais parcialmente alterados e por minerais de neoformação, com destaque para os minerais argilosos. Os minerais argilosos presentes nos sedimentos mais finos são, fundamentalmente, silicatos hidratados de alumínio, contendo diferentes íons metálicos. Consistem predominantemente em partículas microscópicas de forma lamelar.

A gênese dos maciços de solos moles é, na maioria dos casos, do tipo sedimentar, resultante da acumulação de detritos resultantes da meteorização de rochas a montante.

Como referem Brenner *et al.* (1981), o processo de sedimentação de partículas finas é controlado principalmente pelos seguintes fatores: (1) velocidade da corrente e energia das ondas, (2) concentração e composição do material em suspensão, (3) salinidade das águas, (4) matéria orgânica.

Diferentes velocidades da corrente e energia das ondas podem causar diferenças significativas na composição dos sedimentos. Desta forma, para que se formem depósitos de sedimentos finos é necessária a existência de águas calmas, onde se possa processar a deposição lenta das partículas argilosas e siltosas em suspensão.

A Figura 2.1 ilustra a relação entre a velocidade da corrente, a dimensão das partículas e os processos de erosão, transporte e sedimentação. A mesma figura apresenta também a velocidade de sedimentação das partículas em águas calmas em função do respetivo diâmetro. Como se pode observar, as partículas mais finas, concretamente as de dimensões iguais ou inferiores às de areia fina e que são predominantes nos depósitos de solos moles, são transportadas em suspensão

(Coelho, 2000). Se, por um lado, as partículas de maiores dimensões são transportadas por tração, como carga de fundo, por outro lado, os sedimentos finos são transportados em suspensão e a sua movimentação é fundamentalmente controlada pela velocidade de sedimentação das partículas e pelas leis da hidrodinâmica.

A velocidade de sedimentação das partículas finas em escoamentos laminares é proporcional ao quadrado do seu diâmetro, enquanto no caso de partículas de maiores dimensões sob escoamentos turbulentos aquela velocidade é proporcional à raiz quadrada do seu diâmetro (Christoulas *et al.*, 1987). Como refere Coelho (2000), estas leis, estabelecidas para partículas esféricas, afastam-se frequentemente da realidade, nomeadamente no caso das partículas mais finas, de forma lamelar.

As partículas são mantidas em suspensão enquanto a capacidade transportadora da água, função da turbulência da corrente, superar a velocidade de sedimentação. O decréscimo progressivo da velocidade da corrente e da turbulência conduz à redução da capacidade transportadora das águas, promovendo a deposição das partículas, desde as mais grossas, como tal, sujeitas a maior velocidade de sedimentação, até às mais finas. Deste processo resulta uma graduação hidráulica dos sedimentos depositados, a qual é função do tamanho, da forma e do peso volúmico desses sedimentos.

Procurando ilustrar esse fenómeno, Laporte (1975) apresenta um gráfico, representado na Figura 2.2, onde se pode observar a influência do ambiente de sedimentação sobre as características granulométricas de um depósito.

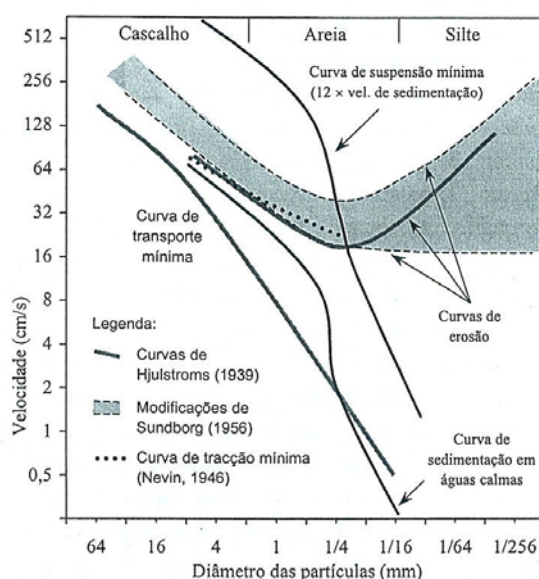


Figura 2.1 – Relação entre a velocidade da corrente, a dimensão das partículas e os processos de erosão, transporte e sedimentação, segundo Friedman, 1978 (Coelho, 2000).

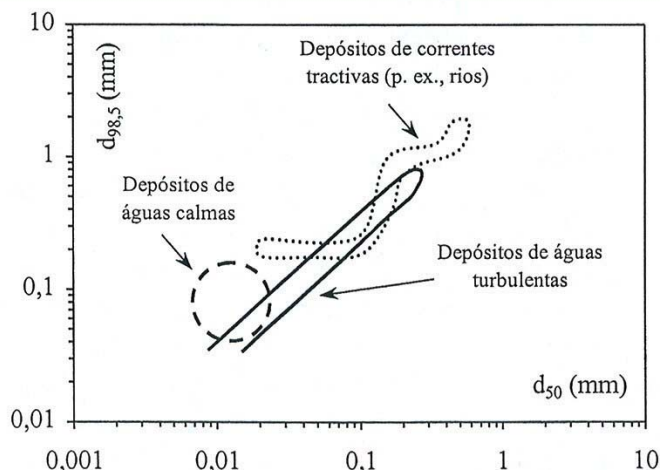


Figura 2.2 – Influência do ambiente de sedimentação sobre as características granulométricas de um depósito (Laporte, 1975).

Relativamente à ação dos outros fatores atrás mencionados que influenciam o processo de sedimentação de partículas finas, a salinidade das águas e a presença de matéria orgânica são os mais importantes.

As águas salinas originam a floculação, isto é, ocorre um agrupamento das partículas em suspensão, originando um aumento drástico da velocidade de sedimentação e, conseqüentemente, a mais rápida deposição das partículas argilosas.

O fenómeno de floculação é afetado por diversos fatores, como o tipo de mineral de argila, a concentração de sal na água, a presença de matéria orgânica, as colisões inter-partículas e a temperatura a que se dá o fenómeno.

Quanto à ação da matéria orgânica, que está muitas vezes associada aos depósitos de solos moles, admite-se que, na maioria das vezes, na forma de ácidos húmicos, ela possa ser adsorvida às partículas de argila, ou ser englobada em agregados de partículas. A adsorção de matéria orgânica pode ter dois efeitos com reflexos importantes na estrutura dos depósitos assim formados: por um lado, ela pode revestir as partículas argilosas, “protegendo-as” da floculação, originando depósitos com partículas num estado disperso; por outro lado, a matéria orgânica pode atuar como elemento de cimentação entre partículas, originando depósitos com estrutura do tipo floculado, idênticos aos que se formam em ambientes de elevada salinidade (Greenland, 1971; Meade, 1972; Frey & Basan, 1978).

Coelho (2000) refere que os depósitos sedimentares formados em ambientes de deposição distintos apresentam diferentes características, nomeadamente no que se refere ao arranjo entre partículas, sendo influenciados pelo meio onde ocorre a deposição e a sua localização, assim

como pelo agente transportador envolvido. Assim, conhecidos os fatores geomorfológicos e climáticos, é possível prever a disposição e a geometria dos depósitos e outros aspetos de interesse geotécnico. No entanto, a composição mineralógica dos aluviões silto-argilosos é fortemente influenciada pelas partículas transportadas provenientes das diferentes litologias existentes na bacia hidrográfica. Desta forma, pode concluir-se que as propriedades mecânicas não dependem apenas dos ambientes de sedimentação mas também do tipo de rochas que dá origem aos sedimentos e dos fenómenos físico-químicos envolvidos nos processos de alteração.

Como refere Galopim de Carvalho (2003), os principais ambientes deposicionais podem ser agrupados em três grandes domínios geomorfológicos: continental, no qual se distinguem as ações das águas correntes em superfície e em profundidade (subterrâneas) e as das águas paradas, as do gelo e as do vento; de transição, entre os domínios continental e marinho, no qual se reúnem deltas, estuários e lagunas; e marinhos, nos seus múltiplos setores, desde o litoral às profundezas oceânicas.

2.2.2 DOMÍNIOS CONTINENTAIS

2.2.2.1 Ações das águas pluviais e de escorrência

Citando Galopim de Carvalho (2003), as águas pluviais, ao caírem por ação da gravidade transportam consigo a energia potencial de que são portadoras. No impacte com a superfície, a chuva pode exercer erosão apreciável se as rochas estiverem suficientemente desagregadas e se a vegetação não cobrir a superfície do terreno. Após cair, parte da água da chuva infiltra-se, outra parte escorre à superfície e outra evapora-se, regressando à atmosfera. Quanto mais fissuradas e porosas forem as rochas, mais água se infiltra nelas e, conseqüentemente, menos água escorre em superfície. Por seu lado, a vegetação dificulta a escorrência, favorecendo a infiltração e a evaporação. Uma parte da água de infiltração pode ser absorvida pelas raízes e devolvida à atmosfera por transpiração, através das folhas. Vários fatores regulam este balanço hídrico que, por seu turno, é determinante nas ações de alteração, erosão, transporte e sedimentação, quer à superfície, quer em profundidade.

Quando as rochas são praticamente impermeáveis e desprovidas de vegetação facilitam a escorrência, ficando, assim, bastante sujeitas ao fenómeno da erosão. As águas de escorrência resultantes da precipitação formam toalhas superficiais, difusas (não canalizadas), normalmente de pequena extensão, e assim escorrem até de organizarem em delgados fios de água que se vão fundindo em arroios de hierarquia crescente. Do exposto, facilmente se conclui que a escorrência das águas varia bastante em volume e energia, em função da quantidade de precipitação num dado

intervalo de tempo, do declive, da permeabilidade do terreno e da cobertura vegetal. A erosão provocada pelas águas de escorrência aumenta do cimo dos relevos para a base e varia muito com a litologia. Nos terrenos pouco coesos e pouco duros, como certos arenitos e argilitos, o desgaste é intenso. Já em rochas densas e coesas, como os granitos não alterados, o desgaste é reduzido.

As águas de escorrência percorrem os trajetos de maior declive, acentuando-os, até se canalizarem nas valas ou leitos sucessivamente mais importantes, formando cursos de água, de traçado mais ou menos fixo, uns temporários, como são as torrentes, e outros, permanentes, como os arroios, córregos, riachos, ribeiros, ribeiras e rios. Como refere Galopim de Carvalho (2003), os cursos de água transportam grandes quantidades de materiais sólidos e em solução na água. Os calhaus deslocam-se por rolamento e arrastamento, as areias por saltação, e os siltes e argilas em suspensão. Os materiais sólidos transportados promovem por atrito a erosão dos leitos por onde circulam.

Em vários dos seus troços menos declivosos e, portanto, menos energéticos (mais propícios à sedimentação), e, em especial, na parte vestibular (terminal), são comuns os terraços fluviais. Estas rechãs nas vertentes do vale estão muitas vezes relacionadas com depósitos (aluviões) acumulados em fases anteriores do traçado, quando o leito do rio se encontrava a cotas mais elevadas, isto é, menos encaixado. A maioria dos terraços das áreas vestibulares tem origem glácio-eustática, resultante das oscilações do nível do mar (nível de base geral), relacionadas com os períodos glaciários e interglaciários do Quaternário.

Pelas suas características dinâmicas, o regime pluvial proporciona seleção granulométrica, mineralógica e gravítica dos sedimentos que transporta. No que diz respeito à granulometria, verifica-se que, se o escoamento for regular, os sedimentos vão sendo sucessivamente mais finos de montante para jusante. Relativamente à mineralogia, dá-se uma concentração das espécies minerais mais resistentes à medida que as restantes se vão destruindo pelo caminho devido a vários fatores como o desgaste, as alterações químicas e a fracturação. Na seleção gravítica, que tem a ver com a densidade e com a forma dos detritos, verifica-se que um grão de maior densidade e um determinado volume reage da mesma maneira a uma corrente que um grão com uma densidade inferior mas com um volume superior. Também se verifica que uma superfície larga e achatada pode ter o mesmo comportamento que um grão muito mais pequeno.

Como refere Galopim de Carvalho (2003), a separação seletiva elaborada pelos rios, com base na dimensão, densidade, forma, dureza, tenacidade e estabilidade química dos detritos é tanto mais acentuada quanto mais longo tiver sido o transporte. Esta evolução define a maturidade dos sedimentos e traduz-se, entre outros aspetos, por graus de calibragem, de arredondamento dos

detritos e de maior ou de menos concentração das espécies minerais mais resistentes. O quartzo é o único mineral estável, suscetível de ocorrer como componente essencial e abundante na grande maioria dos sedimentos terrígenos. Assim, esta espécie é a mais usada na definição do grau de maturidade, estabelecendo com este parâmetro uma relação direta, ou seja, quanto maior for a percentagem de quartzo maior é o grau de maturidade do sedimento. Ao contrário, o teor em feldspato é inversamente proporcional a este parâmetro, pois esta espécie é quimicamente menos resistente e mecanicamente mais frágil. Desta forma, os minerais deste grupo tendem a fragmentar-se, pulverizar-se e deteriorar-se durante o transporte.

2.2.2.2 Ações das águas subterrâneas

Como já foi referido, após a precipitação, parte da água das chuvas que atinge o solo infiltra-se e percola no seu interior durante períodos de tempo extremamente variáveis. As águas que se infiltram continuam geralmente a sua circulação a níveis mais ou menos profundos. A sua ação revela-se em todo o seu expoente no modelado cárstico que deve grande parte das suas estruturas a estas águas, embora não se possam negligenciar as águas pluviais e de escorrência pois estas também têm a sua contribuição, embora com menor significado. Este modelado forma-se em maciços calcários onde a impermeabilidade da rocha se conjuga com uma rede vasta de vazios e fragilidades expressa nos planos de estratificação e diaclases ou fraturas. Nas grutas, galerias, poços (algares) e outras estruturas de erosão cavernosas formam-se espeleotemas variados relacionados com a precipitação de carbonatos forrando as paredes e chão das galerias (alabastros), crescendo a partir do teto (estalactites) ou do chão (estalagmites) que frequentemente se unem formando colunas. Nas múltiplas exsurgências formam-se tufos calcários e travertinos.

2.2.2.3 Ações das águas lacustres e pantanosas

Os lagos, ou bacias límnicas, são porções de águas geralmente paradas no interior de terrenos emersos. São ambientes de sedimentação extremamente importantes, embora, devido ao seu muitíssimo reduzido hidrodinamismo, praticamente não exercem erosão nem transporte. Podem ser locais de convergência da rede fluvial mas também podem estar interpostos no curso do rio, formando lagos de passagem. Os de grandes dimensões tomam por vezes a designação de mares interiores e os de pequenas dimensões a designação de lagoas.

Há lagos de água doce e de água salgada consoante a sua origem e evolução geológicas. A salinidade pode resultar do fecho de um mar devido à tectónica de placas, do excesso de evaporação ou ainda da dissolução de estratos evaporíticos (gesso, sal-gema, etc.).

A origem dos lagos é bastante diversificada, sendo de referir os de origem glacial, que podem resultar do recuo de glaciares de vale, os lagos resultantes do desmoronamento do topo de cones vulcânicos, os lagos de origem cársica e os que têm origem em barramentos, por avalanches ou escoadas vulcânicas.

A sedimentação lacustre depende de inúmeros fatores, destacando-se o clima, a profundidade e o volume de água e a morfologia e a litologia da bacia. Há lagos dominados pela sedimentação detrítica, outros pela química e outros pela biogénica. Os lagos dominados pela sedimentação detrítica acumulam os detritos grosseiros na margem, mais tarde conglomerados e arenitos e os detritos mais finos (siltes e argilas) no fundo, mais tarde siltitos e argilitos. Em lagos de regiões com glaciares, formam-se varvas (ou varvitos, ou ritmitos), caracterizadas pela alternância de leitos claros e escuros muito finos. As lâminas claras são areias trazidas pelo degelo de Primavera e Verão e as lâminas escuras são argilas e matéria orgânica acumuladas durante o Inverno. Pode desta forma concluir-se que a cada par de leitos corresponde um ano.

Em regiões subárticas os lagos permitem, nas suas margens, a formação de concreções e pisólitos de limonite por ação de bactérias. Alguns lagos onde abundam diatomáceas acumulam as suas carapaças que mais tarde originam uma rocha siliciosa, muito leve, macia e clara, designada por diatomito. Noutros as algas e as suas estruturas de crescimento originam calcários que se designam por oncólitos e outros calcários lacustres relacionados com a precipitação induzida por algas, como os tufos calcários, rochas porosas, leves e com abundantes restos de plantas e algas, de vertebrados e faunas de gastrópodes.

Nos lagos onde a concentração de sais ou a evaporação permitem a sedimentação quimiogénica formam-se argilas de neoformação, carbonatos (calcite e dolomite), evaporitos (gesso e anidrite) e outros sais (halite).

Há ainda lagos propícios à acumulação abundante de restos vegetais que originam turfa que depois da incarbonização poderá originar carvão. Algumas bacias de carvão revelam intercalações de conglomerados, arenitos, arcoses (arenitos ricos em feldspato, geralmente resultantes da erosão de granitos e granitóides) e xistos argilosos.

No que se refere aos pântanos, de águas paradas e pouco profundas, a sedimentação é no geral muito fina e dominada pela matéria orgânica por vezes de forma tão acentuada que, em zonas frias e húmidas, origina turfeiras onde se acumula turfa.

2.2.2.4 Ações da água no estado sólido

A cobertura glacial atinge hoje cerca de 10% da superfície terrestre e reúne 75% da água doce do planeta. No auge da última glaciação aquela cobertura chegou aos 30%. Em Portugal o nível do mar atingiu níveis inferiores aos atuais que nalguns casos chegaram a 140 metros.

Sempre que o declive é favorável os glaciares movem-se a velocidades compreendidas entre 20 a 200 cm/dia, exercendo uma importante ação erosiva e de transporte. Os sedimentos são fraturados, triturados e pulverizados pelo transporte e apresentam por isso estrias características e reveladoras desse mesmo transporte. Estes depósitos, quando revelados pela fusão do gelo, recebem a designação de moreias e depois de consolidados passam a chamar-se tilitos.

Os glaciares podem ser de latitude (polares) ou de altitude (de acumulação ou de circo e de vale). Os glaciares de latitude não drenam água, debitam diretamente no mar blocos de gelo, designados na literatura anglo-saxónica por *icebergs*, e contribuem principalmente para a sedimentação marinha. A carga sólida transportada pelos *icebergs* é libertada por ação da fusão originando desta forma depósitos marinhos com reduzida seleção granulométrica, destacando-se blocos de grandes dimensões (*dropstones*). São também característicos da sedimentação por glaciares polares depósitos silto-argilosos, existentes nos fundos marinhos próximos ao glacial (aquatilitos).

Já os glaciares de altitude têm sempre uma corrente de água subglacial e alimentam principalmente a sedimentação fluvial e lacustre. As moreias podem ser remobilizadas pelos cursos de água que originam aluviões flúvio-glaciares e nos lagos ocorre vulgarmente a formação de argilas laminadas ou bandadas (varvas). Estas formações são constituídas pela alternância de camadas granulometricamente diferentes resultantes da deposição sazonal. Normalmente existe uma camada inferior silto-arenosa de tons relativamente claros, depositada pela rápida fusão do gelo glacial nos meses mais quentes, que vai gradualmente passando para uma camada superior argilosa de menor espessura, por vezes orgânica, de tons escuros, lentamente depositada a partir dos sedimentos em suspensão nas águas calmas que vão sendo cobertas pela capa de gelo durante os meses mais frios. Formam-se assim séries sedimentares que refletem o ciclo anual de gelo e degelo, pelo que a contagem e a correlação entre aquelas finas camadas tem sido utilizada em estudos geocronológicos, nomeadamente do Quaternário.

2.2.2.5 Ações do ar

O ar em movimento exerce ação erosiva, de transporte e de sedimentação. A ação geológica eólica, tem grande impacto nos terrenos onde há pouca vegetação devido a fatores climáticos como é o caso das regiões litorais onde predominam os ventos com grande intensidade e das regiões desérticas frias ou quentes.

Pelo facto de estas regiões apresentarem a camada superfície do terreno frequentemente desagregada e sem coerência o efeito do vento toma proporções elevadas provocando uma forte ação erosiva de varrimento designada por deflação. As partículas sujeitas ao fenómeno da deflação são deslocadas por tração ou arraste, por saltação e as de menores dimensões são transportadas em suspensão podendo percorrer distâncias consideráveis na ordem dos milhares de quilómetros.

Os sedimentos transportados pelo vento dão características próprias à sua ação erosiva, ao embaterem contra as rochas e outros obstáculos, designada vulgarmente corrasão. Quando os sedimentos estão soltos e são heterogéneos a deflação origina muitas vezes desertos pedregosos (designados por *regs* na terminologia árabe). Os sedimentos de maiores dimensões ficam por vezes facetados pelo efeito da corrasão designando-se por ventifactos.

A ação de sedimentação forma acumulações de areia, desde simples marcas de ondulação a dunas de grandes dimensões. Quando o campo de dunas é extenso pode formar um *mar de areia*. As dunas podem assumir formas diversas em função da intensidade e da orientação dos ventos dominantes, apresentando estruturas sedimentares características como a estratificação entrecruzada, relacionada com a movimentação da duna ao longo da sua evolução. Nas dunas litorais com areias essencialmente quartzíticas misturam-se fragmentos de conchas cuja dissolução contribui para a cimentação das areias e formação de dunas consolidadas ou dunas fósseis. Depois de cimentadas e consolidadas as areias de duna tomam a designação de arenitos eólicos.

2.2.3 DOMÍNIOS DE TRANSIÇÃO

2.2.3.1 Introdução

Como já foi referido anteriormente, o conhecimento e a compreensão da história geológica podem ser determinantes na interpretação das heterogeneidades e complexidades muitas vezes apresentadas pelos depósitos de solos moles. Esta afirmação é tanto mais importante quando o processo de formação do depósito está associado a domínios de transição.

Os deltas, os estuários e as lagoas são, na grande maioria, formas e ambientes hidrodinâmicos e ecológicos situados na fronteira ou na transição dos domínios continental e marinho.

Nas margens de estuários, lagoas, baías ou atrás de ilhas-barreira desenvolvem-se os ambientes de planície de maré, cuja superfície mergulha suavemente, do nível de maré alta para o nível de maré baixa. Devido às constantes oscilações associadas às entradas e saídas da água, desenvolve-se frequentemente uma rede complicada de canais que domina a paisagem destas planícies. Os sedimentos predominantes são a argila, silte e areia fina, podendo ocorrer argila em bolas (*ball clay*) e conchas.

2.2.3.2 Deltas

Segundo Araújo (2003), entre os ambientes deposicionais de transição, os deltaicos têm grande importância pela sua larga distribuição, quer entre os depósitos do presente, quer do passado. Sendo a área coberta pelas águas muito maior que a área emersa, é provável que a área total dos deltas atuais atinja cerca de 5 milhões de km². Apesar de os grandes deltas serem estruturas sedimentares bastante complexas, os sedimentos depositados nestes ambientes caracterizam-se pela associação de três tipos de camadas que se formam em diferentes profundidades como se pode observar na Figura 2.1.

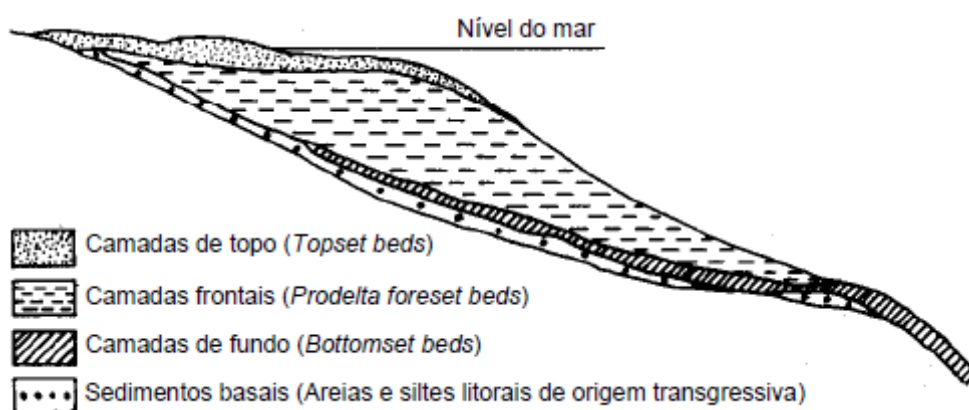


Figura 2.1 – Principais zonas de sedimentação num delta (Christoulas *et al.*, 1987)

Do ponto de vista sedimentar, no corpo do delta distinguem-se três unidades.

A unidade superior (*topset beds*) é formada por camadas sub-horizontais de sedimentos fluviais depositados na sua parte geralmente emersa, onde os braços do rio, normalmente um principal e os outros secundários, divagam em canais distributários, difluentes. São ambientes que se caracterizam pela sua grande heterogeneidade, pelo facto de poderem ser formados em ambiente subaéreo e subaquático, apresentando características diferentes. Nas camadas subaéreas ocorrem com frequência muitos restos orgânicos, sobretudo de origem vegetal, dispendo-se as camadas de

maneira lenticular. No meio subaquático não ocorrem restos vegetais e os sedimentos granulometricamente mais finos, como o silte e a argila, são mais abundantes.

A unidade frontal (*prodelta foreset beds*) ocorre em zonas mais profundas, possui uma estratificação oblíqua, inclinada no mesmo sentido da corrente responsável pela deposição. Os sedimentos desta região do delta possuem características de sedimentos marinhos. A unidade basal ou de fundo (*Bottomset bed*) constitui a base do edifício deltaico a montante do seu contorno frontal. Tem características exclusivamente marinhas, no caso de o delta ser marinho.

Com o desenvolvimento do delta, que pode atingir espessuras consideráveis caso haja um movimento transgressivo do mar, estas três diferentes camadas entrosam-se de modo complexo, confundindo-se também entre elas as camadas tipicamente fluviais, formadas pelo eventual avanço dos sedimentos fluviais. Com o crescimento irregular dos deltas e com a formação de barras, formam-se frequentemente lagos, do que resulta a formação de depósitos lacustres também entrosados junto às demais camadas do delta.

2.2.3.3 Estuários

Como refere Galopim de Carvalho (2003), os estuários são corpos de água localizados em reentrâncias da costa, localizados na desembocadura dos rios, nos quais a água do mar penetra e circula segundo um esquema que, em cada caso, se estabelece entre o regime do rio e as marés. Nos estuários, a água doce e a água salgada correm ora em sentidos opostos, ora no mesmo sentido. Os rios perdem aí competência e sedimentam uma parte da sua carga sólida, de granulometria variável, consoante a energia disponível nos diversos locais. A entrada de água salgada no estuário gera gradientes de densidade neste corpo aquoso com implicações na dinâmica sedimentar. Esta contaminação é responsável por fenómenos de floculação das partículas argilosas, igualmente com efeitos no processo sedimentar. Dada a sua natureza e muito pequenas dimensões, as partículas de minerais argilosos e as mais finas do silte, designadas em conjunto por sedimentos coesivos, estão sujeitas a coesão entre si, formando pequenos agregados, ou flocos, processo que reduz o tempo de suspensão desses sedimentos, e, por conseguinte, acelera a sedimentação. Uma parte dos sedimentos finos fica no estuário e outra parte perde-se no mar, onde decanta, logo que as condições aí reinantes o permitam. A componente biogénica é importante na sedimentogénese¹ estuarina e, entre os restos associados a este processo, destacam-se os bivalves e gastrópodes comuns neste tipo de ambiente salobro, ou seja, ambientes contaminados pelo sal da água do mar.

1 - Atividade que conduz à formação de materiais, sedimentos ou detritos, que constituem a matéria-prima das rochas sedimentares.

A origem dos estuários atuais está relacionada com a subida relativa do nível do mar que teve início há cerca de 18000 anos, estando a linha de costa nessa altura entre 100 a 130 metros abaixo da sua posição atual. A linha de costa posicionava-se próximo do atual limite da plataforma continental e os estuários estavam confinados a profundos vales fluviais, no bordo da plataforma (Perillo, 1995).

Sousa (2006) refere que o período frio e regressivo é substituído por um aquecimento climático generalizado e marcada transgressão, assinalando a passagem do Plistocénico para o Holocénico.

O aumento da temperatura atmosférica conduziu assim a uma subida global e rápida do NMM². A transgressão holocénica teve como consequência a inundação dos vales fluviais mais ou menos encaixados e a sua transformação em ambientes estuarinos. A elevação rápida do nível médio do mar na primeira metade do Holocénico, criou as condições fundamentais para a formação dos atuais estuários, permitindo um balanço positivo da inundação relativamente à colmatação.

Os estuários atingiram a sua máxima expressão em área ocupada entre os 6000-5000 BP³, no máximo da transgressão holocénica. Na segunda metade do Holocénico (5500-5000 BP à atualidade) verificou-se uma desaceleração da taxa de elevação do NMM, permitindo a estabilização na posição dos estuários que, na primeira metade do Holocénico tinham recuado com a linha de costa. O abrandamento da transgressão permitiu a reorganização do sistema fluvial e a renovação da sua capacidade transportadora, disponibilizando grande quantidade de sedimentos para o litoral, conduzindo à formação de praias e cordões arenosos que, em muitos casos, em Portugal, levaram ao isolamento de estuários, transformando-os em lagunas.

Atualmente decorre uma fase marcadamente de eustatismo positivo, induzida quer pela elevação do NMM, quer pelas consequências das atividades antrópicas nas bacias hidrográficas e no litoral. Simultaneamente ocorre um assoreamento dos estuários, para o qual concorrem fatores como: a) intervenções nas bacias drenantes, como desflorestações, agricultura e movimentação de terras, conduzindo a um aumento do caudal sólido dos rios, cedendo essencialmente sedimentos finos para os estuários; b) as dragagens estuarinas, suspendendo grandes quantidades de materiais finos que se depositam nas áreas não intervencionadas; c) a subida do NMM, que conduz à procura do equilíbrio com o novo nível de base.

Por outro lado, o confinamento dos estuários por barreiras arenosas, aliado ao fraco caudal exibido por alguns rios (caso do rio Sado), também concorre para o assoreamento do corpo estuarino, uma vez que o rio não tem capacidade para exportar a carga sólida para o oceano,

2 - Nível médio do mar.

3 - Antes do presente.

ficando esta retida no estuário. Por seu turno, e como consequência da existência de uma barreira que confina a comunicação com o mar aberto, a velocidade da enchente pode ser maior que a da vazante, propiciando um transporte mais significativo de materiais para o interior do estuário, do que em sentido contrário, convergindo no sentido do assoreamento.

Em Portugal podem ser particularizados os estuários dos rios Minho, Leça, Mondego, Tejo e Sado como locais onde há uma forte predominância de aluviões silto-argilosos moles.

O rio Minho nasce na Irimia Alta, na serra da Meira, em Espanha, a cerca de 750 m de altitude e corre de leste para oeste. Tem cerca de 300 km de comprimento, dos quais os 77 km finais delimitam a fronteira entre Portugal e Espanha. O estuário do rio Minho está inserido na bacia hidrográfica do Minho com uma área total de cerca de 17080 km², dos quais 850 km² estão situados em Portugal. O estuário, tem uma área aproximada de 23 km² e uma largura que varia entre os 100 m, a montante, e 2 km na confluência com o rio Coura, no sapal⁴ de Caminha. A foz é parcialmente fechada por uma barreira de areia ligada na margem esquerda e uma duna consolidada conhecida como Pinhal do Camarido. Grande parte do estuário fica emersa nos períodos de baixa-mar. Na Figura 2.2 está representado o estuário do rio Minho.

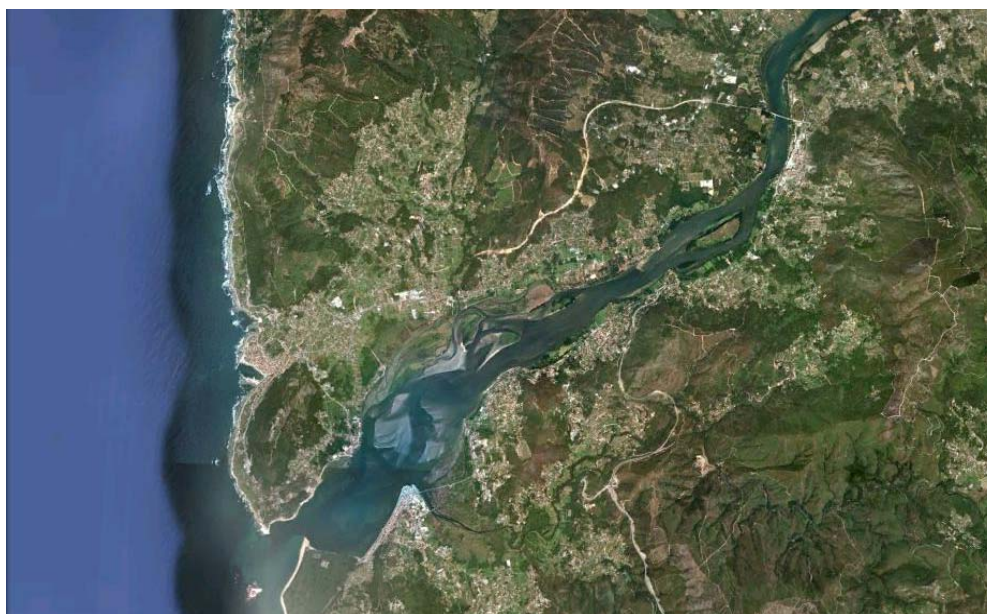


Figura 2.2 – Estuário do rio Minho.

O rio Leça nasce no Monte de Santa Luzia, no concelho de Santo Tirso, percorrendo 48 km até à foz, no oceano Atlântico, junto ao Porto de Leixões, como se pode observar na Figura 2.3.

4 - Formações aluvionares periodicamente alagadas pela água salgada e ocupadas por vegetação halofítica ou, nalguns casos, por mantos de sal.

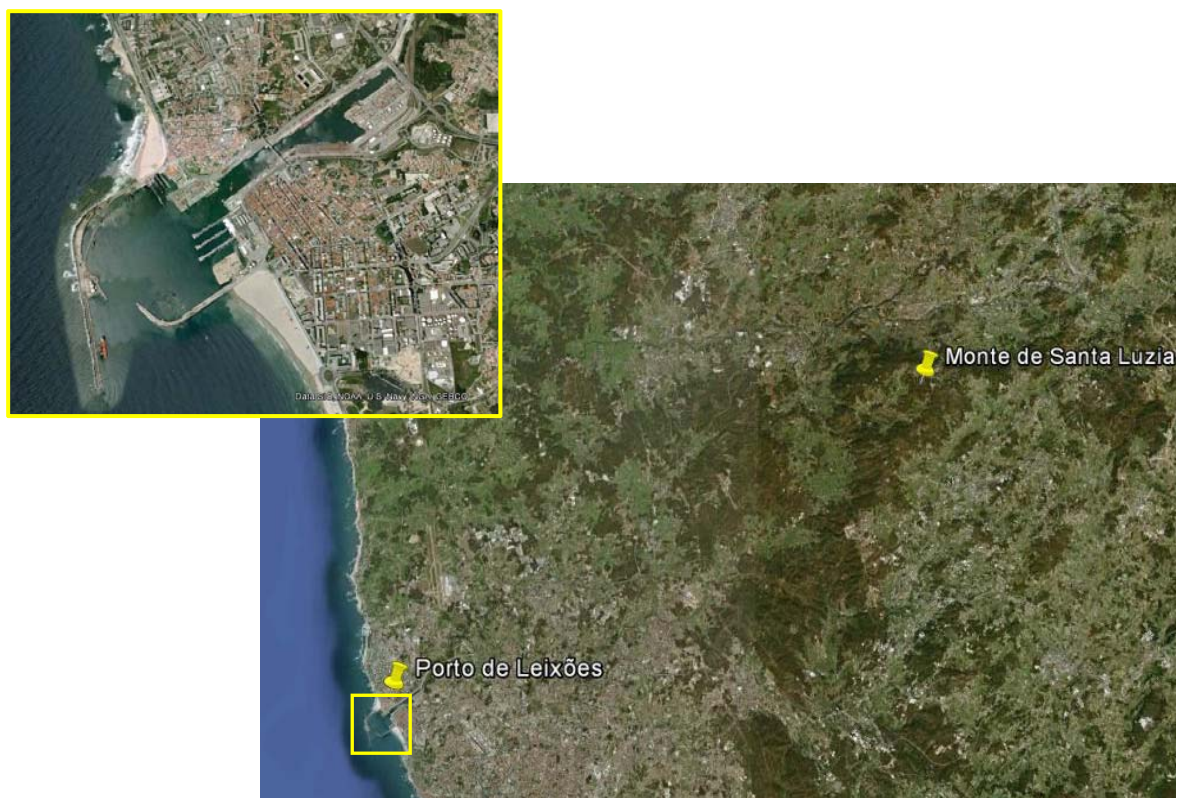


Figura 2.3 – Rio Leça e respetivo estuário.

A bacia hidrográfica do rio Leça, com uma área aproximada de 185 km², apresenta uma forma alongada e estreita com direção predominante de nordeste-sudoeste e é limitada, a norte, pela bacia hidrográfica do rio Ave e, a este e a sul, pela bacia hidrográfica do rio Douro. Os principais afluentes da bacia são a ribeira do Arquinho e a ribeira do Leandro, ambas da margem direita.

O rio Mondego drena uma bacia hidrográfica de cerca de 6670 km² na faixa costeira ocidental de Portugal e tem uma orientação dominante de nordeste-sudoeste. Ao longo do seu percurso recebe as águas de rios seus efluentes como o Dão, na margem direita, o Alva, o Ceira, o Ega, o Arunca e o Pranto, na margem esquerda. Grande parte do percurso, até Coimbra, chamado Alto Mondego, faz-se através de um vale bastante encaixado em rochas metamórficas e granito. O troço terminal, designado por Baixo Mondego, com cerca de 40 km, percorre uma planície aluvial. O estuário do Mondego, representado na Figura 2.4, tem uma área de 3,4 km², uma profundidade média de cerca de 2 m e uma profundidade de 4 m nas zonas subtidais⁵. A deposição de sedimentos na zona de jusante levou à formação de uma ilha que individualiza dois braços, o braço Norte e o braço Sul, com cerca de 7 km de comprimento. O braço norte é o mais profundo e dinâmico, em algumas zonas chega a atingir 10 m de profundidade. O canal sul está assoreado nas zonas de montante.

5 - Zona situada abaixo da linha média da maré baixa, estando permanentemente submersa e por isso sujeita a um menor efeito do hidrodinamismo.



Figura 2.4 – Estuário do rio Mondego.

O estuário do rio Tejo é um dos maiores da Europa, penetrando para o interior até Vila Franca de Xira. Na zona do estuário distingue-se um canal de embocadura, estreito e profundo, com orientações este-oeste, a que se segue, para montante de Cacilhas, um alargamento dissimétrico alongado para NNE, de que faz parte o Mar da Palha. A parte interior do estuário, a mais alargada e pouco profunda, situa-se no prolongamento do vale inferior do Tejo, a jusante de Vila Nova da Barquinha, como se pode observar na Figura 2.5. O estuário do Tejo resultou das variações do nível das águas oceânicas, consequentes da alternância de períodos de arrefecimento global (glaciários) e de aquecimento (interglaciários).

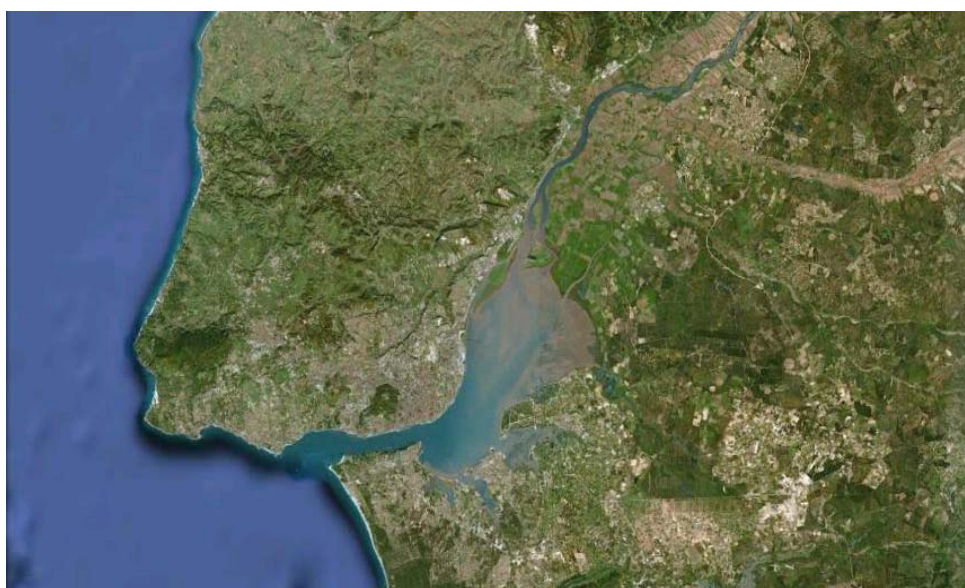


Figura 2.5 – Estuário do rio Tejo.

O estuário do rio Sado pode ser dividido em dois domínios: externo e interno, sendo que o domínio externo compreende um baixio arenoso, protegido da agitação marítima predominante, que corresponde ao delta submarino do estuário, com uma superfície de cerca de 47 km² e com profundidades de cerca de 4 m. A região apical deste baixio corresponde ao banco do Cambalhão, como se pode ver na Figura 2.6, junto à extremidade norte da restinga de Tróia.

O domínio interno desenvolve-se segundo duas direções de alongamento preferenciais. A direção principal, com uma orientação NW-SE, prolonga-se para montante até próximo de Alcácer do Sal, numa extensão de cerca de 38 km; a outra direção, com uma orientação NNE-SSW, apresenta uma extensão de cerca de 25 km, desde a região de Águas de Moura até à Comporta.

Como refere Sousa (2006), este corpo estuarino de grandes dimensões apresenta uma largura máxima de cerca de 20 km, reduzindo-se a montante, no Canal de Alcácer, para apenas cerca de 50 m. Com uma área inundada de cerca de 150 km² e profundidade média de 8 m, o contacto deste estuário com o mar aberto, controlado pela presença da restinga de Tróia, estabelece-se através de um estreito canal com largura e profundidade máximas de 1600 m e 50 m, respetivamente. Este canal, para o interior, bifurca-se em dois, o canal norte e o canal sul, com profundidades médias de 10 m e 20 m, respetivamente, separados por uma sequência de baixios.

O desenvolvimento da restinga arenosa de Tróia, com cerca de 25 km de comprimento e com largura variável entre 0,5 a 1,5 km, obrigou à deslocação do canal de embocadura para norte, ficando este confinado entre a extremidade norte da restinga e a Serra da Arrábida. Esta restinga, com uma orientação sul-norte, desenvolveu-se paralelamente à linha de costa, na zona de encontro da corrente da deriva litoral com a corrente fluvial do Sado, podendo a acumulação de sedimentos ter sido favorecida pela existência de um banco arenoso submarino. Estudos recentes, apontam para um transporte longilitoral dirigido para norte, no Arco Litoral Tróia-Sines, funcionando este troço costeiro como um sistema dinâmico, com deriva litoral e pequenas taxas de evolução secular.



Legenda: BC – Banco do Cambalhão; CAL – Canal de Alcácer; CC – Canal da Comporta; CM – Canal de Águas de Moura; CN – Canal Norte; CS – Canal Sul; E – Cais de Eurominas; FAR – Faralhão; SET – Cais da Setenave; O - Outão

Figura 2.6 – Estuário do rio Sado.

2.2.3.4 Lagunas

As lagunas típicas encontram-se nas costas baixas de acumulação. São extensões aquáticas alongadas, desenvolvendo-se paralelamente ao litoral e isoladas deste por cordões litorais ou por restingas. A comunicação com o mar faz-se através de passagens mais ou menos numerosas existentes nesse cordão. Mesmo quando estas não têm comunicação direta com o mar sofrem a influência das marés. Paskoff (1985) refere que 13% das costas litorais ao nível do globo são ocupados por lagunas.

Citando Araújo (2003), em Portugal, a Ria de Aveiro corresponde a uma extensa área lagunar, com cerca de 50 km de extensão em latitude situada entre as praias do Furadouro, a norte, e de Mira, a sul. Durante o máximo flandriano, o mar invadiu uma extensa área, criando uma reentrância da linha de costa que poderia, efetivamente, ser descrita como uma “ria”, no sentido de “vale fluvial invadido pelas águas do mar”. Sabe-se que em 1922 Ovar ainda era um porto de mar. No fim do século XV a restinga estaria à latitude da Costa Nova. Durante a “Pequena Idade do Gelo”⁶ a descida do nível do mar e um possível acréscimo no fornecimento de sedimentos, devido a uma situação de tipo mais resistático provocada pelo abaixamento da temperatura,

6 - A “Pequena Idade do Gelo” foi um período de arrefecimento que ocorreu na Era Moderna.

poderão ter sido responsáveis pelo avanço muito rápido da restinga. Efetivamente, no “Resumo histórico da barra de Aveiro”, publicado juntamente com a reimpressão em 1947 da Memória Descritiva de Luís Gomes de Carvalho, datada de 1808, afirma-se que em 1575 terá começado a ruína do porto de Aveiro, a partir de um inverno muito rigoroso que fez entupir a barra com areias. De 1736 a 1750 apenas entraram 15 navios da barra de Aveiro. A profundidade da água na laguna não deveria ser muito grande. Por isso, os cursos de água que nela desaguavam começaram a fazer um trabalho de assoreamento bastante rápido, criando uma série de ilhotas.

À medida que se foi desenvolvendo uma restinga que crescia de Norte para Sul, a capacidade de escoamento dos sedimentos vai ficando cada vez mais reduzida e a colmatação da laguna vai-se intensificando. Em 1756 a restinga estava no areal de Mira e tinha fechado completamente a laguna. Essa situação estava a matar o porto e a cidade de Aveiro, que no século XVI tinha tido uma época de ouro e, além disso, provocava uma grave insalubridade nestas áreas pantanosas que deixaram de ser invadidas pelo mar e de sofrer a ação direta das marés. Depois de vários estudos e tentativas falhadas, a barra de Aveiro foi finalmente aberta, no local onde hoje se situa, em 1808.

A necessidade de construir diques para proteger a entrada do porto da invasão de areias da deriva litoral tem produzido um assoreamento assinalável na parte da restinga situada a norte dos diques e a inevitável erosão a sul. Na Figura 2.7 está representada a Ria de Aveiro.

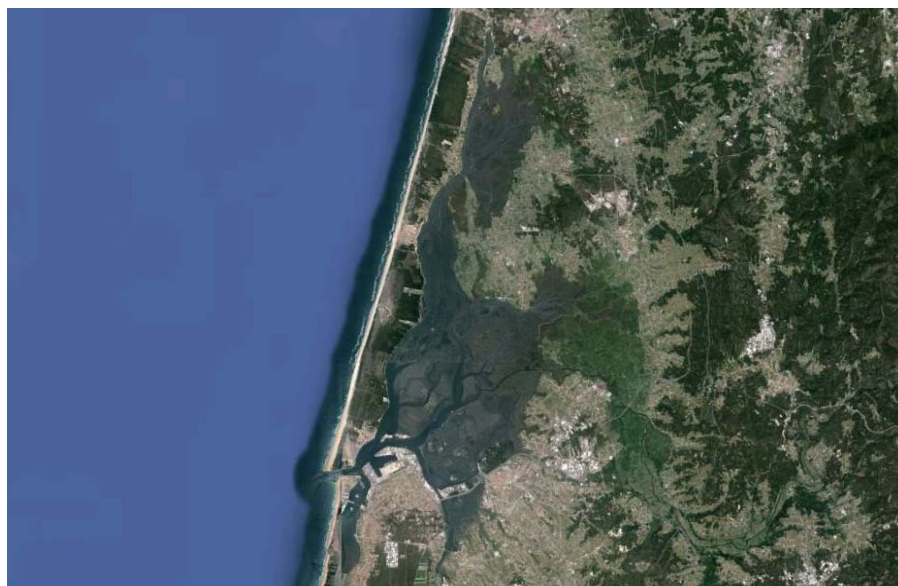


Figura 2.7 – Ria de Aveiro.

A Baixa de Santo André, na costa alentejana perto de Sines, representada na Figura 2.8, é outro acidente lagunar existente na costa portuguesa. Silva (1984) refere que sob o ponto de vista geomorfológico a Lagoa de Santo André é uma pequena laguna localizada numa zona depressionária onde confluem as ribeiras da Cascalheira, Ponte, Forneco e Azinhal. A lagoa

formou-se por isolamento da depressão devido ao aparecimento de um cordão litoral que bloqueou a embocadura. A existência de praias mais largas do que as atuais permitiu a formação de um sistema dunar concordante com a costa, que reforçou o isolamento da depressão. A sedimentação que se processou ao longo da história geológica da bacia é do tipo fluvio-marinho e desenvolveu-se durante o Holocénico. Ocorrem lodos argilosos e siltosos alternando com areias com espessuras que chegam a atingir 24 m.

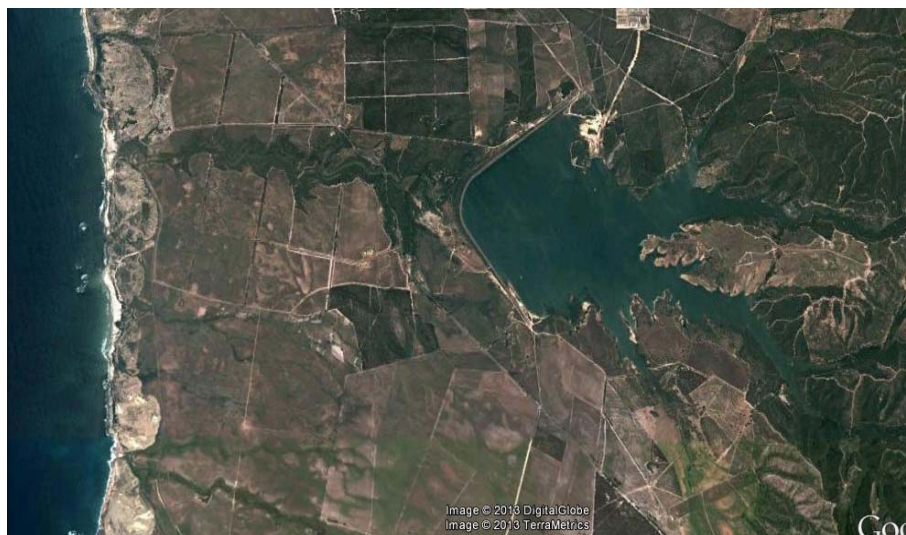


Figura 2.8 – Baixa de Santo André.

Araújo (2003) refere ainda a Ria Formosa como outro grande acidente lagunar, fechado por um sistema de ilhas barreiras⁷, como se pode observar na Figura 2.9.

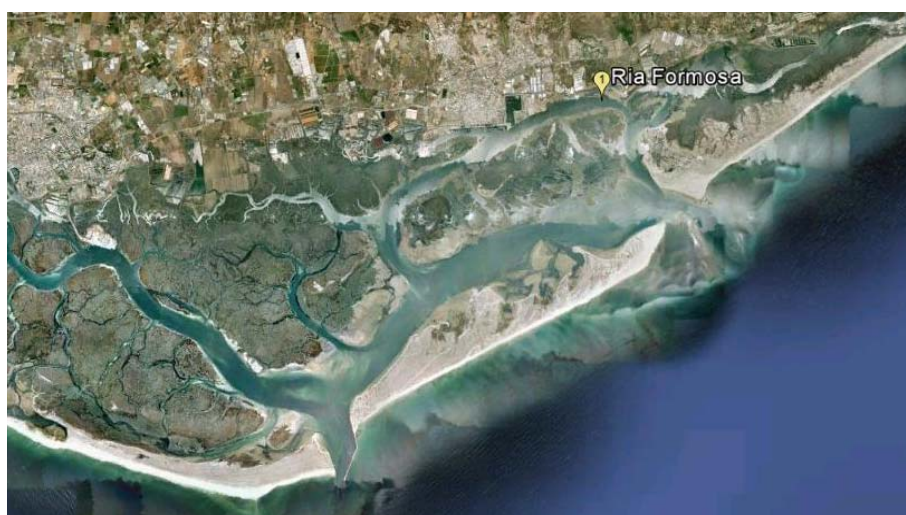


Figura 2.9 – Ria Formosa.

7 - Ilhas barreiras são formas geralmente arenosas, alongadas, paralelas à costa e separadas dela por uma laguna. Não estão ligadas ao continente nas extremidades e estão fracionadas por aberturas por onde passam as correntes de maré.

Na costa portuguesa abundam outros corpos lagunares mais pequenos e com origens diferenciadas em que predominam processos de barragem que os cordões litorais (Esmoriz) ou os sistemas de dunas costeiras (Ervideira) fazem relativamente a pequenos eixos de drenagem. Estes são impedidos de desaguar no mar e acabam por formar planos de água cujos fundos, devido a condições geológicas favoráveis ou por acumulação de argilas de decantação, acabam por se tornar impermeáveis, garantindo a manutenção da lagoa.

As lagunas e lagoas litorais têm uma tendência geral à colmatção. A existência de uma barra arenosa, quer seja uma ilha, uma barreira ou mesmo uma restinga, que fecha a laguna, dificulta a exportação dos sedimentos que para ela sejam arrastados pelos cursos de água, pelo mar ou pelo vento. A existência de marés fortes pode ajudar à limpeza desses sedimentos. No entanto, para que isso suceda é necessário que as passagens existentes nas lagunas e que fazem a comunicação com o mar estejam desimpedidas.

No caso de uma subida do nível do mar podem acontecer duas situações. Se a subida for suficientemente lenta para poder ser acompanhada por uma deslocação do cordão litoral, ele vai-se deslocando na plataforma continental e acaba por reconstituir-se a um nível mais alto, preservando-se, assim, quer a laguna quer o cordão litoral que a separa do mar. Neste caso, poderão ser encontrados antigos sedimentos lagunares sobrepostos por praias ou dunas. Este fenómeno pode, aliás, acontecer mesmo que as variações do nível do mar sejam muito pequenas, desde que uma modificação na dinâmica litoral ou o seu balanço sedimentar produza um recuo do sistema praia-duna que o obrigue a invadir uma laguna situada na sua retaguarda. Porém, se a transgressão for muito rápida, o cordão litoral fica submerso e a laguna desaparece.

Dentro das lagunas a circulação efetua-se através das correntes induzidas pelos ventos. Estas correntes induzem um processo de deriva que acaba por criar pequenas flechas litorais. Se estas forem oblíquas em relação ao desenvolvimento geral da laguna, acabarão por a segmentar num rosário de bacias arredondadas, orientadas, no seu conjunto, de acordo com a orientação geral da laguna original.

2.2.4 DOMÍNIOS MARINHOS

As argilas presentes nestes locais apresentam um tom esverdeado, denotando a presença de ilites e esmectites, sendo a maior parte depositada em ambientes que oscilam entre a água doce e a salgada, passando por ambientes de transição. Os sedimentos argilosos marinhos das áreas glaciares estão associados aos movimentos da crosta terrestre e às variações do nível do mar ocorridas no Quaternário. Nestas regiões a subida do nível do mar em resultado da fusão dos glaciares continentais teve um efeito profundo, causando o recuo das linhas de costa (transgressão

marinha) e a conseqüente acumulação de grandes espessuras de sedimentos marinhos até distâncias consideráveis para o interior continental, nos vales fluviais então preenchidos.

2.3 PROCESSOS PÓS-DEPOSICIONAIS

Após decorrida a sedimentação têm lugar diferentes processos de que resultam alterações do ponto de vista físico, químico e mineralógico dos depósitos recém-formados de solos moles, nomeadamente a dessecação, a formação de fissuras, a alteração química, a lixiviação e a cimentação.

A dessecação é a formação de uma crosta superficial, quando o depósito fica sujeito aos agentes atmosféricos, como o vento e o sol, e (ou) às oscilações sazonais do nível freático. A crosta de secagem ou de dessecação, como é habitualmente designada, apresenta tensões de sucção consideráveis que provocam um acréscimo das tensões efetivas e, conseqüentemente, adquire um estado sobreconsolidado. A zona afetada, com espessura a variar consideravelmente em função das condições climáticas e de drenagem do local, apresenta características de resistência e de deformabilidade bastante superiores ou restante depósito.

A formação de fissuras ocorre devido à diminuição de volume decorrente do processo de dessecação da crosta superficial. A alteração química ocorre fundamentalmente abaixo da crosta dessecada e resulta da percolação das águas das chuvas que, contendo oxigénio dissolvido, conduz à formação de ácidos húmicos a partir da decomposição da matéria orgânica e à alteração dos minerais de argila. A alteração química tem grande influência nas características de plasticidade, compressibilidade e resistência dos depósitos de solos moles.

A lixiviação, como a alteração química, também ocorre fundamentalmente abaixo da crosta dessecada e consiste na remoção de sais e outros materiais em solução, produzindo importantes alterações nas forças interpartículas e na espessura da camada de água adsorvida. Como refere Coelho (2000), a sua ocorrência resulta globalmente num aumento da deformabilidade e numa redução da resistência. Os seus efeitos são mais notórios em argilas pré ou pós-glaciárias do que nos depósitos mais recentes, onde o ambiente sofreu apenas pequenas alterações desde a sua formação, sendo ainda um dos mecanismos mais importantes na formação das argilas altamente sensíveis (Skempton & Northey, 1952).

A cimentação é um processo que ocorre em todos os solos onde esteja presente um agente cimentador. São exemplo desses agentes os carbonatos, os óxidos de ferro, a matéria orgânica, etc. Mitchell (1976) refere que, na prática, apesar do seu significativo contributo para a

sensibilidade das argilas, não é fácil identificar as marcas da cimentação e quantificar os seus efeitos. Coelho (2000) acrescenta que os efeitos da cimentação se traduzem numa melhoria geral das propriedades do solo, exceto no que respeita à sensibilidade, que aumenta fortemente, e à ductilidade, que se reduz. O mesmo autor refere ainda que os efeitos benéficos da cimentação são devidos às fortes ligações entre partículas que se formam, resultantes não das características intrínsecas das partículas, mas da ação do agente cimentador. O solo passa então a exibir maior resistência, menor deformabilidade e maior tensão de pré-consolidação. Porém, estes benefícios perdem-se logo que as referidas ligações entre partículas sejam quebradas, possuindo o material resultante propriedades análogas às do material não-cimentado, o que justifica o aumento da sensibilidade.

No Quadro 2.1 pode verificar-se os efeitos qualitativos dos processos pós-deposicionais nas propriedades geotécnicas de argilas marinhas (Brenner *et al.*, 1981).

Quadro 2.1 – Efeitos qualitativos dos processos pós-deposicionais nas propriedades geotécnicas de argilas marinhas (Brenner *et al.*, 1981, retirado de Coelho, 2000)

Propriedade Geotécnica	Processo Pós-Deposicional			
	Dessecação	Alteração química	Lixiviação	Cimentação
Teor em água	-	±	±	
Limite de liquidez		+	-	+
Índice de plasticidade	±	+	-	+
Tensão de pré-consolidação	+	+	-	+
Compressibilidade	-	-	+	-
Resistência não drenada	indefinida	+	-	+
	remoldada		+ ou - ⁽¹⁾	-
Sensibilidade		+ ou - ⁽¹⁾	+	+

Legenda:

+ Aumento; - Diminuição; ± Pequena ou nenhuma variação;

⁽¹⁾ – Dependendo do tipo de mineral argiloso presente;

⁽²⁾ – Dependendo da quantidade de amorfos.

3

ALGUMAS OCORRÊNCIAS DE SOLOS MOLES

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os depósitos de solos moles são frequentemente encontrados em muitas regiões dos vários continentes, quer nas áreas emersas quer nas vastas regiões submersas.

Devido às suas características particulares, nomeadamente a considerável variabilidade espacial das propriedades mecânicas e hidráulicas que condicionam de forma substancial a fiabilidade de previsão do seu comportamento, estes depósitos têm-se revelado um desafio à engenharia civil a nível mundial.

Desde a década de 40, com a analogia de Terzaghi (1943) para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos confinados de argila, que estes depósitos têm sido objeto de estudo, como é o caso dos depósitos de solos moles nos países nórdicos (Noruega, Suécia e Finlândia), Inglaterra, França, Grécia, Canadá (Quebec), Estados Unidos da América (Connecticut, Chicago e Boston), Tailândia, Japão (Hachirogata), China (Taipen), Vietnam, etc. Devido à sua extensão ou profundidade são também conhecidos os depósitos nos deltas ou estuários dos maiores rios do mundo, como o Reno (Holanda), o Neva (Rússia), o Po (Itália), o Mississipi (Estados Unidos da América), o Amazonas (Brasil), o Tigre e o Eufrades (Irão-Iraque), o Nilo (Egito), o Ganges (Índia), o Yangtze e o Amarelo (China).

O processo sedimentar subjacente à formação destes depósitos reveste-se de elevada importância, como já foi amplamente descrito no Capítulo 2, pelo que no presente capítulo serão documentados com maior profundidade alguns depósitos de solos moles resultantes de processos sedimentares distintos, nomeadamente o campo experimental de Connecticut (Estados Unidos), com ambiente deposicional continental, o delta do rio Vouga, Portugal, os campos experimentais da Quinta do Foja (Baixo Mondego, Portugal), de Sarapuí (Rio de Janeiro, Brasil) e de Queenborough (Reino Unido, Inglaterra), com ambiente deposicional de transição (influência continental e marinha), e o campo experimental de Onsøy (Oslo, Noruega), com ambiente deposicional marinho.

O Quadro 3.1 contém referências a outros campos experimentais.

Quadro 3.1 – Algumas ocorrências no mundo

Ambiente deposicional	Campo Experimental	Localização	Referência
Continental	Hachirogata	Ilha de Honshu, Japão	Tanaka (3003)
	Athlone	Irlanda	Long (2003)
Transição	Bangkok	Tailândia	Horpibulsuk <i>et al.</i> (2007)
	Pusan	Coreia do Sul	Chung <i>et al.</i> (2003)
	Bothkennar	Inglaterra	Hight <i>et al.</i> (2003)
	Lagoa Rodrigo de Freitas (Zona Sul)	Rio de Janeiro, Brasil	Almeida (2012)
	Barra da Tijuca (Zona Oeste)	Rio de Janeiro, Brasil	Almeida (2012)
	Itaguaí	Rio de Janeiro, Brasil	Almeida (2012)
	Sesi-Ibura	Recife, Brasil	Oliveira (2000)
Marinho	Louiseville	Quebeque, Canadá	Leroueil <i>et al.</i> (2003)
	Mar de Beaufort (offshore)	Ártico Canadano	Becker <i>et al.</i> (2003)
	Baía de Ariake	Ariake, Japão	Ohtsubo <i>et al.</i> (2003)
	Troll (offshore)	Trincheira norueguesa, a 65 Km da Noruega	Lunne <i>et al.</i> (2003b)

3.2 DOMÍNIOS CONTINENTAIS

3.2.1 MASSACHUSETTS, CONNECTICUT, ESTADOS UNIDOS

3.2.1.1 Aspetos históricos e geológicos

O campo experimental de Massachusetts está situado no campus da Universidade de Massachusetts Amherst (UMass Amherst), a 1,5 km a este do lago glacial de Hitchcock. Desde 1969 que este campo experimental tem sido alvo de inúmeras investigações no domínio da Geotecnia patrocinadas pela Fundação de Ciência Nacional e pela Administração Federal dos Caminhos de Ferro dos EUA. No que se segue, apresenta-se uma breve descrição das características consideradas mais relevantes para o presente trabalho, remetendo-se o leitor para os trabalhos de Ladd & Wissa (1970), Ladd (1975), Bembem (1982), DeGroot & Lutenegeger (1994) e Lutenegeger (2000) para maior detalhe.

As argilas existentes no vale do Connecticut são de origem lacustres depositadas no lago glacial de Hitchcock durante a última glaciação ocorrida no final do Pleistoceno. O lago glacial de Hitchcock começou a sua formação há 15 mil anos atrás, devido a uma barreira natural de detritos que se acumulou em Rocky Hill, Connecticut, como se pode observar na Figura 3.1.

O lago expandiu ao longo do atual vale do rio Connecticut e estendeu-se até cerca de 320 km para norte. Os sedimentos provêm de rochas ígneas e metamórficas (Ladd & Wissa, 1970). O depósito resultou da fusão das águas de riachos formados durante o degelo da placa Laurentide, originando deltas compostos por cascalhos e areias de granulometria grossa, tendo no seu interior areias finas, siltes e argilas.

Durante os meses de verão a combinação de águas ativas no lago e a baixa concentração de catiões da água fria mantém as partículas de argila em suspensão e apenas as partículas de areia fina e silte se depositam no fundo do lago. No entanto, durante os meses de inverno a superfície do lago congela e as condições de águas mais calmas permitem que as partículas de argila se depositem no fundo do lago. Assim, em cada ano, são formadas duas camadas de depósitos, sendo que cada par é constituído por uma camada silto-arenosa e outra camada argilosa. A espessura final do depósito varia consideravelmente, atingindo em alguns locais cerca de 50 m de espessura. A espessura das varvas individuais varia significativamente desde poucos milímetros até 1 m.

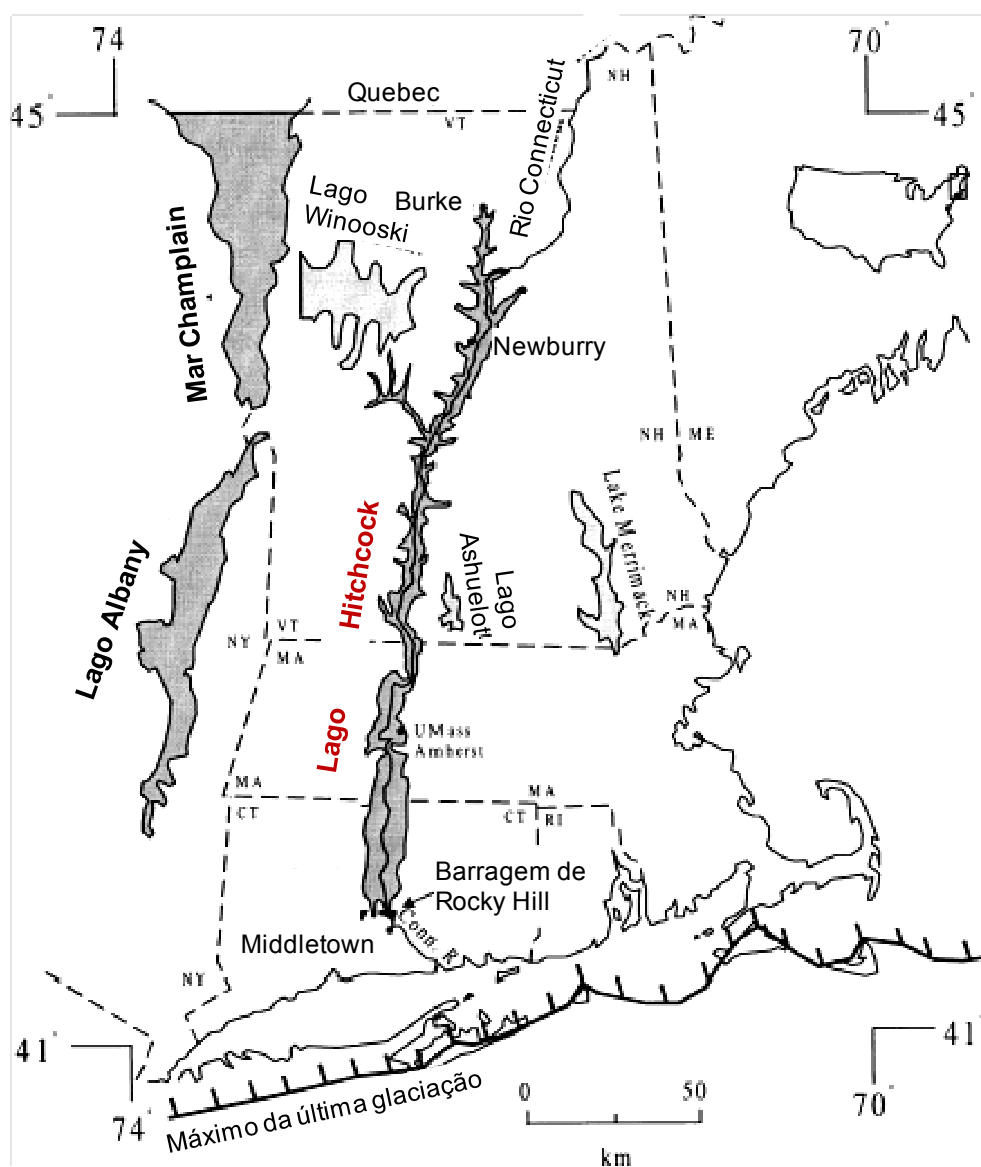


Figura 3.1 – Localização do lago glacial de Hitchcock (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).

3.2.1.2 Parâmetros físicos e de identificação

O estudo da composição mineralógica das varvas de argila revelou a ilite e a clorite como minerais predominantes, apresentando em pequenas quantidades minerais de quartzo. As camadas silto-arenosas são constituídas essencialmente por quartzo e feldspato, apresentando alguns minerais de mica.

O depósito do campo experimental de Massachusetts possui uma composição granulométrica em que as percentagens de silte e de argila são semelhantes. No Quadro 3.2 indica-se os valores percentuais da composição granulométrica do depósito em profundidade.

Quadro 3.2 – Composição granulométrica do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003)

Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
1,4 – 3,1	36	62	2
3,1 – 6,1	52	47	1
6,1 – 24,1	55	45	0

O teor em matéria orgânica (*OM*) presente no depósito é bastante baixo, oscilando entre 0,3% e 0,7%.

Os parâmetros físicos e de identificação, como o teor em água e os limites de Atterberg, dependem fortemente do tipo de solo presente no horizonte onde foi recolhida a amostra. Existem diferenças significativas entre as propriedades das camadas de argila e das camadas silto-arenosas. A maioria dos resultados apresentados é baseada nas amostras contendo as duas camadas. No entanto, também se apresentam algumas propriedades das camadas individualizadas.

No Quadro 3.3 e na Figura 3.2 apresenta-se a variação em profundidade das principais grandezas físicas e de identificação deste campo experimental.

Quadro 3.3 – Índices físicos e de identificação do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003)

Profundidade (m)	<i>w</i> (%)	γ (kN/m ³)	<i>S_r</i> (%)	<i>w_L</i> (%)	<i>w_P</i> (%)	<i>I_P</i> (%)	<i>I_L</i>	<i>A_t</i>
0,0 – 1,4	24	19,2	--	--	--	--	--	--
1,4 – 3,1	37	18,9	100	39	28	11	0,0 a 1,0	0,31
3,1 – 6,1	52	17,3	100	51	31	20	1,1	0,38
6,1 – 24,1	62	16,6	100	51	30	21	1,5	0,38
camada de argila	--	--	100	65	30	35	--	0,42
camada silto-arenosa	--	--	100	38	28	10	--	0,37

Da análise do Quadro 3.3 pode concluir-se que o depósito se encontra saturado e que os minerais de argila são pouco ativos. Verifica-se também que o valor do teor em água e do limite de liquidez aumentam consideravelmente em profundidade, enquanto que o limite de plasticidade se mantém praticamente constante. Consequentemente, o valor médio do índice de plasticidade decresce de 11 na zona superficial para 20 imediatamente abaixo da crosta dessecada.

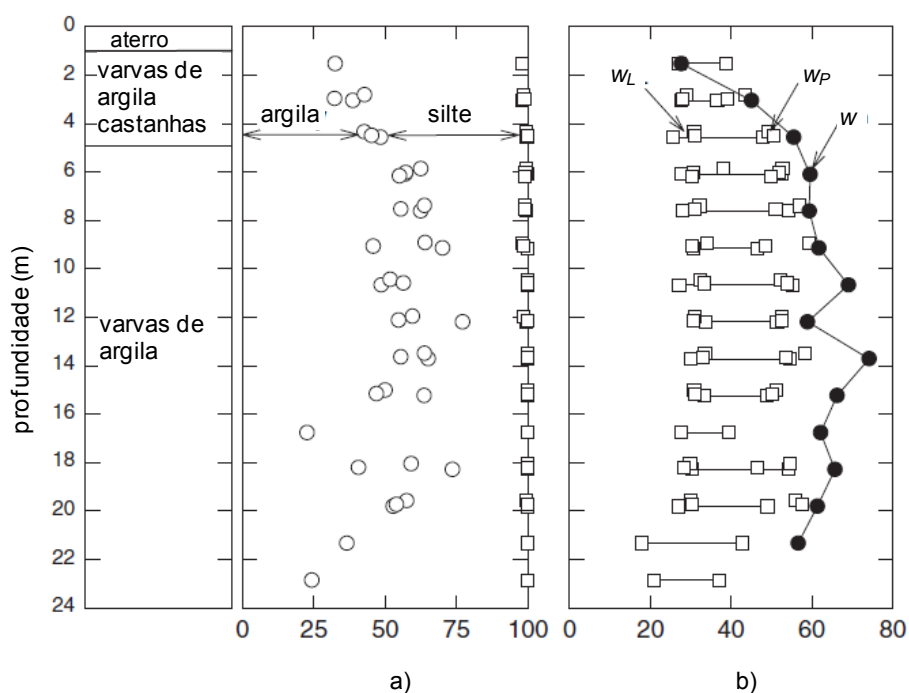


Figura 3.2 – Evolução em profundidade: a) composição granulométrica; b) teor em água em comparação com os limites de Atterberg, do solo do campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).

Como mostra a Figura 3.3, a aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande permite concluir que os solos são classificados como siltes (ML), argilas magras (CL), siltes elásticos (MH) ou argilas gordas (CH). Apesar da grande variabilidade em termos de classificação, verifica-se que a tendência média dos pontos está sempre próxima da linha “A”.

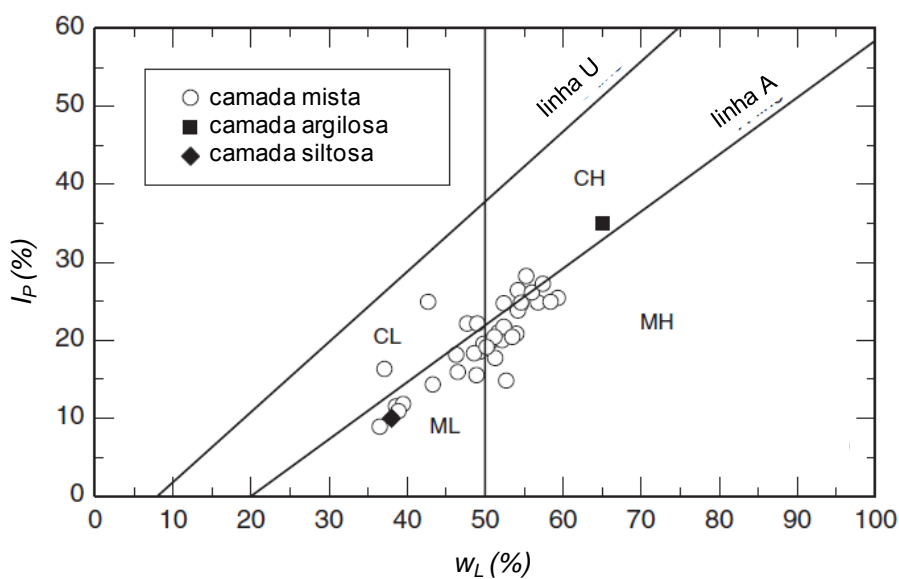


Figura 3.3 – Classificação do solo do campo experimental de Massachusetts através da Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).

3.2.1.3 Parâmetros hidráulicos e mecânicos

Para o estudo dos parâmetros de compressibilidade e estado de tensão foram realizados ensaios edométricos segundo o procedimento clássico sobre amostras indeformadas, cujos resultados se apresentam Figura 3.4.

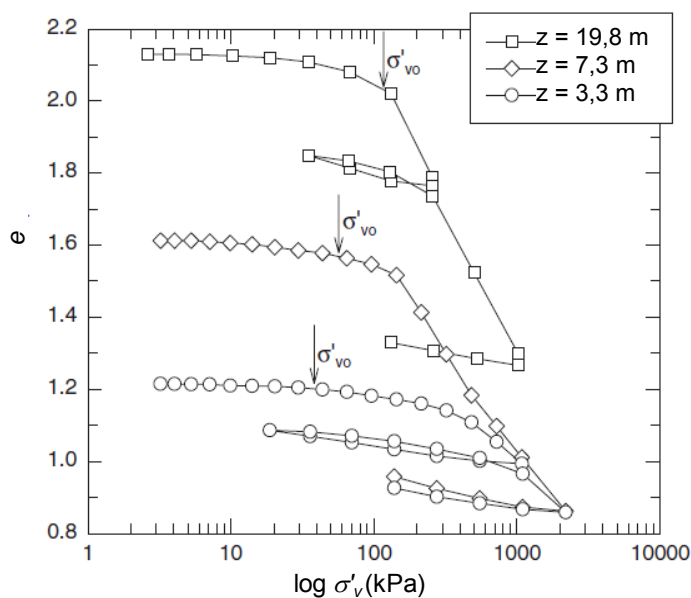


Figura 3.4 – Curvas de compressibilidade de amostras colhidas a profundidades diferentes no campo experimental de Massachusetts (adaptado de DeGroot & Lutenegro, 2003).

Determinando a tensão de pré-consolidação através da construção empírica de Casagrande conclui-se que o depósito é ligeiramente sobreconsolidado. DeGroot & Lutenegro (2003) referem que a ligeira sobreconsolidação se deve a fenómenos como a erosão, as flutuações do nível freático, a dessecação, a oxidação e aos ciclos de congelamento e descongelamento a que o solo esteve sujeito.

A determinação do coeficiente de condutividade hidráulica horizontal e vertical foi efetuada através de correlações entre estes parâmetros e os obtidos nos ensaios CPTU com dissipação, através de ensaios de condutividade hidráulica (*Slug tests*) e através de ensaios de laboratório. Os resultados obtidos nestes ensaios encontram-se representados na Figura 3.5.

Os valores obtidos de k_v e de k_h em laboratório apresentam um desenvolvimento quase paralelo em profundidade, variando a razão k_h/k_v entre 2 a 14, com um valor médio de 6. Os ensaios de condutividade hidráulica fornecem valores mais elevados para o k_h , variando entre 1×10^{-7} m/s a 2×10^{-8} m/s. Embora os valores de k_h derivados do ensaio CPTU apresentem tendência de variação semelhante em profundidade, são bastante inferiores aos obtidos no ensaio de condutividade hidráulica e na sua maioria iguais ou inferiores aos obtidos nos ensaios de laboratório. DeGroot &

Lutenegger (2003) referem que os valores k_h derivados do ensaio CPTU são influenciados por vários fatores que não se verificam no ensaio de condutividade hidráulica, nomeadamente o remeximento a que o solo fica sujeito aquando da penetração da ponteira do equipamento do CPTU, efeitos de escala e as incertezas inerentes à interpretação dos resultados.

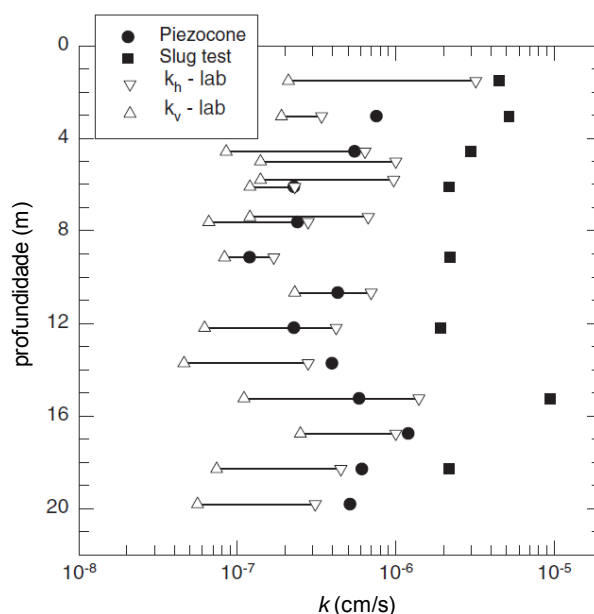


Figura 3.5 – Evolução dos coeficientes de condutividade hidráulica em profundidade (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003).

Para a caracterização das relações tensão-deformação-resistência ao corte foram realizados vários ensaios *in situ* e laboratoriais. Dos ensaios *in situ* destacam-se o ensaio com o dilatómetro Marchetti (DMT) e o ensaio de corte rotativo *in situ* (FVT). Dos ensaios laboratoriais destacam-se o ensaio de corte direto simples (DSS) e os ensaios de consolidação triaxial não drenados com consolidação isotrópica (CIUC) e anisotrópica (CAUC).

O Quadro 3.4 mostra os valores da resistência não drenada normalizada para a tensão efetiva vertical de consolidação, c_u/σ'_{vc} , do parâmetro A_f e do ângulo de resistência ao corte, ϕ' , obtidos nos ensaios realizados em laboratório.

Os resultados obtidos para a evolução da resistência não drenada em profundidade encontram-se representados na Figura 3.6.

Quadro 3.4 – Parâmetros de resistência (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003)

Ensaio	c_u/σ'_{vc}	A_f	ϕ'
CIUC	0,24	1,4	25
CAUC	0,25	1,7	22

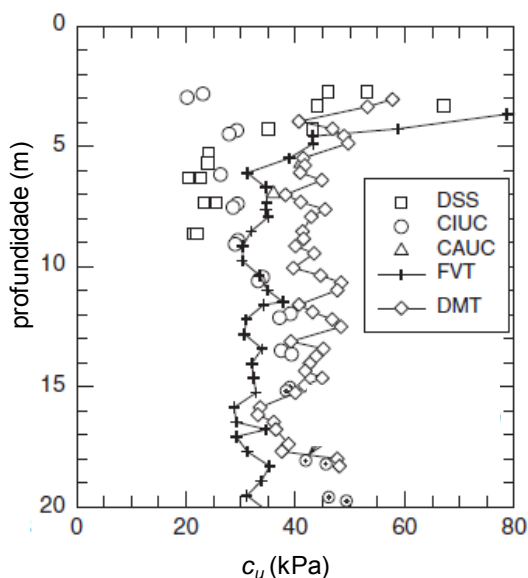


Figura 3.6 – Evolução da resistência não drenada em profundidade (adaptado de DeGroot & Lutenegeger, 2003).

3.3 DOMÍNIOS DE TRANSIÇÃO

3.3.1 ESTUÁRIO DO RIO MONDEGO

3.3.1.1 Aspetos históricos e geológicos

O campo experimental da Quinta do Foja situa-se na baixa aluvionar do rio Mondego, próximo da Figueira da Foz, cerca de 10 km a leste desta cidade, junto às localidades de Maiorca e Santa Eulália. A localização geográfica do campo experimental é apresentada na Figura 3.7, onde se pode observar a sua proximidade relativamente ao troço do IP3, designado por “Figueira da Foz – Santa Eulália”.

O trabalho pioneiro acerca da caracterização da argila da região do Baixo Mondego foi desenvolvido por Phillipson (1994) através da realização de ensaios sobre amostras reconstituídas com base em solo perturbado recolhido na zona do aterro experimental. No mesmo ano, analisando amostras recolhidas no mesmo local, Hindle (1994) procurou caracterizar a compressibilidade e a resistência residual do solo. Soares (1995), com base em amostras recolhidas a profundidades entre os 3 e 5 m ao longo do perfil longitudinal do troço do IP3, realizou um estudo geotécnico que compreendeu a definição das características físicas e de identificação, de compressibilidade e de resistência dos referidos solos. Lemos & Soares (1995), utilizando amostras recolhidas acima dos 5 m, investigaram também as características geotécnicas dos depósitos argilo-siltosos das baixas aluvionares dos rios Mondego e Foja. Mais tarde, Coelho

(2000) fez um estudo exaustivo sobre as características físicas, de identificação, de compressibilidade e de resistência destes solos, realizando ensaios de campo e de laboratório, estes últimos em amostras indeformadas e remoldadas ou remexidas.

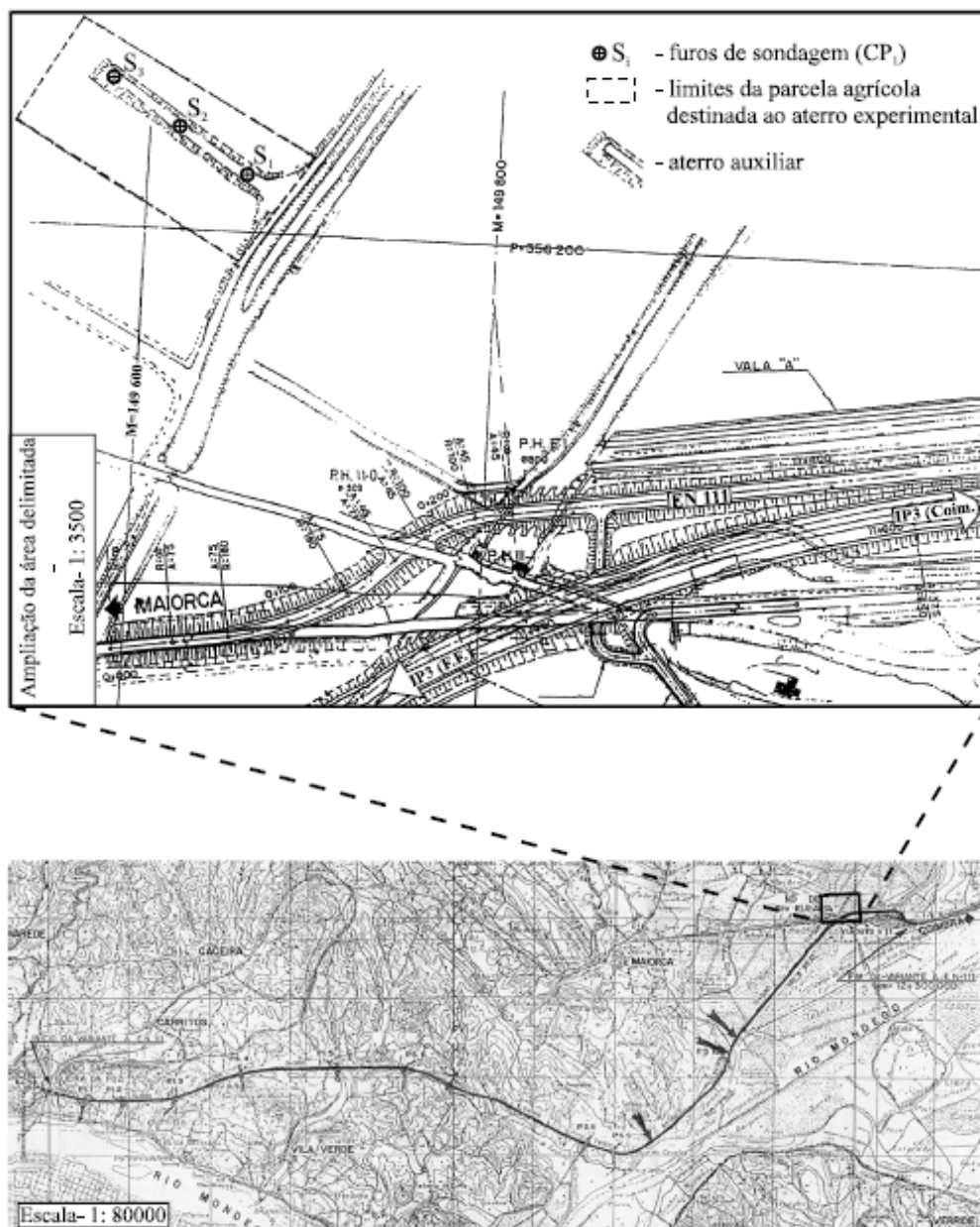


Figura 3.7 – Localização do campo experimental da Quinta do Foja (Coelho, 2000).

A região objeto de estudo apresenta uma camada argilosa com cerca de 20 m de espessura, está localizada na unidade geotectónica do território português denominada Orla Ocidental ou Lusitaniana, bacia sedimentar que se instalou junto ao Maciço Hespérico durante o Mezo-Cenozóico. Esta região é limitada a oriente pela falha de Coimbra, na direção N-S, a ocidente pelo oceano Atlântico e a sul pelo acidente Lousã – Pombal – Nazaré.

Como refere Coelho (2000), do ponto de vista geológico, a formação do depósito da Quinta do Foja envolveu processos idênticos aos presentes noutros depósitos aluvionares nacionais, nomeadamente o transporte fluvial de material sedimentar, proveniente da alteração dos maciços rochosos atravessados a montante, e a sua deposição, a jusante, nas zonas de menor velocidade da corrente. O referido processo de deposição desenvolveu-se nos vales profundos escavados durante a última época glacial, sendo acompanhado pela subida gradual, mas sustentada, do nível do mar durante os últimos milhares de anos. As composições mineralógica, granulométrica e orgânica destes solos refletem os processos geológicos envolvidos na formação do depósito. Assim, se a composição mineralógica dos solos, dominada pelo quartzo, micas e caulinite enquanto mineral argiloso, se adequa à composição dos maciços graníticos que estiveram na origem das partículas, a dimensão destas é determinada pela velocidade da corrente presente no ambiente de deposição. A presença significativa de matéria orgânica no depósito é resultado da intensificação da vida biológica no período da sua formação, sendo ainda acentuada pela influência marítima sobre o ambiente sedimentar, a qual se identifica facilmente pelos inúmeros fragmentos de conchas de organismos marinhos encontrados no depósito a várias profundidades.

3.3.1.2 Parâmetros físicos e de identificação

O depósito aluvionar do Baixo Mondego é constituído por solos de composição relativamente uniforme, nos quais o silte é a fração granulométrica predominante. A fração de argila, em média, da ordem dos 20%, tem como mineral predominante a caulinite.

Coelho (2000) destaca a influência dos processos de preparação das amostras para avaliação dos limites de Atterberg, nomeadamente em termos de secagem. A fim de avaliar o impacto da secagem sobre as características de plasticidade do solo, realizou ensaios sobre amostras no estado natural e secas a 100°C e 400°C, sendo as amostras no estado natural as que não foram sujeitas a qualquer processo de secagem. Não ensaiou amostras secas ao ar, como aceite pela norma portuguesa, pois, como refere Aguiar (1992), o seu comportamento é nestes solos idêntico ao das amostras secas a 100°C. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.8.

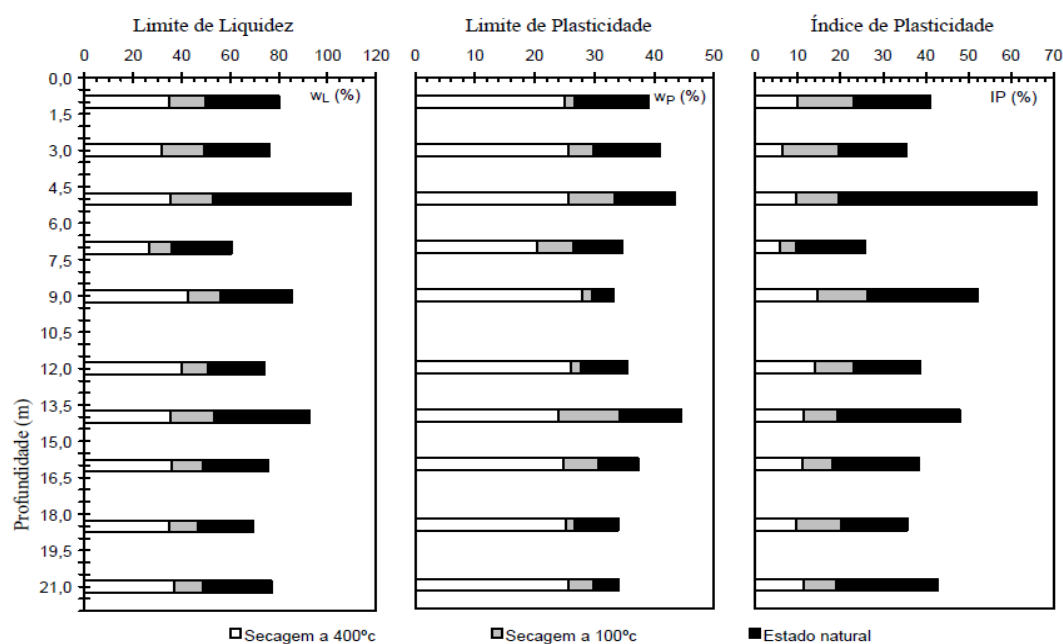


Figura 3.8 – Variação dos limites de consistência do solo em diferentes estados das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).

Um dos aspetos que o autor conclui desta experiência é a redução significativa da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, mesmo a 100°C. A secagem a 400°C produz uma redução adicional da plasticidade do solo em relação à secagem a 100°C. Coelho (2000) refere que o fenómeno se pode explicar pela capacidade de retenção de água pela matéria orgânica. A secagem, por eliminar parte da matéria orgânica e minorar a capacidade de absorção de água da parte restante, reduz a capacidade global do solo de sustentar água e, por isso, os seus limites de Atterberg.

Tendo em conta o processo como foram preparadas as amostras para a determinação do índice de plasticidade e a diferente percentagem de matéria orgânica, facilmente se depreende que o valor encontrado para a atividade do depósito do Baixo Mondego tenha uma variabilidade acentuada, classificando-se o solo desde pouco ativo, para amostras secas a 400%, a muito ativo para amostras ensaiadas no estado natural.

Os valores obtidos para os índices físicos, nomeadamente o teor em água, o peso volúmico e a densidade das partículas sólidas exibem uma dispersão acentuada. Desta forma, os índices complementares, índice de vazios e grau de saturação, traduzem essa mesma dispersão de resultados.

A Figura 3.9 ilustra a evolução em profundidade das principais características físicas e de identificação das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja.

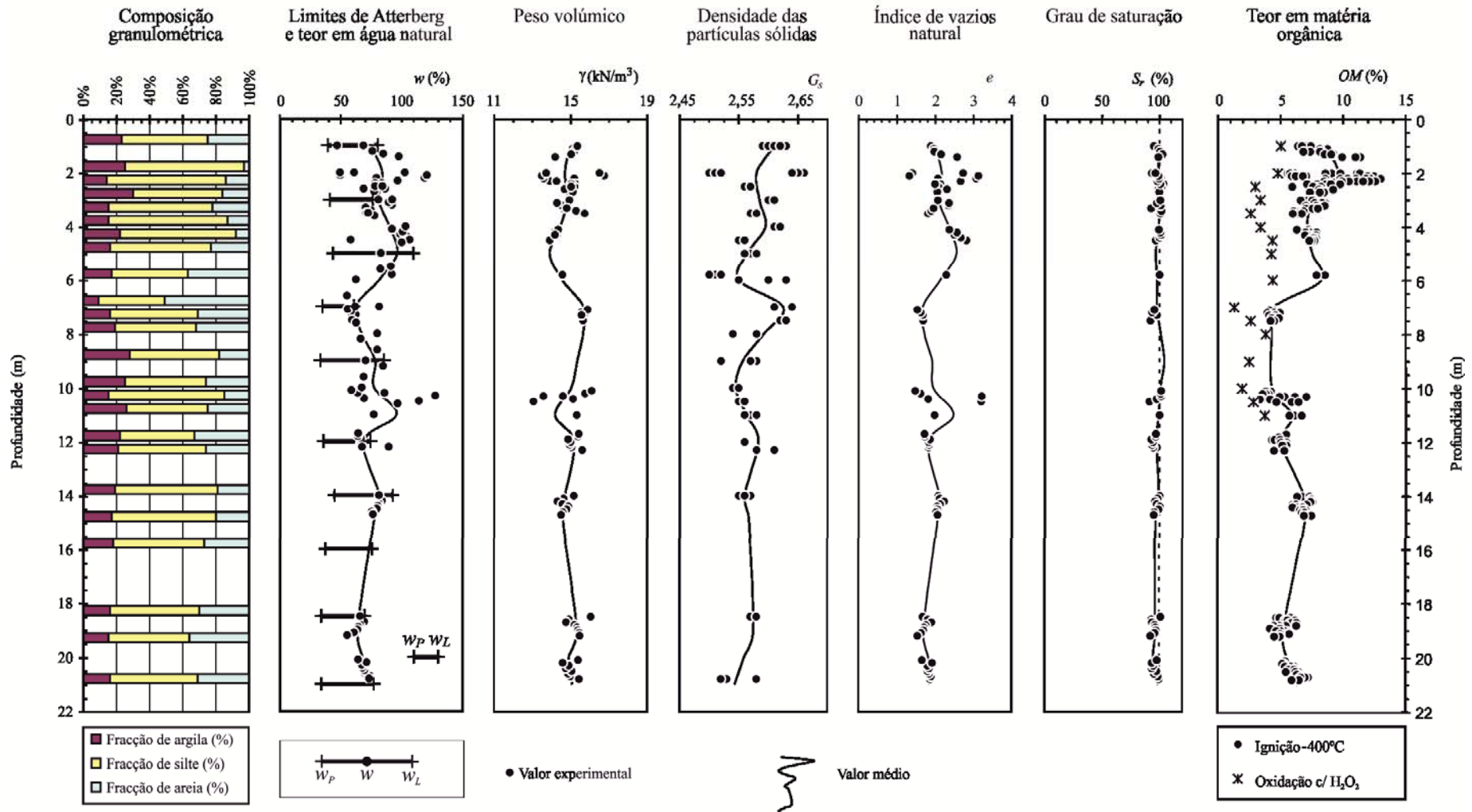


Figura 3.9 – Características granulométricas, limites de Atterberg e índices físicos das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).

3.3.1.3 Parâmetros mecânicos e estado de tensão

Para a caracterização dos parâmetros de compressibilidade e consolidação, Coelho (2000) realizou 13 ensaios edométricos sobre amostras com 70 mm de diâmetro a diferentes profundidades. O autor obteve uma dispersão considerável de resultados para os parâmetros de compressibilidade que explica pelas características específicas das composições granulométricas e, sobretudo, orgânicas do depósito. Os valores encontrados para o índice de compressibilidade e recompressibilidade foram de 0,41 a 1,24 e de 0,055 a 0,165, respetivamente. O coeficiente de consolidação secundária variou entre 0,00574 e 0,08231 e o coeficiente de consolidação médio, determinado para os escalões de carga correspondentes às tensões efetivas *in situ*, assumiu valores de 1 a 2 m²/ano em quase todo o depósito, correspondendo a valores baixos da permeabilidade, da ordem de 10⁻⁹ m/s.

Para o estudo das características de resistência em tensões totais e tensões efetivas foram realizados vários ensaios laboratoriais e de campo.

Coelho (2000) efetuou a caracterização laboratorial do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do depósito da Quinta do Foja com base em ensaios triaxiais, não drenados, de compressão e extensão. Utilizou diferentes tipos de amostras e técnicas de minimização dos efeitos da perturbação, assim como de várias condições de ensaios, quer na fase de consolidação, quer na fase de corte. Coelho (2000) refere que quantitativamente, o solo pode ser caracterizado pelos parâmetros determinados com base nas amostras reconstituídas, submetidas a consolidação anisotrópica, os quais, excluindo os efeitos da variabilidade natural presente no depósito, foram qualitativamente confirmados pelas amostras intactas. Assim, os parâmetros de resistência ao corte do solo, em termos de tensões efetivas, devem valer, em compressão, $c' = 0,116xp'_e$ e $\phi' = 31,3^\circ$ e em extensão, $c' = 0,107xp'_e$ e $\phi' = 27,1^\circ$, representando p'_e a tensão de normalização referente ao valor de p' situado sobre a linha de consolidação virgem, para um dado valor de v .

No caso de amostras consolidadas anisotropicamente, a razão $(c_u/\sigma'_{v0})^{nc}$, medida em ensaios realizados sobre amostras reconstituídas, vale 0,418 e 0,172, em compressão e extensão, respetivamente.

A Figura 3.10 ilustra a evolução em profundidade das principais características de compressibilidade, de permeabilidade e resistência das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja.

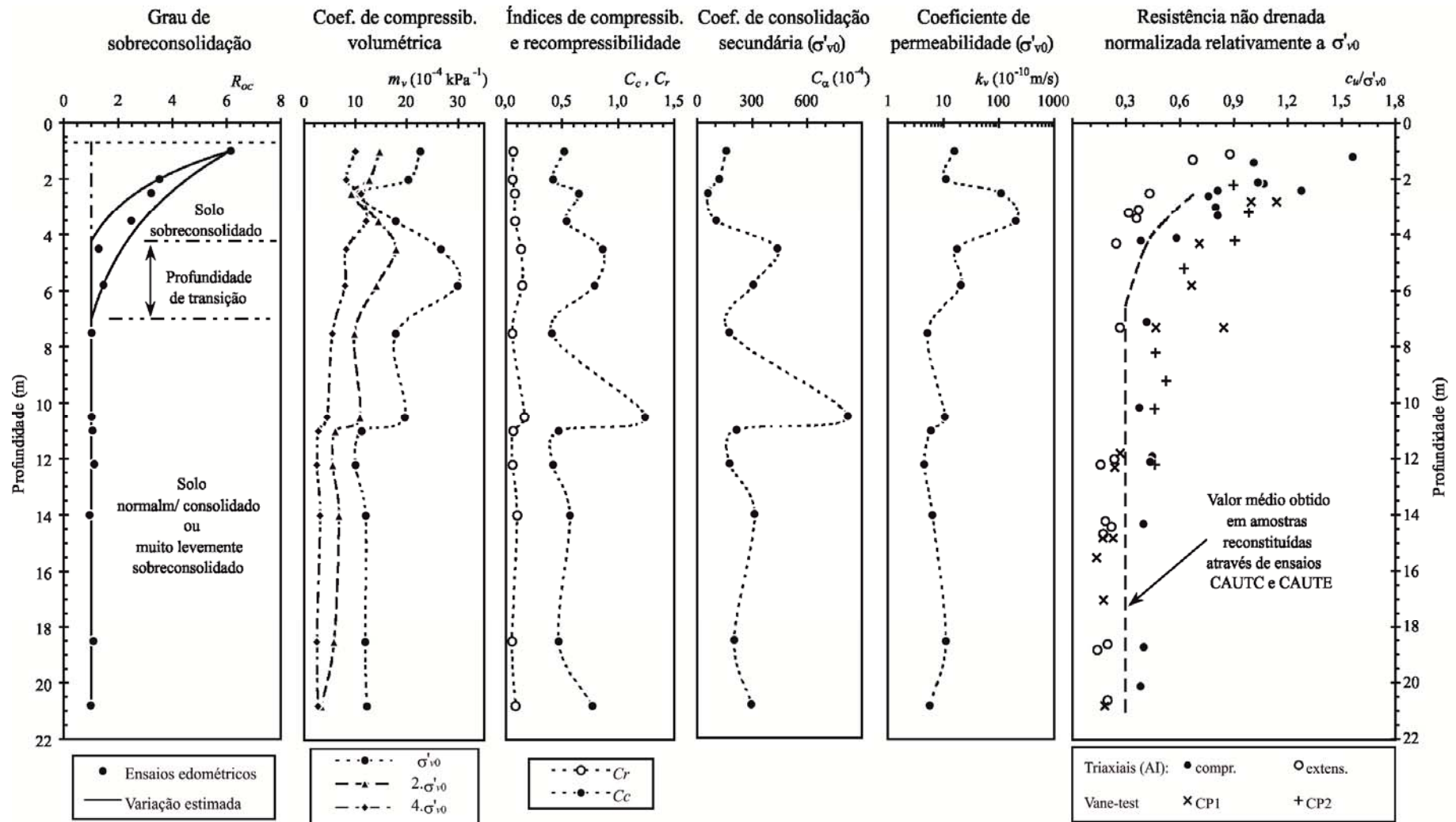


Figura 3.10 – Grau de sobreconsolidação, características de compressibilidade, de permeabilidade e de resistência das aluviões do Baixo Mondego – Quinta do Foja (Coelho, 2000).

3.3.2 BAIXO VOUGA

3.3.2.1 Aspetos históricos e geológicos

A zona de Cacia tem sido alvo de inúmeras investigações desde a década de 1940. Os primeiros trabalhos tiveram a finalidade de pesquisa de água e as pesquisas mais recentes visaram a caracterização geotécnica detalhada dos terrenos, tanto superficiais como em profundidade, com o objetivo da implantação das estruturas correspondentes ao Tratamento Primário e Secundário dos Efluentes de Celulose do Centro Fabril de Cacia em Aveiro.

Ladeira & Gomes (1991), com vista a quantificar os assentamentos primários e secundários para as aluviões lodosas quando sobre estas forem implantadas estruturas pesadas (em betão armado) e um sistema de lagunas (em obras de terras), apresentam uma compilação de resultados provenientes de investigações executadas na zona da Portucel – Cacia entre 1944 e 1990.

Roxo & Rodrigues (1991) descrevem os estudos geológico-geotécnicos efetuados para a caracterização das mesmas formações lodosas no âmbito dos estudos da 1ª fase do Anteprojecto de Desenvolvimento do Bloco do Baixo Vouga Lagunar para a construção de um dique em aterro de proteção contra as marés.

Os autores referem que as formações do Baixo Vouga Lagunar foram formadas em ambientes de transição, em particular deltaicos. São depósitos aluvionares recentes do período Holocénico, consistindo em camadas alternadas de lodos siltosos ou argilosos, areias lodosas e areias, com características geotécnicas bem distintas. A sua espessura é variável, podendo atingir 40 m e a posição do nível freático apresenta uma variação sazonal, embora quase sempre superficial.

Mais tarde, Aguiar (1992) realizou estudos de caracterização física e mecânica por ensaios laboratoriais sobre amostras indeformadas de solos lodosos provenientes da zona de Esgueira, recolhidas numa sondagem de mais de 20 m de profundidade, para a construção de uma obra de arte sobre o IP5. O autor refere que os aluviões formados nos braços da Ria de Aveiro são constituídas por camadas de areias e lodos, por vezes com conchas e restos vegetais fósseis que chegam a atingir dezenas de metros de espessura, e assentam numa formação cretácica constituída essencialmente por arenitos, argilas e alguns calcários.

Carvalho (2002), com base em ensaios de laboratório, executou uma metodologia de trabalho com o objetivo do reconhecimento da anisotropia induzida em solos argilosos e a sua presumível relação com a génese e as histórias pós-deposicionais.

Bonito (2008) estudou quatro locais experimentais na cidade de Aveiro, nas proximidades da zona urbanizada, situados nas adjacências de alguns dos canais da Ria no intuito de serem representativos, o mais possível, dos depósitos de solos moles característicos da região. Os locais selecionados foram o Esteiro de S. Pedro, um local situado nas margens de um dos canais da Ria na zona de Agra (Esgueira), outro situado na margem do canal de S. Roque e outro próximo do Terminal TIR (Tirtife - Terminais de Aveiro, S.A.).

Na Figura 3.11 representam-se os locais objeto de estudo.



Figura 3.11 – Planta de localização dos locais estudados no Baixo Vouga.

As zonas caracterizadas enquadram-se na designada Bacia Sedimentar de Aveiro que constitui o segmento mais setentrional da Orla Ocidental Meso-Cenozóica. A referida bacia possui características que permitem distingui-la das outras subbacias da Bacia Lusitânica, nomeadamente no que concerne à idade dos primeiros sedimentos que datam de há cerca de 200 Ma, quando, após fracturação, as placas euro-asiática e norte-americana começaram a separar-se uma da outra e o espaço intercalar que viria a aumentar continuamente de extensão foi invadido pelas águas do Atlântico. Como refere Rocha (1993), em termos estratigráficos, o substrato da Bacia de Aveiro consiste em gnaisse e migmatitos (Proterozóico), assim como granitóides (Paleozóico), no extremo norte, e micaxistos e xistos (Proterozóico), nas demais zonas.

3.3.2.2 Parâmetros físicos e de identificação

Os solos estudados no Baixo Vouga possuem uma composição granulométrica em que o silte é predominante, com exceção do local na zona do TIRTIFE, que apresenta uma composição granulométrica mais heterogénea e onde ocorrem níveis silto-argilosos a arenosos com intercalações de níveis arenosos. Neste trabalho só serão apresentados os resultados da zona do TIRTIFE referentes aos estratos de solos moles.

No Quadro 3.5 indica-se os valores percentuais da composição granulométrica.

Quadro 3.5 – Composição granulométrica dos solos aluvionares do Baixo Vouga

Granulometria	Roxo & Rodrigues (1991)	Aguiar (1992)	Carvalho (2002)		Bonito (2008)			TIRTIFE
			Aveiro	Cacia	Esteiro de S. Pedro	Agra (Esgueira)	Canal de S. Roque	
Argila (%)	≥ 50	10	≥ 72	100	13 - 31	22 - 31	22 - 26	20 - 31
Silte (%)		84			51 - 70	63 - 68	56 - 76	52 - 68
Areia (%)	≤ 50	6	≤ 28	0	4 - 28	5 - 15	2 - 22	4 - 28

A observação macroscópica das amostras, efetuada inicialmente por Aguiar (1992) e comprovada posteriormente por Bonito (2008), revelou solos finos bastante homogéneos, de cor cinzenta escura quase negra e estrutura sedimentar muito pouco marcada, quase impercetível, com presença de moscovite (mica branca) em finas palhetas. Para além deste mineral, só foram identificados alguns restos vegetais e foi detetado um cheiro bastante desagradável, indicador da presença de matéria orgânica.

O estudo da composição mineralógica das amostras dos sedimentos do Baixo Vouga efetuado por Aguiar (1992) revelou tratar-se de típicos sedimentos detríticos recentes, praticamente sem sinais de diagénese, em que a moscovite é o mineral predominante, sendo a restante fração não argilosa essencialmente constituída por quartzo e feldspato. Em relação aos minerais de argila, a caulinite é o que ocorre em maior quantidade, mas também se identificam a clorite e a vermiculite.

Para a identificação da composição mineralógica dos solos, Bonito (2008) analisou os resultados de difração de raios X. Da interpretação dos difratogramas o autor conclui que o quartzo é o mineral predominante. Destaca ainda a presença de feldspatos cálcicos e sódicos e, entre os minerais argilosos, a ocorrência em maior quantidade de caulinites e a ocorrência sucessivamente menos importante de ilite e clorite. Nalguns casos o autor identificou a presença de calcite e anidrite.

Aguiar (1992) e Bonito (2008) determinaram o teor em matéria orgânica (*OM*) através do método da oxidação húmida, obtendo valores que oscilam entre 9,0% e 10,0% e entre 3,0% e 9,8%, respetivamente.

Os limites de Atterberg foram determinados com processos distintos de preparação das amostras. No Quadro 3.6 estão representados os resultados obtidos pelos diferentes autores.

Quadro 3.6 – Limites de Atterberg e índice de plasticidade para diferentes estados dos solos aluvionares do Baixo Vouga

	Preparação da amostra	Ladeira & Gomes (1991)	Roxo & Rodrigues (1991)	Aguiar (1992)	Carvalho (2002)		Bonito (2008)			
					Aveiro	Cacia	Esteiro de S. Pedro	Agra (Esgueira)	Canal de S. Roque	TIRTIFE
<i>w_L</i> (%)	natural	--	--	77	--	--	44 - 62	49 - 55	49 - 50	46 - 58
	seco ao ar	--	--	49	--	--	--	--	--	--
	seco em estufa	--	--	49	24 - 64	49 - 59	27 - 46	32 - 40	33 - 40	30 - 39
	sem informação	30 - 53	40	--	--	--	--	--	--	--
<i>w_P</i> (%)	natural	--	--	42	--	--	24 - 40	28 - 35	29 - 33	28 - 42
	seco ao ar	--	--	30	--	--	--	--	--	--
	seco em estufa	--	--	30	--	--	19 - 30	23 - 30	25 - 30	19 - 29
	sem informação	29 - 53	28	--	--	--	--	--	--	--
<i>I_P</i> (%)	natural	--	--	35	--	--	18 - 30	17 - 27	17 - 20	10 - 19
	seco ao ar	--	--	19	--	--	--	--	--	--
	seco em estufa	--	--	19	7 - 30	26 - 28	5 - 19	4 - 16	7 - 13	7 - 16
	sem informação	0 - 13	12	--	--	--	--	--	--	--

Verifica-se uma grande diferença entre os limites de consistência quando são determinados em amostras no estado natural ou secas ao ar. Esta diferença é justificada pela presença ou não de matéria orgânica, isto é, verifica-se uma diminuição nos valores quando se ensaia o solo seco em relação ao estado natural. Aguiar (1992) concluiu também que os valores dos limites de Atterberg não sofrem qualquer alteração quando a amostra é previamente seca em estufa ou seca ao ar.

Os valores obtidos para os índices físicos, nomeadamente o teor em água, o peso volúmico e a densidade das partículas sólidas exibem alguma variação, sendo traduzida pelos índices complementares como o índice de vazios e o grau de saturação. No Quadro 3.7 apresentam-se os valores obtidos pelos diferentes autores.

Quadro 3.7 – Índices físicos dos solos aluvionares do Baixo Vouga

		w (%)	γ (kN/m ³)	G _s	e	S _r (%)
Ladeira & Gomes (1991)		31 - 89	12,0 - 18,5	--	1,21 - 1,42	--
Roxo & Rodrigues (1991)		67	15,5	2,70	1,85	98
Aguiar (1992)		55 - 63	16,1 - 17,0	2,70 - 2,72	1,45 - 1,68	96 - 100
Carvalho (2002)	Aveiro	36 - 73	15,3 - 17,8	--	1,02 - 1,95	--
	Cacia	72	15,0	--	1,93	--
Bonito (2008)	Esteiro de S. Pedro	42 - 62	15,8 - 17,1	2,45 - 2,68	1,15 - 1,59	89 - 100
	Agra (Esgueira)	46 - 49	16,0 - 16,4	2,45 - 2,65	1,16 - 1,37	89 - 100
	Canal de S. Roque	48 - 50	16,4 - 16,5	2,50 - 2,55	1,21 - 1,27	99 - 100
	TIRTIFE	30 - 50	16,5 - 18,5	2,55 - 2,67	0,86 - 1,28	91 - 100

3.3.2.3 Parâmetros mecânicos e estado de tensão

Para o estudo dos parâmetros de compressibilidade e estado de tensão foram realizados ensaios edométricos segundo o procedimento clássico sobre amostras indeformadas, cujos resultados se apresentam no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Parâmetros de compressibilidade dos solos aluvionares do Baixo Vouga

		C _c	C _r	C _{α}	C _{α} / (1+e) (%)	C _v (m ² /ano)	C _c / (1+e)
Ladeira & Gomes (1991)		0,13 - 0,70	--	0,002 - 0,012	--	0,2 - 32,0	--
Roxo & Rodrigues (1991)		0,17 - 0,75	--	--	--	--	--
Aguiar (1992)		0,50	0,09	0,022	0,80 - 1,00	12,6 - 22,0	0,19
Carvalho (2002)	Aveiro	0,29 - 0,59	--	--	--	--	0,14 - 0,21
	Cacia	0,70	--	--	--	--	0,24
Bonito (2008)	Esteiro de S. Pedro	0,25 - 0,72	0,02 - 0,08	--	0,54 - 1,37	3,9 - 8,6	0,10 - 0,25
	TIRTIFE	0,28 - 0,44	0,02 - 0,05	--	0,23 - 0,71	9,0 - 38,5	0,12 - 0,22

A análise do Quadro 3.8 permite evidenciar a grande dispersão de valores existentes, circunstância que se deve essencialmente ao carácter altamente heterogéneo das formações.

Roxo & Rodrigues (1991) caracterizaram a resistência não drenada do solo através da realização de ensaios de corte rotativo *in situ* e ensaios de corte direto consolidados não drenados. Os valores obtidos nos ensaios de campo assumiam uma grande variabilidade espacial, oscilando dentro da faixa de variação de 14,5 kPa e 37,5 kPa e de 1,5 kPa a 5,5 kPa para as resistências não drenadas

de pico e residual, respetivamente. Os autores referem que os solos em estudo apresentam comportamentos sensíveis a muito sensíveis, reduzindo a sua resistência ao corte para um valor residual baixo.

Para a caracterização das relações tensão-deformação-resistência ao corte dos solos de Esgueira, Aguiar (1992) realizou ensaios triaxiais não drenados com prévia consolidação anisotrópica e utilizou uma gama de tensões efetivas de consolidação adequadas a cada caso, ou seja, para as tensões efetivas de repouso e para valores superiores e inferiores a estas. Conduziu ensaios com diferentes trajetórias de tensões, por compressão e por extensão, onde foi evidenciada a influência da velocidade de corte e da anisotropia no comportamento dos solos. Em relação à resistência ao corte não drenada normalizada obteve, para as amostras normalmente consolidadas e com corte por compressão, valores de c_u/σ'_{vc} de 0,38. Os ensaios de extensão triaxiais realizados sobre amostras normalmente consolidadas conduziram a relações de c_u/σ'_{vc} de 0,15 a 0,25 e a valores de $c_u(h)/c_u(v)$ entre 0,4 e 0,5.

Tendo em conta os resultados obtidos o autor conclui que é bastante importante a consideração da anisotropia na análise de problemas que envolvam substanciais rotações das tensões principais. O parâmetro de tensões neutras na rotura, A_f , mostrou ser sensível à velocidade de corte e à trajetória de tensões adotadas nos ensaios. O autor conclui que a velocidade de corte acarreta um aumento do excesso de tensão neutra, com conseqüente diminuição da resistência e aumento da deformabilidade, explicando este fenómeno com a tendência para a diminuição de volume por compressão secundária. Relativamente à influência da trajetória de tensões, Aguiar (1992) observou que os parâmetros A_f são superiores em ensaios de extensão, considerando $A_f \approx 0,7$ em compressão e $A_f \approx 0,9$ em extensão triaxial. Para os parâmetros de resistência ao corte do solo, em termos de tensões efetivas encontrou os valores de $c' = 20$ kPa e $\phi' = 31^\circ$.

Bonito (2008), com o intuito de interpretar e avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência ao corte dos solos estudados nos locais Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE, realizou ensaios não drenados de resistência ao corte do tipo CIU, CAU e CK₀U. Nos Quadros 3.9 e 3.10 encontram-se resumidos os resultados obtidos pelo autor para os parâmetros de resistência em tensões totais e em tensões efetivas para as zonas do Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE, respetivamente.

Quadro 3.9 – Parâmetros mecânicos obtidos para a zona do Esteiro de S. Pedro (Bonito, 2008)

Ensaio	c_u (kPa)	c_u/σ'_c	A_f	ϕ' (°)	c' (kPa)
CIUC	26,4 - 34,9	0,6 - 1,7	0,194 - 0,595	24	15
CAUC	25,0 - 50,8	0,7 - 1,4	0,337 - 0,692	--	--
CK ₀ U	44,2 - 68,5	0,6 - 1,2	0,448 - 0,989	25	25

Quadro 3.10 – Parâmetros mecânicos obtidos para a zona de TIRTIFE (Bonito, 2008)

Ensaio	c_u (kPa)	c_u/σ'_c	A_f	ϕ' (°)	c' (kPa)
CIUC	38,9	0,4 - 1,0	0,040 - 0,692	27 - 30	12 - 27
CAUC	36,3	2,1	0,099	--	--

Relativamente ao parâmetro A_f , no local Esteiro de S. Pedro os valores variam entre 0,2 e 1,0, sendo o valor médio igual a 0,5. No local TIRTIFE os valores variam entre 0,0 e 0,7, sendo o valor médio igual a 0,4.

3.3.3 SARAPUÍ, RIO DE JANEIRO, BRASIL

3.3.3.1 Aspetos históricos e geológicos

O campo experimental de SarapuÍ situa-se na margem do Rio SarapuÍ e estende-se até cerca de 7 km da Baía de Guanabara, como se pode observar na Figura 3.12.

O trabalho pioneiro acerca da argila da região do SarapuÍ foi desenvolvido por Pacheco Silva (1953). Na década de 1970, o IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestruturas e Transportes) financiou uma ampla investigação sobre as características geotécnicas da argila de SarapuÍ visando obter parâmetros credíveis para projetos de aterros de estradas que iriam ser construídas nessa região. Neste projeto, coordenado pelo Professor Willy Lacerda, foi efetuado um detalhado estudo sobre Geologia, Geomorfologia e Pedologia de toda a região (Cavalcante *et al.*, 2008).

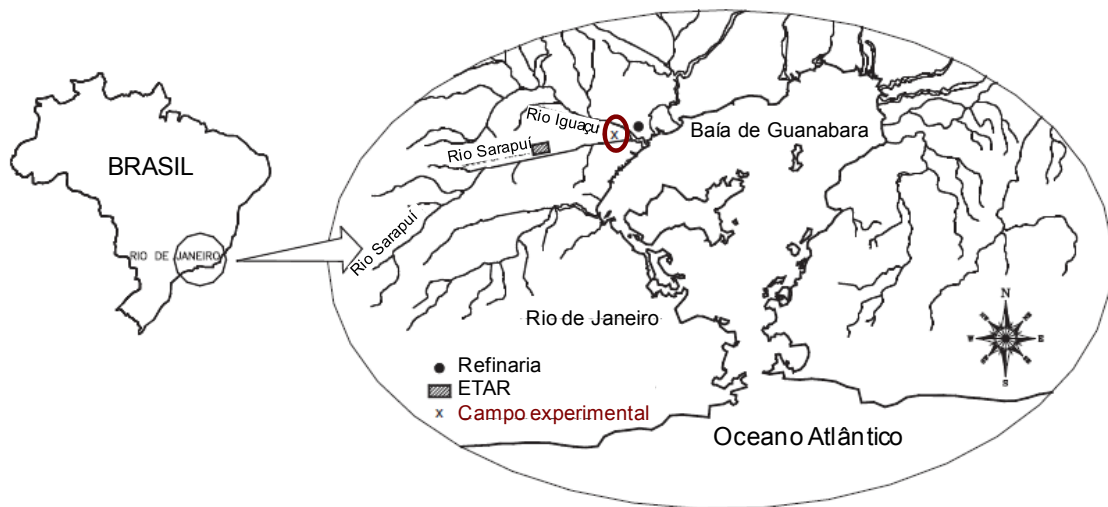


Figura 3.12 – Localização do campo experimental de Sarapuí (Almeida & Marques, 2003).

Na região objeto de estudo a camada argilosa assume cerca de 11 m de espessura, como pode ser observado no perfil geotécnico apresentado na Figura 3.13. Este estrato é composto por argilas moles formadas no Quaternário, há cerca de 6000 anos atrás, por sedimentos de origem fluvial e marinha depositados nas zonas mais baixas da Baía de Guanabara. Nesta Baía, os sedimentos de deposição fluvial são provenientes da erosão das montanhas localizadas em redor e transportados pelos rios tributários e os sedimentos de origem marinha foram depositados devido à transgressão do mar (Antunes, 1978).

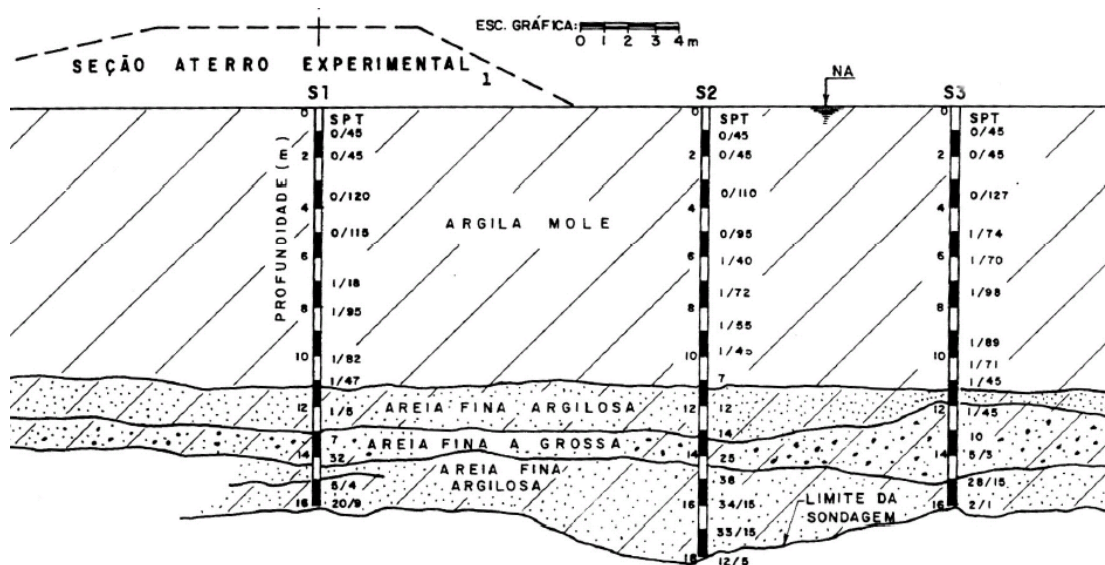


Figura 3.13 – Perfil geotécnico do local onde foi realizado o aterro experimental I (Ortigão, 1980).

3.3.3.2 Parâmetros físicos e de identificação

O estudo da composição mineralógica deste depósito foi inicialmente efetuado por Antunes (1978) em amostras colhidas no Rio Sarapuí perto do campo experimental. Da análise efetuada

verificou-se que a fração argilosa é na sua maioria composta por minerais de caulinite embora também possam ser observados minerais de ilite e (ou) esmectite em menores proporções.

A análise química efetuada revelou que a salinidade (NaCl) presente no fluido intersticial era de 35 g/l e evidenciou presença de outros sais solúveis com valores que variam entre 4,7 g/l a 8,5 g/l, principalmente sob a forma de cloretos e sulfatos. A relação molecular entre a sílica e o alumínio (K_i) é de 2,7, com valores médios de SiO_2 e Al_2O_3 de 28 e 18,6%, respetivamente. Em função da concentração salina, as partículas argilosas podem estar floculadas ou desfloculadas localmente (Antunes, 1978).

Em termos granulométricos o depósito possui uma composição média de 69% de argila, 18% de silte e 13% de areia.

A camada argilosa presente no campo experimental é muito mole, de cor cinza devido à presença de matéria orgânica (*OM*) e do ambiente de sedimentação (Ortigão, 1975). O teor em matéria orgânica apresenta valores que oscilam entre 4,13 e 5,14%.

Posteriormente, estudos efetuados por Barbosa (1994) em amostras retiradas a 3 km a jusante do campo experimental do Rio Sarapuí evidenciaram um teor em matéria orgânica de 6%. Das análises química e mineralógica o autor concluiu que a fração argilosa era na sua maioria composta por esmectite. Estes resultados mostraram-se bastante divergentes dos obtidos na análise mineralógica efetuada por Antunes (1978). No entanto, esta diferença pode ser justificada pela diferente localização da recolha de amostras.

A Figura 3.14 ilustra a evolução em profundidade das principais características físicas e de identificação do solo. Pode verificar-se que nos primeiros 11 m ocorre uma camada de argila muito mole sobre uma camada de areia fina argilosa.

Em termos médios verifica-se que o teor em água assume sempre valores ligeiramente superiores ao limite de liquidez, sendo este um comportamento típico de argilas sensíveis. Este facto é corroborado pelos estudos efetuados por Ortigão & Collet (1986) que obtiveram valores de 4,4 para a sensibilidade em ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT), correspondendo a solos muito sensíveis de acordo com Skempton and Northey (1952). É de notar que os valores médios do teor em água e do limite de liquidez são sempre superiores a 100%.

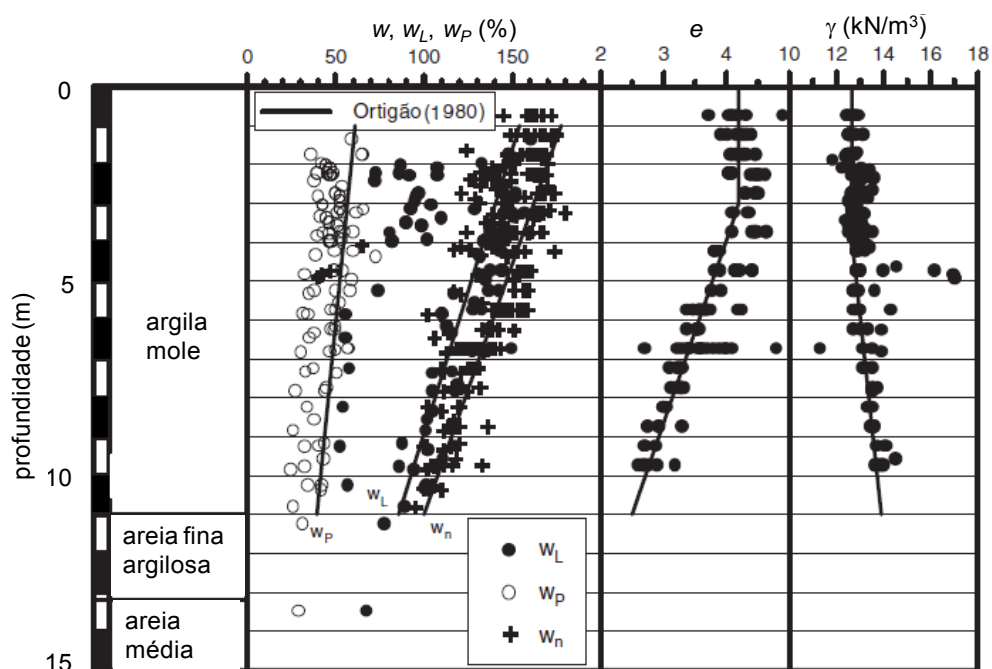


Figura 3.14 – Características físicas e de identificação do depósito de Sarapuí (dados de Ortigão, 1975; Ortigão, 1980; Coutinho, 1976; Duarte, 1977; Collet, 1978; Vieira, 1988; Barbosa, 1990 e Lima, 1993, coletados por Almeida *et al.*, 2005).

Analisando a Figura 3.14 relativamente ao índice de vazios conclui-se que nos primeiros 3 m este assume um valor médio quase constante, diminuindo o seu valor a partir desta cota. Quanto aos valores pontuais verifica-se que estes oscilam entre 2,46 e 4,90.

De acordo com estudos realizados por Gerscovich (1983) a posição do nível freático motivada pela oscilação do nível do mar da Baía de Guanabara varia em média entre os 1,5 m e os 3,5 m. Desta forma, os primeiros 3,5 m do depósito encontram-se submetidos a sucessivos ciclos de submersão e emersão dando origem a uma crosta superficial dessecada com propriedades diferentes do resto do depósito, explicando-se assim as diferenças encontradas para o índice de vazios e para o peso volúmico nos primeiros 3 m de profundidade quando comparados com os valores dos mesmos índices nas restantes profundidades. A esta crosta superficial dessecada, como facilmente se compreende, correspondem índices de vazios mais elevados e pesos volúmcicos de menores valores.

3.3.3.3 Parâmetros mecânicos e estado de tensão

O primeiro trabalho centrado nas características de compressibilidade e de permeabilidade *in situ* provenientes dos resultados iniciais dos estudos desenvolvidos no campo experimental foi desenvolvido por Lacerda *et al.* (1977).

Na Figura 3.15 estão representados os resultados da tensão efetiva inicial calculada assumindo um valor médio para o peso volúmico, γ , de $12,9 \text{ kN/m}^3$, da tensão de pré-consolidação, σ'_p , do grau de sobreconsolidação, R_{OC} , da razão $C_c/(1+e)$ e do índice de compressibilidade, C_c .

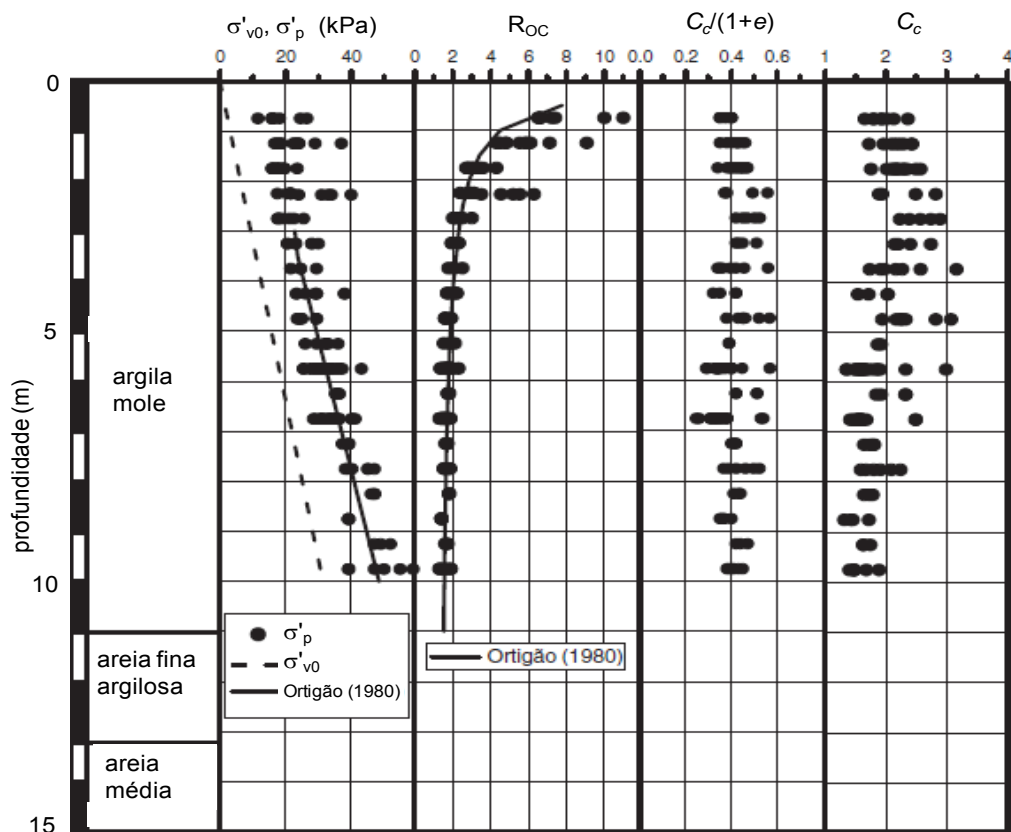


Figura 3.15 – Parâmetros de compressibilidade do campo experimental de Sarapuí (dados de Ortigão, 1975; Ortigão, 1980; Coutinho, 1976; Duarte, 1977; Vieira, 1988; Carvalho, 1989; Barbosa, 1990, Lima, 1993 e Bezerra, 1996, coletados por Almeida & Marques, 2003).

A análise da Figura 3.15 permite concluir que nos primeiros 3 metros de profundidade as argilas moles de Sarapuí são sobreconsolidadas devido à sua história geológica e à oscilação do nível freático, podendo mesmo o grau de sobreconsolidação, determinado através de ensaios edométricos convencionais de 24 horas, atingir o valor de 11 (Almeida & Marques, 2003). Na restante espessura do depósito o valor da tensão de pré-consolidação varia linearmente com a profundidade assumindo uma posição de quase paralelismo com a tensão efetiva inicial, originando um valor do grau de sobreconsolidação com pouca oscilação, entre 1,3 e 2,0, correspondendo a solos ligeiramente sobreconsolidados por consolidação secundária, provavelmente.

As argilas moles de Sarapuí são muito compressíveis, com valores do índice de compressibilidade que variam entre 1,3 e 3,2, sendo a razão C_s/C_c de 0,12 e o valor médio da razão $C_c/(1+e)$ de 0,41 (Almeida & Marques, 2003).

Para o estudo dos coeficientes de consolidação vertical, c_v , e horizontal, c_h , foram realizados ensaios edométricos convencionais e de Rowe (Coutinho, 1976; Lacerda *et al.*, 1977; Lacerda *et al.*, 1995). Na Figura 3.16 estão representados os valores médios dos coeficientes de consolidação vertical e horizontal com a tensão efetiva vertical obtidos para profundidades entre 5,5 a 6,0m e 6,5 a 7,0m.

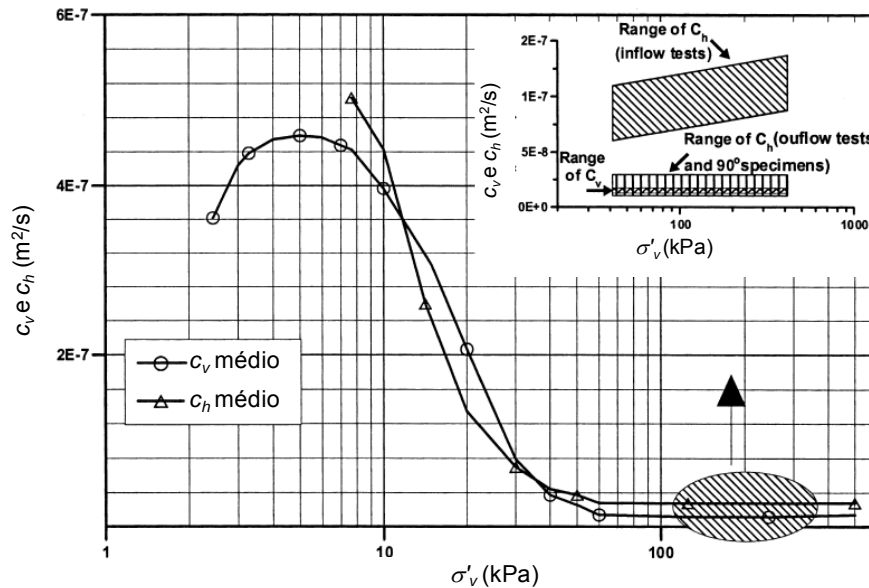


Figura 3.16 – Valores médios dos coeficientes de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h) obtidos para profundidades entre 5,5 m a 6,0 m e 6,5 m a 7,0 m (dados Coutinho, 1976, retirados de Almeida & Marques, 2003).

Para valores de tensão que abrangem o ramo normalmente consolidado a relação c_h/c_v varia entre 1,0 e 2,0, sendo estes valores típicos de solos muito moles (Almeida & Marques, 2003).

Na zona sobreconsolidada (crosta superficial) os valores médios de c_v são de $6,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ($z = 0,45 \text{ m}$), $2,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ($z = 0,75 \text{ m}$), $1,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ($z = 1,5 \text{ m}$). Como se pode observar na Figura 3.16 estes valores são superiores aos obtidos para a profundidade média do depósito (Gerscovich *et al.*, 1986).

Os valores obtidos para o valor da condutividade hidráulica (k_v) em ensaios laboratoriais e *in situ* são da mesma ordem de grandeza. Almeida & Marques (2003) indicam o valor de $3,0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ como representativo para a profundidade média do depósito.

Para o estudo da resistência não drenada (c_u) do depósito foram realizados vários ensaios em laboratório e *in situ*. Dos ensaios laboratoriais destacam-se os triaxiais não consolidados não drenados (UU), dos quais foram efetuados 136 em amostras com 50 mm e 63 mm de diâmetro (Ortigão, 1975) e 138 em amostras com 127 mm de diâmetro (Costa Filho *et al.*, 1977; Ortigão, 1980).

Na Figura 3.17 podem visualizar-se os valores médios da resistência não drenada obtidos através dos ensaios de compressão triaxial UU, CK₀U (método SHANSEP) e CIU e ensaios *vane test*.

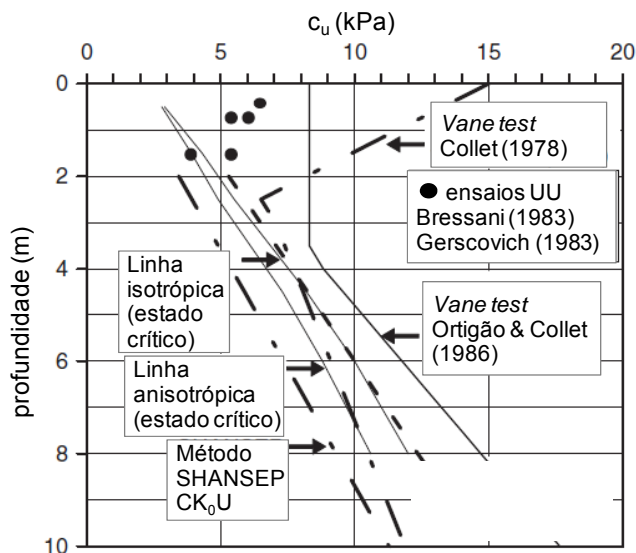


Figura 3.17 – Valores médios da resistência não drenada (c_u) em profundidade das argilas de Sarapuí (Almeida & Marques, 2003).

Os valores da resistência não drenada obtidos através de ensaios de compressão triaxial UU realizados em amostras localizadas na crosta superficial variam entre 4 e 7 kPa (Bressani, 1983; Gerscovich, 1983). Como se pode observar na Figura 3.17, estes valores são inferiores aos obtidos nos ensaios de corte rotativo *in situ*. Como refere Almeida & Marques (2003) é possível que a força medida nos ensaios de corte rotativo tenha sido em condições parcialmente drenadas uma vez que a crosta dessecada possui uma alta permeabilidade.

Para as restantes profundidades verifica-se que os valores da resistência não drenada aumentam com a profundidade e variando entre 8 e 20 kPa.

Analisando os valores obtidos nos ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT) conduzidos por Ortigão & Collet (1986), Almeida (1986) verificou que a resistência não drenada normalizada (c_u/σ'_p) assumia um valor médio de 0,35. Esta conclusão corrobora o modelo de regressão proposto por Leroueil *et al.* (1983) para as argilas do leste do Canadá em que:

$$\frac{c_u}{\sigma'_p} = 0,2 + 0,0024I_p \quad (3.1)$$

Na Figura 3.18 está representada a variação da resistência não drenada normalizada, c_u/σ'_{vc} , com o grau de sobreconsolidação, R_{OC} .

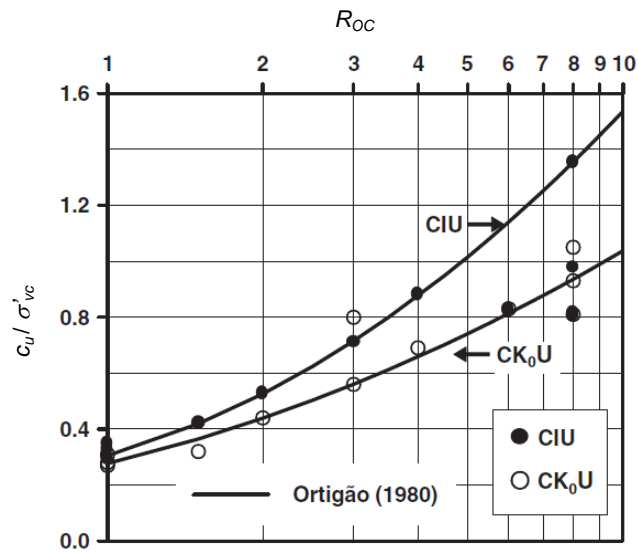


Figura 3.18 – Variação da resistência não drenada normalizada, c_u / σ'_{vc} , com o grau de sobreconsolidação, R_{OC} (Ortigão, 1980).

Da análise da Figura 3.18 verifica-se que a resistência não drenada aumenta com o grau de sobreconsolidação, no entanto, esse aumento é diferente em função do tipo de ensaio de compressão triaxial efetuado. Para graus de sobreconsolidação iguais à unidade os valores são praticamente coincidentes, mas com o aumento do grau de sobreconsolidação verifica-se que a razão c_u / σ'_{vc} é menor se o ensaio de compressão triaxial for do tipo CK₀U.

Na Figura 3.19 estão representadas as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios de compressão triaxial CIU para diferentes pressões de consolidação, σ'_c , (Ortigão, 1980), CK₀U (Ortigão, 1980) e CIU (Costa Filho *et al.*, 1977), para amostras recolhidas abaixo da crosta dessecada. Verifica-se que o valor do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ' , varia entre 25° e 30° e que a coesão em tensões efetivas, c' , é nula.

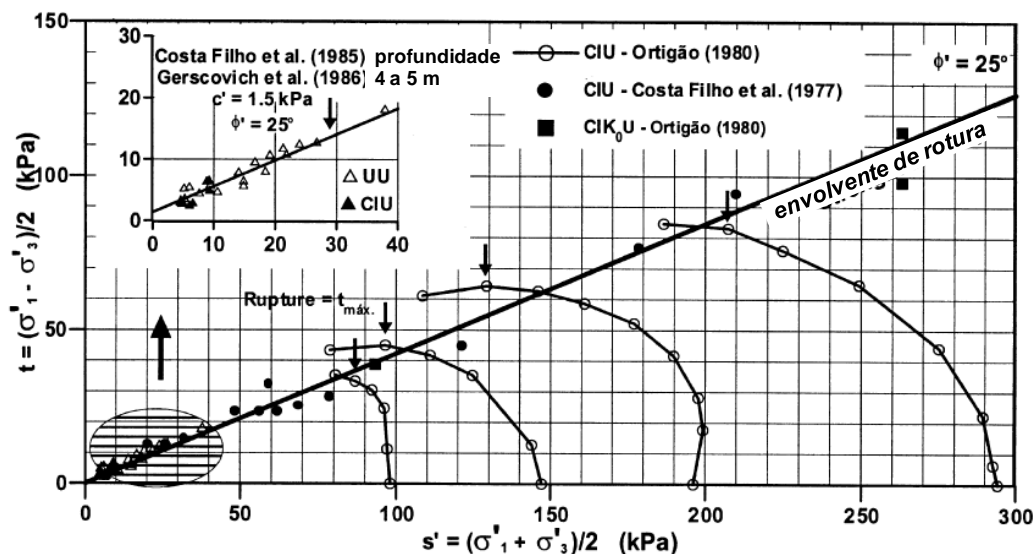


Figura 3.19 – Trajetória de tensões das argilas de Sarapuí (Costa Filho *et al.*, 1985; Gerscovich *et al.*, 1986).

Na crosta dessecada o valor do ângulo de resistência ao corte é de 31° e a coesão é nula, como se pode observar na Figura 3.20.

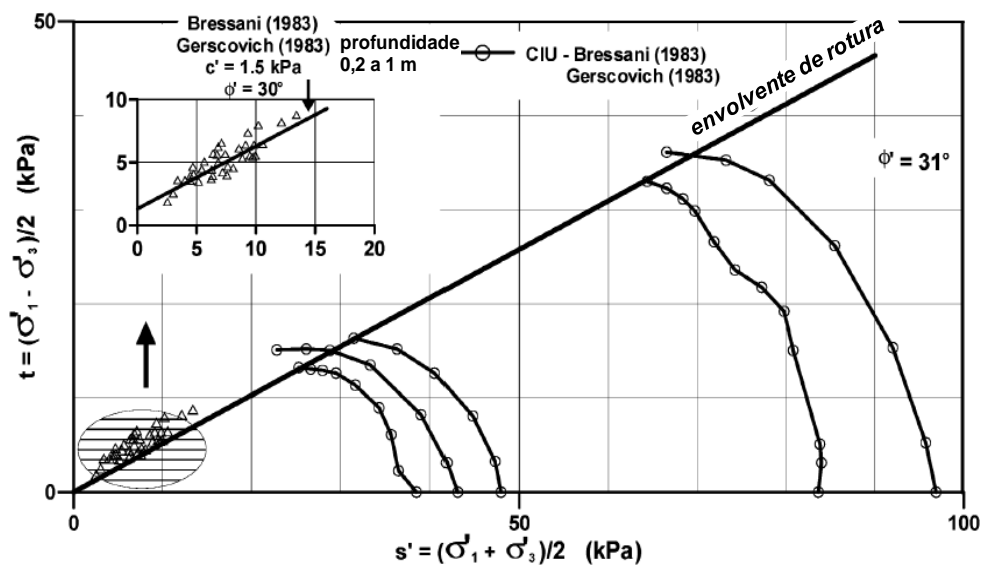


Figura 3.20 – Trajetória de tensões das argilas de Sarapuí em amostras recolhidas na crosta dessecada (Bressani, 1983; Gerscovich, 1983).

As argilas de Sarapuí apresentam uma ruptura dúctil, mostrando valores de deformação para a tensão de ruptura que oscilam entre 7% a 9%.

3.3.4 QUEENBOROUGH, KENT, REINO UNIDO, INGLATERRA

3.3.4.1 Aspetos históricos e geológicos

O Tamisa é um rio do sul de Inglaterra que atravessa as cidades de Oxford e Londres e desagua no Mar do Norte. A localização do seu estuário pode ser observada na Figura 3.21.

É um rio de extrema importância económica para o Reino Unido uma vez que as indústrias desenvolvidas, como os complexos petroquímicos em Shellhaven, Canvey e Grain e as grandes centrais produtoras de energia elétrica em Kingsnorth, Littlebrook e Grain, dependem em grande medida da sua proximidade.

Em termos históricos, pode dizer-se que as características geotécnicas dos solos do estuário tiveram um grande impacto no desenvolvimento habitacional e agrícola. Pode referir-se que desde os tempos medievais os solos que exibiam baixa resistência limitavam a altura dos diques construídos ao longo do rio que evitavam alagamento das zonas mais baixas destinadas à agricultura e edificação. Desta forma, as planícies envolventes do rio Tamisa estavam sujeitas a um fluxo de água regular fazendo com que estas áreas fossem impróprias para fins habitacionais e agrícolas.

No estuário do rio Tamisa pode encontrar-se uma camada de solos moles estuarinos com cerca de 10 metros de espessura formados no Holocénico, há menos de 7000 anos.

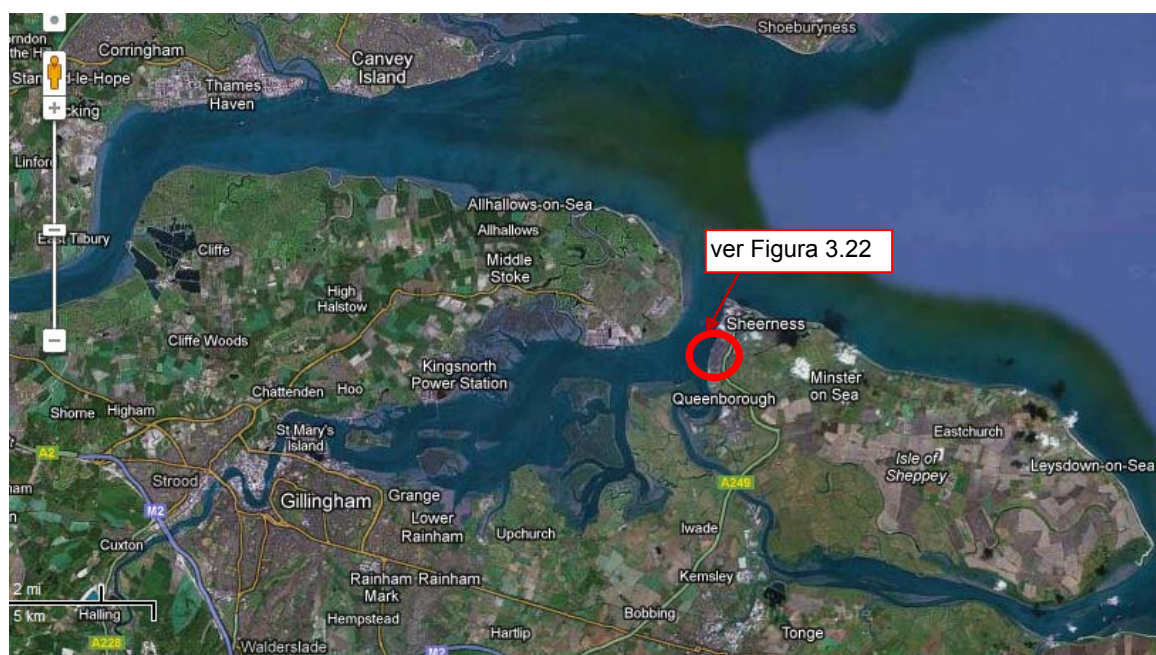


Figura 3.21 – Estuário do rio Tamisa.

No resumo efetuado no presente trabalho, os resultados apresentados referem-se às zonas envolventes ao viaduto de Queenborough, perto de Scapsgate, localizado na Ilha de Sheppey. Na Figura 3.22 pode visualizar-se a localização do referido viaduto.

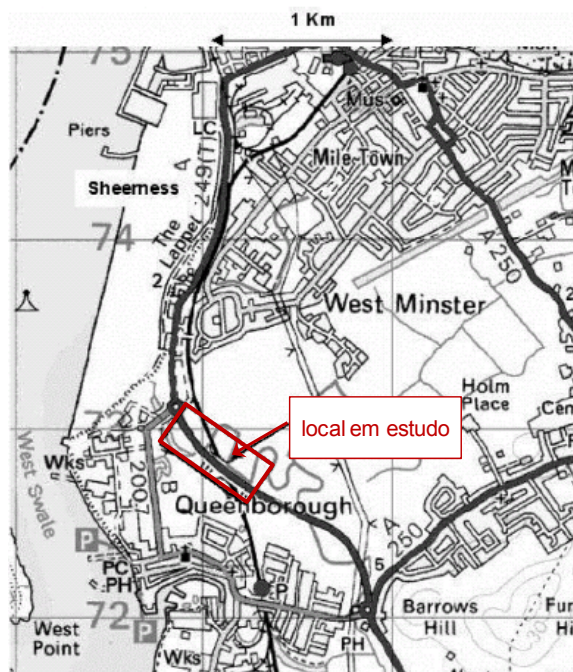


Figura 3.22 – Queenborough (Jardine *et al.*, 2003).

Na Figura 3.23 representa-se a carta geológica do Estuário do rio Tamisa, de acordo com Marsland (1986).

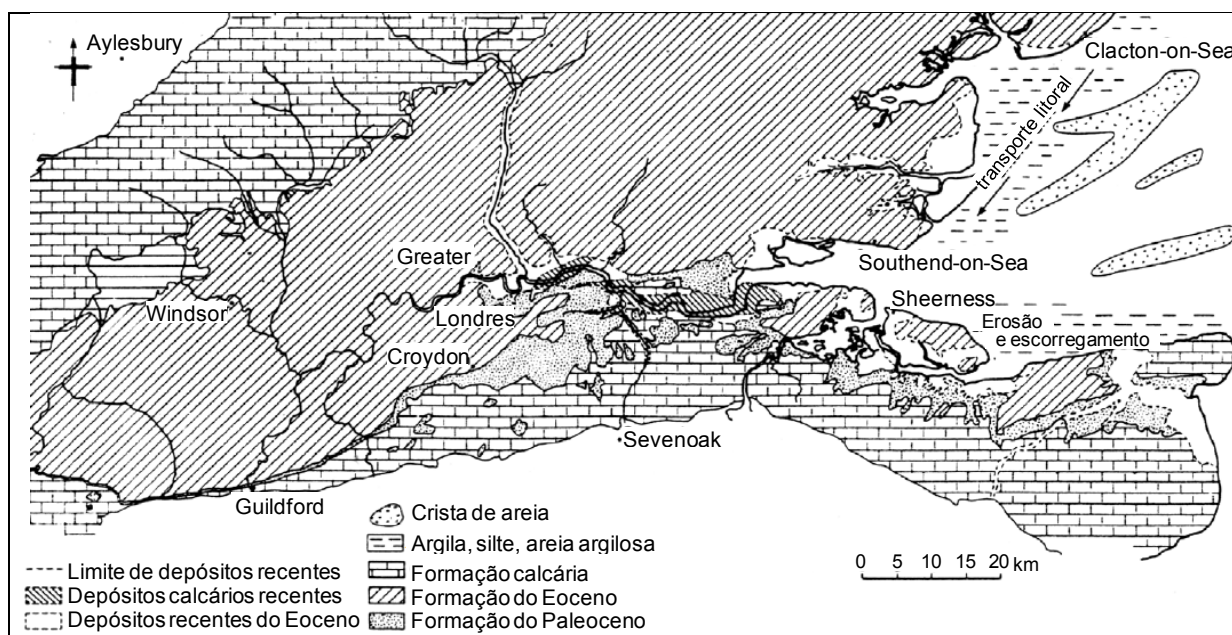


Figura 3.23 – Carta geológica do Estuário do rio Tamisa (Marsland, 1986).

A área do estuário nunca esteve diretamente submetida a processos glaciares. No entanto, o curso do rio Tamisa foi desviado para sul devido aos avanços glaciares provenientes de norte. Os solos moles estuarinos do Holocénico (pós-glaciário) resultam da erosão, rearranjo, transporte e deposição de rochas sedimentares constituídas maioritariamente por minerais de silicato (do Terciário e do Cretácico) e arenitos altamente desgastados (Marsland, 1986).

Os depósitos estuarinos estão sobre uma camada de cascalho e areia depositada pela corrente em ambientes de elevada energia do rio Tamisa e seus tributários durante a última glaciação (50000 a 10000 anos antes do presente). Nos últimos 10000 anos a velocidade do rio Tamisa e seus afluentes tornou-se menor e o nível do mar subiu significativamente originando a deposição das partículas de solo mais finas. Estes depósitos do Holocénico são altamente heterogéneos, apresentam rápidas variações laterais e evidenciam uma tendência de se tornarem mais espessos e mais arenosos para leste (Leroueil *et al.*, 2003).

A gama de solos argilosos presente no local varia entre argilas maciças, fissuradas, com juntas, ou dessecadas devido à presença de turfas dispersas, como se pode observar na Figura 3.24a), b) e c). A leste são frequentemente encontradas areias “sujas” e estratos laminados e verifica-se presença de camadas contínuas de turfas em toda a extensão, como se pode ver na Figura 3.24d).

A Figura 3.24a) refere-se a uma amostra de argila siltosa dura, de cor castanha a castanha acinzentada com presença abundante de raízes finas de cor branca. A amostra apresentada na Figura 3.24b) diz respeito a uma argila de consistência mole, plástica, ligeiramente siltosa, de cor cinzenta com presença de bolsas de turfa de cor preta. Ocasionalmente verificam-se passagens de argila siltosa. Observa-se uma fina laminação oblíqua de turfas pretas à profundidade 3,25 m e juntas sub-verticais dos 3,2 m aos 3,28 m e dos 3,37 m aos 3,45 m. Na Figura 3.24c) pode observar-se uma amostra de argila siltosa dura, plástica, de cor cinza, com presença abundante de turfas cinzentas-escuras, com presença ocasional de raízes de turfa preta e relva castanha-clara. Ocasionalmente verifica-se a presença de passagens oblíquas, sub-horizontais e planares de argila siltosa com comprimento que varia entre os 9 mm e 23 mm. A Figura 3.24d) ilustra uma amostra composta por areia fina com silte, cinzenta, com laminações com espessura variável entre 0,5 mm a 5 mm de argila plástica ligeiramente siltosa. Ocasionalmente ocorrem laminações de argila com turfa castanha-escura com espessura que varia entre os 2 mm e 41 mm.

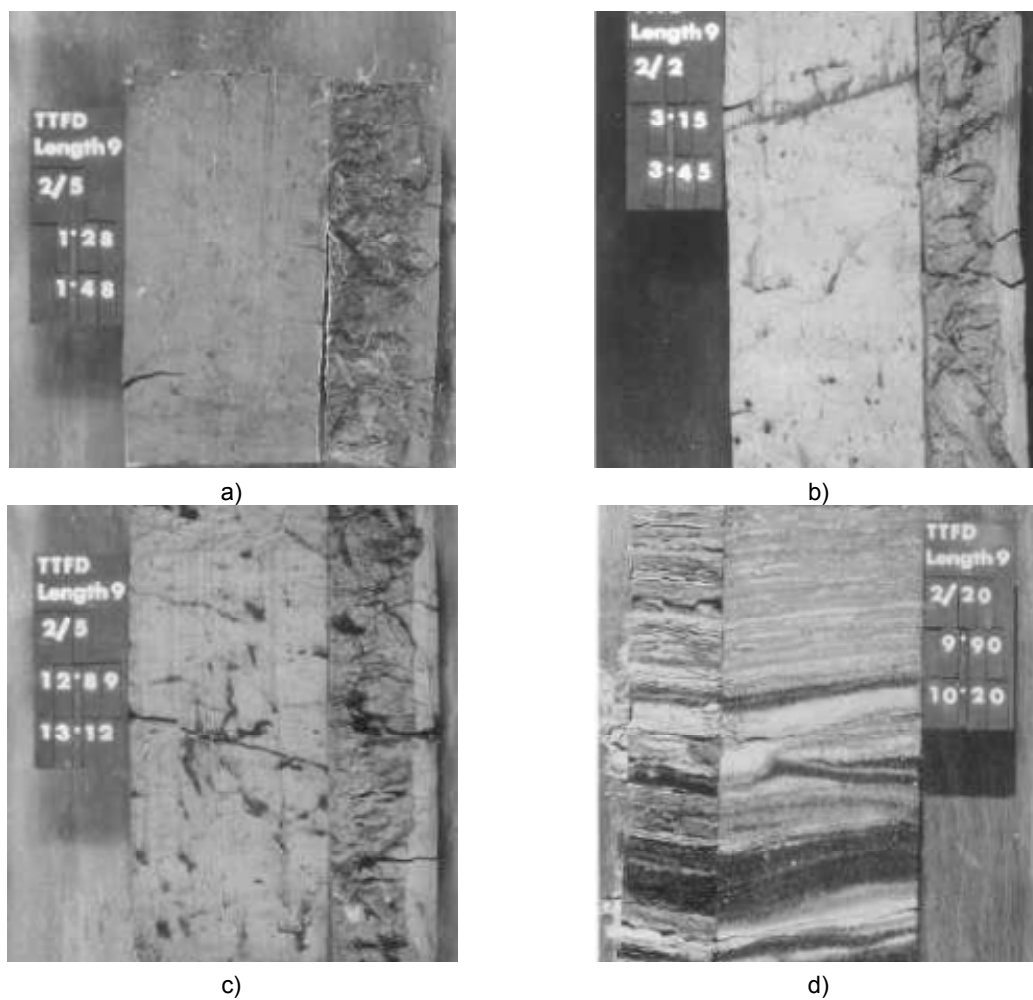


Figura 3.24 – Amostras do estuário do rio Tamisa na zona de Queenborough: a) argila siltosa dura; b) argila de consistência mole, plástica, ligeiramente siltosa; c) argila siltosa dura, plástica; d) areia fina com silte (Leroueil *et al.*, 2003).

3.3.4.2 Parâmetros físicos e de identificação

O estudo da composição mineralógica deste depósito foi apresentado por Burnett & Fookes (1974) e pode ser observada no Quadro 3.11.

Quadro 3.11 – Composição mineralógica das argilas da Ilha Sheppey (Burnett & Fookes, 1974)

Partículas < 2 μ m	Composição mineralógica	Partículas > 2 μ m	Composição mineralógica
58%	aproximadamente 90% de minerais argilosos dos quais: 57% de montmorilonite 24% de illite 12% de caulinite 7% de clorite	42% silte sem areia	70% de quartzo 15% de carbonatos e pirite 15% minerais de argila

Da análise do quadro verifica-se que a composição da fração argilosa é na sua maioria composta por montmorilonite, embora em menores proporções, também possam ser observadas illite, caulinite e clorite. As partículas com dimensões superiores a 2 μ m são todas de silte, compostas na sua maioria por quartzo, apresentando em quantidades muito mais reduzidas os carbonatos, as pirites e os minerais de argila.

Em termos granulométricos verifica-se que as partículas são todas finas. Embora a diferença seja marginal, constata-se que as partículas de argila são em maior percentagem que as partículas de silte. A curva granulométrica pode ser observada na Figura 3.25.

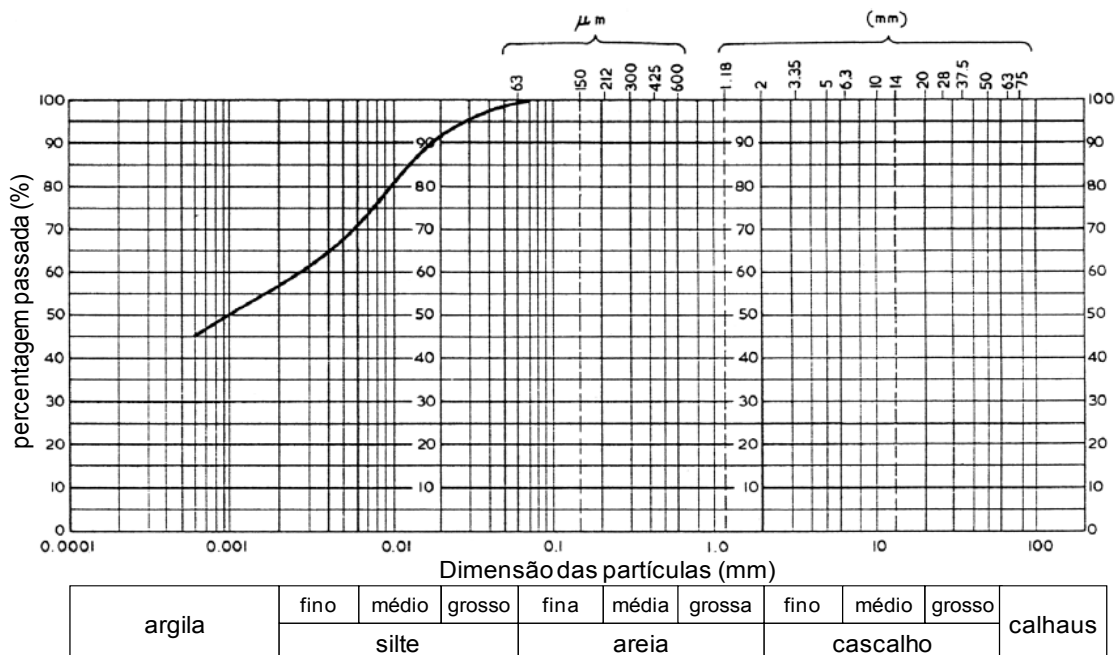


Figura 3.25 – Curva granulométrica das amostras colhidas a 3 m de profundidade das argilas de Queenborough (Leroueil *et al.*, 2003)

A análise química efetuada nestes solos argilosos revelou que a salinidade presente na água intersticial era de 12,5 g/l.

O teor em matéria orgânica (*OM*) presente no estuário tem um elevado impacto nas suas propriedades de compressibilidade e resistência e varia consideravelmente em profundidade. Devoy (1977) descreveu as camadas principais de turfas (Tilbury I a V) que separam cinco períodos de deposição de partículas argilosas (Tamisa I a V) em Tilbury. Como mostra a Figura 3.26, com esta divisão foi possível elaborar uma correlação entre as diferentes camadas de deposição e a subida relativa do nível do mar (comparativamente ao nível do mar em Newlyn localizado em Cornwall entre 1915 e 1921).

Cada horizonte de deposição corresponde a um ponto onde o nível médio do mar retrocedeu e originou que os depósitos localizados nas zonas submersas mais baixas ficassem expostos e se fixassem espécies vegetais. Nas amostras recolhidas há uma evidência clara da presença de restos de vegetação.

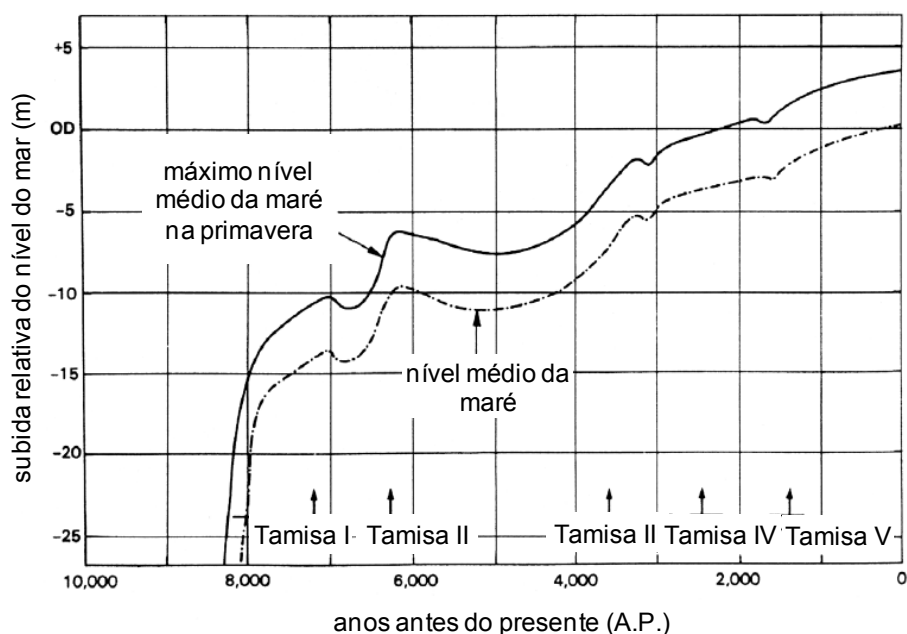


Figura 3.26 – Subida relativa do nível do mar no Estuário do rio Tamisa em Tilbury (Leroueil *et al.*, 2003).

A Figura 3.27 ilustra a evolução em profundidade das principais características físicas e de identificação do solo, sendo estas o teor em água, w , o índice de plasticidade, I_P , e o índice de liquidez, I_L .

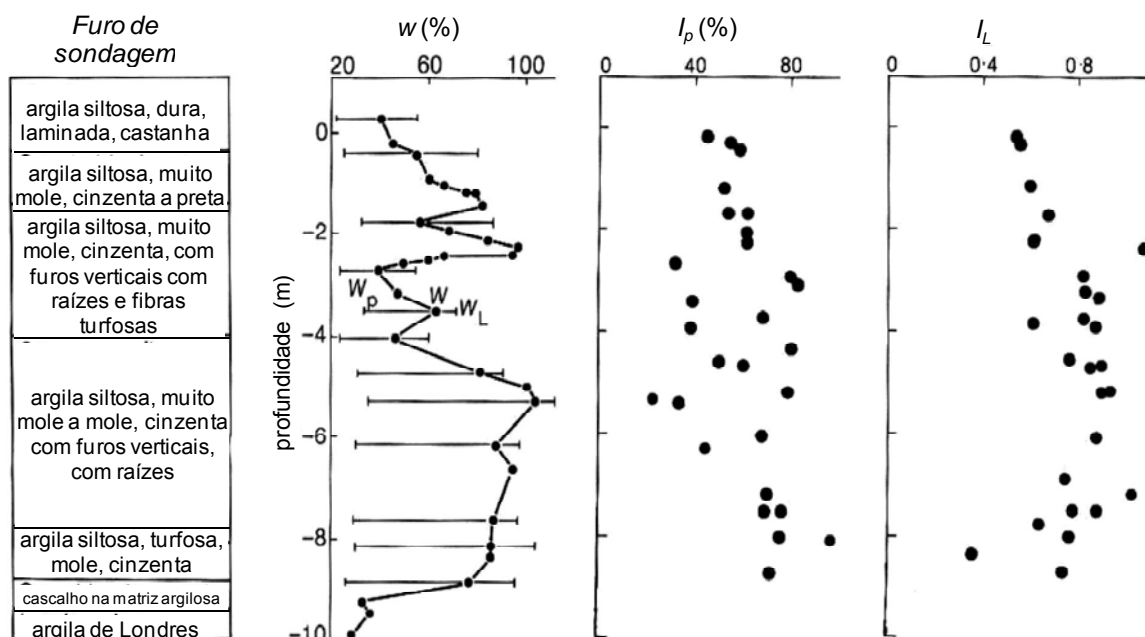


Figura 3.27 – Variação em profundidade das principais características físicas e de identificação do solo do depósito de Queenborough (Jardine *et al.*, 2003).

Da análise da Figura 3.27 pode concluir-se que nos primeiros 2 m de profundidade se está perante uma crosta dessecada com propriedades distintas do resto do depósito. Neste horizonte verifica-se que o índice de liquidez assume valores inferiores relativamente aos observados para as restantes profundidades e abaixo dos 2 m adota um valor médio de 0,8 reduzindo ligeiramente em profundidade.

Abaixo da crosta dessecada a diferença entre o teor em água e o limite de liquidez é inferior ao observado nos primeiros 2 m de profundidade.

3.3.4.3 Parâmetros mecânicos e estado de tensão

Para o estudo dos parâmetros de compressibilidade foram executados vários ensaios edométricos.

Na Figura 3.28 podem visualizar-se os valores obtidos nos ensaios edométricos para o índice de compressibilidade, C_c , e o índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$.

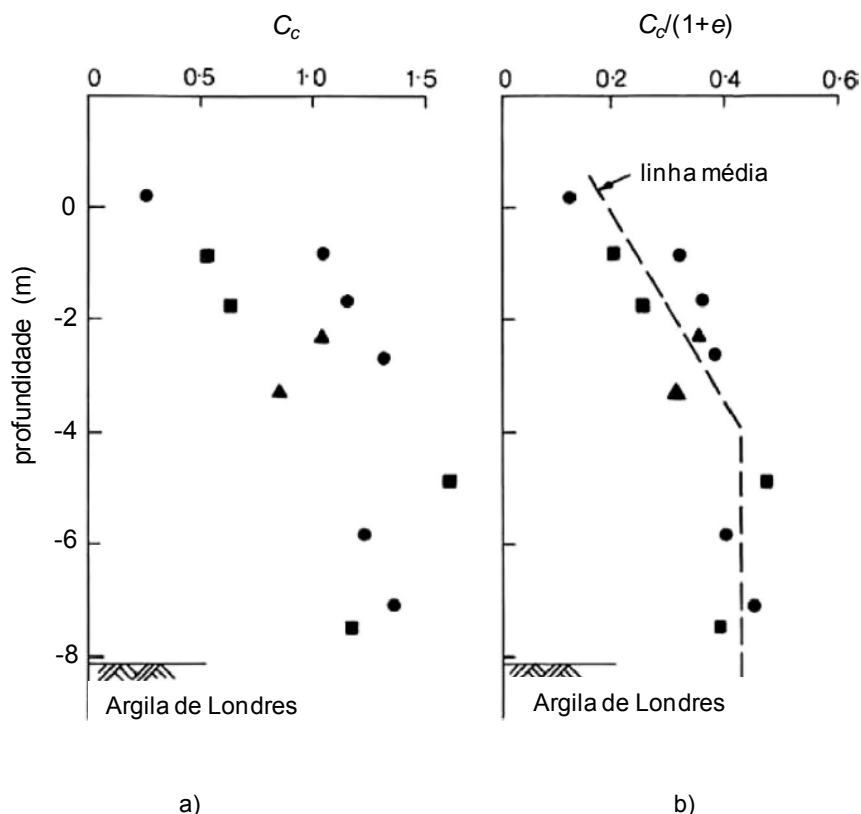


Figura 3.28 – Parâmetros de compressibilidade: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ (Jardine *et al.*, 2003).

Da análise da Figura 3.28 pode concluir-se que nos primeiros 4 m de profundidade os valores médios do índice de compressibilidade e do índice de compressibilidade normalizado crescem linearmente em profundidade, assumindo um valor constante a partir dessa profundidade.

No sentido de estudar a influência da matéria orgânica e o ambiente de sedimentação nestes solos Smith (1992) efetuou ensaios edométricos convencionais de 24 horas em amostras reconstituídas de: a) argila de Queenborough no estado natural (sem processo de secagem), com presença de turfas; b) argila de Queenborough secas ao ar com respetiva redução do teor em matéria orgânica; c) argila artificial criada por Smith (1992) em que a curva intrínseca de compressão e os limites de Atterberg foram obtidos através de adição de montmorilonite à amostra da argila de Queenborough seca ao ar originando, desta forma, uma amostra com características diferentes; d) argila de Londres. Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 3.29.

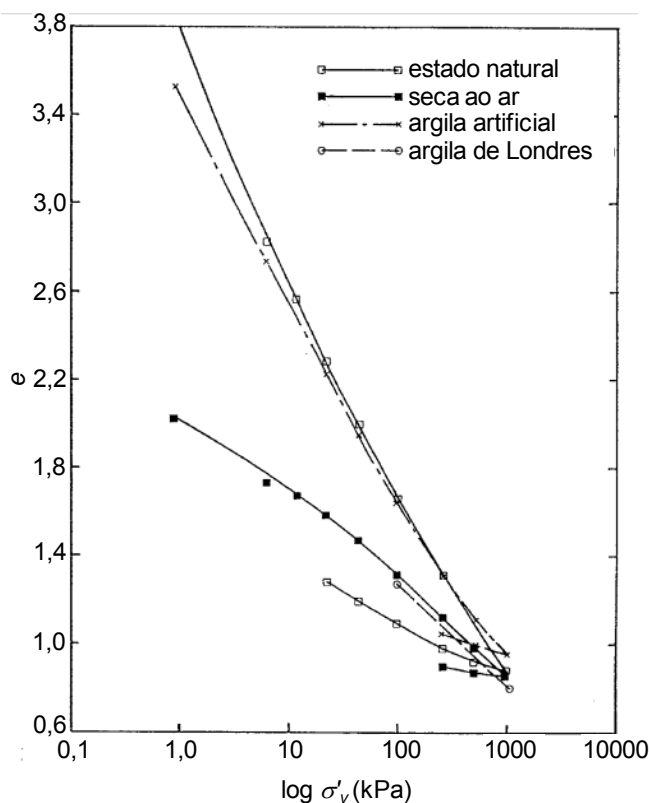


Figura 3.29 – Curva intrínseca de compressão de amostras em diferentes estados da argila de Queenborough (Smith, 1992).

Verifica-se que o índice de compressibilidade das amostras no estado natural é sensivelmente igual ao da argila artificial criada por Smith (1992) e assume um valor aproximadamente duplo do índice de compressibilidade das amostras secas ao ar e da argila de Londres. Estes resultados evidenciam a elevada influência da matéria orgânica e do ambiente de sedimentação no valor do índice de compressibilidade.

Para avaliar a variação do índice de compressibilidade com o coeficiente de consolidação vertical (c_v) foi realizado um ensaio edométrico convencional numa amostra indeformada. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.30. Verifica-se que enquanto o índice de compressibilidade varia lentamente durante o processo de consolidação no ramo virgem atingindo um valor máximo de 0,95 o valor do coeficiente de consolidação vertical reduz acentuadamente durante esse escalão, atingindo um mínimo de 0,2 m²/ano para uma tensão efetiva vertical de 100 kPa. Podendo pois concluir-se que c_v sofre uma diminuição acentuada quando se entra no ramo virgem.

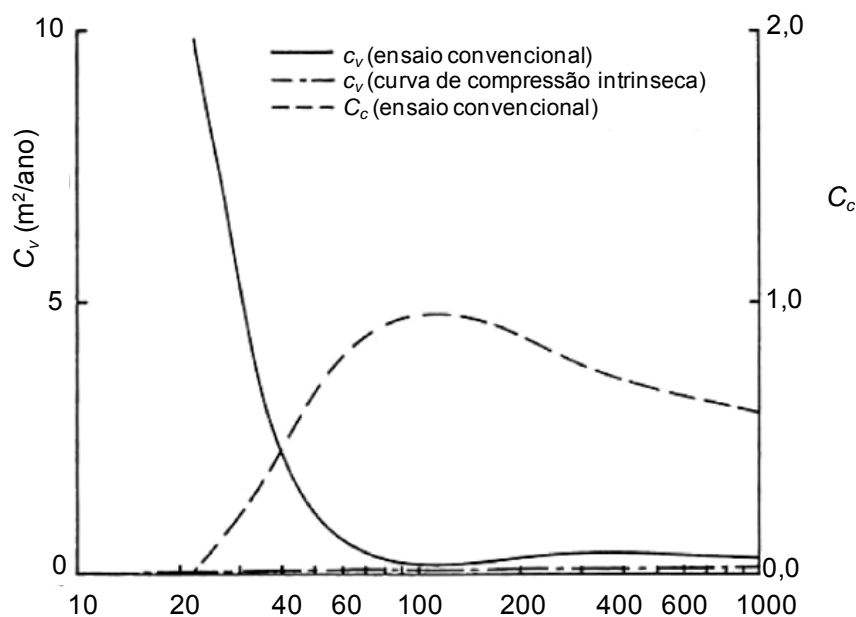


Figura 3.30 – Variação do índice de compressibilidade, C_c e do coeficiente de consolidação vertical, c_v , em ensaios de consolidação convencionais e curva de compressão intrínseca (Smith, 1992).

Para o estudo dos parâmetros de resistência foram executados ensaios laboratoriais e ensaios de campo. Dos ensaios de campo destacam-se o ensaio de corte rotativo *in situ* e em laboratório, o CPTU e o pressiómetro autoperfurador (SBPT). Dos ensaios laboratoriais destacam-se os triaxiais de compressão e de extensão.

A Figura 3.31 ilustra os resultados obtidos nos ensaios de corte rotativo efetuados *in situ* em solo indeformado, remoldado ou remexido e nos ensaios de corte rotativo realizados em laboratório, designados na Figura 3.31 como “manual”. Como era de esperar, os valores da resistência não drenada dos ensaios realizados em solo indeformado são sempre superiores aos obtidos em solo remoldado ou remexido. O ensaio de corte rotativo realizado em laboratório fornece valores intermédios.

Nos primeiros metros correspondentes à crosta dessecada observa-se que esta não tem grande influência no valor da resistência não drenada quando se efetua o ensaio em solo remexido. No entanto, quando o ensaio é efetuado em solo indeformado o valor da resistência não drenada é superior na zona dessecada diminuindo para as restantes profundidades do depósito correspondendo a argilas moles, voltando a assumir um valor mais elevado quando atinge a cota das denominadas argilas de Londres.

Constata-se que a sensibilidade (S_r) diminui em profundidade assumindo, como era de esperar, valores mais elevados na camada dessecada. No entanto, apesar da elevada diminuição deste

parâmetro, está-se sempre perante argilas muito sensíveis a extremamente sensíveis de acordo com a classificação proposta por Skempton and Northey (1952).

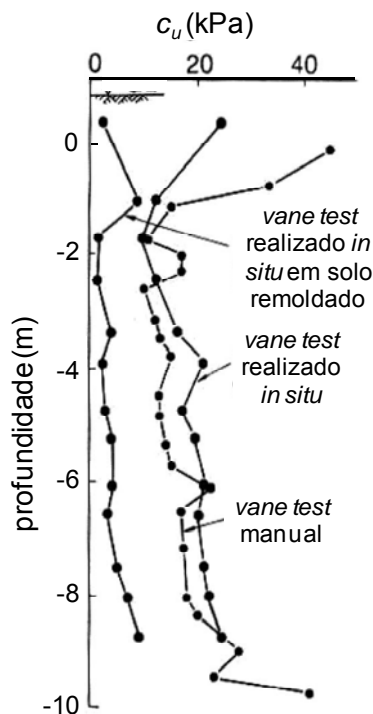


Figura 3.31 – Valores da resistência não drenada (c_u) em profundidade obtidos em ensaios *vane test* manual, em solo indeformado e em solo remoldado ou remexido do depósito de Queenborough (Jardine *et al.*, 2003).

Na Figura 3.32 podem ser visualizados os resultados do ensaio CPTU realizado com o filtro anelar imediatamente acima do cone.

A análise da figura permite verificar que os primeiros 2 m de profundidade correspondem à crosta dessecada. Esta conclusão corrobora o referido aquando da análise dos parâmetros físicos apresentados na Figura 3.27. Entre os 2 m e os 10 m de profundidade está-se perante uma argila mole com uma ligeira intercalação de turfa à profundidade de 6 m. Aos 10 m de profundidade encontra-se uma camada de cascalho com cerca de 0,5 m de espessura sobreposta à argila dura de Londres.

A resistência de ponta do cone, q_c , no horizonte de argila mole assume valores com pouca oscilação em relação ao valor médio de 200 kPa. A razão atrítica, R_f , no mesmo horizonte assume um valor médio de 2%, com exceção na zona turfosa onde apresenta um pico de valor igual a 6%.

Analisando o valor da pressão da água nos poros entre os 2 m e os 10 m, u , podemos concluir que o excesso de pressão é sempre positivo aumentando em profundidade.

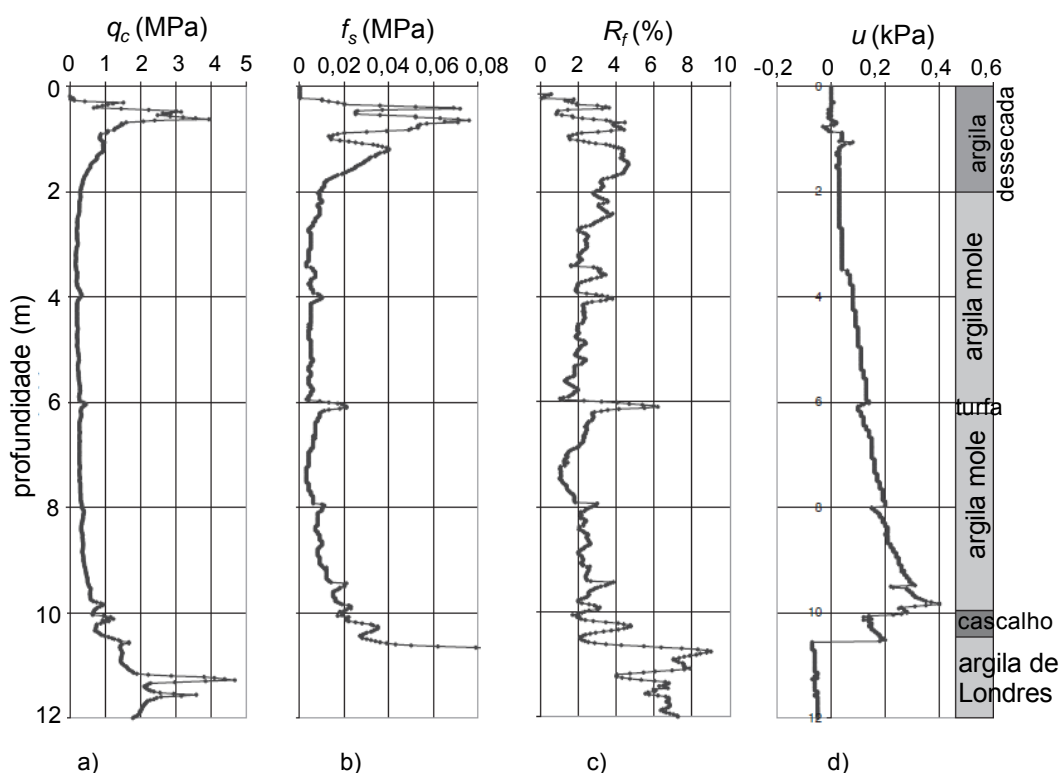


Figura 3.32 – Resultados obtidos no ensaio CPTU: a) resistência de ponta, q_c ; b) resistência lateral, f_s ; c) razão atrítica, R_f ; d) pressão da água nos poros, u (Jardine *et al.*, 2003).

Como já foi referido, foram realizados ensaios triaxiais de compressão e extensão resumindo-se no Quadro 3.12 os resultados obtidos.

Quadro 3.12 – Comparação entre as características físicas e de identificação de amostras colhidas a uma profundidade aproximada de 3 m no estado natural, reconstituídas com os valores médios assumidos para a Argila de Londres (Jardine *et al.*, 2003)

Parâmetro	Ensaio triaxial com consolidação K_0	Ensaio triaxial SHANSEP para $R_{OC} \approx 1,5$
$c_u / \sigma_{vy,pico}$ em compressão	0,293 (corrigido)	0,277 (Smith, 1992) 0,250 (Nicholson & Jardine, 1981)
$c_u / \sigma_{vy,pico}$ em extensão	0,243	0,222
E_u / p'_0 a 0,01% em compressão	785	728
E_u / p'_0 a 0,01% em extensão	720	453
ϕ^p_{pico} em compressão	35° (corrigido)	30°
ϕ^p_{pico} em extensão	33°	36°
$\phi^p_{residual}$ para 100 kPa	14°	14°

3.4 DOMÍNIOS MARINHOS

3.4.1 ARGILAS DE ONSØY, OSLO, NORUEGA

3.4.1.1 Aspetos históricos e geológicos

O campo experimental de Onsøy está localizado no sudeste da Noruega, aproximadamente a 100 km de Oslo, ao norte da cidade de Fredrikstad e a oeste do Rio Seut.

Desde 1969 o local tem sido alvo de inúmeras investigações efetuadas pelo NGI (Norges Geotekniske Institutt) devido às suas características geotécnicas particulares pois possui uma espessura considerável de cerca de 25 m de solos moles de natureza altamente uniforme, conforme resumem o Quadro 3.13 e a Figura 3.33.

Quadro 3.13 – Descrição sumária dos ensaios de campo e de laboratório realizados no campo experimental de Onsøy (Lunne *et al.*, 2003a)

Data	Ensaios realizados
1969	Corte rotativo <i>in situ</i> (FVT)
até 1973	Fracturação hidráulica
1972 - 1973	Recolha de amostras com pistão com 54 mm e 95 mm, corte rotativo <i>in situ</i> (FVT), cone penetrométrico mecânico e elétrico, ensaios de laboratório
1979	CPT/CPTU, dilatómetro, pressiómetro autoperfurador (SBPT)
1982 - 1985	Recolha de amostras em blocos e com pistão com 95 mm de diâmetro, ensaios de laboratório, corte rotativo <i>in situ</i> (FVT), piezocone, cone sísmico, dilatómetro, pressiómetro autoperfurador (SBPT)
1986	Medição da condutividade hidráulica (sistema BAT)
1985 - 1987	Recolha de amostras com pistão com 54 mm de diâmetro, ensaios de laboratório
1996	Dilatómetro, pressiómetro de Ménard (PMT), cone penetrométrico
1998	Ensaio de ancoragens
1999	Ensaio de carga em placa
2000	Piezocone, recolha de amostra para ensaios laboratoriais
2001	Recolha de amostras em blocos e com 54 mm de diâmetro, ensaios de laboratório, CPTU, piezocone e corte rotativo <i>in situ</i> (FVT)
2002	Corte rotativo <i>in situ</i> (FVT), recolha de amostras pela empresa GeoDelf Begemann, piezocone

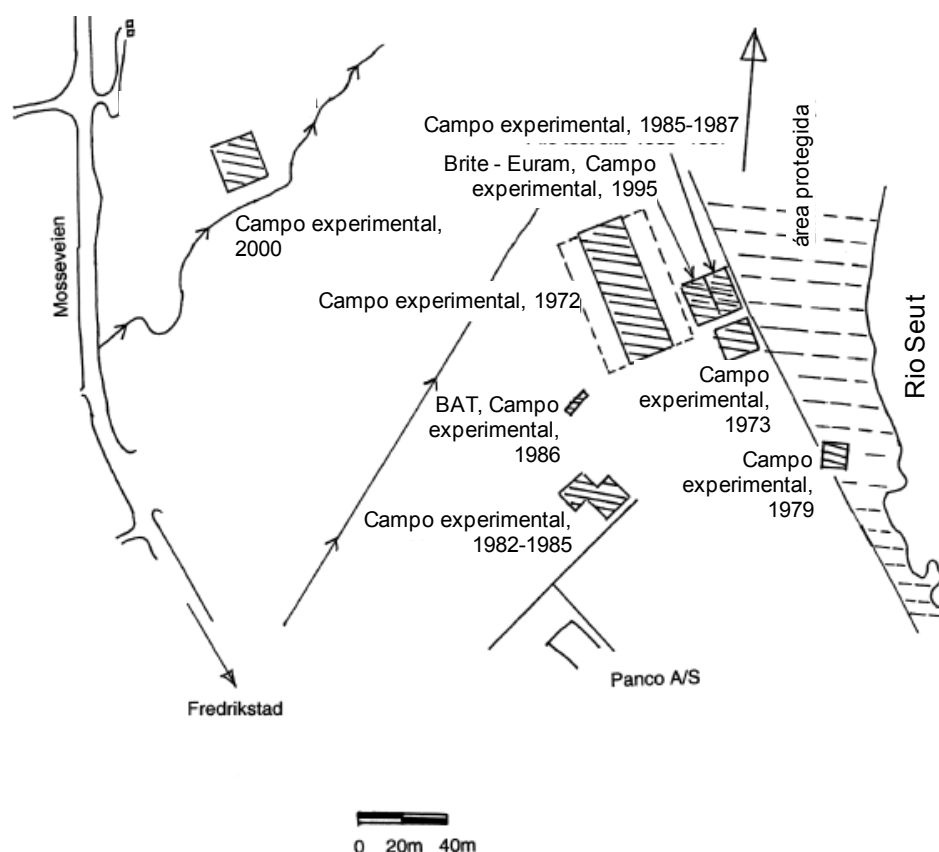


Figura 3.33 – Localização dos ensaios de campo (Lunne *et al.*, 2003a).

O sudeste da Noruega, onde se situa o campo experimental de Onsøy, sofreu uma significativa elevação isostática associada ao degelo há cerca de 11000 anos. O nível pós-glacial mais elevado atingido pelo mar situou-se cerca de 170 m acima do seu nível atual (Sørensen, 1979).

O ambiente de sedimentação do local mudou de uma rápida deposição de argilas marinhas glaciares durante o período de degelo para um ambiente estuarino durante o início do Holocénico (período pós glacial).

Kenney (1964) concluiu que a cidade de Oslo tem vindo a subir progressivamente em relação ao nível do mar, e que os solos foram depositados durante um único período de submersão. Desta forma, é expectável que os solos sejam na sua maioria normalmente consolidados exceto em algumas zonas superficiais devido aos processos de dessecação.

3.4.1.2 Parâmetros físicos e de identificação

Na Figura 3.34 encontra-se representada a evolução em profundidade da percentagem de argila, o teor em água, os limites de Atterberg e o índice de liquidez.

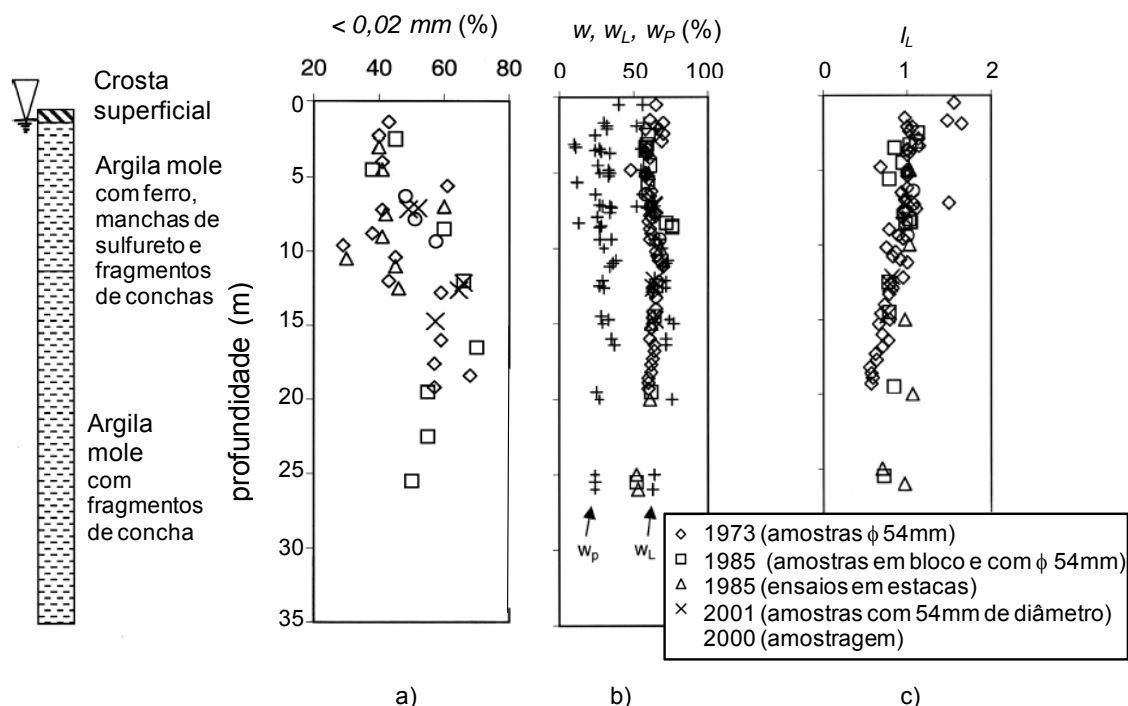


Figura 3.34 – Evolução em profundidade de: a) percentagem de argila; b) teor em água na comparação com os limites de Atterberg; c) índice de liquidez, dos solos moles presentes no campo experimental de Onsøy (Lunne *et al.*, 2003a).

Como se pode constatar da análise da figura, nos primeiros 5 m a percentagem de argila é relativamente constante e assume um valor médio de 40%. Entre os 5 m e os 15 m esta percentagem varia entre os 30% e os 70% e assume um valor quase constante para profundidades compreendidas entre os 15 m e os 25 m.

Analisando os valores pontuais do teor em água na comparação com os limites de liquidez e plasticidade e o índice de liquidez verifica-se que até à profundidade de 12 m o valor do limite de liquidez é muito semelhante ao teor em água, sendo a partir desta cota superior em cerca de 5% a 12%. O limite de plasticidade apresenta valores relativamente constantes em torno do seu valor médio de 30%, obtendo-se desta forma valores do índice de plasticidade compreendidos entre 30% a 50%.

O índice de liquidez apresenta um valor quase constante e igual à unidade até cerca de 11 m de profundidade, diminuindo ligeiramente até 0,8 aos 25 m de profundidade.

Relativamente à composição mineralógica, o rio Glomma foi o que mais influenciou o tipo de material existente no campo experimental uma vez que durante o período em que a posição do nível do mar atingiu o valor mais elevado, este rio inundou completamente o local da atual cidade de Onsøy (Sørensen, 1979). O leito do rio Glomma é principalmente composto por gnaisses, granitos com quartzito e arenitos nas zonas superficiais. Desta forma, o material transportado para

o local do campo experimental tem uma contribuição significativa de sedimentos provenientes das rochas erodidas pelos glaciares e contém minerais de argila (principalmente ilite e clorite), quartzo e feldspatos.

Na Figura 3.35 representa-se a evolução do teor em sal e do teor em matéria orgânica utilizando o método da oxidação química com ácido nítrico em profundidade.

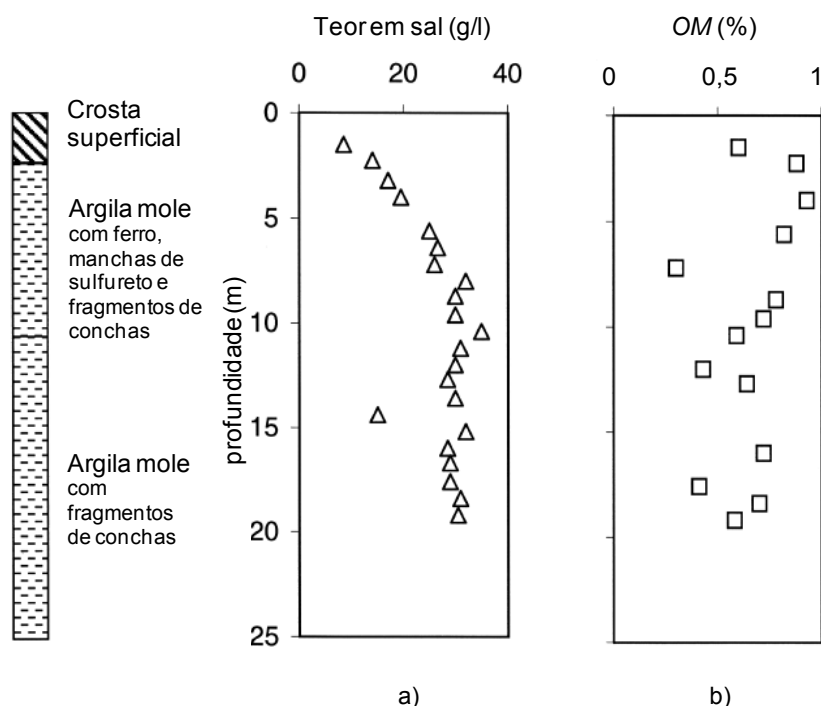


Figura 3.35 – Evolução em profundidade do: a) teor em sal; b) teor em matéria orgânica, dos solos moles presentes no campo experimental de Onsøy (adaptado de Eide & Berre, 1973).

Pode verificar-se que que a salinidade (NaCl) aumenta quase linearmente de zero na zona superficial para 30 g/l a 7,5 m, assumindo um valor quase constante a partir dessa profundidade, e o teor em matéria orgânica é relativamente baixo, assumindo pequena oscilação em torno do valor médio de 0,6%.

Como mostra a Figura 3.36, a aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande permite concluir que os solos são classificados como argila magra (CL), argila gorda (CH) e argila orgânica (OH). Verifica-se alguma variabilidade nos resultados, sendo que a tendência média dos pontos estão próximos da linha “A”.

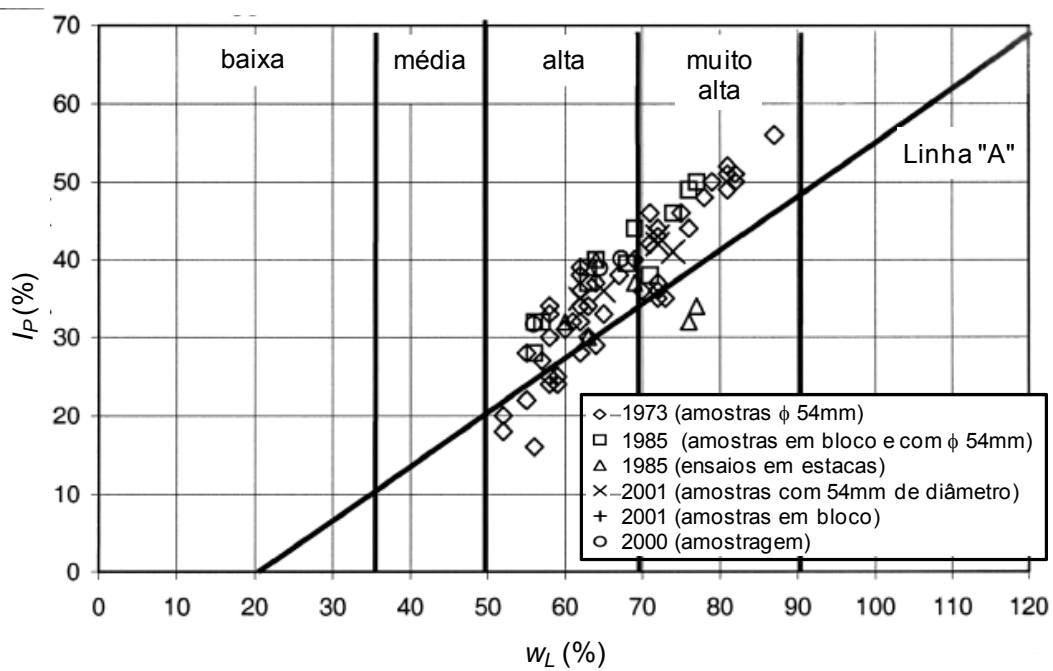


Figura 3.36 – Classificação do solo através da Carta de Plasticidade de Casagrande (Lunne *et al.*, 2003a).

A evolução em profundidade dos valores pontuais dos índices físicos básicos, nomeadamente o teor em água (w), a densidade das partículas sólidas (G_s) e o peso volúmico (γ), encontra-se representada na Figura 3.37. Estes valores confirmam o alto grau de uniformidade dos solos presentes no campo experimental de Onsøy.

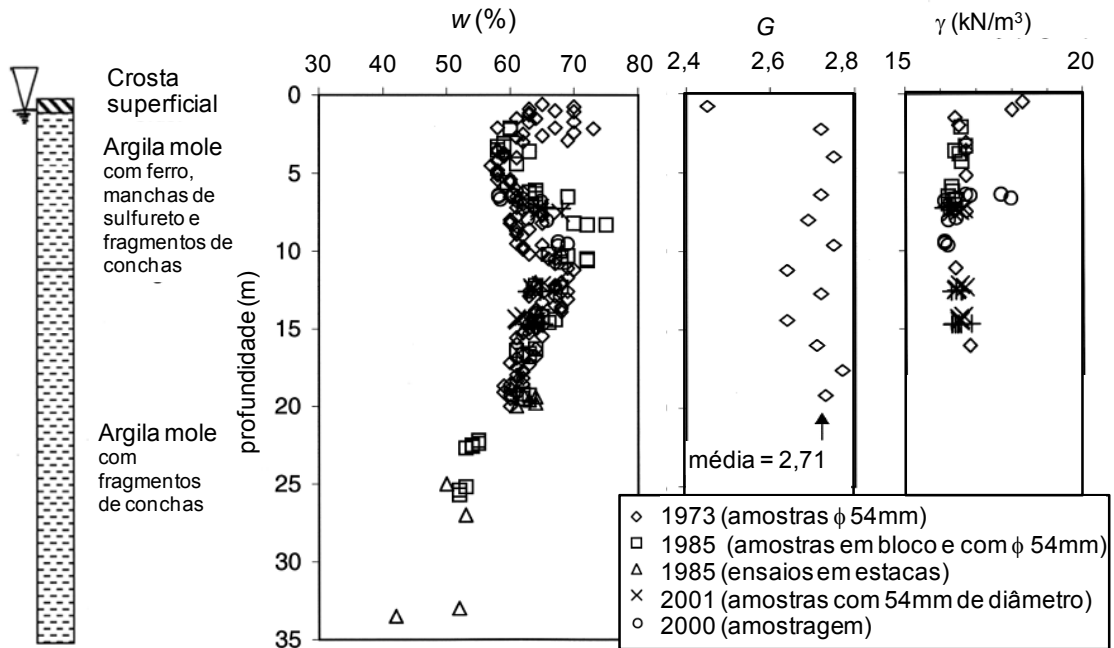


Figura 3.37 – Valores pontuais do teor em água, densidade das partículas sólidas e peso volúmico em profundidade (Lunne *et al.*, 2003a).

Com exceção da crosta superficial, o grau de saturação em todo o depósito é de 100%. Assumindo um valor constante para a densidade das partículas sólidas de 2,71 verifica-se que o índice de vazios aumenta de 1,6 na zona superficial para 1,9 a 11,0 m de profundidade, diminuindo progressivamente a partir dessa cota para 1,4 aos 25 m de profundidade.

3.4.1.3 Parâmetros mecânicos e estado de tensão

O tratamento das curvas de compressibilidade adquiridas nos ensaios edométricos efetuados em 1973 (Eide & Berre, 1973), durante o período 1982 a 1985 (Karlsrud, 1988) e 2001 (Lunne *et al.*, 2001) pelos métodos de Casagrande (1936) e Janbu (1969) para obtenção da tensão de pré-consolidação (σ'_p) forneceram resultados semelhantes, como se pode observar na Figura 3.38.

Como se pode observar, os resultados provenientes das amostras em bloco fornecem valores da tensão de pré-consolidação superiores aos obtidos nas amostras com diâmetros de 54 mm e 95 mm. Verifica-se também que o valor da tensão de pré-consolidação é superior à tensão efetiva vertical em cerca de 25kPa, naturalmente devida à consolidação secundária.

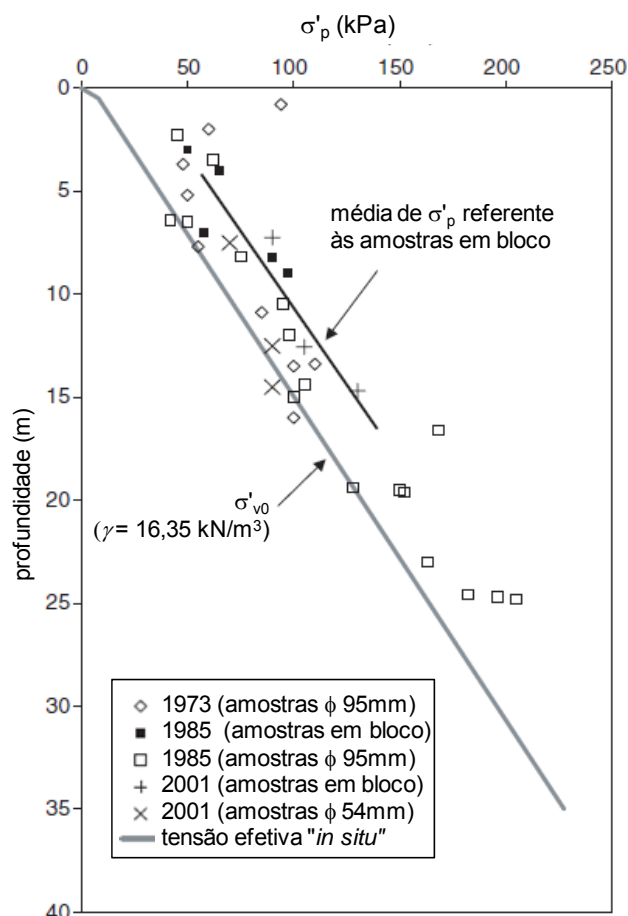


Figura 3.38 – Evolução em profundidade dos valores pontuais da tensão de pré-consolidação (Lunne *et al.*, 2003a).

Na Figura 3.39 estão representados os valores do grau de sobreconsolidação (R_{OC}) determinados diretamente a partir de ensaios edométricos (Eide & Berre, 1973, Eidsmoen & Lacasse, 1985 e Lunne *et al.*, 2001) e indiretamente usando os resultados dos ensaios dilatométricos.

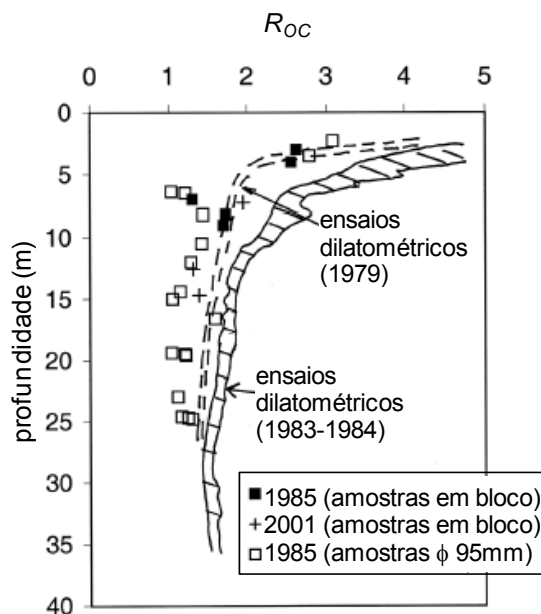


Figura 3.39 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação (Lunne *et al.*, 2003a).

Verifica-se que na zona superficial até aos 4 m de profundidade o valor do grau de sobreconsolidação assume valores relativamente elevados, variando entre 4 e 2. A partir dessa cota os valores pontuais desse índice assumem pouca oscilação entre o valor médio de 1,5. Uma vez que os valores do grau de sobreconsolidação com base nos ensaios dilatométricos são obtidos através do modelo de regressão desenvolvido por Marchetti (1980) para argilas italianas, Lunne *et al.* (2003a) enfatizam que os valores obtidos através dos ensaios edométricos são de maior confiança.

Na Figura 3.40 representam-se os valores obtidos nos ensaios edométricos para o índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$, e a linha de tendência obtida por Lambe & Whitman (1979) que relaciona o índice de compressibilidade normalizado com o teor de água.

Pode concluir-se que na generalidade os valores obtidos para o índice de compressibilidade normalizado estão compreendidos entre 0,2 e 0,3. Verifica-se que há uma tendência para os mesmos aumentarem em profundidade existindo uma zona mais compressível entre os 8 m e os 10 m de profundidade.

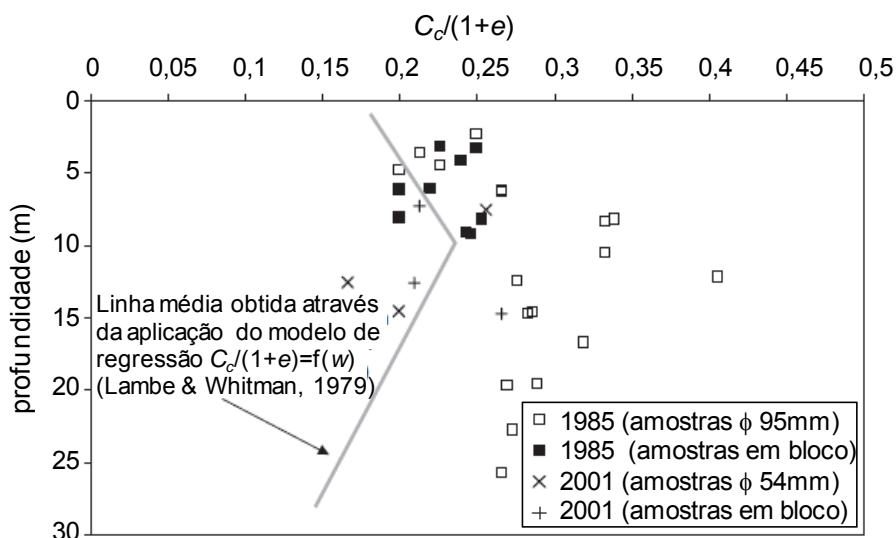


Figura 3.40 – Índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ consolidação (Lunne *et al.*, 2003a).

Comparando os valores obtidos para o índice de compressibilidade normalizado com a linha de tendência média obtida por Lambe & Whitman (1979), verifica-se que as argilas do campo experimental de Onsøy são mais compressíveis do que o sugerido pelo modelo de regressão representado, possivelmente devido ao seu baixo teor em matéria orgânica.

Na Figura 3.41 estão representados os valores pontuais dos coeficientes de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h).

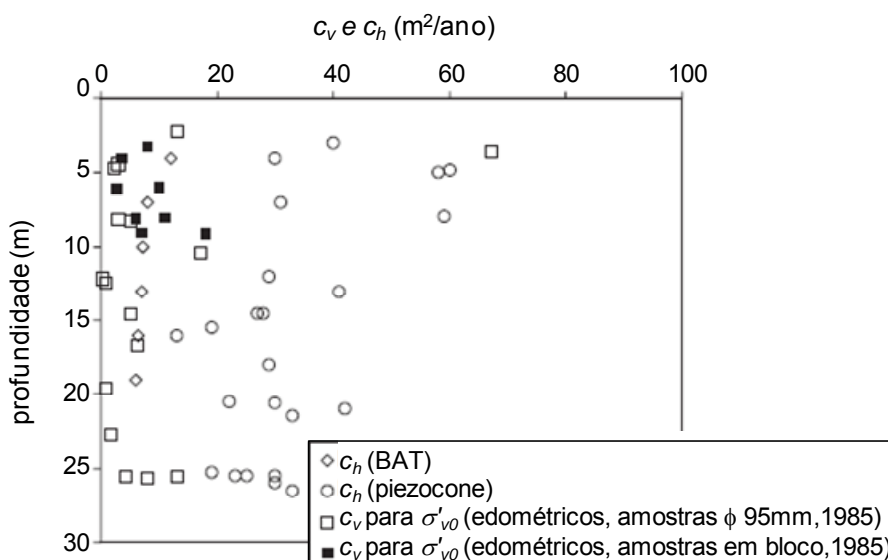


Figura 3.41 – Valores pontuais dos coeficientes de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h) (Lunne *et al.*, 2003a).

Como referem Lunne *et al.* (2003a) há uma considerável dispersão de resultados para os valores dos coeficientes de consolidação vertical e horizontal. No entanto, pode concluir-se que os resultados obtidos nos ensaios de medição da condutividade hidráulica (sistema BAT) são semelhantes aos valores obtidos nos ensaios edométricos (valores obtidos para a tensão efetiva inicial) e não parece haver diferença no tipo de amostra utilizada, isto é, os resultados não diferem quer se utilize uma amostra com diâmetro de 95 mm ou em bloco.

A determinação dos valores do coeficiente de consolidação horizontal através dos ensaios CPT com dissipação do excesso de pressão neutra foi efetuada utilizando o método modificado de Baligh & Levadoux (1980) podendo o leitor consultar Lunne *et al.* (1997) para mais detalhes. Verifica-se que estes valores são 2 a 4 vezes superiores aos obtidos nos ensaios de medição da condutividade hidráulica (sistema BAT) e nos ensaios edométricos (Soares *et al.*, 1987). Os valores mais elevados podem ser explicados devido ao tipo de ensaio e à forma como a análise de dados foi efetuada e não devido à anisotropia de permeabilidade do material.

Para o estudo dos parâmetros de resistência foram executados ensaios laboratoriais e ensaios de campo. Dos ensaios de campo destacam-se os ensaios de corte rotativo *in situ*, o CPTU, o pressiómetro autoperfurador (SBPT) e o pressiómetro com cone, com penetração por pressão (PCPT). Dos ensaios laboratoriais destacam-se os triaxiais não drenados consolidados anisotropicamente de compressão (CAUC) e de extensão (CAUE), o triaxial CK_0U e o corte direto.

O depósito de solos moles de Onsøy tem sido alvo de inúmeros ensaios de corte rotativo *in situ*, apresentando-se a Figura 3.42, a título exemplificativo.

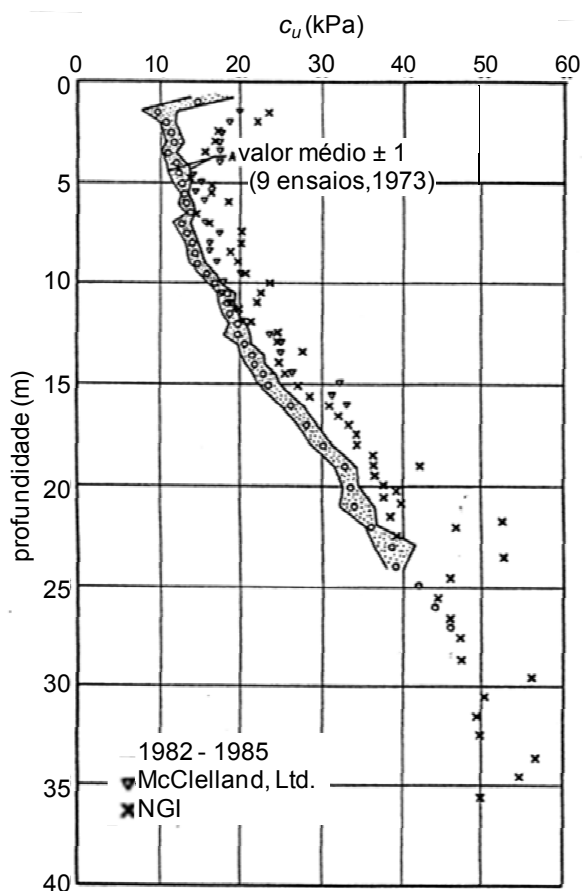


Figura 3.42 – Valores da resistência não drenada (c_u) em profundidade obtidos em ensaios de corte rotativo *in situ* (Lunne *et al.*, 2003a).

Bandis & Lacasse (1986) calcularam o valor da resistência não drenada derivado de ensaios pressiométricos através de 11 metodologias analíticas diferentes. A análise envolveu 24 ensaios autoperfuradores (SBPT) e 17 ensaios com cone.

Na Figura 3.43 estão representados o intervalo de valores obtidos para a resistência não drenada derivados dos ensaios referidos, de ensaios CK_0U e resultados obtidos em 9 campos experimentais em solo similar que os autores consideraram serem valores de referência devido à sua elevada qualidade.

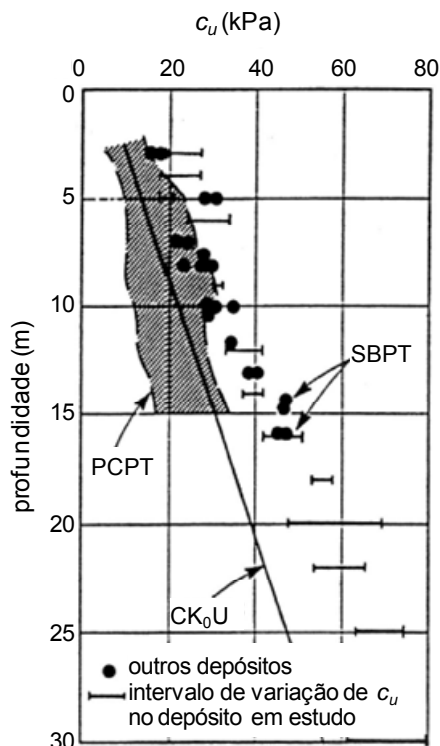


Figura 3.43 – Valores obtidos para a resistência não drenada derivados dos ensaios SBPT, PCPT, CK₀U e de 9 campos experimentais em solo similar (Lacasse *et al.*, 1990).

Os autores concluíram que a resistência não drenada derivada dos ensaios SBPT é da mesma ordem de grandeza, embora difira dos valores derivados obtidos de outros ensaios.

O intervalo de variação da resistência não drenada derivada dos ensaios SBPT é sempre bastante superior aos valores obtidos através dos ensaios CK₀U e de corte rotativo *in situ*.

Os valores mais elevados da resistência não drenada obtidos nos ensaios SBPT são explicados pelos autores devido à perturbação induzida no solo aquando a instalação do equipamento, ao comprimento limitado da sonda, à drenagem parcial durante a expansão da membrana, a metodologias de interpretação de resultados inadequadas e a erros experimentais.

Pelo exposto, Lacasse *et al.* (1990) não recomendam a realização dos ensaios pressiométricos para obtenção do valor da resistência não drenada uma vez que existem outros ensaios *in situ*, nomeadamente o de corte rotativo, menos dispendioso, mais rápido e de maior confiança.

A Figura 3.44 ilustra uma compilação dos resultados da resistência não drenada através dos ensaios triaxiais CAUC e CAUE, de corte direto, todos efetuados nas amostras em bloco, e o valor médio dos 9 ensaios de corte rotativo *in situ*. São também apresentados os respetivos valores obtidos para a resistência não drenada normalizada (c_u/σ'_{v0}).

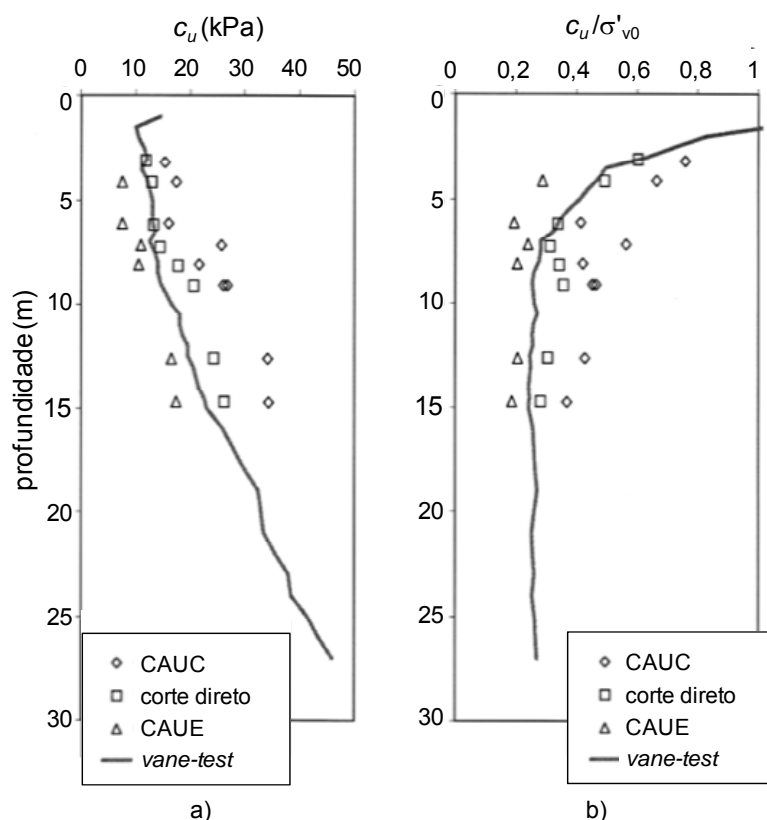


Figura 3.44 – Evolução em profundidade: a) resistência não drenada (c_u); b) resistência não drenada normalizada (c_u/σ'_{v0}) para as amostras em bloco (Lunne *et al.*, 2003a).

Verifica-se que o valor da resistência não drenada é sempre superior nos ensaios CAUC, dando o ensaio de corte direto valores intermédios e o ensaio CAUE valores inferiores. Os valores médios obtidos nos ensaios de corte rotativo *in situ* mostram uma coincidência quase perfeita com os valores obtidos no ensaio de corte direto até aos 10 m de profundidade sendo que a partir dessa cota fornecem um valor intermédio entre os ensaios de corte direto e o CAUE.

Analisando o valor da resistência não drenada normalizada pode concluir-se que a mesma diminui com o aumento da profundidade na mesma relação que o grau de sobreconsolidação (ver Figura 3.44).

Na Figura 3.45 estão representados os valores da sensibilidade (S_t) aquando da realização dos ensaios de corte rotativo *in situ* em solo indeformado e remoldado ou remexido.

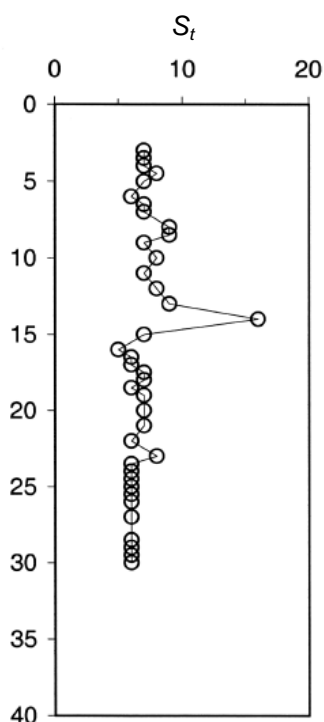


Figura 3.45 – Valores sensibilidade (S_i) em profundidade obtidos em ensaios de corte rotativo *in situ* (Lunne *et al.*, 2003a).

Analisando os valores obtidos para a sensibilidade (S_i) observa-se que embora diminuindo em profundidade possuem pouca oscilação, variando entre 6 e 8, com uma exceção à profundidade de 14 m onde o valor apresenta um pico. Pode pois concluir-se que as argilas presentes neste depósito são muito sensíveis a extremamente sensíveis de acordo com a classificação proposta por Skempton and Northey (1952).

Lacasse *et al.* (1985) analisando os valores obtidos nos ensaios triaxiais CAUC concluíram que o valor do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas das argilas de Onsøy varia entre 30° a 33° e a coesão assumia valores quase nulos.

Na Figura 3.46 representa-se a evolução em profundidade do módulo de distorção máximo obtido em laboratório através de ensaios de coluna ressonante e *in situ* através de ensaios SCPTU (cone penetrométrico com leitura sísmica). Os resultados são discutidos com detalhe em Eidsmoen & Lacasse (1985), sendo apenas apresentado neste trabalho um pequeno resumos dos mesmos.

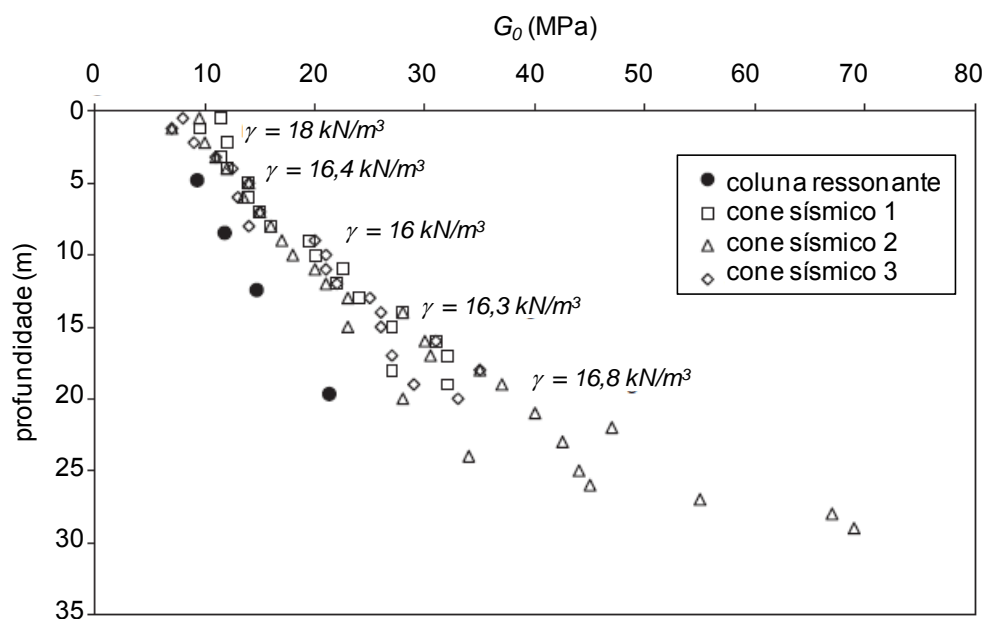


Figura 3.46 – Evolução em profundidade do módulo de distorção máximo (Lunne et al., 2003a)

Verifica-se que os resultados obtidos com o cone sísmico são muito consistentes e apresentam um desenvolvimento quase linear em profundidade desde 10 MPa, próximo da superfície, até 30 MPa, a 20 m de profundidade. Os ensaios com a coluna ressonante também evidenciam um desenvolvimento aproximadamente linear em profundidade, no entanto apresentam sempre valores inferiores aos observados com o cone sísmico devido à inevitável perturbação das amostras.

3.5 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Neste capítulo foi apresentado um resumo de alguns campos experimentais desenvolvidos para estudar as características físicas e mecânicas de solos moles. Inicialmente foi feita uma breve descrição histórica e geológica e foram apresentadas algumas características físicas e mecânicas obtidas através de ensaios de laboratório e (ou) no campo.

Verificou-se que os depósitos de solos moles estudados constituem um grupo de depósitos cujas características são, sob diversos pontos de vista, claramente distintas das usualmente observadas noutros depósitos naturais salientando-se a grande variabilidade espacial que os diversos parâmetros físicos e mecânicos estudados assumem. Desta forma, os valores apresentados devem ser sempre convenientemente avaliados sob pena de serem produzidas conclusões totalmente desajustadas.

O Quadro 3.15 apresenta os intervalos de valores de alguns parâmetros de identificação apresentados anteriormente.

Quadro 3.14 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de identificação para diversos solos

Ambiente deposicional	Local	Composição granulométrica			OM (%)	Limites de Atterberg	
		% argila	% silte	% areia		w _L (%)	w _P (%)
Continental	Massachusetts, Estados Unidos	36 - 55	45 - 62	0 - 2	0,3 - 0,7	38 - 65	28 - 31
Transição	Rio Mondego	10 - 30	32 - 98	10 - 45	0,3 - 13,0	39 - 73 ⁽¹⁾	30 - 46 ⁽¹⁾
	Baixo Vouga	10 - 31	51 - 84	0 - 28	3,0 - 10,0	27 - 77	19 - 42
	Sarapuí, Brasil	69	18	13	4,1 - 6,0	60 - 170	30 - 60
	Queenborough, Reino Unido	58	42	0	--	60 - 120	20 - 25
Marinho	Onsøy, Noruega	30 - 70	--	--	0,6	70	30

Legenda:

⁽¹⁾ – amostra no estado natural.

No que respeita aos intervalos de valores de alguns índices físicos, os resultados obtidos resumem-se no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 – Intervalo de valores de alguns índices físicos para diversos solos

Domínio	Local	w (%)	γ (kN/m ³)	G _s	e	S _r (%)
Continental	Massachusetts, Estados Unidos	24 - 62	16,6 - 19,2	--	--	100
Transição	Rio Mondego	56 - 114	12,8 - 16,7	2,43 - 2,65	1,1 - 3,2	91 - 101
	Baixo Vouga	30 - 89	12,0 - 18,5	2,45 - 2,72	1,02 - 1,95	91 - 100
	Sarapuí, Brasil	40 - 180	12,5 - 14,5	--	2,46 - 4,9	40 - 180
	Queenborough, Reino Unido	30 - 105	--	--	--	--
Marinho	Onsøy, Noruega	50 - 70	16,35	2,71	1,4 - 1,9	100

No Quadro 3.16 representa-se os intervalos dos valores obtidos para alguns parâmetros de consolidação, de compressibilidade e estado de tensão.

Quadro 3.16 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de consolidação, compressibilidade e estado de tensão para diversos solos

Domínio	Local	C_c	$C_d/(1+e)$	C_r	c_α (%)	c_v (m ² /ano)	k_h (cm/s)	R_{OC}
Continental	Massachusetts, Estados Unidos	--	--	--	--	--	$6 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	--
Transição	Rio Mondego	0,41 - 1,24	--	0,06 - 0,17	0,57 - 8,23	1,0 - 2,0	10^{-9}	--
	Baixo Vouga	0,13 - 0,75	0,1 - 0,25	0,02 - 0,09	0,2 - 2,2	0,2 - 38,5	--	--
	Sarapuí, Brasil	1,3 - 3,2	0,41	--	--	--	--	1,3 - 2,0
	Queenborough, Reino Unido	0,2 - 1,5	0,10 - 0,45	--	--	--	--	--
Marinho	Onsøy, Noruega		0,15 - 0,40			0,0 - 70,0	$1 \times 10^{-11} - 1,5 \times 10^{-10}$	1,0 - 2,0

No que respeita aos intervalos dos parâmetros de resistência, os resultados obtidos resumem-se no Quadro 3.17.

Quadro 3.17 – Intervalo de valores de alguns parâmetros de resistência para diversos solos

Domínio	Local	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)
Continental	Massachusetts, Estados Unidos	22 - 25	--	20 - 60
Transição	Rio Mondego	31,3	0	--
	Baixo Vouga	24 - 31	15 - 25	26,4 - 68,5
	Sarapuí, Brasil	25 - 31	0	4 - 20
	Queenborough, Reino Unido	--	--	0 - 40
Marinho	Onsøy, Noruega	--	--	10 - 60

4

PARÂMETROS FÍSICOS E DE IDENTIFICAÇÃO DOS ALUVIÕES SILTO ARGILOSOS MOLES DE PORTUGAL

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo ilustrar as principais características físicas e de identificação dos solos argilosos moles que se formaram por sedimentação nos vales do litoral do continente português, apresentando-se inicialmente a metodologia que levou à criação da base de dados utilizada neste trabalho. Em seguida são apresentadas as características de identificação dos solos abrangidos pelo estudo, nomeadamente a composição granulométrica, a composição mineralógica, a estrutura, o teor em matéria orgânica, os limites de Atterberg e a atividade. São apresentados os índices físicos, designadamente o teor em água, o peso volúmico, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios e o grau de saturação. Para finalizar é apresentada a classificação destes solos baseada em critérios granulométricos, na consistência e na classificação unificada.

4.2 METODOLOGIA ADOTADA PARA ELABORAÇÃO DA BASE DE DADOS

Para alcançar o objetivo proposto de caracterizar os solos moles existentes no continente português foi necessário efetuar uma pesquisa bastante abrangente das obras realizadas nestes solos. Depois de identificadas as obras interessadas no estudo, foram consultadas as empresas responsáveis pela realização dos ensaios geotécnicos no sentido de reunir a correspondente informação, o mais completa possível.

Algumas empresas ainda não tinham os relatórios de prospeção em suporte informático. Neste caso foi necessário procurar os dados nos arquivos, o que nem sempre foi fácil, pois não possuíam uma organização sistemática e muitas vezes os dados não estavam completos. Outras empresas tinham os dados agrupados não pela obra propriamente dita mas pelo tipo de ensaios realizado. Neste caso a agrupação dos dados foi morosa e difícil, pois foi necessário em cada ensaio identificar a obra a que se referia no sentido de agrupar todos os resultados pelo local da obra.

Neste processo foram coletados resultados de ensaios referentes a cerca de 762 amostras provenientes de 139 obras distintas. Depois de compilados os resultados gentilmente cedidos pelas empresas passou-se à organização dos mesmos através da realização de uma base de dados que permite de uma forma concreta a manipulação dos diversos objetos existentes. O aplicativo utilizado foi o Microsoft Office Excel.

Os aspetos considerados relevantes e retidos na base de dados apresentam-se no Quadro 4.1.

Depois de coligidos os dados e organizados segundo os aspetos considerados relevantes foram calculados os parâmetros de identificação, como os índices de plasticidade (I_p), de consistência (I_c) e de liquidez (I_L), e os índices físicos complementares, como o índice de vazios (e) e o grau de saturação (S_r).

Quadro 4.1 – Aspetos relevantes contempladas na base de dados

Local da obra
Empresa
Data de realização do ensaio
Profundidade de recolha da amostra
Composição granulométrica
Limites de Atterberg, w_L e w_P
Teor em matéria orgânica, OM
Teor em água, w
Peso volúmico, γ
Densidade das partículas sólidas, G_s
Cor da amostra
Outras observações (exemplo: presença de organismos marinhos)

Depois de efetuados os cálculos descritos, verificou-se que havia amostras com grau de saturação (S_r) bastante baixo ou muito superior a 100%. O primeiro critério de rejeição consistiu em impor um intervalo de variação para este índice, considerando apenas resultados das amostras em que o grau de saturação estava compreendido entre 87% e 105%.

Outro critério de rejeição consistiu em, depois de calcular o índice de consistência (I_c), eliminar as amostras que assumiam valores deste índice superior a 0,5, tendo em conta que se pretendia estudar solos moles.

A aplicação daqueles critérios de seleção originou uma diminuição do número de resultados de ensaios de identificação de 762 referentes a 139 obras distintas para 587 referentes a 120 obras.

4.3 PARÂMETROS DE IDENTIFICAÇÃO

4.3.1 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais. Em Portugal, segundo a especificação E196-1966 do LNEC, que regulamenta a análise granulométrica dos solos e reúne a aplicação dos processos de peneiração e sedimentação, é adotada a classificação dos solos de acordo com sua granulometria que se apresenta no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Classificação granulométrica (LNEC E196 – 1966)

Classe granulométrica	Sub-divisão	Diâmetro das partículas (mm)
Cascalho	grosso	20 – 60
	médio	20- 6
	fino	6 - 2
Areia	grossa	2 – 0,6
	média	0,6- 0,2
	fina	0,2- 0,06
Silte	grosso	0,06 – 0,02
	médio	0,02- 0,006
	fino	0,006 – 0,002
Argila		< 0,002

Na Figura 4.1 encontra-se representada a variação da composição granulométrica do solo em profundidade. Tendo em conta que das 446 amostras estudadas só 34 tinham sido submetidas ao ensaio de sedimentação, representa-se na Figura 4.1a a variação da composição granulométrica do

solo em profundidade, considerando todas as amostras estudadas e representando em conjunto a fração fina (silte e argila), através da média aritmética dos resultados pontuais para as diversas profundidades. Embora sem carácter representativo para o universo de solos moles portugueses, representa-se na Figura 4.1b a variação da composição granulométrica do solo em profundidade, considerando as 34 amostras em que foi efetuada a separação da fração fina do solo.

Da análise da Figura 4.1 verifica-se que a fração fina (argila e silte) é preponderante, podendo mesmo representar 90% do solo. Analisando os resultados das várias amostras estudadas, verifica-se que, com exceção das amostras recolhidas a pequenas profundidades (até 4 m) e para a profundidade de 22 m, todas as restantes possuem uma percentagem igual ou superior a 80% do peso das partículas do solo. Analisando a Figura 4.1b, conclui-se que a fração de silte é preponderante (oscilando entre 50% e 65%), sendo que a fração de argila varia entre 20% e 45%. Como foi já analisado por Coelho (2000), verifica-se que há uma variação relativa das frações arenosa e argilosa em profundidade, isto é, ao aumento de uma corresponde uma redução sensivelmente igual da outra. Assim, a fração siltosa tende a ter a mesma representatividade às diferentes profundidades.

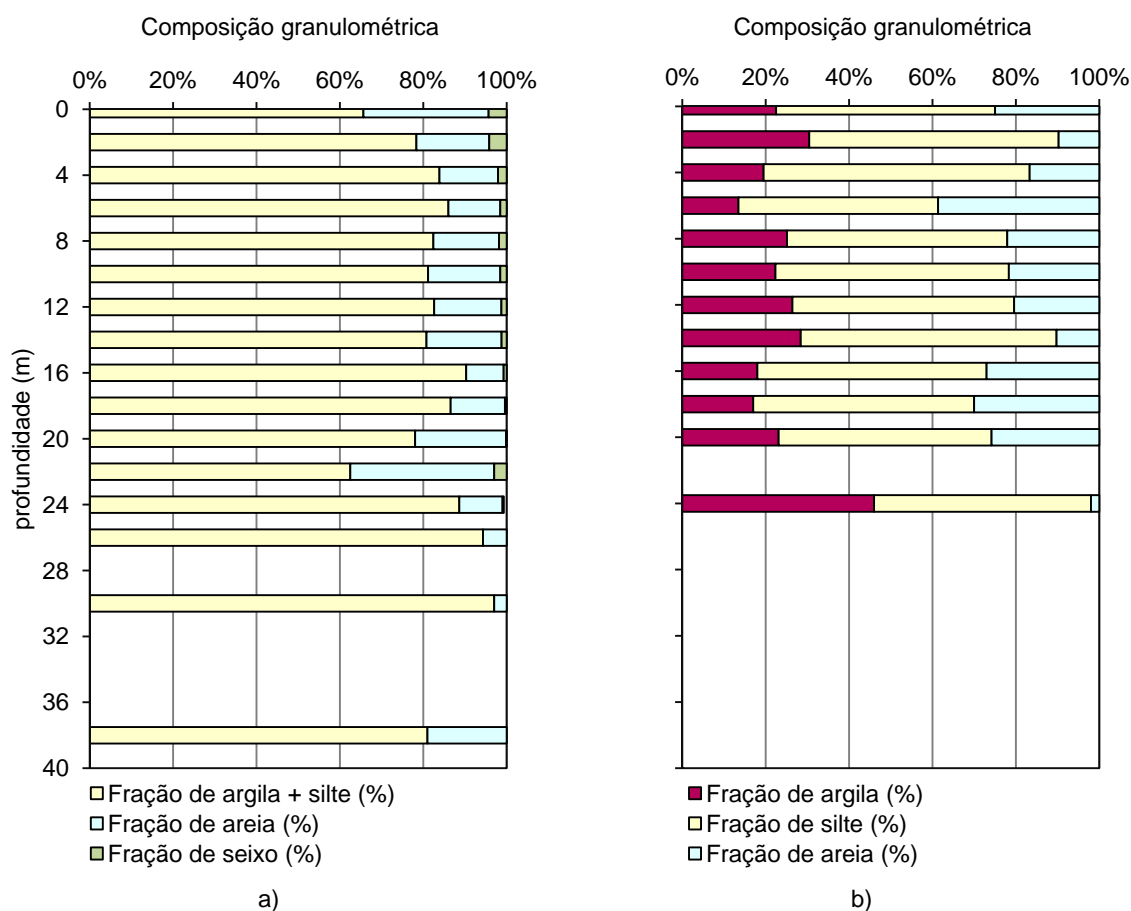


Figura 4.1 – Variação da composição granulométrica em profundidade: a) fração de argila + silte, areia e cascalho; b) fração de argila, silte, areia e cascalho.

No conjunto dos solos finos estudados, os siltes são predominantes. O diagrama triangular apresentado na Figura 4.2, designado por triângulo de Feret, permite eliminar a subjetividade da decisão para a escolha dos termos mais apropriados para a designação dos solos estudados. Desta forma, conclui-se que os solos considerados na análise granulométrica são argilas siltosas, siltes argilosos e siltes arenosos.

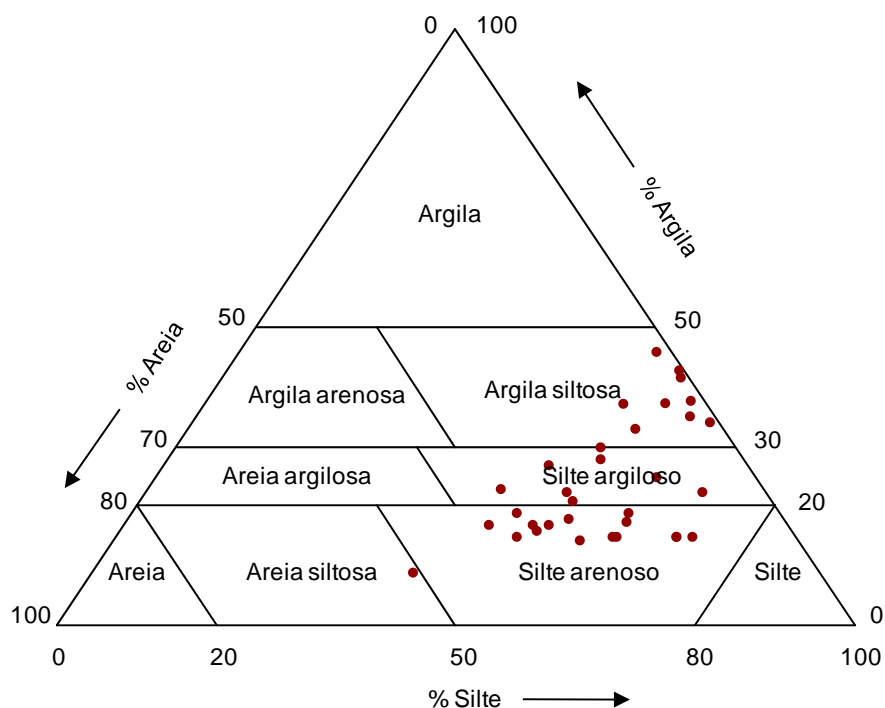


Figura 4.2 – Composição textural dos solos aluvionares que ocorrem no continente português.

4.3.2 TEOR EM MATÉRIA ORGÂNICA

Oades (1989) define matéria orgânica do solo exclusivamente como resíduos de plantas e animais decompostos. Porém, a maioria dos métodos analíticos de determinação da matéria orgânica não distingue entre resíduos de plantas e animais decompostos ou não decompostos, que passem através do peneiro 2 mm (Doran & Jones, 1996). Magdoff (1992) definiu matéria orgânica como organismos vivos, resíduos de plantas e animais pouco ou bem decompostos, que variam consideravelmente em estabilidade, suscetibilidade ou estado de alteração.

Nos seus estudos, Oades (1996) refere que a presença de matéria orgânica no solo pode ser responsável pela alta plasticidade, alta compressibilidade, baixa condutividade hidráulica e baixa resistência.

Também Coelho (2000) no seu estudo sobre os solos moles do Baixo Mondego, concluiu que a matéria orgânica exerce grande influência sobre as características físicas e de plasticidade. Pelo

exposto, a quantificação do teor em matéria orgânica assume elevada importância na caracterização geotécnica dos solos objeto do presente estudo.

Embora se reconheça a importância da presença da matéria orgânica no solo, pode dizer-se que em Portugal os estudos sobre o tema são incipientes. Este fator deve-se em grande medida à dificuldade e à complexidade em estudar a matéria orgânica e as suas macromoléculas constituintes, as substâncias húmicas (ácido húmico, ácido fúlvico e humina) e também devido a alguma controvérsia relativamente à determinação experimental do seu valor.

Betelev (1995) classifica os diversos métodos utilizados para a determinação do teor em matéria orgânica em três grupos, que se distinguem pela forma como a matéria orgânica é eliminada do solo, sendo estes: o método de perdas por ignição, o método oxidimétrico e os métodos de oxidação seca. Kédzi (1980) considera ainda um outro grupo de métodos, os de oxidação húmida.

Embora não exista um procedimento normalizado que defina as condições de ensaio no método de perdas por ignição, este é o mais utilizado em termos de engenharia. Consiste na eliminação da matéria orgânica a altas temperaturas, sendo a quantidade de matéria orgânica determinada pela perda de massa relativamente à do solo seco à temperatura de referência.

O método oxidimétrico, adotado como referência em Portugal (Esp. LNEC E 201 - 1967) e no Reino Unido (BS1377-teste 8, 1975), consiste na oxidação da matéria orgânica pelo dicromato de potássio, formando dióxido de carbono, sendo o teor em carbono da matéria orgânica estimado em 58%.

O método da oxidação seca, descrito por Kédzi (1980), consiste na eliminação da matéria orgânica por oxidação, através do aquecimento do solo numa corrente de ar ou oxigénio quente, transformando o carbono em dióxido de carbono. O teor em matéria orgânica é estimado a partir da quantidade de dióxido de carbono produzida, baseando-se o cálculo na estimativa do conteúdo médio de carbono na matéria orgânica. Betelev (1995) apresenta uma evolução mais promissora do método, a qual dispensa a utilização da corrente de oxigénio aquecido a 1000°C. Como solução alternativa defende a utilização de óxido de cobalto (Co_3O_4) como catalisador da combustão, o qual promove a completa oxidação da matéria orgânica mesmo numa corrente de ar aquecida a 500°C.

O método da oxidação húmida, recomendado em Portugal (E196, 1966; JAE, S.9-53) e Reino Unido (BS1377-teste 7d, 1975), consiste na oxidação da matéria orgânica por água oxigenada (H_2O_2) a 20 volumes. Kédzi (1980) refere que a reação de oxidação é identificada pela formação de espuma, libertação de gás e aquecimento do recipiente que contém a mistura, sendo a

quantidade de matéria orgânica determinada pela diferença dos pesos secos das amostras natural e sujeita ao tratamento.

Atendendo ao exposto, fez-se uma divisão dos resultados obtidos de acordo com o método utilizado para a determinação do teor em matéria orgânica (*OM*).

Como se pode constatar no Quadro 4.3, no conjunto das 40 amostras em que se desconhece o método utilizado para determinação do teor em matéria orgânica, verifica-se que este parâmetro assume valores que variam entre 0,60% e 8,0%, com média de 2,82%. Estes valores sobem significativamente quando o método utilizado é o da ignição (50-400°C), variando entre 3,21% e 13,0%. Utilizando o método da oxidação húmida (H₂O₂) obtêm-se valores intermédios, que variam entre 1,29% e 5,0%, com média de 3,37%.

Quadro 4.3 – Valores estatísticos e extremos do teor em matéria orgânica (*OM*)

Índice	Método utilizado		Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
<i>OM</i> (%)	Desconhecido		0,60	8,00	2,82	1,71	40
	Ignição 50-400°C	até 3 m	5,25	13,00	8,86	2,03	76
		> 3 m	3,21	8,56	5,93	1,24	210
	H ₂ O ₂		1,29	5,00	3,37	1,06	16

Analisando os valores obtidos nos resultados pontuais da variação do teor em matéria orgânica em profundidade, representados na Figura 4.3a, verifica-se que os mesmos assumem uma variação espacial significativa. Tendo em conta a influência deste parâmetro nas propriedades físicas e mecânicas do solo, os resultados observados permitem concluir sobre a responsabilidade desta na variação espacial observada para as restantes propriedades dos solos aluvionares ocorrentes no continente português.

Verifica-se que, independentemente do processo utilizado para determinação do teor em matéria orgânica, este não apresenta uma evolução constante em profundidade, exibindo valores mais elevados à superfície (até 2 m de profundidade), o que parece inteiramente razoável.

Com o objetivo de obter uma melhor perceção sobre a evolução média do teor em matéria orgânica, representa-se na Figura 4.3b o valor médio em profundidade para cada um dos diferentes processos de determinação deste parâmetro. No método da ignição (50-400°C) verifica-se uma enorme dispersão quando se compara os valores pontuais com o valor médio, nomeadamente na zona mais superficial. Verifica-se que essa dispersão diminui em profundidade.

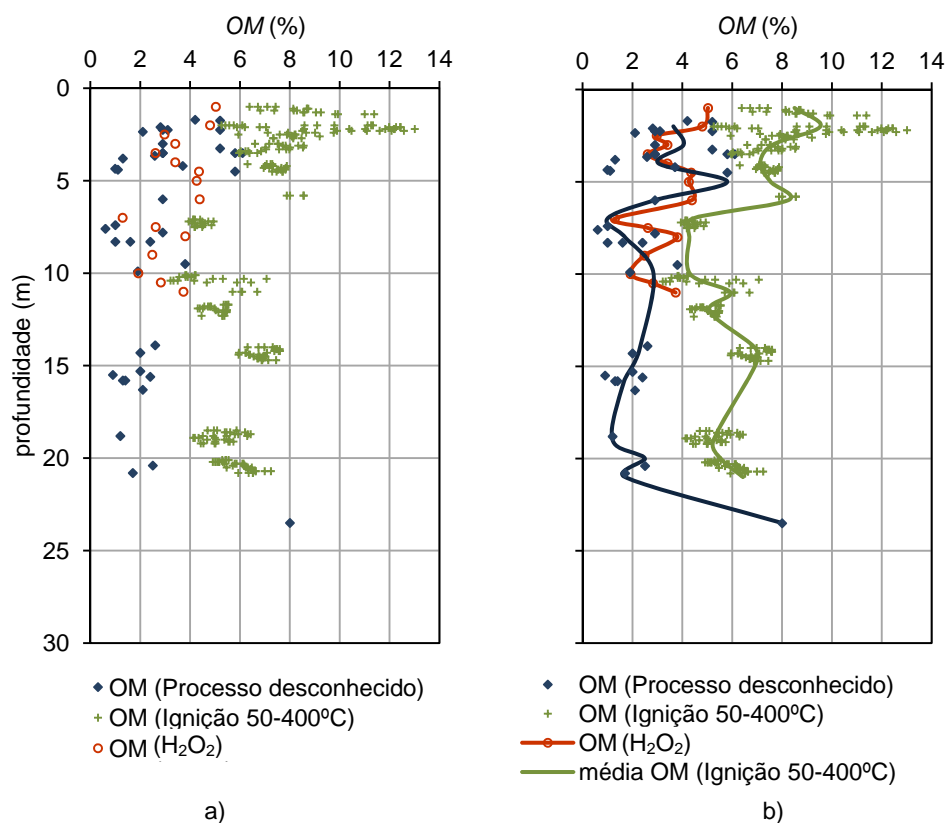


Figura 4.3 – Variação em profundidade do teor em matéria orgânica (OM): a) resultados pontuais; b) valores médios.

Os valores obtidos nos ensaios das amostras por oxidação húmida apresentam sempre valores inferiores aos obtidos no método de ignição (50-400°C), eventualmente devido à limitada ação da água oxigenada na decomposição dos resíduos das plantas e das fibras orgânicas. Estes resultados corroboram os evidenciados por Soares (1995) e Coelho (2000) nos solos do Baixo Mondego.

4.3.3 LIMITES DE ATTERBERG OU DE CONSISTÊNCIA

4.3.3.1 Consistência de um solo

Na Figura 4.4 apresentam-se os limites de Atterberg, onde em abcissas se representa o teor em água de uma pasta de solo argiloso misturada homogeneamente com água e em ordenadas o respetivo índice de vazios.

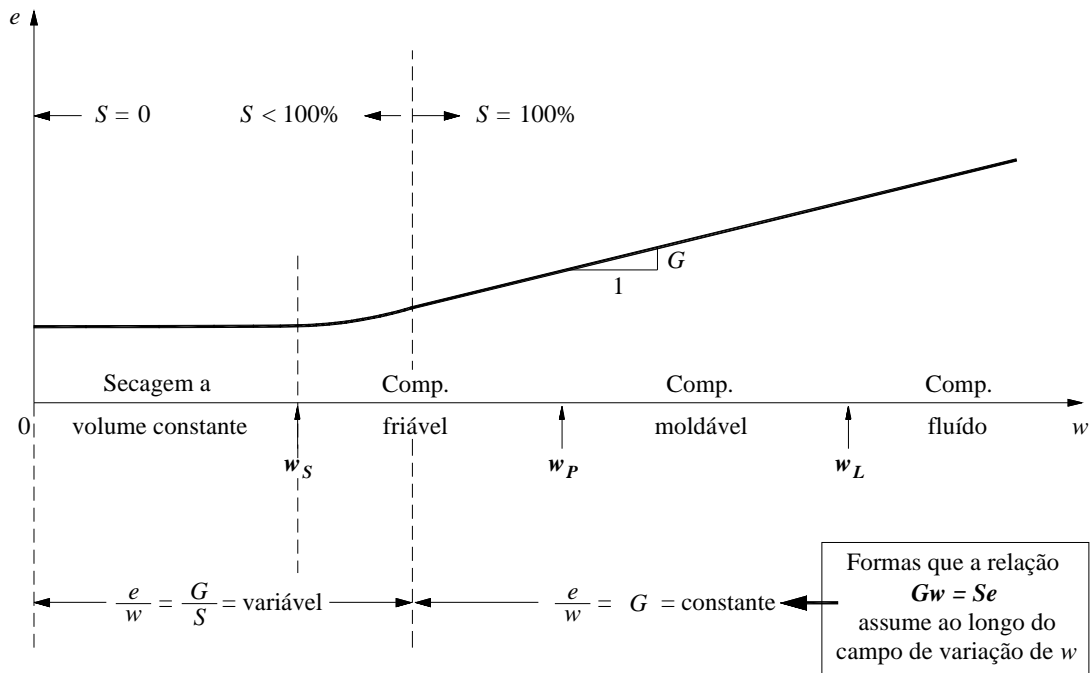


Figura 4.4 – Mudança na consistência da argila durante o processo de secagem (Matos Fernandes, 2006).

No Quadro 4.4 encontram-se representados os valores dos limites de Atterberg de solos argilosos constituídos por um único mineral de argila.

Quadro 4.4 – Limites de Atterberg de minerais de argila (Mitchell, 1976)

Minerais de argila	Limite de liquidez, w_L (%)	Limite de plasticidade, w_P (%)	Limite de retração, w_s (%)
Montmorilonite	100 – 900	50 – 100	8,5 – 15
Ilite	60 – 120	35 – 60	15 – 17
Caulinite	30 – 110	25 – 40	25 – 29

Fator que pode ter bastante importância na determinação dos limites de Atterberg é o modo de preparação das amostras. Se em solos inorgânicos este fator não tem praticamente influência, nos solos orgânicos pode alterar significativamente os resultados, uma vez que a secagem da amostra origina uma diminuição da quantidade de matéria orgânica presente minorando consequentemente a capacidade de absorção de água. Desta forma, a fim de também tentar avaliar o impacto da secagem sobre as características de plasticidade do solo, serão apresentados os valores dos limites de Atterberg em função do modo de preparação da amostra.

4.3.3.2 Limite de liquidez

Para a determinação do limite de liquidez podem ser utilizados dois métodos distintos, o método que usa a concha de Casagrande e o método que usa a queda de um cone (*fall-cone test*). O limite

de liquidez é o índice mais significativo dos limites de consistência, permitindo classificar os solos finos quanto à plasticidade de acordo com o Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Classificação das argilas quanto à plasticidade (Head, 1980)

Plasticidade	w_L (%)
Baixa	< 35
Média	35 - 50
Alta	50 - 70
Muito alta	70 - 90
Extremamente alta	> 90

Como se pode constatar no Quadro 4.6, no conjunto das 9 amostras ensaiadas no estado natural, isto é, sem secagem prévia, verifica-se que o limite de liquidez (w_L) assume valores que variam entre 70% e 110%, com média de 82%. Para as amostras secas ao ar, em número igual a 361, este índice oscila entre os 27% e 98%, com valor médio de 59%.

Quadro 4.6 – Valores estatísticos e extremos do limite de liquidez (w_L)

Índice	Preparação da amostra	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
w_L (%)	Estado natural	70	110	82	12	9
	Seca ao ar	27	98	59	13	361

Os resultados do limite de liquidez assumem variação espacial expressiva em profundidade, como ilustra a Figura 4.5a. Ainda que o número de ensaios disponíveis para profundidades maiores seja inferior, parece existir uma tendência para a banda de variação se estreitar em profundidade. Este facto poderá ser em parte explicado pelo facto de a quantidade de matéria orgânica também diminuir em profundidade (ver 4.3.2).

Analisando os valores médios do limite de liquidez em profundidade, obtidos através da média aritmética dos resultados pontuais para as diversas profundidades, verifica-se que possuem pouca flutuação, assumindo valores que oscilam entre 40% e 60%, para as amostras secas ao ar, e entre 70% e 100%, para as amostras que se encontram no estado natural. Esses resultados podem ser observados na Figura 4.5b.

Outro fenómeno que pode ser observado, quer analisando os resultados pontuais quer analisando os valores médios, é a extraordinária redução da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, produzindo um efeito notável sobre os valores obtidos na determinação do limite de liquidez.

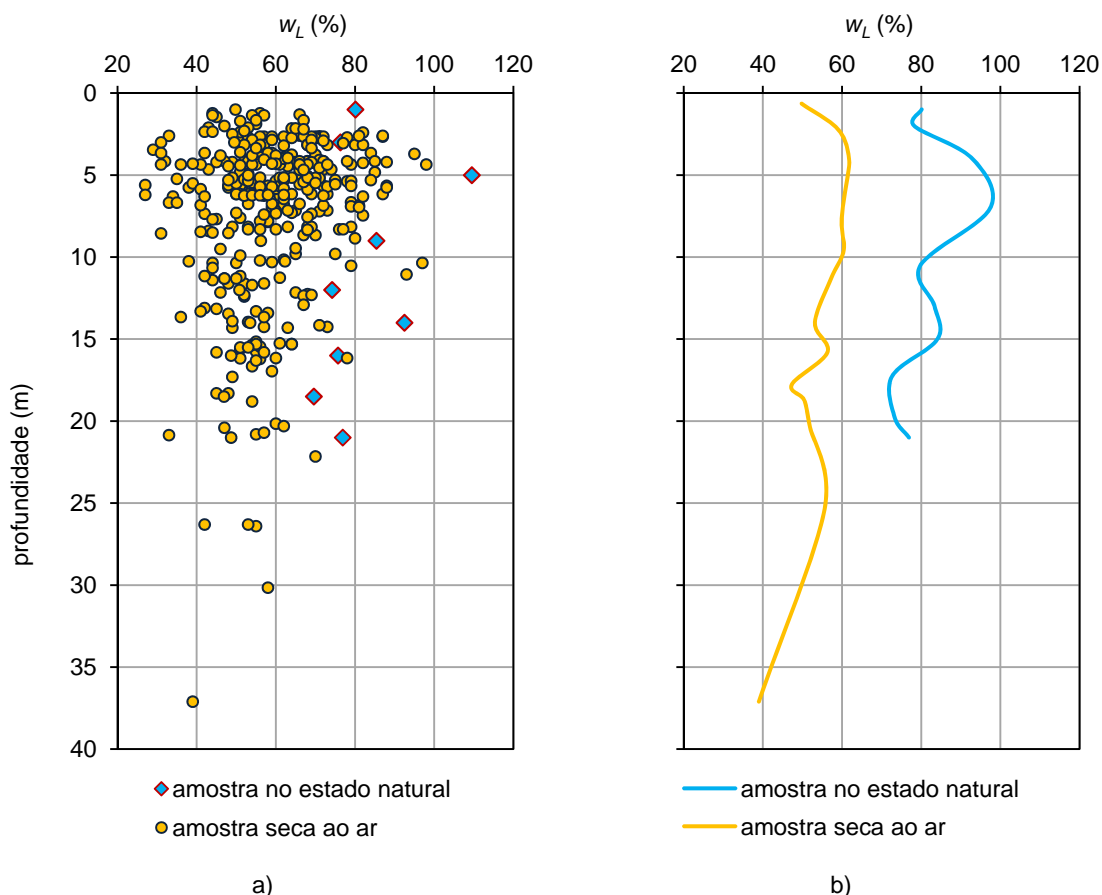


Figura 4.5 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L): a) resultados pontuais; b) valores médios.

De acordo com a classificação apresentada no Quadro 4.5, pode concluir-se que as amostras secas ao ar possuem uma plasticidade média a extremamente alta, enquanto as amostras no estado natural têm plasticidade muito alta a extremamente alta.

No sentido de averiguar se algum parâmetro tem influência na variabilidade acentuada do limite de liquidez foram efetuadas algumas restrições adicionais às mencionadas em 4.2, sendo estas: a) separar os resultados considerando a influência da bacia hidrográfica onde as amostras foram recolhidas e b) considerar amostras com índices de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0.

Considerando a bacia hidrográfica com a constituição geológica atualmente aflorante e apenas considerando as argilas provenientes dos minerais argilosos contidos nas rochas aflorantes e dos minerais de neoformação, as bacias hidrográficas foram agrupadas em quatro grupos:

1°. Rios Cávado, Leça e Guadiana, com uma contribuição predominante do soco ibérico, de granitos, de rochas metassedimentares xistentas e de minerais argilosos precipitados a partir das soluções aquosas veiculadas pelas redes hidrográficas;

2°. Rios Vouga e Mondego, com contribuição mista de rochas hercínicas do soco ibérico e de rochas sedimentares do secundário, de grés, de argilas e de calcários;

3°. Rios Tejo e Sado, com contribuição, em posição distal, de rochas granitóides e metassedimentos xistentos e, em posição proximal, de sedimentos areno-argilosos do Terciário;

4°. Rio Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve, com predominância de rochas carbonatadas, essencialmente calcários do Jurássico e grés do Cretácico.

No Quadro 4.7 estão sintetizados os resultados obtidos e nas Figuras 4.5 e 4.6 representa-se a variação do limite de liquidez em profundidade considerando os novos cenários admitidos.

A limitação aplicada ao índice de vazios apenas afetou no número de resultados de ensaios, uma vez que a variabilidade acentuada do limite de liquidez se mantém.

A análise dos resultados referentes às bacias hidrográficas deve ser feita salvaguardando a considerável diferença entre o número de resultados obtidos para cada grupo. O intervalo de variação do limite de liquidez mantém-se elevado, sendo apenas de salientar que os valores médios obtidos nas bacias hidrográficas dos rios Vouga e Mondego, por um lado, e, Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve, por outro lado, são inferiores aos obtidos nas restantes bacias hidrográficas consideradas.

Quadro 4.7 – Valores estatísticos e extremos do limite de liquidez (w_L) com diversas restrições

Índice	Restrição		Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios	
w_L (%)	e	> 1,0	(1)	70	110	82	12	9
			(2)	33	98	60	12	350
		> 1,5	(1)	70	110	82	12	9
			(2)	41	98	62	11	299
		> 2,0	(1)	76	110	86	13	6
			(2)	43	98	65	12	145
	Bacia hidrográfica	Cávado, Leça e Guadiana	(2)	51	82	64	13	9
		Vouga e Mondego	(1)	70	110	82	12	9
			(2)	31	84	53	10	61
		Tejo e Sado	(2)	27	95	61	12	261
		Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve	(2)	27	98	51	19	28

Legenda:

(1) – amostra no estado natural;

(2) – amostra seca ao ar.

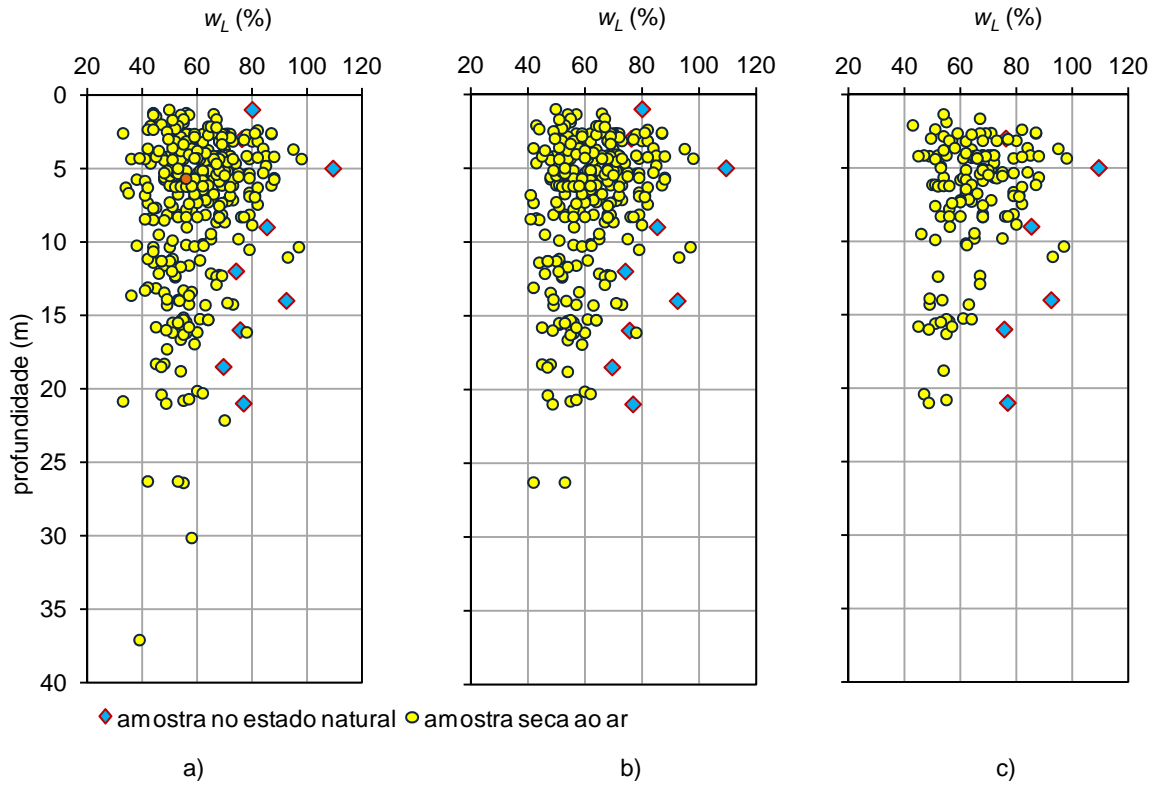


Figura 4.6 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

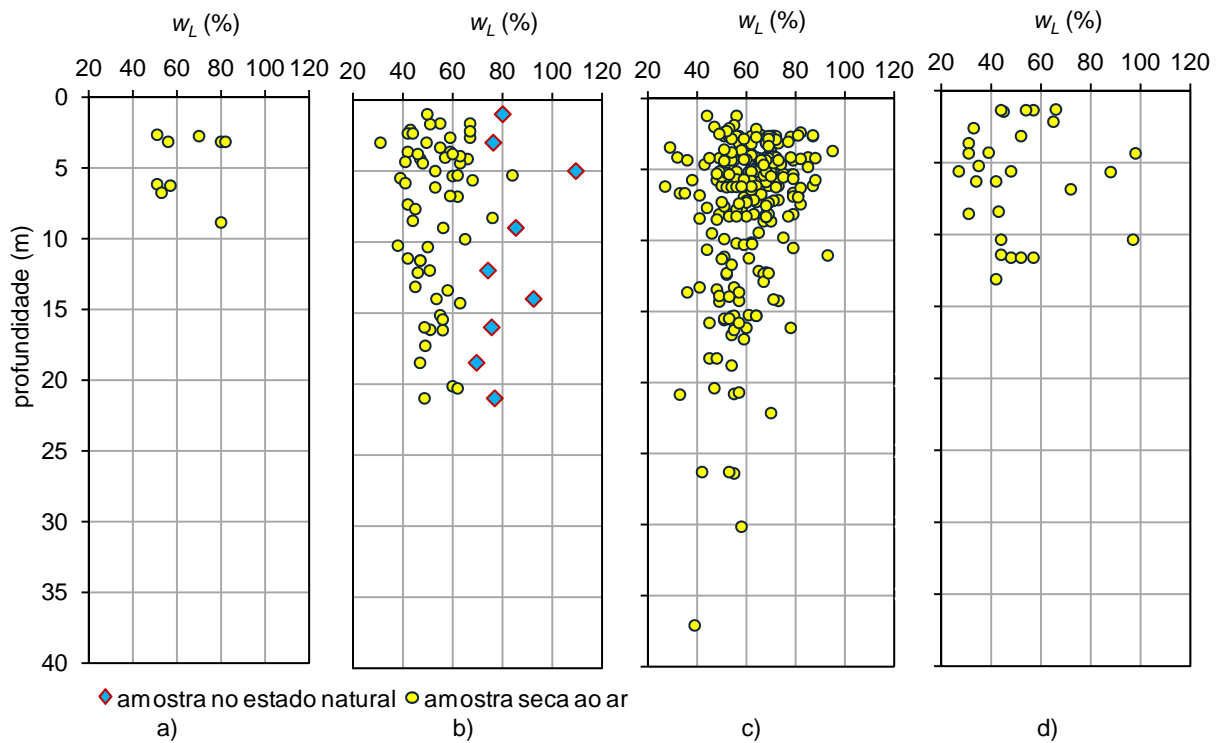


Figura 4.7 – Variação em profundidade do limite de liquidez (w_L) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.

4.3.3.3 Limite de plasticidade e índice de plasticidade

Como se pode constatar no Quadro 4.8, no conjunto das 9 amostras ensaiadas no estado natural, verifica-se que o limite de plasticidade assume valores que variam entre 33% e 45%, com média de 38%. Para as amostras secas ao ar, em número igual a 360, este índice oscila entre os 13% e 69%, com valor médio de 31%.

Quadro 4.8 – Valores estatísticos e extremos do limite de plasticidade (w_P)

Índice	Preparação da amostra	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
w_P (%)	Estado natural	33	45	38	5	9
	Seca ao ar	13	69	31	7	360

Analisando a Figura 4.8a, onde se representa os resultados pontuais da variação do limite de plasticidade em profundidade, verifica-se que são mais constantes para maiores profundidades.

A Figura 4.8b permite concluir que, tal como constatado aquando da análise do limite de liquidez, os valores médios do limite de plasticidade em profundidade quando as amostras são previamente secas ao ar mostram pouca oscilação, apresentando aos 10 m e aos 23 m alguma variação pontual, normalizando novamente para maiores profundidades.

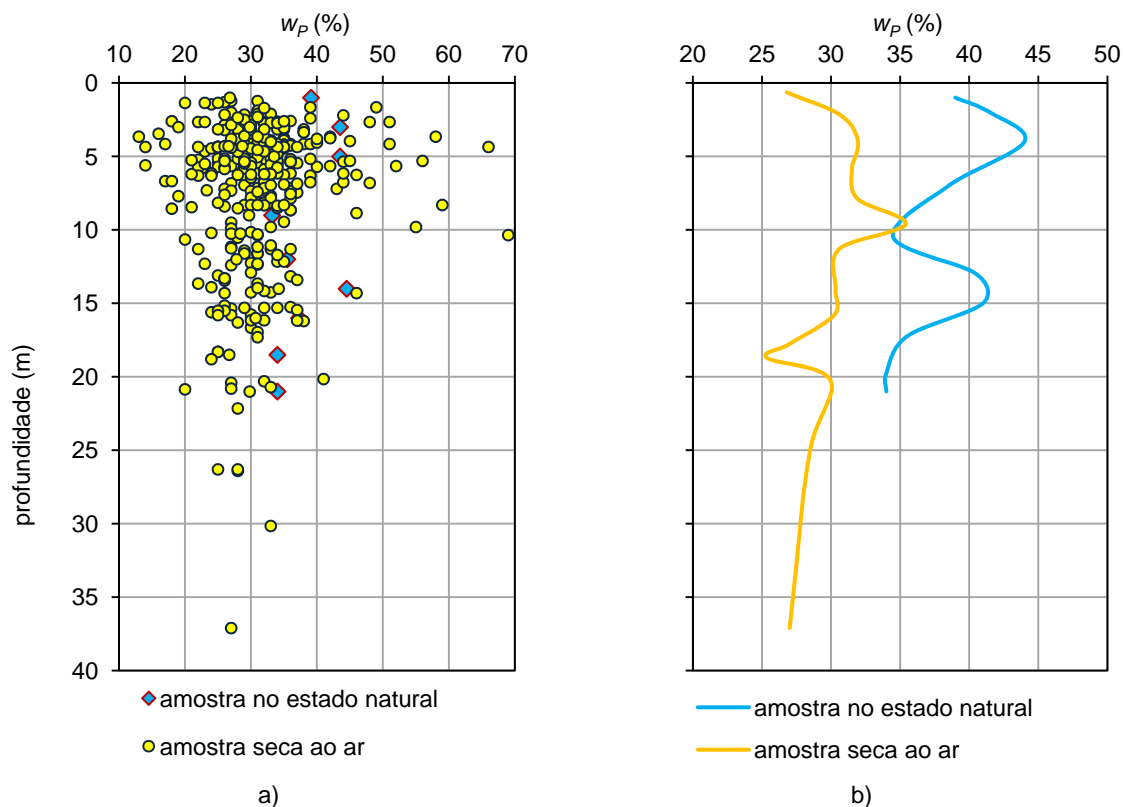


Figura 4.8 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_P): a) resultados pontuais; b) valores médios.

Analisando os valores do limite de plasticidade das amostras com resultados do índice de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0 pode verificar-se que a restrição não afeta a variabilidade do parâmetro, apenas se reflete no número de ensaios.

A análise dos resultados por agrupamento de bacias hidrográficas evidencia dois padrões de comportamento. Verifica-se que os valores médios do limite de plasticidade nas bacias hidrográficas dos rios Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve, por um lado, e Tejo e Sado, por outro lado, são inferiores aos obtidos nas restantes bacias hidrográficas consideradas. Esta observação corrobora em parte os resultados obtidos para o limite de liquidez relativamente às bacias hidrográficas dos rios Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve.

Os resultados obtidos estão representados no Quadro 4.9 e nas Figuras 4.8 e 4.9.

Quadro 4.9 – Valores estatísticos e extremos do limite de plasticidade (w_p) com diversas restrições

Índice	Restrição		Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios	
w_p (%)	e	> 1,0	(1)	33	45	38	5	9
			(2)	18	69	32	7	350
		> 1,5	(1)	33	45	38	5	9
			(2)	21	69	32	7	299
		> 2,0	(1)	33	45	39	5	6
			(2)	22	69	34	8	145
	Bacia hidrográfica	Cávado, Leça e Guadiana	(2)	23	46	35	9	9
			(1)	33	45	38	5	9
		Vouga e Mondego	(2)	19	59	36	9	61
			(1)	33	45	38	5	9
		Tejo e Sado	(2)	16	43	30	4	261
	Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve	(2)	13	69	28	13	28	

Legenda:

(1) – amostra no estado natural;

(2) – amostra seca ao ar.

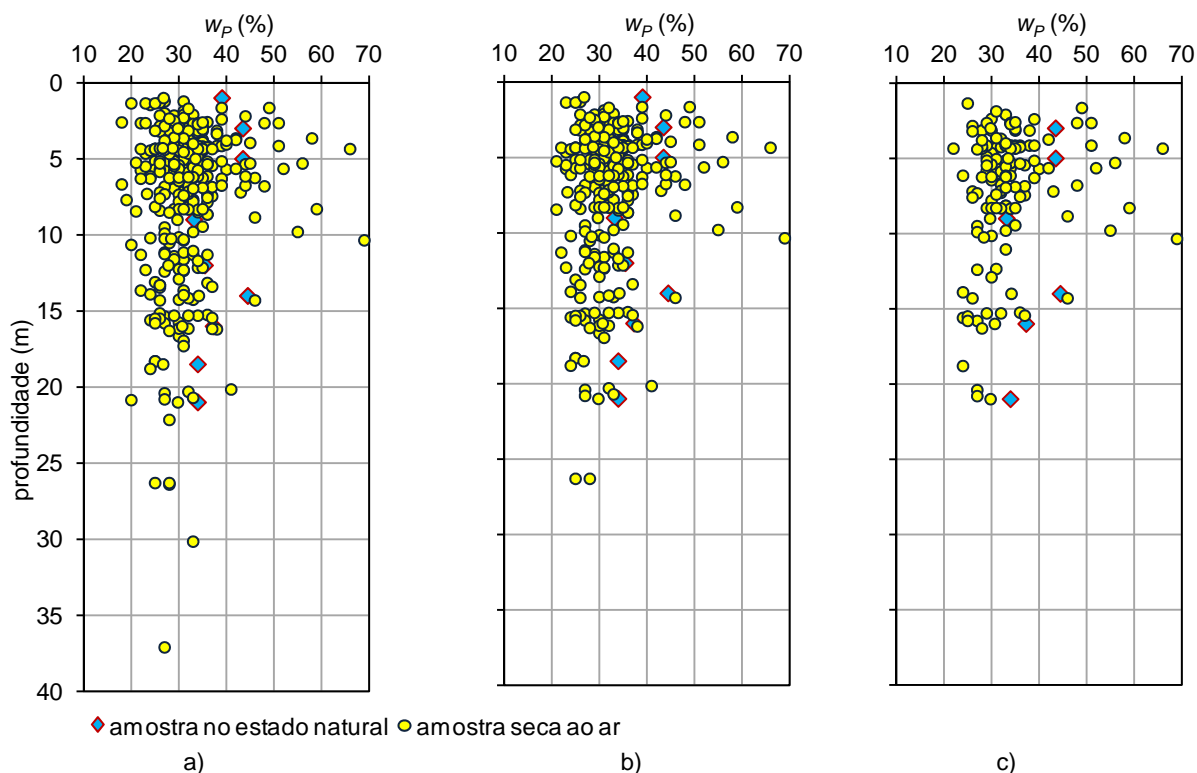


Figura 4.9 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_p) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

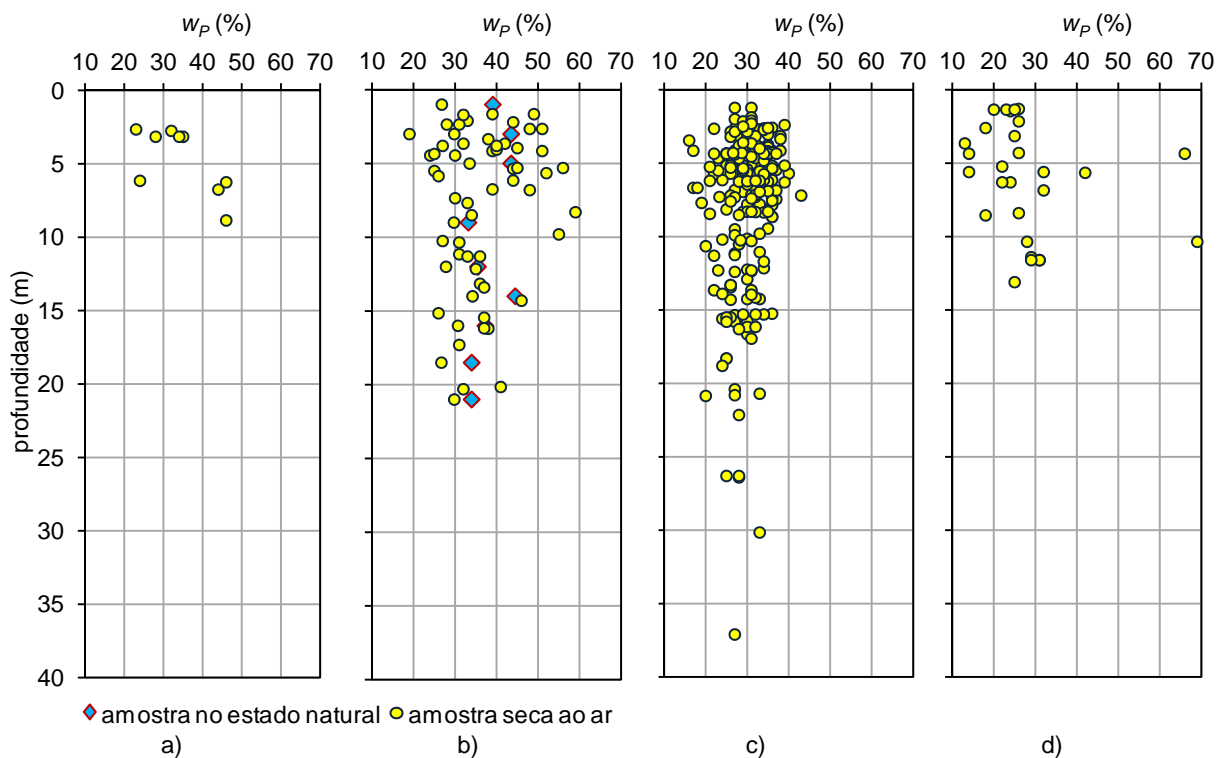


Figura 4.10 – Variação em profundidade do limite de plasticidade (w_p) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.

Como se pode constatar no Quadro 4.10, no conjunto das 9 amostras ensaiadas no estado natural, verifica-se que o índice de plasticidade (I_p) assume valores que variam entre 33% e 66%, com média de 44%. Para as amostras secas ao ar, em número igual a 360, este índice oscila entre os 6% e 63%, com valor médio de 28%.

Quadro 4.10 – Valores estatísticos e extremos do índice de plasticidade (I_p)

Índice	Preparação da amostra	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
I_p (%)	Estado natural	33	66	44	10	9
	Seca ao ar	6	63	28	10	360

Analisando a Figura 4.11a, onde se representa os resultados pontuais do índice de plasticidade em profundidade, verifica-se que, para a mesma profundidade, o índice de plasticidade tem uma variação extremamente acentuada. No entanto, analisando a Figura 4.11b, onde se representa os valores médios para as mesmas profundidades, a variabilidade em profundidade não é tão expressiva quando as amostras são previamente secas ao ar.

À semelhança do que tinha sido observado quando se estudou a evolução em profundidade do limite de liquidez, quer analisando os resultados pontuais quer analisando os valores médios, é a extraordinária redução da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, produzindo um efeito notável sobre os valores obtidos na determinação do índice de plasticidade. Verifica-se também que a banda de variação deste índice diminui em profundidade.

A aplicação das restrições mencionadas aquando do estudo dos limites de Atterberg não afeta a variabilidade do parâmetro, apenas se reflete no número de ensaios. Esta conclusão era expectável uma vez que este índice é determinado diretamente através dos limites de liquidez e de plasticidade.

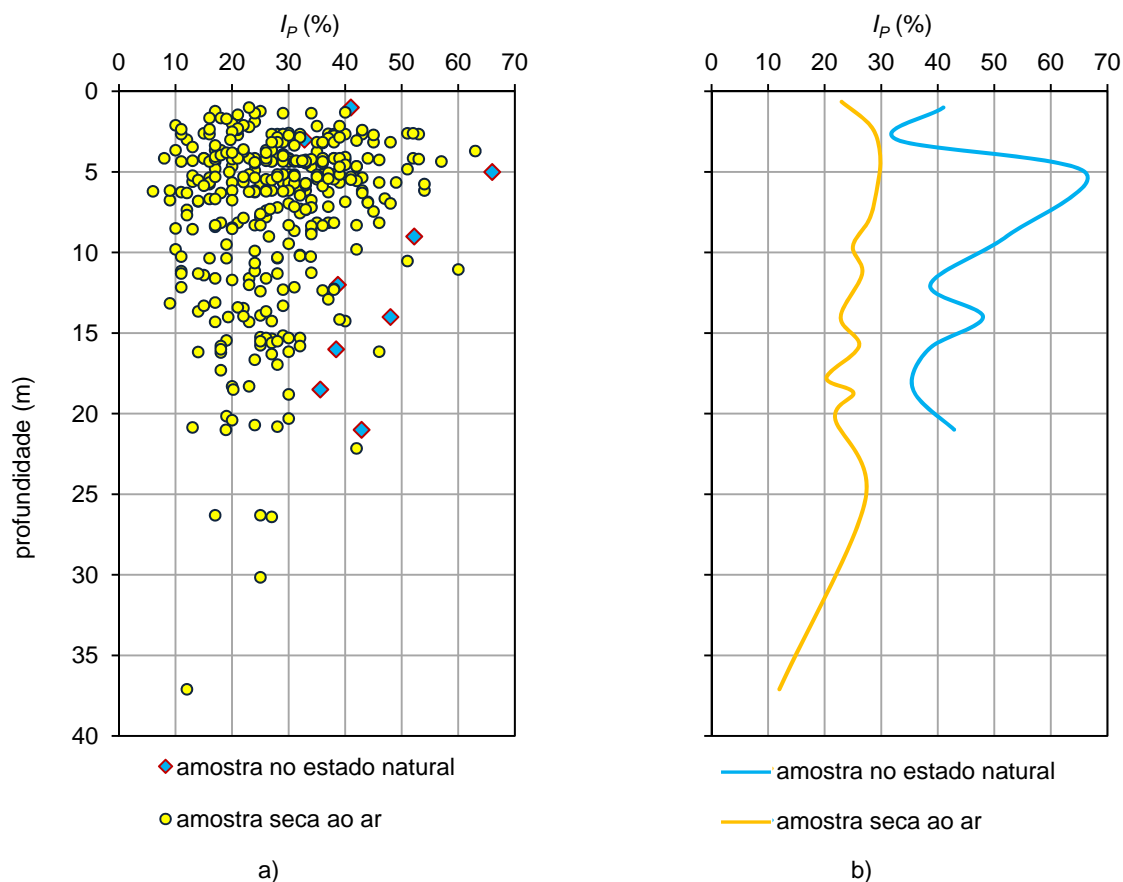


Figura 4.11 – Variação em profundidade do índice de plasticidade (I_p): a) resultados pontuais; b) valores médios.

4.3.4 ATIVIDADE DAS ARGILAS

A atividade das argilas é a razão entre o índice de plasticidade e a percentagem da fração argilosa menor que 0,002 mm.

Nos solos inorgânicos este índice serve como indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argila. Já nos solos orgânicos, dada a grande influência da matéria orgânica nas características de plasticidade dos mesmos, torna-se necessário definir qual o modo de preparação das amostras para a escolha dos valores do índice de plasticidade. Tal facto é relatado por Coelho (2000) relativamente a solos orgânicos da Quinta do Foja (baixo Mondego), onde verifica que as maiores atividades ocorrem nas amostras ensaiadas no estado natural, uma vez que o índice de plasticidade engloba, nesse caso, as componentes que refletem a plasticidade associada à matéria orgânica. À medida que a secagem reduz a influência da matéria orgânica sobre a plasticidade do solo, a atividade exibida pelas amostras diminui fortemente, aproximando-se de valores mais compatíveis com a mineralogia da fração argilosa presente no solo.

Atendendo ao exposto, fez-se uma divisão dos resultados obtidos de acordo com o modo de preparação das amostras.

O Quadro 4.11 e a Figura 4.12 apresentam os valores estatísticos e extremos da atividade das argilas e a Figura 4.13 representa a relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade para misturas de areia de quartzo com frações puras de caulinite, ilite e montmorilonite.

Quadro 4.11 – Valores estatísticos e extremos da Atividade (A_t)

Índice	Modo de preparação das amostras	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
A_t	Estado natural	1,29	4,13	2,39	0,77	10
	Seco a 100°C	0,77	1,31	1,08	0,16	10
	Seco a 400°C	0,42	0,72	0,56	0,10	10

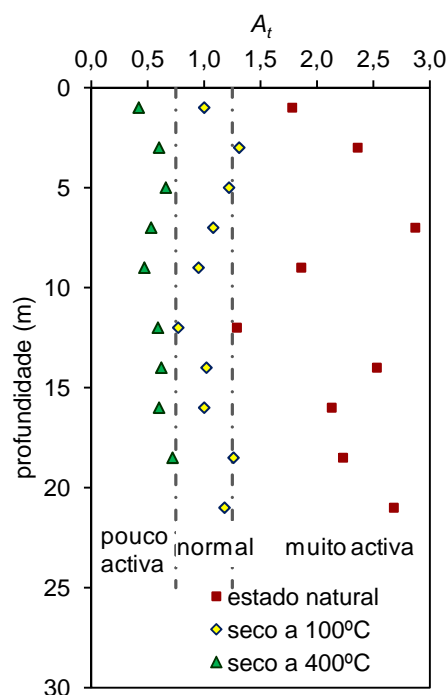


Figura 4.12 – Variação em profundidade da atividade da fração argilosa (A_t).

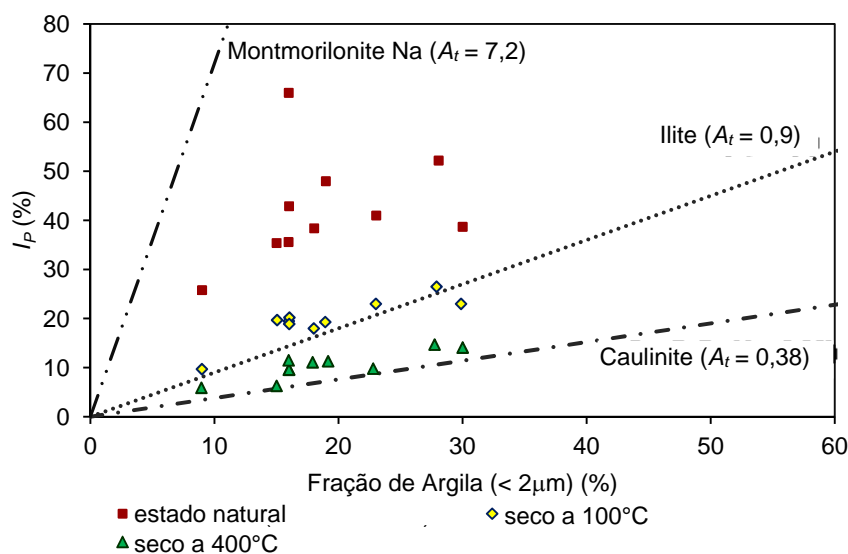


Figura 4.13 – Comparação da atividade calculada e a dos minerais de argila de referência (adaptado de Skempton, 1953).

Não podendo generalizar-se o estudo a todos os solos moles existentes no continente português, dado o relativamente baixo número de resultados disponível, verifica-se que a variabilidade da atividade da fração argilosa é muito grande. No entanto, verifica-se que o valor da atividade da fração argilosa se reduz drasticamente com o processo de secagem das amostras, passando de argilas muito ativas no caso de amostras no estado natural para pouco ativas quando secas a 400°C.

Como refere Coelho (2000), o cálculo da atividade com base nos resultados obtidos sobre as amostras no estado natural padece de deficiências concetuais inaceitáveis uma vez que fornece informação meramente qualitativa no que concerne à influência da matéria orgânica sobre a plasticidade do solo. Pelo contrário, os resultados das amostras secas a 400°C refletem a plasticidade associada quase exclusivamente aos seus minerais argilosos, fornecendo indicações relativamente fiáveis acerca da composição mineralógica da fração argilosa. A secagem do solo a 100°C, constitui talvez o procedimento menos conveniente para a caracterização da atividade de um solo orgânico, uma vez que não reflete a plasticidade real do solo natural nem permite a identificação correta dos tipos de minerais argilosos presentes no solo.

Tendo em conta o exposto, analisando os resultados das amostras secas a 400°C, denota-se uma boa aproximação dos valores da atividade em relação à linha característica da caulinite, devendo-se a ligeira diferença para mais dos valores obtidos à eventual presença de alguma matéria orgânica ainda presente no solo, mesmo após secagem a 400°C ou presença de outros minerais mais ativos.

4.3.5 OBSERVAÇÕES FINAIS

A análise das características de identificação dos solos moles ocorrentes nos vales aluvionares do continente português permitiu aclarar algumas particularidades do seu comportamento.

A análise granulométrica das amostras estudadas mostrou que estes solos possuem uma composição relativamente uniforme em profundidade, em que 90% do solo é em geral constituído por fração fina (silte e argila). Nesta a percentagem de silte é predominante, oscilando entre 50% e 65% da amostra.

A análise dos limites de Atterbeg, permitiu concluir que estes solos apresentam média a alta plasticidade. Verifica-se que os valores pontuais destes índices em profundidade assumem uma variação espacial expressiva, estreitando a sua banda de variação em profundidade. Os valores médios destes parâmetros apresentam pouca flutuação.

Observando os valores pontuais e os valores médios do teor em matéria orgânica em profundidade, verifica-se que estes assumem uma variabilidade espacial expressiva, diminuindo em profundidade, o que permite concluir sobre a responsabilidade deste parâmetro na variação espacial observada para as restantes propriedades.

4.4 PARÂMETROS FÍSICOS

4.4.1 TEOR EM ÁGUA (w)

Nos solos com matriz argilosa, o teor em água é o parâmetro físico fundamental para, de forma expedita, antecipar certas tendências do comportamento mecânico do solo, sobretudo quando comparado com os limites de Atterberg.

Como se pode constatar no Quadro 4.12, no conjunto das 461 amostras estudadas, verifica-se que o teor em água (w) assume valores que variam entre 6% e 127%, com média de 64%.

Índice físico	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
w (%)	6	127	64	17	461

Analisando os valores pontuais do teor em água em profundidade, representados na Figura 4.14a, verifica-se que assumem uma variabilidade espacial muito significativa, como aliás seria de esperar. Como também seria de esperar, observa-se uma clara tendência para a progressiva redução do teor em água em profundidade, como ilustra a Figura 4.14b.

Ainda que o número de ensaios disponíveis para profundidades maiores seja inferior, parece existir uma tendência para a banda de variação do teor em água se estreitar em profundidade. Este estudo corrobora o observado por Coelho (2000) nos estudos efetuados sobre solos com características semelhantes aos solos objeto do presente estudo.

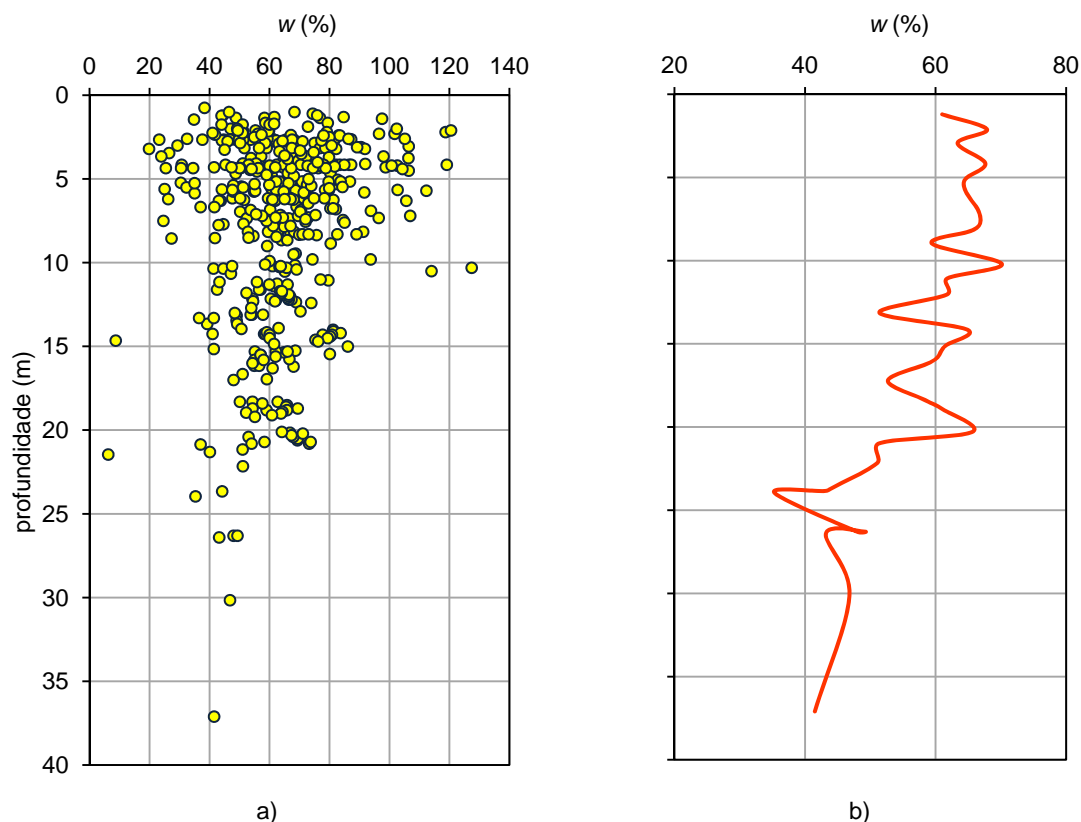


Figura 4.14 – Variação em profundidade do teor em água (w): a) resultados pontuais; b) valores médios.

No sentido de averiguar se mais algum parâmetro tem influência na variabilidade acentuada do teor em água foi efetuada uma restrição suplementar do que as já mencionadas em 4.3.3.2, sendo esta a limitação do intervalo considerado inicialmente o grau de saturação, passando apenas a considerar resultados para $95\% < S_r < 105\%$. No Quadro 4.13 e na Figura 4.15 apresentam os resultados obtidos para as diversas restrições consideradas.

Analisando os resultados apresentados na Figura 4.16 pode verificar-se que a restrição não afeta a grande variabilidade do parâmetro, apenas se reflete no número de ensaios. O mesmo sucede com a limitação aplicada ao índice de vazios, pois considerando valores superiores a 1,0, 1,5 e 2,0 o valor do teor em água continua a ter uma variação considerável, como se pode verificar na Figura 4.17.

A análise dos resultados referentes à bacia hidrográfica, representados na Figura 4.18, salvaguardando o facto de o número de resultados ser bastante diferente, não evidencia diferentes

padrões de comportamento. No entanto, pode observar-se uma maior variabilidade do teor em água nas bacias hidrográficas dos rios Vouga, Mondego, Tejo e Sado.

Quadro 4.13 – Valores estatísticos e extremos do teor em água (w) com diversas restrições

Índice	Restrição	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios	
S_r (%)	95% < S_r < 105%	6	127	65	18	282	
	e	$e > 1,0$	6	127	65	16	448
		$e > 1,5$	6	127	68	15	380
		$e > 2,0$	6	127	75	18	187
w (%)	Cávado, Leça e Guadiana	40	86	63	13	25	
	Bacia hidrográfica	Vouga e Mondego	29	127	69	19	122
		Tejo e Sado	6	119	63	15	276
		Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve	23	79	48	14	34

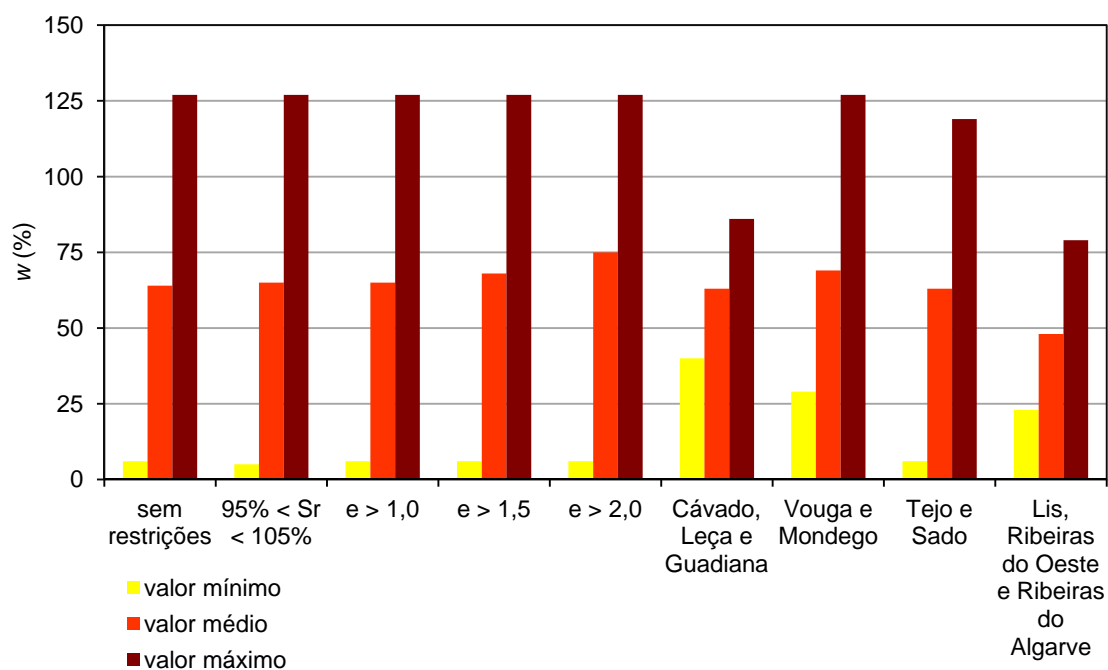


Figura 4.15 – Valores estatísticos e extremos do teor em água (w) com diversas restrições.

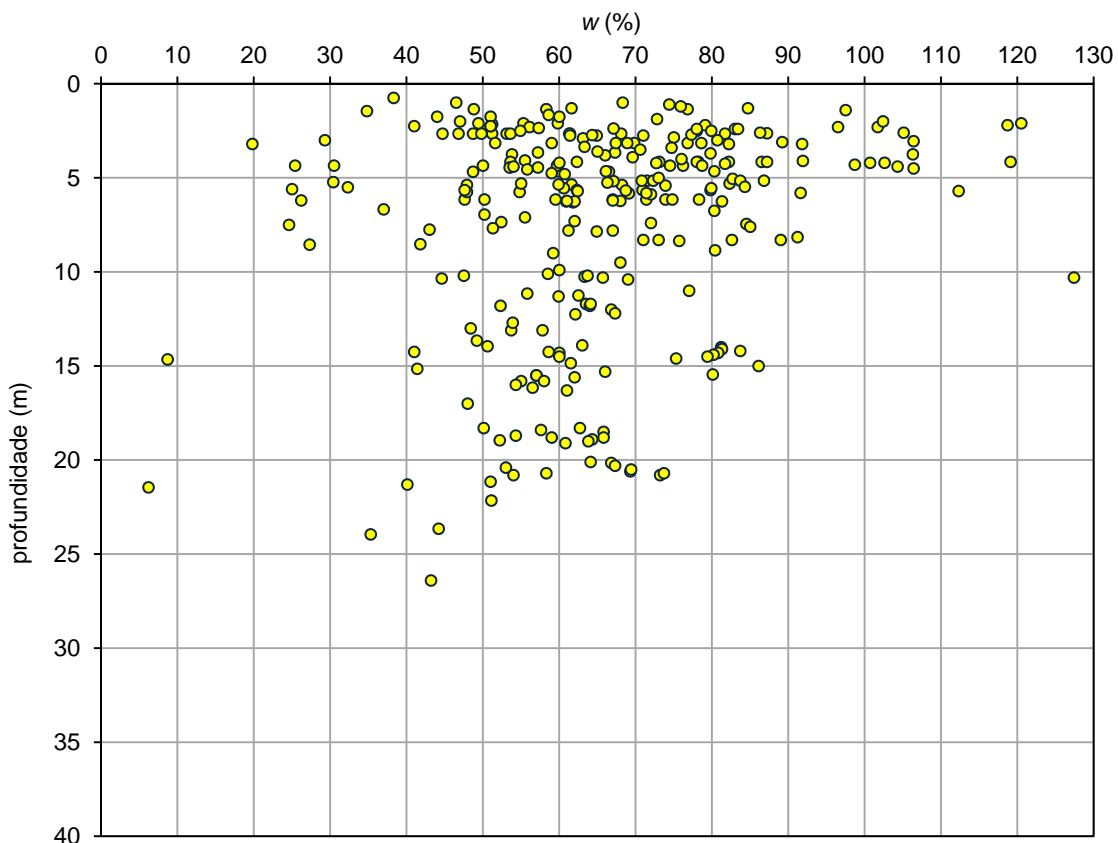


Figura 4.16 – Variação em profundidade do teor em água (w) para $95\% < S_r < 105\%$.

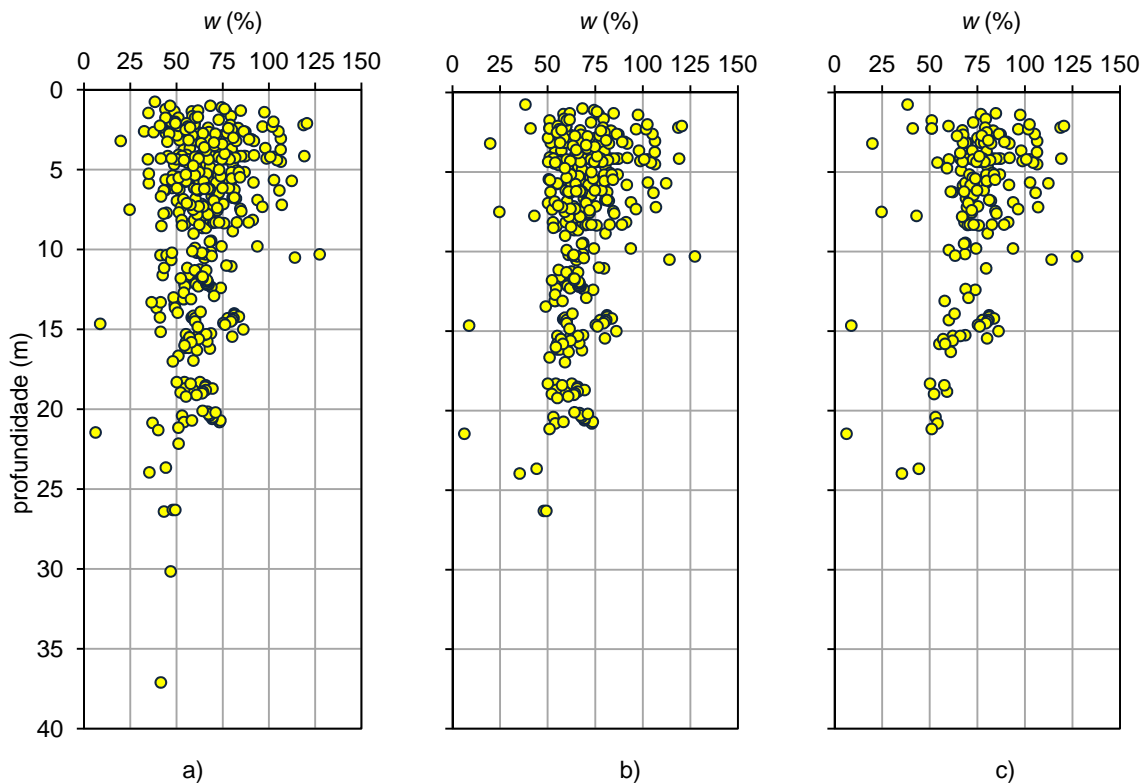


Figura 4.17 – Variação em profundidade do teor em água (w) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

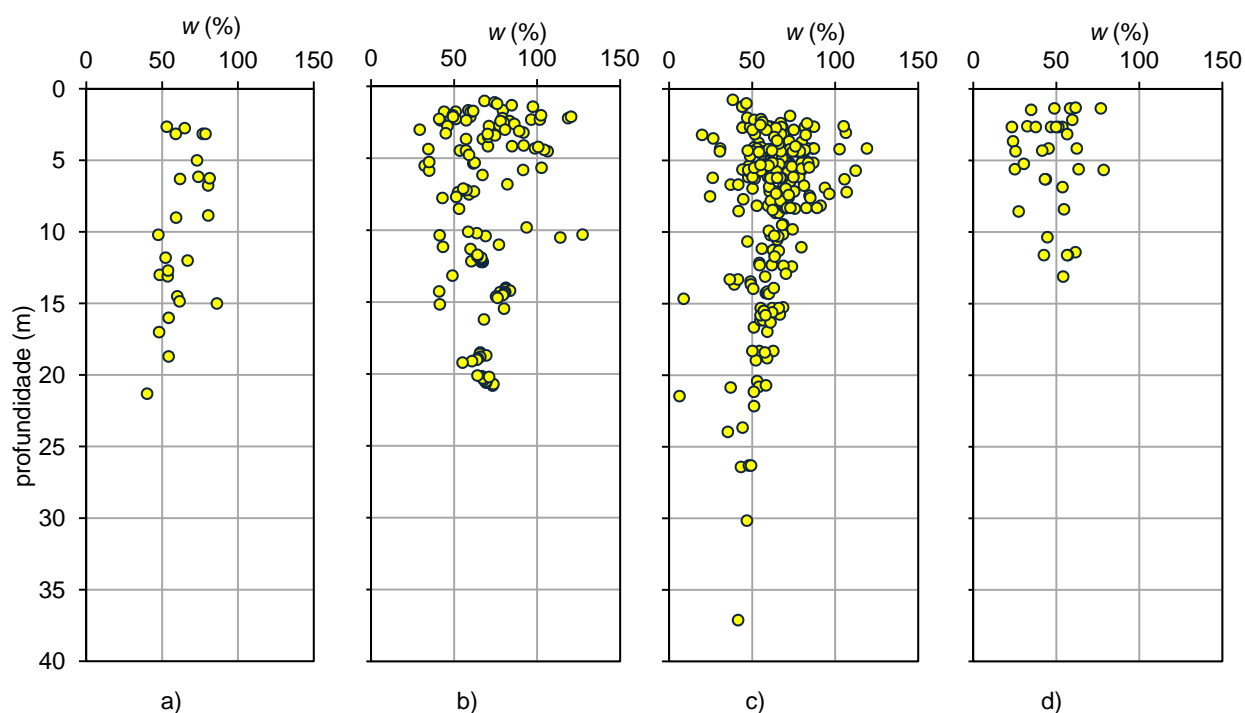


Figura 4.18 – Variação em profundidade do teor em água (w) por bacia hidrográfica: a) Cávado, Leça e Guadiana; b) Vouga e Mondego; c) Tejo e Sado; d) Lis, Ribeiras do Oeste, Ribeiras do Algarve e Guadiana.

4.4.2 ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA E DE LIQUIDEZ

No que respeita à consistência, os solos finos podem ser subdivididos pelo seu índice de consistência, I_C , obtido através da expressão:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad (4.1)$$

como expressa o Quadro 4.14,

Quadro 4.14 – Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2006)

Argila	I_C
Muito mole	0,0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	> 1,00

Certos autores preferem o uso do chamado índice de liquidez com a expressão:

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \quad (4.2)$$

Desta forma, verifica-se que o índice de consistência se relaciona com o índice de liquidez por meio da equação:

$$I_L = 1 - I_C \quad (4.3)$$

Como se pode constatar no Quadro 4.15, no conjunto das 5 amostras ensaiadas no estado natural, verifica-se que o índice de consistência assume valores que variam entre -0,13 e 0,29, com média de 0,14. Para as amostras secas ao ar, em número igual a 340, este índice oscila entre os -3,05 e 0,50, com valor médio de -0,25.

Analisando a Figura 4.19a, onde se representam os resultados pontuais do índice de consistência em profundidade, verifica-se que a variação do mesmo é significativa. Verifica-se que um grande número de resultados assume valores entre -1,5 e 0,5, significando que nesses casos se está perante solos com consistência muito mole e mole.

Quadro 4.15 – Valores estatísticos e extremos do índice de consistência (I_C) e do índice de liquidez (I_L)

Índice	Preparação da amostra	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
I_C	Estado natural	-0,13	0,29	0,14	0,17	5
	Seca ao ar	-3,05	0,50	-0,25	0,59	340
I_L	Estado natural	0,71	1,13	0,86	0,17	5
	Seca ao ar	0,50	4,05	1,25	0,59	340

Analisando os valores médios representativos do índice de consistência, apresentados na Figura 4.19b, isto é, caracterizando o seu comportamento pela média aritmética, calculada por metro, dos respetivos valores determinados a cada profundidade, verifica-se que este assume quase sempre valores compreendidos entre 0,5 e -0,5.

A mesma conclusão pode ser retirada da análise da Figura 4.20a, onde se verifica que a posição relativa do teor em água médio do solo apresenta valores em muitos casos superiores ao limite de liquidez, o que está em coerência com os valores negativos obtidos para o índice de consistência.

Na Figura 4.20b pode verificar-se que para a grande generalidade dos resultados o valor do teor em água é superior ao limite de liquidez em cerca de 20% a 50%. Estes resultados têm a ver naturalmente com a subestimação do limite de liquidez associado à secagem prévia das amostras na maior parte dos casos analisados, conforme foi já discutido.

É importante salientar que a observação atenta do conjunto de resultados das Figuras 4.19 e 4.20 mostra uma tendência para a redução do teor em água em relação ao limite de liquidez com o aumento da profundidade, o que seria razoável esperar.

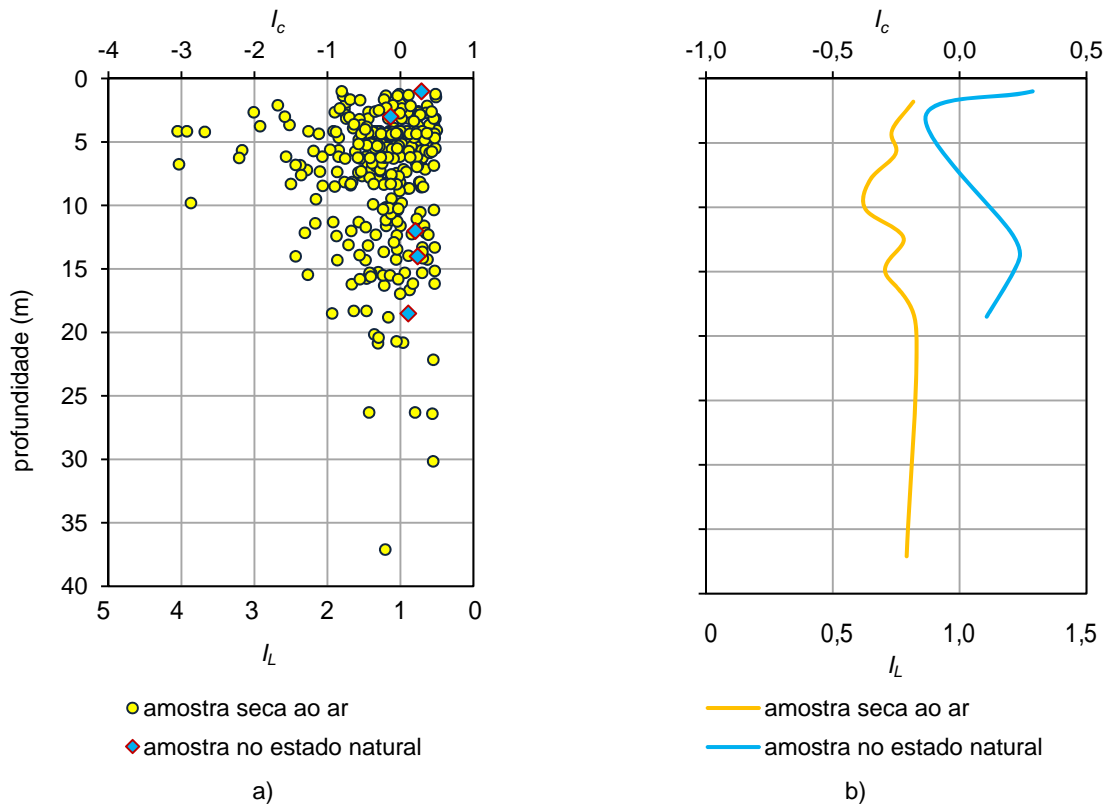


Figura 4.19 – Variação em profundidade do índice de consistência (I_c) e do índice de liquidez (I_L): a) resultados pontuais; b) valores médios.

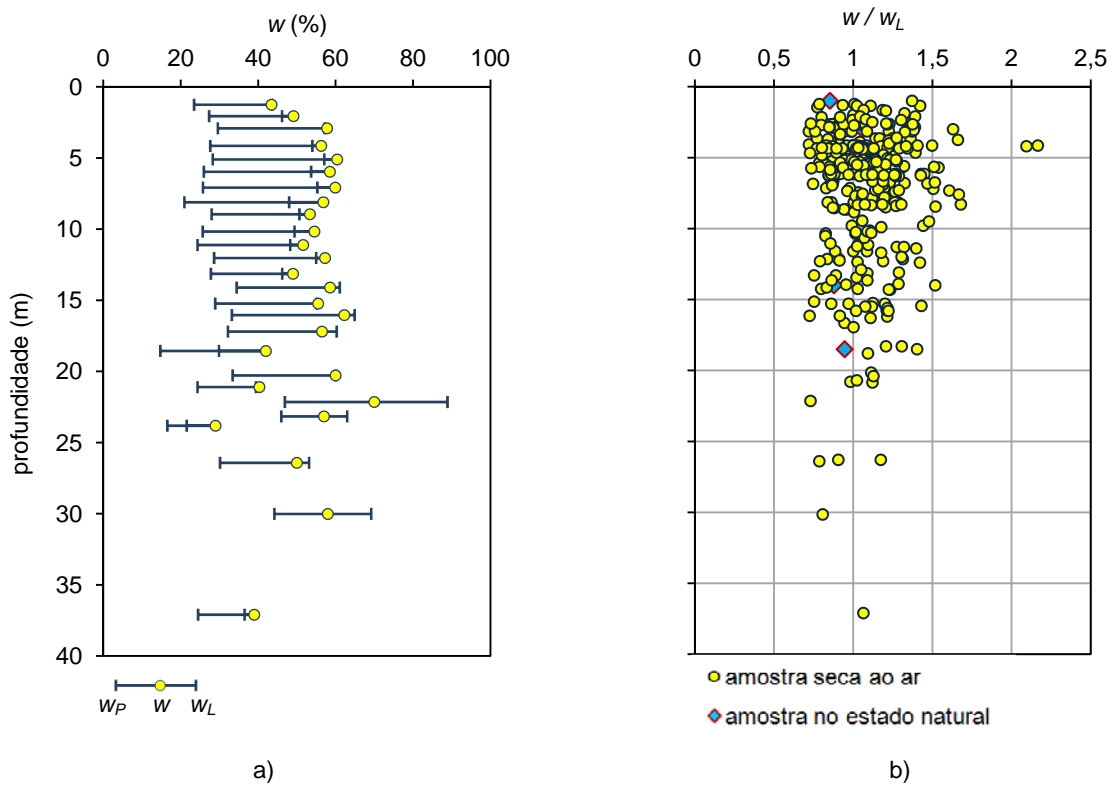


Figura 4.20 – Teor em água na comparação com os: a) limites de liquidez e de plasticidade (valores médios); b) limites de liquidez (valores pontuais).

4.4.3 PESO VOLÚMICO (γ)

Analisando os valores obtidos das 497 amostras estudadas, verifica-se que o peso volúmico (γ) assume valores que variam entre 12,0 e 20,3 kN/m³, com média de 15,9 kN/m³, conforme se indica no Quadro 4.16.

Índice físico	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
γ (kN/m ³)	12,0	20,3	15,9	1,4	497

A Figura 4.21a apresenta os resultados pontuais obtidos em profundidade na determinação do peso volúmico. A distribuição é em tudo semelhante ao já observado aquando do estudo do teor em água, isto é, não se evidencia nenhuma tendência bem definida de variação do peso volúmico em profundidade verificando-se uma maior dispersão de resultados para pequenas profundidades.

A análise dos valores médios em profundidade, representados na Figura 4.21b, permite verificar que para maiores profundidades o peso volúmico tende a ser superior, como seria de esperar.

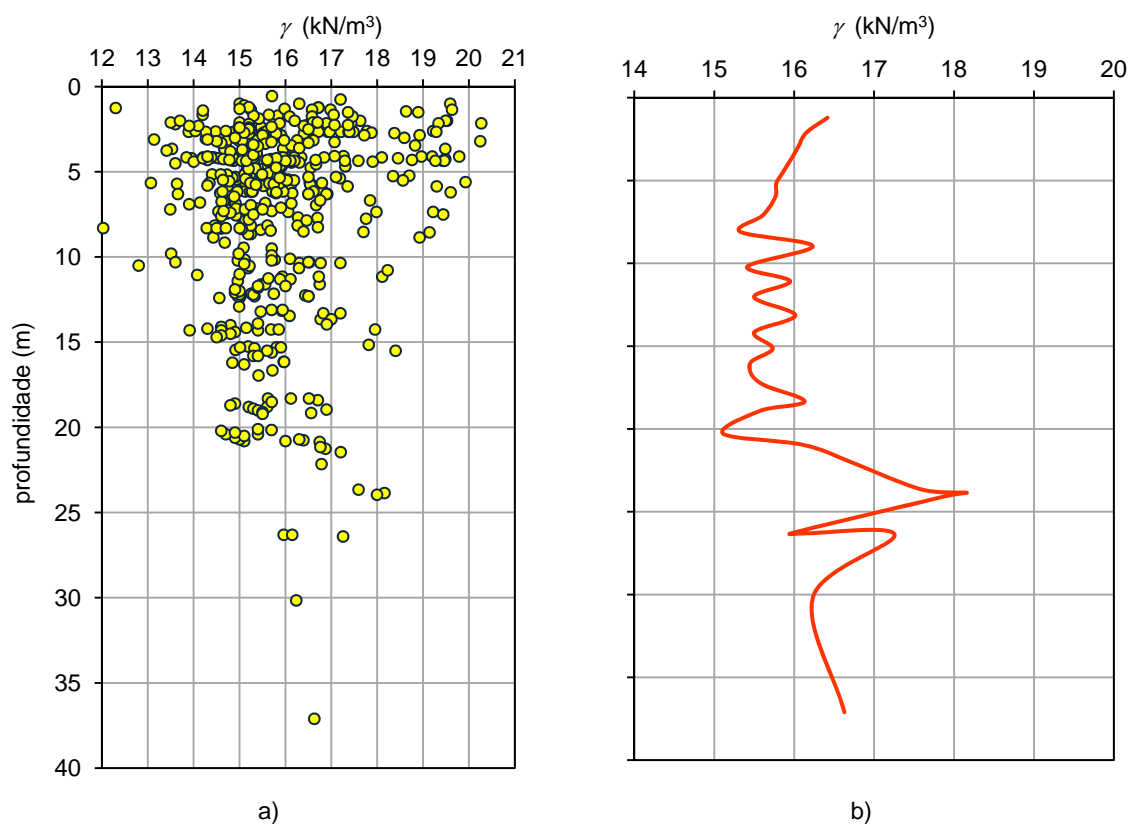


Figura 4.21 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ): a) resultados pontuais; b) valores médios.

Analisando os valores do peso volúmico das amostras com resultados do grau de saturação compreendidos entre 95% e 105% pode verificar-se que a restrição não afeta a grande variabilidade demonstrada. Já a limitação imposta ao índice de vazios tem um ligeiro impacto neste parâmetro físico, diminuindo o respetivo valor médio com o aumento do índice de vazios, como aliás seria de esperar.

Os resultados obtidos estão representados no Quadro 4.17e nas Figuras 4.22 e 4.23.

Quadro 4.17 – Valores estatísticos e extremos do peso volúmico (γ) com diversas restrições

Índice	Restrição	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios	
γ (kN/m ³)	S_r (%)	95% < S_r < 105%	12,3	20,3	16,1	1,4	317
	e	$e > 1,0$	12,0	20,2	15,6	1,0	458
		$e > 1,5$	12,0	20,2	15,3	0,9	380
		$e > 2,0$	12,0	20,2	15,0	1,1	184

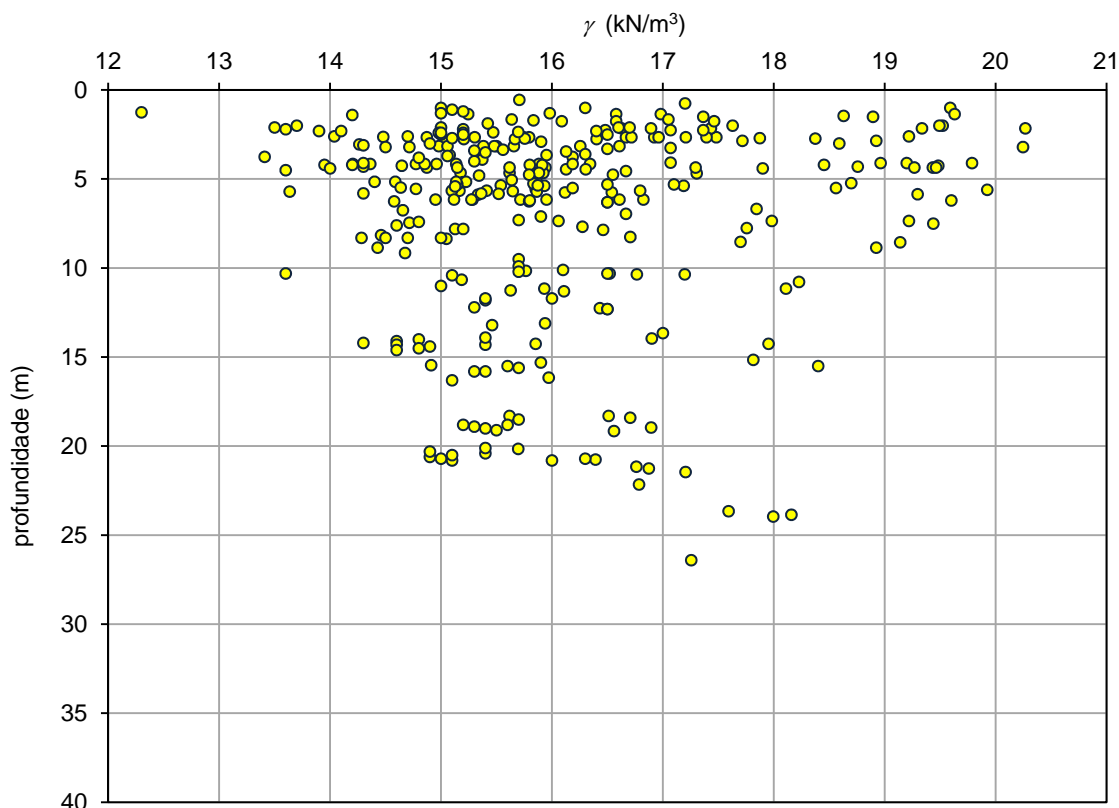


Figura 4.22 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ) para 95% < S_r < 105%.

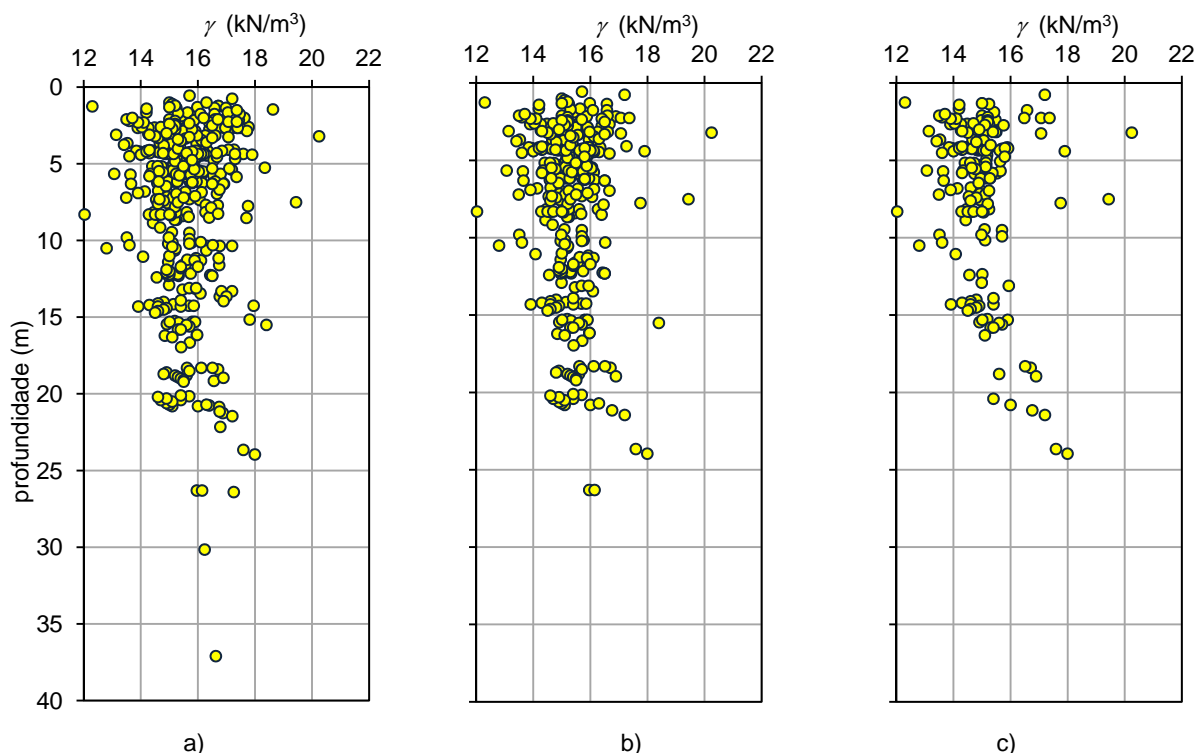


Figura 4.23 – Variação em profundidade do peso volúmico (γ) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

4.4.4 DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS (G_s)

O valor da densidade das partículas sólidas assume pouca oscilação em torno do valor médio 2,65, devendo-se a variação à composição mineralógica do solo. Bowles (1996) apresenta intervalos de valores da densidade das partículas sólidas em função do tipo de solo (Quadro 4.18).

Quadro 4.18 – Valores da densidade das partículas sólidas (adaptado de Bowles, 1996)

Tipo de solo	G_s
Cascalho	2,65 - 2,68
Areia	2,65 - 2,68
Silte inorgânico	2,62 - 2,68
Argila orgânica	2,58 - 2,65
Argila inorgânica	2,68 - 2,75

Analisando os valores obtidos nos 458 ensaios apresentados no Quadro 4.19, verifica-se que a densidade das partículas sólidas (G_s) assume valores que variam entre 2,44 e 2,87, com média de 2,69, valores estes característicos de solos siltsos e argilosos.

Quadro 4.19 – Valores estatísticos e extremos da densidade das partículas sólidas (G_s)

Índice físico	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
G_s	2,44	2,87	2,69	0,08	458

A análise dos resultados referentes à bacia hidrográfica onde as amostras foram recolhidas sugere que a densidade das partículas sólidas apresenta um valor médio mais elevado nas bacias hidrográficas dos rios Vouga, Mondego, Tejo, Sado, Lis e das Ribeiras do Oeste do Algarve e do Guadiana. Este facto pode estar relacionado com as rochas que estão na origem da formação destes solos sedimentares e no próprio processo de sedimentação subjacente.

Os resultados obtidos estão representados no Quadro 4.20.

Quadro 4.20 – Valores estatísticos e extremos da densidade das partículas solidas (G_s) com diversas restrições

Índice	Restrição	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
G_s	Cávado, Leça e Guadiana	2,54	2,77	2,69	0,09	12
	Vouga e Mondego	2,45	2,87	2,61	0,06	135
	Tejo e Sado	2,44	2,85	2,72	0,06	261
	Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve	2,59	2,85	2,71	0,06	45

4.4.5 ÍNDICES COMPLEMENTARES

4.4.5.1 Índice de vazios (e)

O Quadro 4.21 apresenta os valores estatísticos e extremos do índice de vazios (e) determinados experimentalmente para cada amostra estudada. Das 451 amostras estudadas, verificam-se que apresentam valores do índice de vazios variando dentro de um intervalo muito lato: 0,54 e 3,16.

Quadro 4.21 – Valores estatísticos e extremos do índice de vazios (e)

Índice físico	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
e	0,54	5,93	1,77	0,56	509

Apresenta-se na Figura 4.24 a variação do índice de vazios (e) em profundidade.

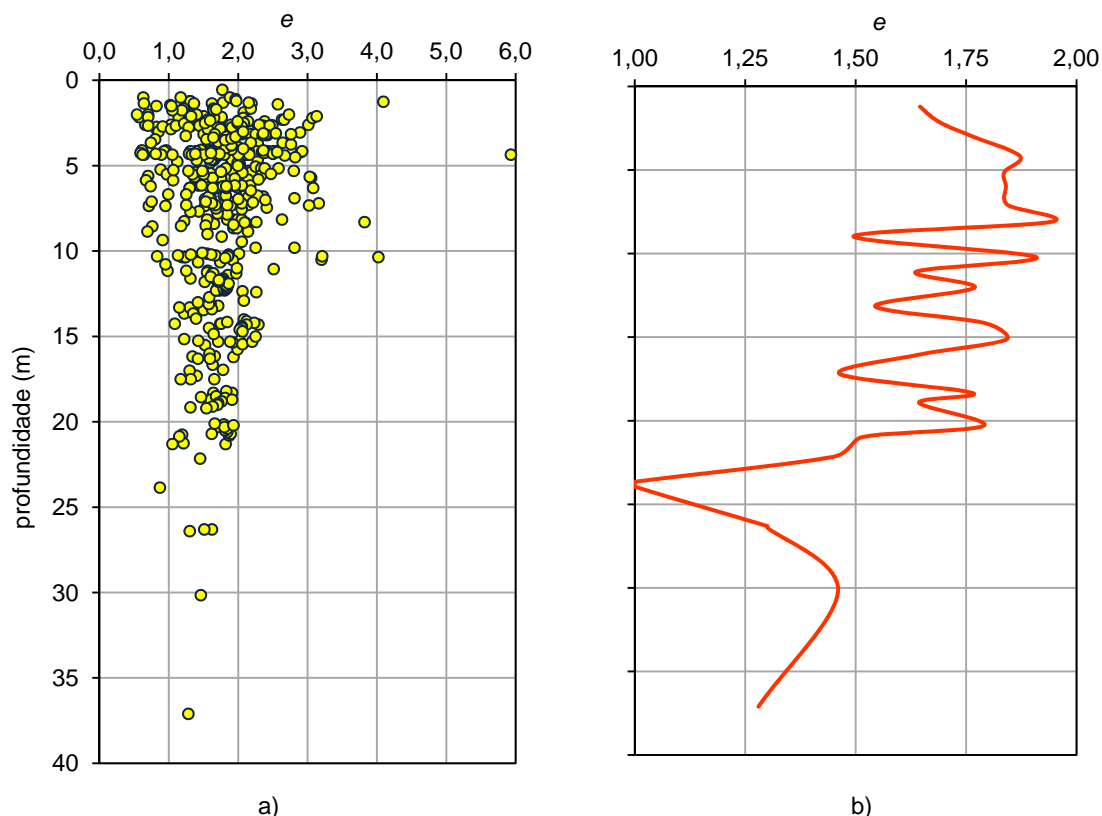


Figura 4.24 – Variação em profundidade do índice de vazios (e): a) resultados pontuais; b) valores médios.

Da análise da Figura 4.24a verifica-se que há uma grande dispersão de resultados, sendo mais acentuada na camada superficial. Em profundidade, ainda que o número de resultados seja consideravelmente menor, verifica-se uma tendência global para redução da dispersão e do valor absoluto do índice de vazios, o que seria de esperar.

A Figura 4.24b, onde se representa a evolução do valor médio do índice de vazios em profundidade mostra uma tendência de diminuição em profundidade, como seria de esperar.

4.4.5.2 Grau de saturação (S_r)

Dos resultados obtidos das 401 amostras de solos moles recolhidas nos vales aluvionares portugueses, que se resumiam no Quadro 4.22, verifica-se que o grau de saturação, S_r , se situa próximo de 95%, com extremos de 87% e 105%, correspondendo a solos praticamente saturados.

Quadro 4.22 – Valores estatísticos e extremos do grau de saturação (S_r)

Índice físico	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
S_r (%)	87	105	95	4	401

A Figura 4.25 representa a distribuição do grau de saturação, S_r , em profundidade. Como seria de esperar, os valores não estão significativamente afastados de 100% (valor médio e desvio padrão de, respetivamente, 95% e 4%).

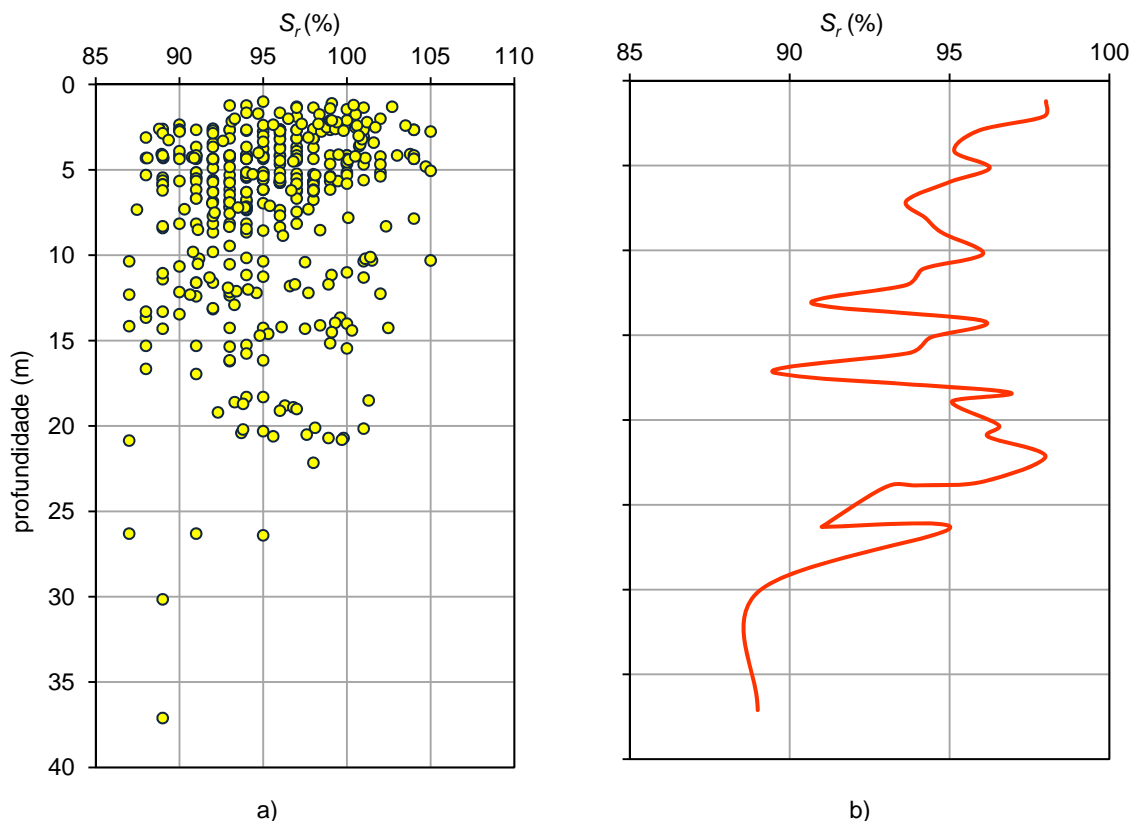


Figura 4.25 – Variação em profundidade do grau de saturação (S_r): a) resultados pontuais; b) valores médios.

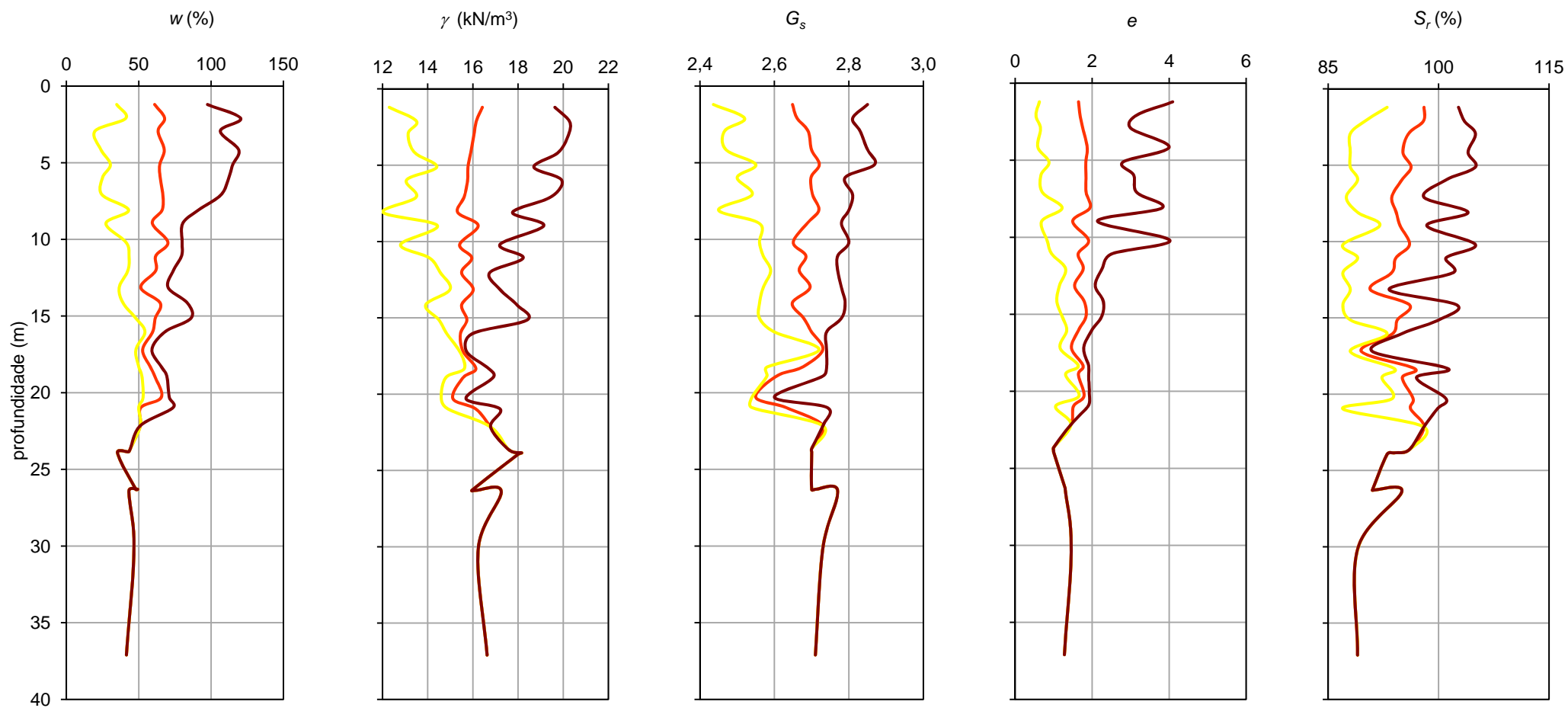
4.4.6 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

A comparação de resultados será feita através da variação em profundidade dos valores mínimos, médios e máximos. Como foi já referido, os valores médios são calculados através da média aritmética dos valores obtidos a cada profundidade. Uma vez que a variação dos resultados pontuais em profundidade é muito acentuada, representa-se também o valor mínimo e o valor máximo. Esta solução, embora menos correta que a representação em termos de resultados pontuais, foi escolhida para facilitar a interpretação das relações existentes entre os índices físicos estudados.

A Figura 4.26 exhibe as curvas suavizadas da variação em profundidade dos valores médios, mínimos e máximos dos índices físicos básicos (w , γ e G_s) e complementares (e e S_r), calculados conforme os princípios expostos.

Como foi já observado por Coelho (2000), mostra-se que as curvas obtidas apresentam uma notável coincidência na ocorrência de extremos. Verifica-se também que, aos maiores valores do teor em água correspondem os menores valores do peso volúmico e da densidade das partículas sólidas.

Também são evidenciadas algumas tendências expectáveis de evolução dos parâmetros físicos em profundidade, nomeadamente o aumento do peso volúmico, a diminuição do índice de vazios e do teor em água, a inexistência de tendência para a densidade das partículas e para o grau de saturação.



— valor mínimo — valor médio — valor máximo

a)

b)

c)

d)

e)

Figura 4.26 – Variação em profundidade dos valores mínimos, médios e máximos dos índices físicos básicos e complementares: a) teor em água (w); b) peso volúmico (γ); c) densidade das partículas sólidas (G_s); d) índice de vazios (e); e) grau de saturação (S_r).

4.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DE ACORDO COM A CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA

Na Carta de Plasticidade de Casagrande representada na Figura 4.27, a linha “A” é uma fronteira arbitrária entre argilas orgânicas (CL e CH), que estão acima daquela linha, e os siltes inorgânicos e argilas orgânicas (ML, MH, OL, e OH), que estão abaixo.

Como mostra a Figura 4.27, a aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande permite concluir que os solos são classificados como argila magra (CL), silte (ML) ou argila gorda (CH), caso sejam inorgânicos, e como argila orgânica (OH ou OL), caso sejam orgânicos. Uma vez mais existe uma grande variabilidade, sendo que a tendência média dos pontos está sempre próxima da linha “A”.

Como já foi discutido, a secagem da amostra pode afetar de modo substancial a plasticidade do solo, influenciando pois a respetiva classificação. No presente caso, como mostra a Figura 4.11, a maioria dos resultados foi obtida após secagem da amostra ao ar.

Na Figura 4.27 representa-se a classificação do solo em estudo através da Carta de Plasticidade de Casagrande considerando a bacia hidrográfica de onde provém a amostra. Embora os resultados continuem a ser bastante dispersos, pode encontrar-se alguns padrões de comportamento. Os solos provenientes das bacias hidrográficas do Cávado, do Leça, do Guadiana, Vouga e Mondego encontram-se localizados na sua maioria abaixo da linha “A” podendo ser classificados como siltes e argilas ML e MH, caso sejam inorgânicos ou OL e OH caso sejam orgânicos. A nuvem de pontos relativa às bacias hidrográficas do Tejo, do Sado, do Lis, das Ribeiras do Oeste e das Ribeiras do Algarve encontram-se concentradas sobre a linha “A”.

Verifica-se também que os solos provenientes das bacias hidrográficas do Vouga e Mondego são os menos plásticos.

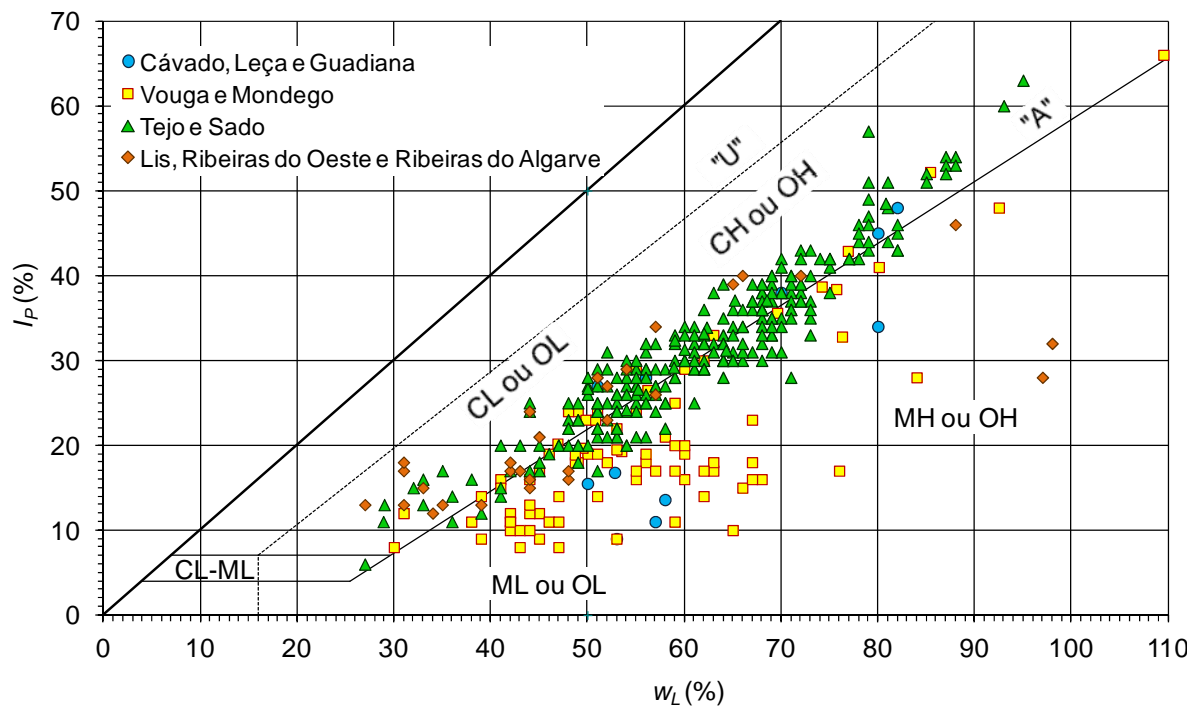


Figura 4.27 – Classificação do solo através da Carta de Plasticidade de Casagrande.

5

PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE E DE CONSOLIDAÇÃO DOS ALUVIÕES SILTO ARGILOSOS MOLES DE PORTUGAL

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo estudar as características de compressibilidade e de consolidação dos solos silto-argilosos moles (Holocénico) que ocorrem nos vales aluvionares do território continental de Portugal. Para alcançar o objetivo proposto, foi necessário efetuar uma pesquisa bastante abrangente dos resultados de ensaios edométricos realizados naqueles solos. Desta forma, foram analisados os resultados de 290 ensaios. A elaboração da base de dados correspondente foi em tudo semelhante ao descrito em 4.2.

É também objetivo deste capítulo apontar critérios para uma expedita avaliação dos índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , e do coeficiente de consolidação secundária, C_α por meio de correlações entre si e com os parâmetros físicos estudados no capítulo anterior.

Como é sabido, os índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , são obtidos através das curvas que relacionam o índice de vazios com a tensão efetiva vertical (esta em escala logarítmica), fornecidas pelos ensaios edométricos. Contudo, para que a estimativa dos

parâmetros seja fiável, as curvas do ensaio necessitam de tratamento por meio da construção de Schemertmann. Esta construção, por seu turno, necessita da determinação prévia da tensão de pré-consolidação. Neste trabalho, a determinação da tensão de pré-consolidação, σ'_p , foi efetuada pela construção de Casagrande (Matos Fernandes, 2006).

Todavia, esta construção suscita incerteza na determinação do ponto de menor raio de curvatura, uma vez que a sua marcação resulta tradicionalmente de uma análise meramente visual da curva, daí advirem resultados manifestamente diferentes consoante o utilizador. Por outro lado, o facto de existir um muito elevado número de ensaios edométricos para análise tornaria extremamente morosa a tarefa da determinação da tensão de pré-consolidação por aquela construção de forma convencional, isto é, manual.

Desta forma, foi desenvolvido um algoritmo para obtenção dos parâmetros de compressibilidade de forma automática, programando as construções de Casagrande e de Schmertmann. No âmbito desse algoritmo é desenvolvida uma aproximação da curva e -log σ'_v por uma expressão matemática, permitindo assim a determinação analítica do ponto de menor curvatura. O Anexo A5.1 ao presente capítulo inclui descrição do algoritmo juntamente com um exemplo de aplicação.

5.2 AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

Como refere Bonito (2008), a transição do ramo de recompressão para o ramo virgem, com a correspondente passagem dos níveis de tensões que separam as pequenas deformações (predominantemente elásticas) das grandes deformações (predominantemente plásticas), é marcada por uma tensão de cedência normalmente designada por tensão de pré-consolidação, σ'_p . O termo tensão de pré-consolidação foi introduzido por Casagrande em 1936, atribuindo-lhe o autor o significado da máxima tensão de consolidação alguma vez experimentada pelo solo. Posteriormente verificou-se que esse postulado não é corroborado por observações feitas em depósitos sedimentares, nos quais os valores de σ'_p são superiores à máxima tensão vertical efetiva deduzida a partir da sua história geológica entendida como razoavelmente bem conhecida. Atualmente, reconhece-se que tal discrepância é devida aos efeitos causados por fatores como, a consolidação secundária, o envelhecimento e a cimentação que constitui uma das principais causas da estruturação dos solos naturais. Estes fatores influenciam, de forma mais ou menos distinta, os resultados dos ensaios laboratoriais. Ainda assim, e apesar das incongruências do termo, é comum designar-se por tensão de pré-consolidação a “quebra” verificada na curva de compressibilidade. Por reologicamente se tratar de uma tensão de cedência, algumas vezes é

designada como tal, sendo também corrente a designação de tensão aparente de pré-consolidação. Por seu lado, o conceito de história das tensões de um determinado depósito está associado à determinação da variação, com a profundidade do depósito, da tensão efetiva vertical devida aos estratos subjacentes, σ'_{v0} , da tensão de pré-consolidação, σ'_p , e do grau de sobreconsolidação, R_{OC} definido como a razão da tensão efetiva de pré-consolidação pela tensão efetiva vertical de repouso. Em função do valor do grau de sobreconsolidação, os solos argilosos são classificados como normalmente consolidados ($R_{OC} \approx 1$), ligeiramente sobreconsolidados ($1 < R_{OC} < 2$), medianamente sobreconsolidados ($2 < R_{OC} < 5$) e fortemente sobreconsolidados ($R_{OC} > 5$).

A determinação de σ'_p a partir das curvas de compressibilidade pode tornar-se numa tarefa com apreciável grau de dificuldade.

No presente trabalho a determinação de estado de tensão inicial foi efetuada considerando o nível freático coincidente com a superfície do terreno e a tensão de pré-consolidação foi determinada pelo método de Casagrande.

Os resultados obtidos para a evolução em profundidade da tensão efetiva inicial, σ'_{v0} , da tensão de pré-consolidação, σ'_p , e do grau de sobreconsolidação, R_{OC} , estão representados na Figura 5.1. Na figura representam-se também a variação de σ'_{v0} e de σ'_p em profundidade, salvaguardando-se o facto de estas retas terem sido marcadas a sentimento, sem rigor matemático, sendo apenas apresentadas com o objetivo de mostrar uma tendência de evolução em profundidade.

Verifica-se que para os primeiros 8,5 m de profundidade, aproximadamente, a tensão de pré-consolidação é na grande maioria dos casos bastante superior à tensão efetiva inicial, traduzindo-se no valor do grau de sobreconsolidação superior também significativamente à unidade. A partir dessa profundidade as duas tensões são sensivelmente paralelas e bastante próximas. Do exposto, pode concluir-se que os depósitos de solos moles portugueses se caracterizam por uma camada sobreconsolidada, de espessura algo significativa, que em alguns casos pode atingir cerca de 8,5 m, a qual forma uma crosta dessecada exibindo um grau de sobreconsolidação decrescente em profundidade. Para profundidades superiores à zona de influência desta crosta o depósito apresenta-se normalmente consolidado ou muito levemente sobreconsolidado.

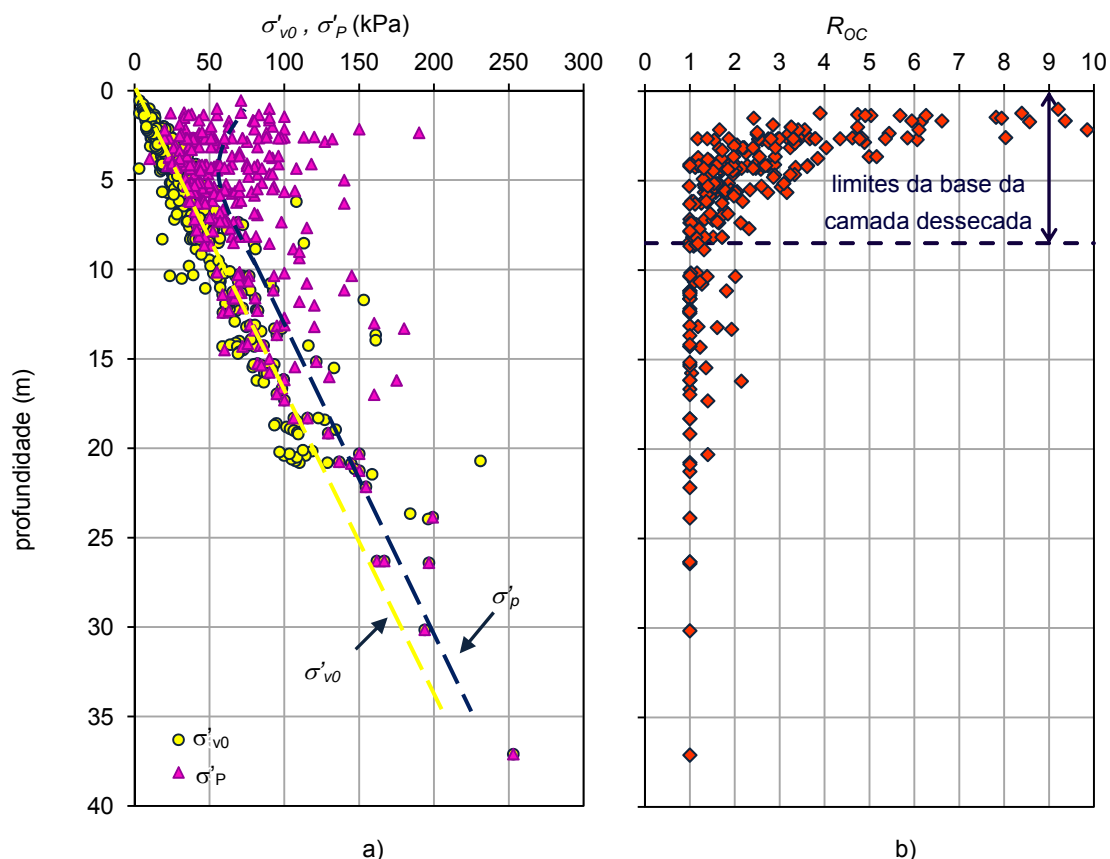


Figura 5.1 – Evolução em profundidade: a) tensão efetiva e tensão de pré-consolidação; b) grau de sobreconsolidação.

5.3 ÍNDICES DE COMPRESSIBILIDADE, C_c , E DE RECOMPRESSIBILIDADE, C_r

Neste ponto será feito um tratamento conjunto dos índices de compressibilidade C_c , e de recompressibilidade, C_r .

Os índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , são obtidos através das curvas que relacionam a tensão efetiva vertical com o índice de vazios, sendo que o primeiro corresponde ao declive (em módulo) do ramo virgem da curva $\log \sigma'_v - e$ e, analogamente, o segundo representa o declive (em módulo) do ramo de recompressão do mesmo diagrama. Como foi já referido (5.1), para que a estimativa dos parâmetros seja fiável, as curvas do ensaio necessitam de tratamento ou ajuste prévio. Neste trabalho foi efetuada a reconstituição da curva de compressibilidade através do método de Schemertmann (1955).

Na Figura 5.2 comparam-se os valores do índice de compressibilidade, C_c , corrigidos através do método de Schemertmann (1955) e retirados diretamente da curva obtida no ensaio edométrico.

Verifica-se que o índice de compressibilidade corrigido é em média cerca de 30% superior ao valor retirado diretamente da curva de compressibilidade.

No presente trabalho, e de acordo com o exposto em 5.1, considera-se que o índice de compressibilidade deve ser sempre obtido através da correção efetuada à curva de laboratório pelo que os valores que a seguir se apresentam correspondem aos valores de C_c corrigidos.

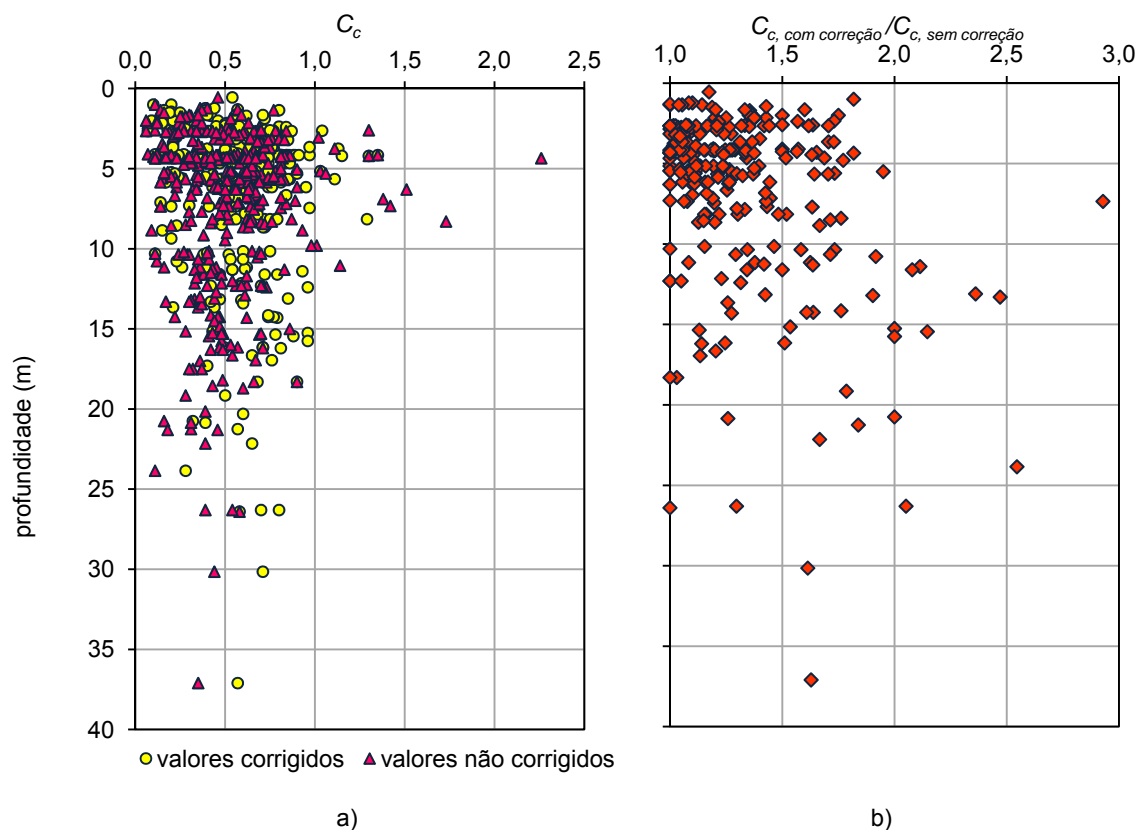


Figura 5.2 – Evolução em profundidade: a) dos valores do índice de compressibilidade, C_c , retirados diretamente da curva de compressibilidade e corrigidos pela construção de Schemertmann; b) da razão dos valores do índice de compressibilidade, C_c , corrigidos pelos retirados diretamente da curva de compressibilidade.

Nas Figuras 5.3 e 5.4 representa-se a evolução em profundidade de C_c e $C_c/(1+e)$ e de C_r , respetivamente.

Começando por analisar os resultados do índice de compressibilidade verifica-se que a maioria das determinações conduziu ao valor médio de 0,58, sendo particularmente notória a uniformidade abaixo da cota 8,5 m. Acima dessa cota, as determinações realizadas conduziram já a uma certa dispersão, evidenciando um aumento linear em profundidade. Esta singularidade superficial resulta do conhecido comportamento das formações deste tipo, as quais, por efeito de sucessivos ciclos de secagem e molhagem, apresentam uma crosta de características contrastantes com as da camada situada inferiormente, embora sejam ambas do mesmo tipo. A razão $C_c/(1+e)$

evidencia a mesma tendência de evolução em profundidade, apresentando um valor médio de 0,21 para profundidades inferiores a 8,5 m e de 0,24 para profundidades superiores.

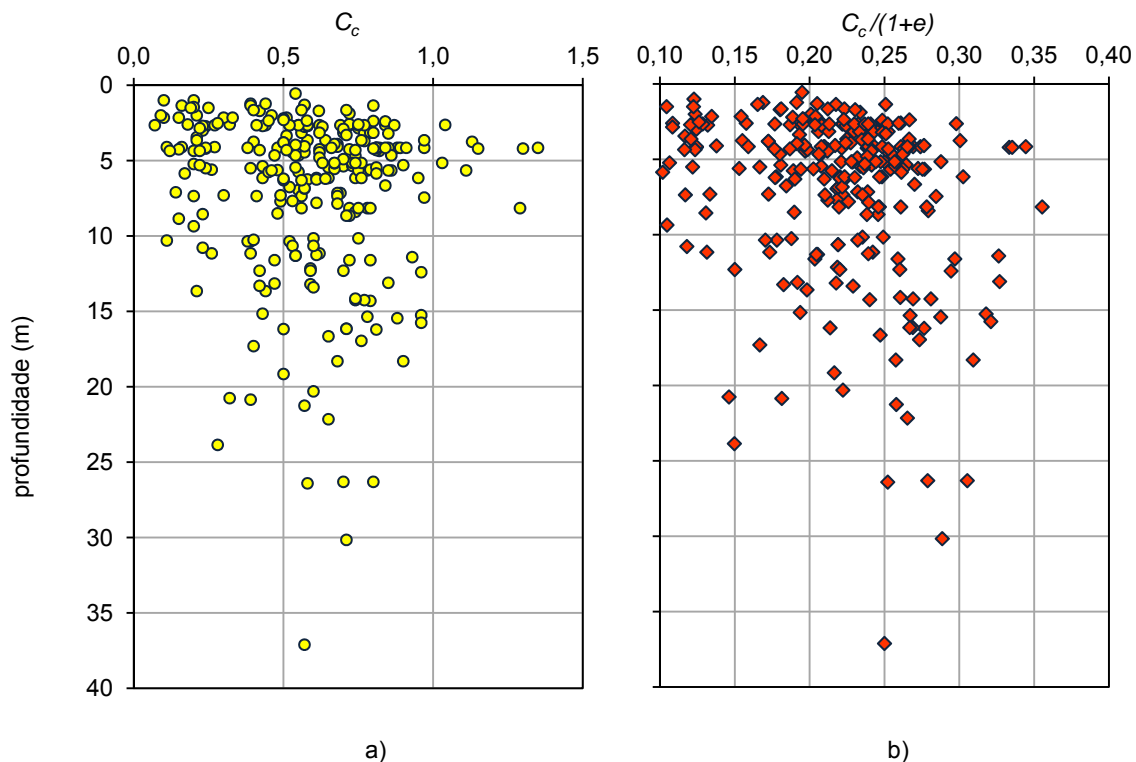


Figura 5.3 – Evolução em profundidade dos parâmetros de compressibilidade: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$.

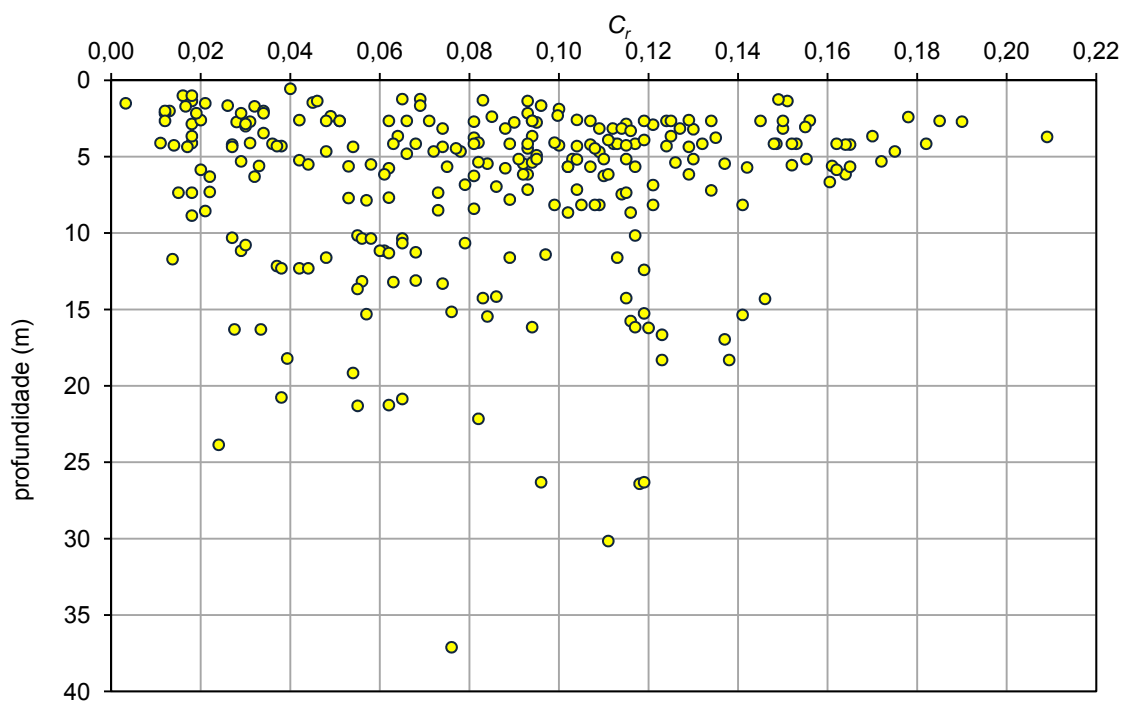


Figura 5.4 – Evolução em profundidade do Índice de recompressibilidade, C_r .

No Quadro 5.1 representam-se os valores estatísticos e extremos de C_c , $C_c/(1+e)$, C_r , e de C_r/C_c , fazendo-se a separação entre os valores obtidos nos primeiros 8,5 m de profundidade e para profundidades superiores.

Quadro 5.1 – Valores estatísticos e extremos do índice de compressibilidade, C_c , e da razão $C_c/(1+e)$

Índice	Profundidade (m)	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
C_c	$0 < z < 40$	0,07	1,35	0,58	0,24	278
	$z \leq 8,5$	0,07	1,35	0,58	0,25	211
	$z > 8,5$	0,11	0,96	0,58	0,21	67
$C_c/(1+e)$	$0 < z < 40$	0,04	0,36	0,22	0,06	241
	$z \leq 8,5$	0,04	0,36	0,21	0,06	186
	$z > 8,5$	0,09	0,33	0,24	0,06	55
C_r	$0 < z < 40$	0,003	0,21	0,09	0,04	267
	$z \leq 8,5$	0,003	0,21	0,09	0,05	202
	$z > 8,5$	0,010	0,15	0,08	0,04	65
C_r/C_c	$0 < z < 40$	0,01	0,33	0,14	0,04	255
	$z \leq 8,5$	0,01	0,33	0,15	0,04	196
	$z > 8,5$	0,05	0,25	0,13	0,04	59

Como se pode constatar no Quadro 5.1, no conjunto das 278 amostras ensaiadas, verifica-se que o índice de compressibilidade assume valores que variam entre 0,07 e 1,35, com média de 0,58. A separação por profundidade não afeta os resultados obtidos para o valor médio, apenas estreita o intervalo de variação para as amostras obtidas a profundidades superiores a 8,5 m.

No que concerne à razão $C_c/(1+e)$ constata-se que esta assume um valor médio de 0,22 com um desvio padrão bastante reduzido. Este resultado é corroborado com outros apresentados na bibliografia para solos desta natureza.

Relativamente ao índice de recompressibilidade, no conjunto das 202 amostras ensaiadas correspondendo a profundidades inferiores a 8,5 m, verifica-se que este assume valores que variam entre 0,003 e 0,210, com média de 0,090. Para as amostras recolhidas a profundidades superiores a 8,5 m, em número igual a 65, este índice oscila entre os 0,010 e 0,150, com valor médio de 0,080.

Como refere Matos Fernandes (2006), os valores do índice de recompressibilidade oscilam, na maioria dos solos, entre 1/5 (0,20) e 1/10 (0,10) do valor do índice de compressibilidade. Como se verifica da análise da Figura 5.5, na grande maioria dos casos estudados, os valores encontrados para os dois índices estão de acordo com a tendência mencionada, com a relação C_r/C_c a assumir um valor médio de cerca de 0,14.

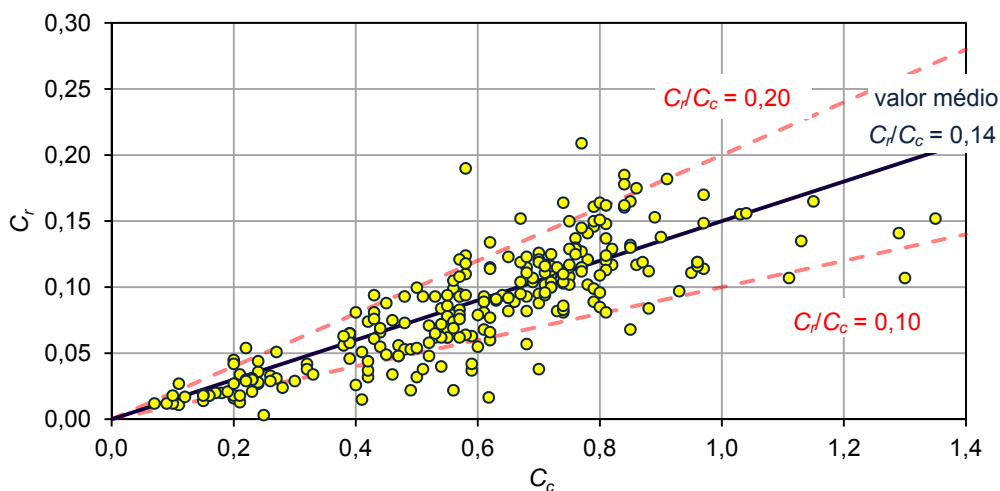


Figura 5.5 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, C_c .

À semelhança do efetuado nos pontos 4.3 e 4.4, fez-se o estudo dos índices de compressibilidade, de recompressibilidade, da razão entre $C_c/(1+e)$ e entre C_r/C_c considerando algumas restrições adicionais às mencionadas em 4.2, sendo estas: a) limitar o intervalo considerado inicialmente para $95\% < S_r < 105\%$; b) considerar amostras com índices de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0. Nesta análise não se estudou a influência da bacia hidrográfica pois os resultados disponíveis em alguns locais eram escassos.

As Figuras 5.6 a 5.8 mostram os resultados obtidos para os diferentes parâmetros considerando a limitação imposta ao grau de saturação.

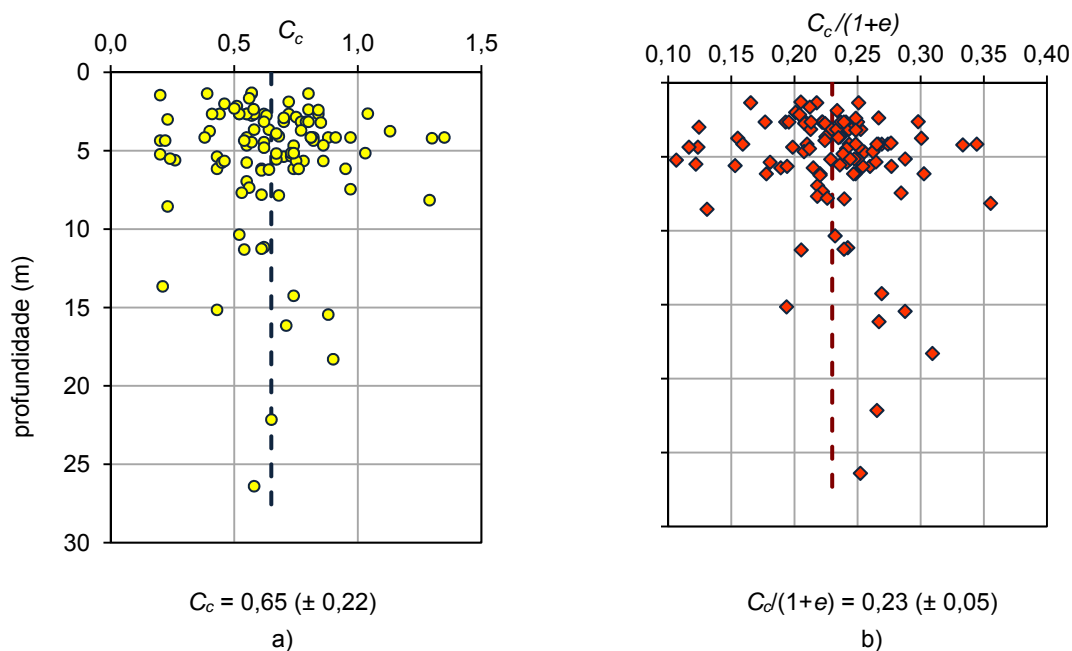


Figura 5.6 – Evolução em profundidade dos parâmetros de compressibilidade para $95\% < S_r < 105\%$: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de compressibilidade normalizado, $C_d/(1+e)$

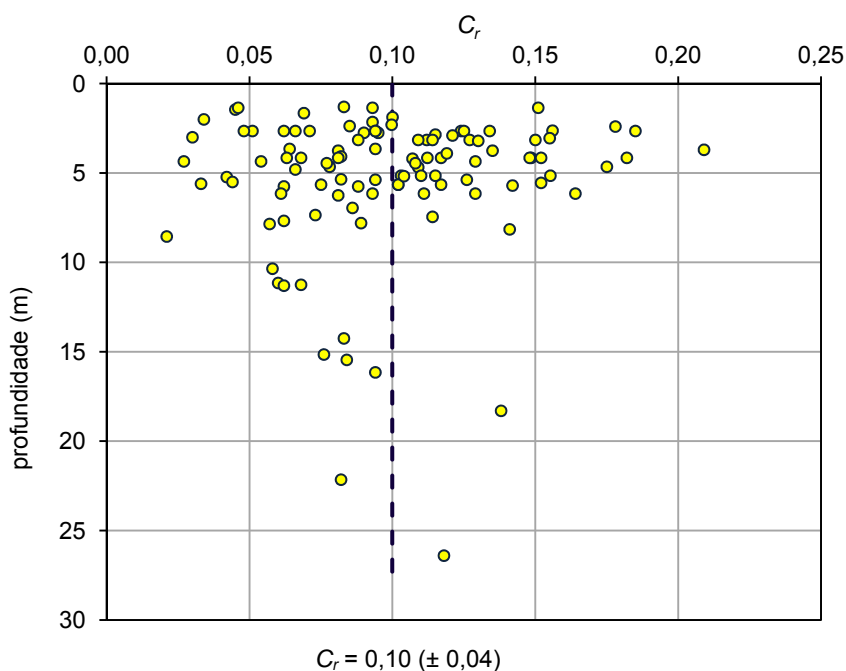


Figura 5.7 – Evolução em profundidade do Índice de recompressibilidade, C_r , para $95\% < S_r < 105\%$.

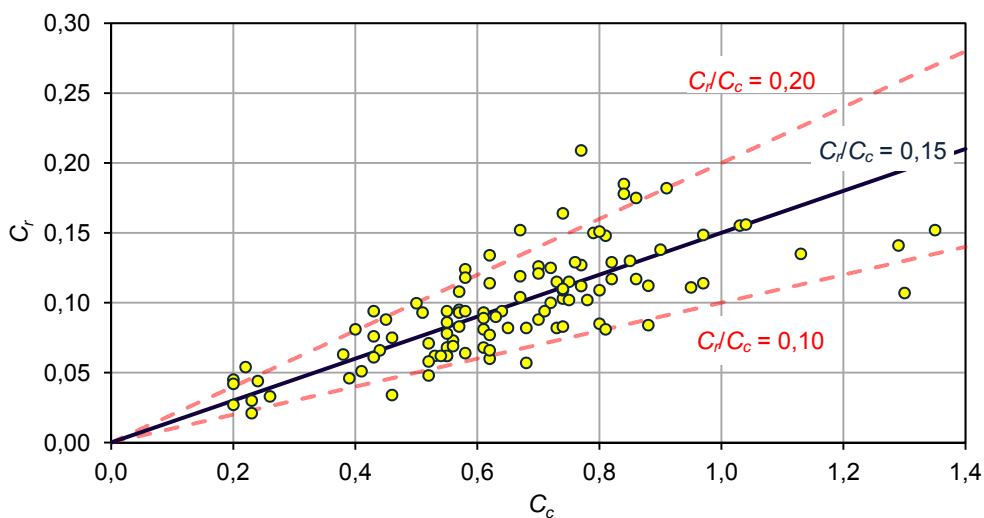


Figura 5.8 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, C_c , para $95\% < S_r < 105\%$.

Da análise das figuras pode concluir-se que a limitação do grau de saturação influencia os resultados obtidos para o índice de compressibilidade e para a razão $C_c/(1+e)$, aumentando os seus valores médios com o aumento do grau de saturação. Para o índice de recompressibilidade e para a razão C_r/C_c a limitação imposta parece não afetar os resultados obtidos.

Nas Figuras 5.9 a 5.12 são apresentados os resultados obtidos considerando a limitação imposta ao índice de vazios.

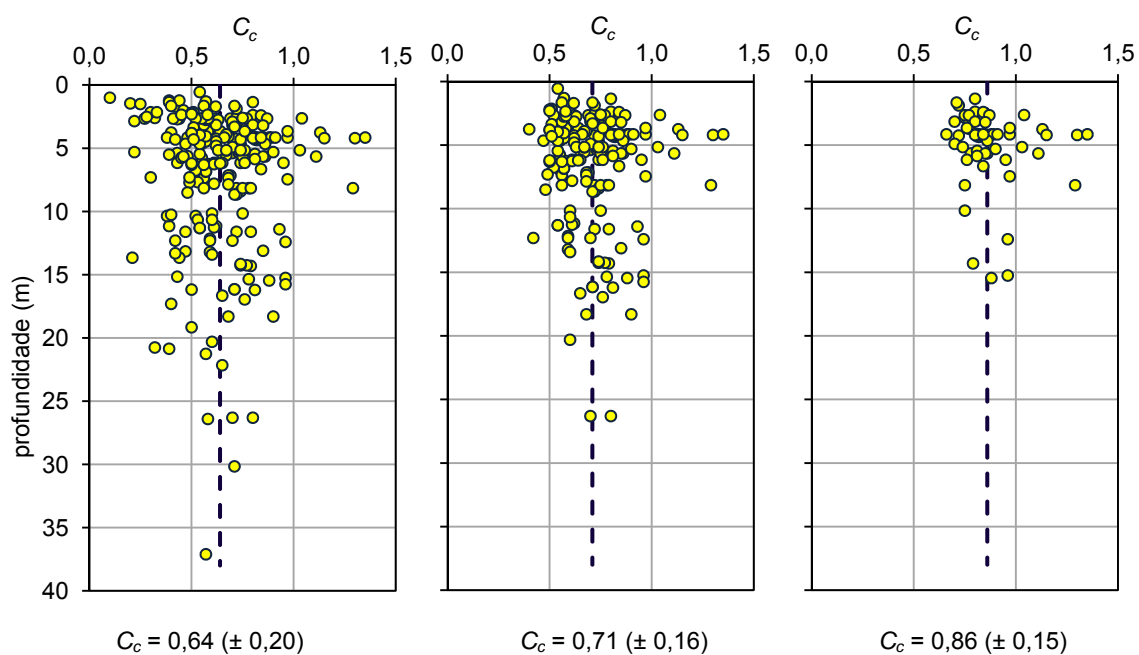


Figura 5.9 – Evolução em profundidade do índice de compressibilidade, C_c , para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

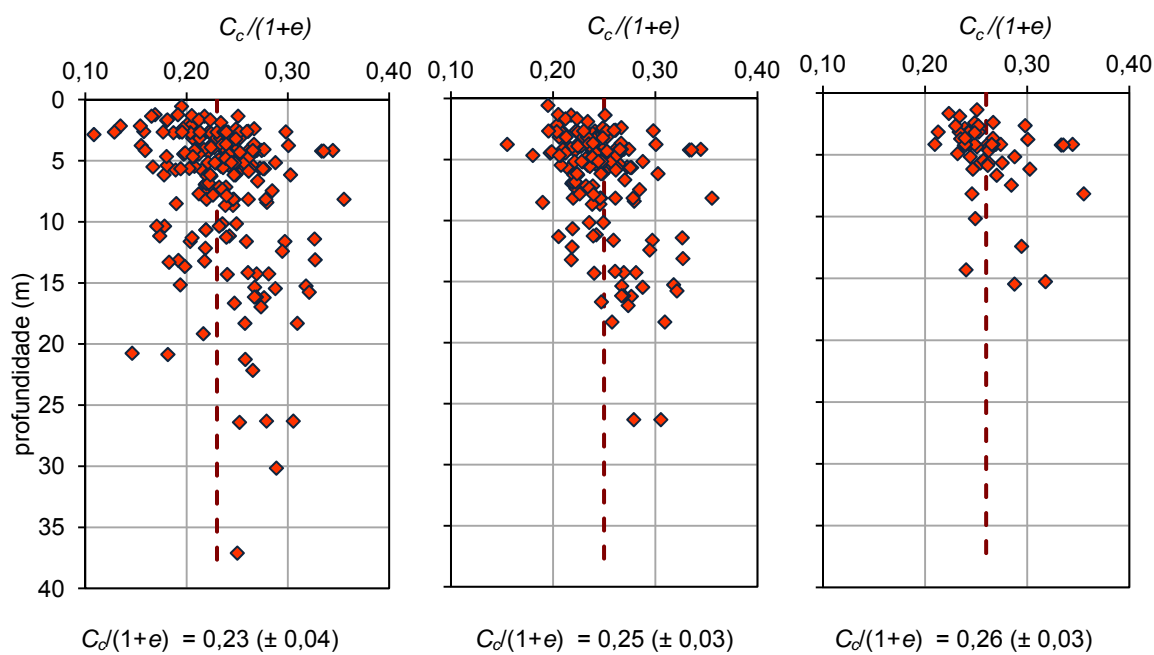


Figura 5.10 – Evolução em profundidade do índice de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$ para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

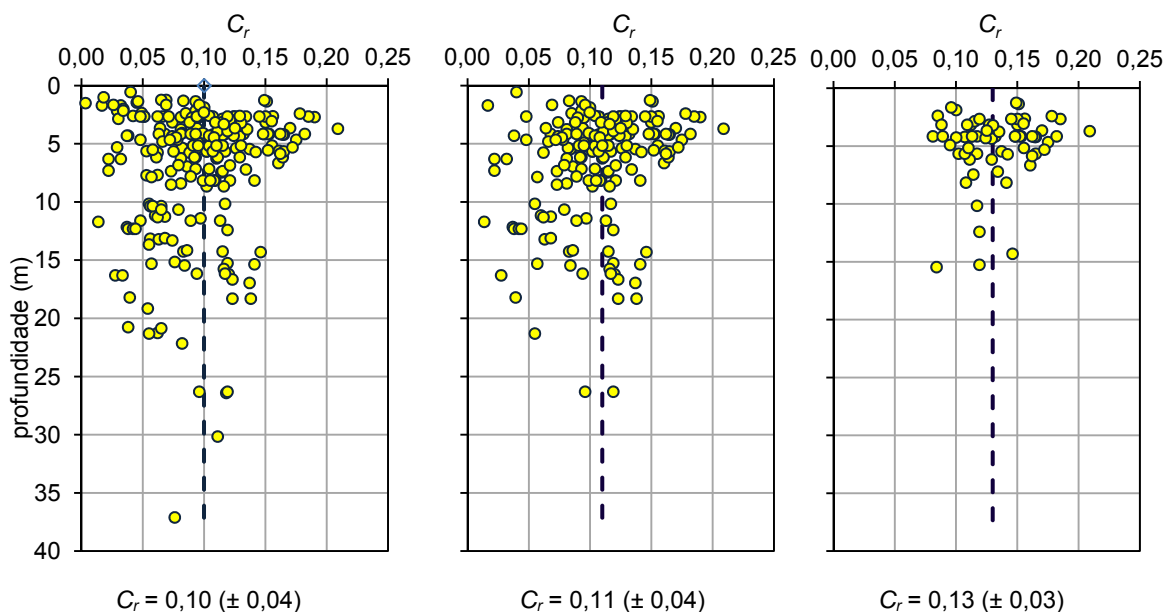


Figura 5.11 – Evolução em profundidade do índice de recompressibilidade, C_r , para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

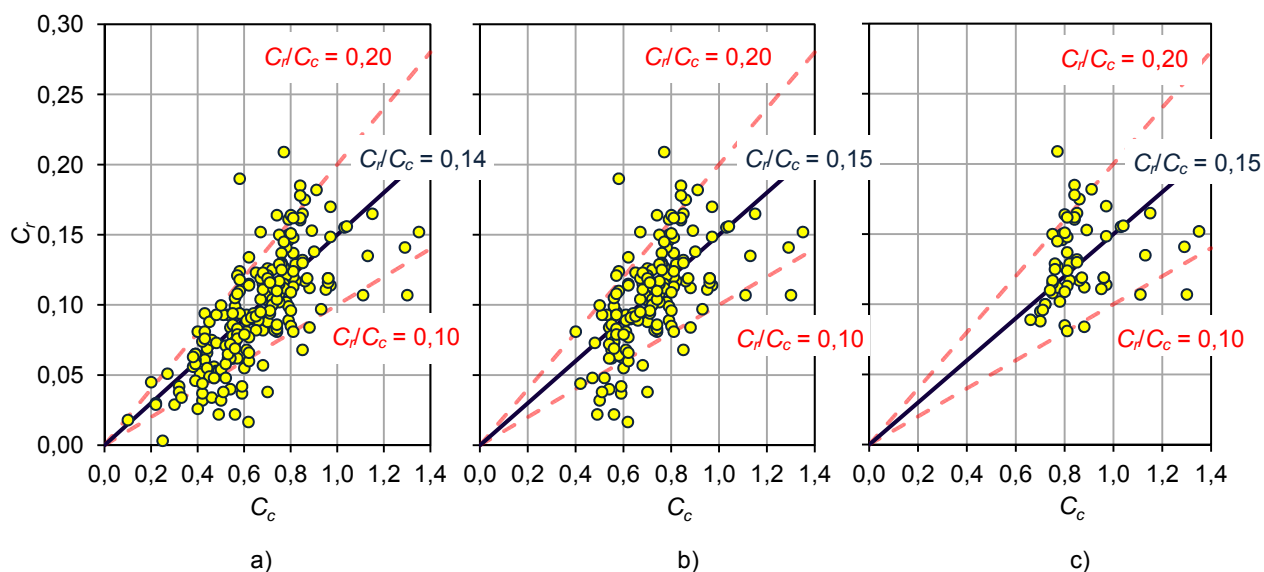


Figura 5.12 – Relação entre os índices de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade, (C_c) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

Da análise das Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 pode concluir-se que a restrição influencia de forma significativa os resultados obtidos para o índice de compressibilidade e para a razão $C_c/(1+e)$, aumentando os seus valores médios com o aumento do índice de vazios e reduzindo o respetivo desvio padrão, como aliás seria de esperar. Embora de forma menos acentuada, o índice de recompressibilidade também apresenta um ligeiro acréscimo com o aumento do índice de vazios, o que leva a que no essencial se mantenha a relação entre C_r e C_c , representada na Figura 5.12.

5.4 COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA, C_{α}

O coeficiente de consolidação secundário, C_{α} , definido pela variação do índice de vazios por ciclo logarítmico de tempo ($\Delta e / \Delta \log t$) na fase de consolidação secundária, é um dos parâmetros mais utilizados quando se pretende a quantificação das deformações por fluência.

Segundo Mesri (1973) este parâmetro não é muito sensível às condições de ensaio, tornando-se difícil a sua determinação de forma direta, recorrendo-se frequentemente a construções auxiliares. Outra definição por vezes encontrada na literatura é a razão $\Delta \varepsilon_v / \Delta \log t$, ou seja, $C_{\alpha} / (1+e)$.

No Quadro 5.2 apresenta-se a classificação proposta por Mesri (1973) baseada na compressibilidade secundária.

Quadro 5.2 – Classificação dos solos quanto à compressibilidade secundária (Mesri, 1973)

Compressibilidade secundária	C_{α}
muito baixa	< 0,002
baixa	0,004
média	0,008
alta	0,016
muito alta	0,032
extremamente alta	> 0,064

Na sequência do trabalho iniciado por Mesri e Godlewski (1977), surge outro contributo, porventura o mais relevante no que concerne à determinação de C_{α} . Trata-se da verificação feita por Mesri e Castro (1987) de que, durante a fase de consolidação secundária de um dado solo, existe uma relação única entre C_{α} e C_c , que é consistente para todas as combinações de tempo, tensão efetiva e índice de vazios, conforme se ilustra na Figura 5.13.

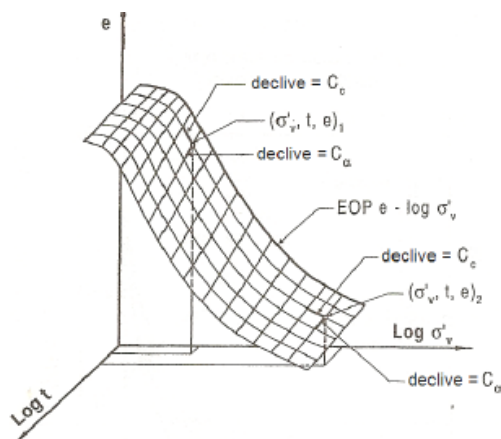


Figura 5.13 – Relação entre C_{α} e C_c com a compressão secundária no espaço e - $\log \sigma'_v$ - $\log t$ (Mesri & Godlewski, 1977).

A relação aproximadamente linear entre C_α e C_c pode obter-se para um grande número de solos, com valores normalmente compreendidos no intervalo de 0,01 e 0,07, como representado no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 –Valores de C_α/C_c para diferentes tipos de solos (Mesri, 2001)

Tipo de solo	C_α / C_c
Solos granulares incluindo enrocamentos	0,02±0,01
Argilitos laminados e siltitos	0,03±0,01
Argilas e siltes inorgânicos	0,04±0,01
Argilas e siltes orgânicos	0,05±0,01
Turfas	0,06±0,01

No presente trabalho e uma vez que não se dispunham de resultados de ensaios edométricos de longa duração, foram apenas tratados os valores de C_α obtidos para o escalão de carga da tensão efetiva inicial. A Figura 5.14 ilustra a evolução em profundidade de C_α , C_α/C_c e $C_\alpha/(1+e)$.

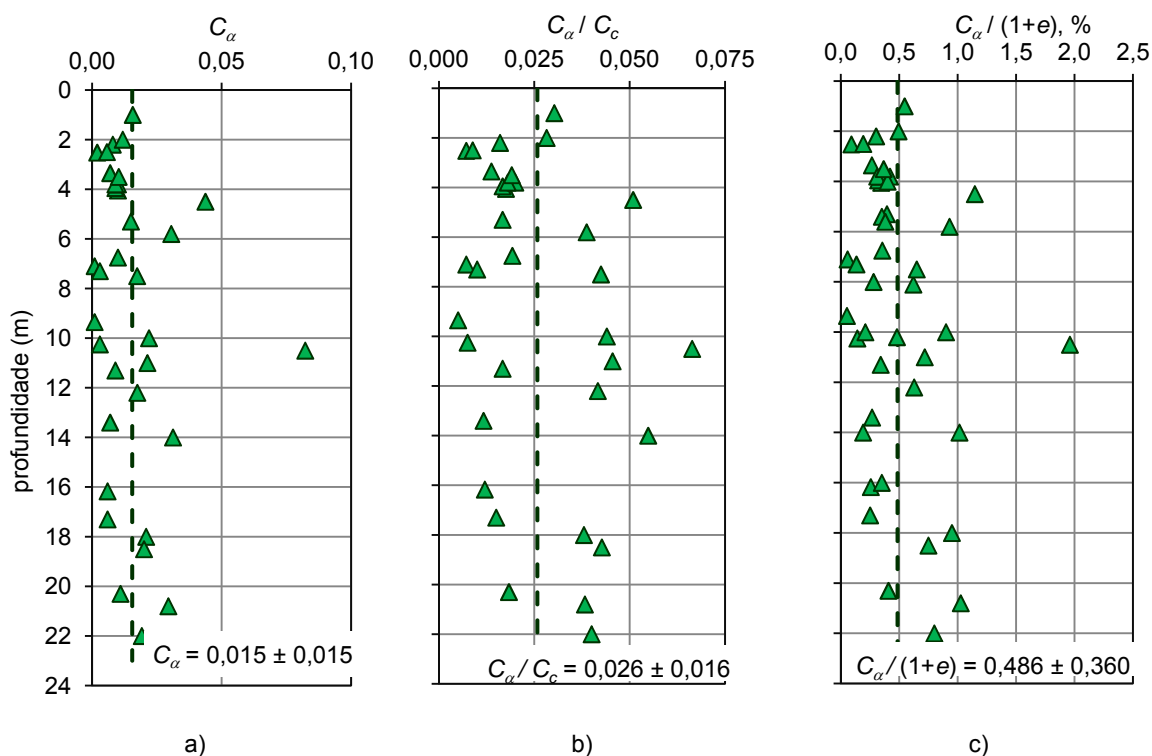


Figura 5.14 – Evolução em profundidade: a) C_α ; b) C_α/C_c ; c) $C_\alpha/(1+e)$.

A figura reflete uma grande variabilidade em termos dos parâmetros de compressibilidade secundária. Verifica-se que segundo a classificação proposta por Mesri (1973) os solos podem ter desde compressibilidade secundária muito baixa até alta, sendo que o valor médio reflete uma moderada compressibilidade secundária.

5.5 COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO, c_v

O coeficiente de consolidação, c_v , é o parâmetro que geralmente se utiliza para expressar a velocidade de consolidação. Este parâmetro varia com o nível de tensão, ou seja, assume valores diferentes de escalão para escalão ao longo de ensaio. Embora se reconheça que este parâmetro deve ser determinado para toda a gama de tensões usadas, no presente caso só se dispunha do valor correspondente à gama de tensões que abrangia a tensão efetiva vertical de repouso.

Analisando os valores do coeficiente de consolidação em profundidade, representados na Figura 5.15, verifica-se que assumem uma variabilidade espacial muito significativa. Ainda que o número de ensaios disponíveis para profundidades maiores seja inferior, parece existir uma tendência para a banda de variação se estreitar em profundidade.

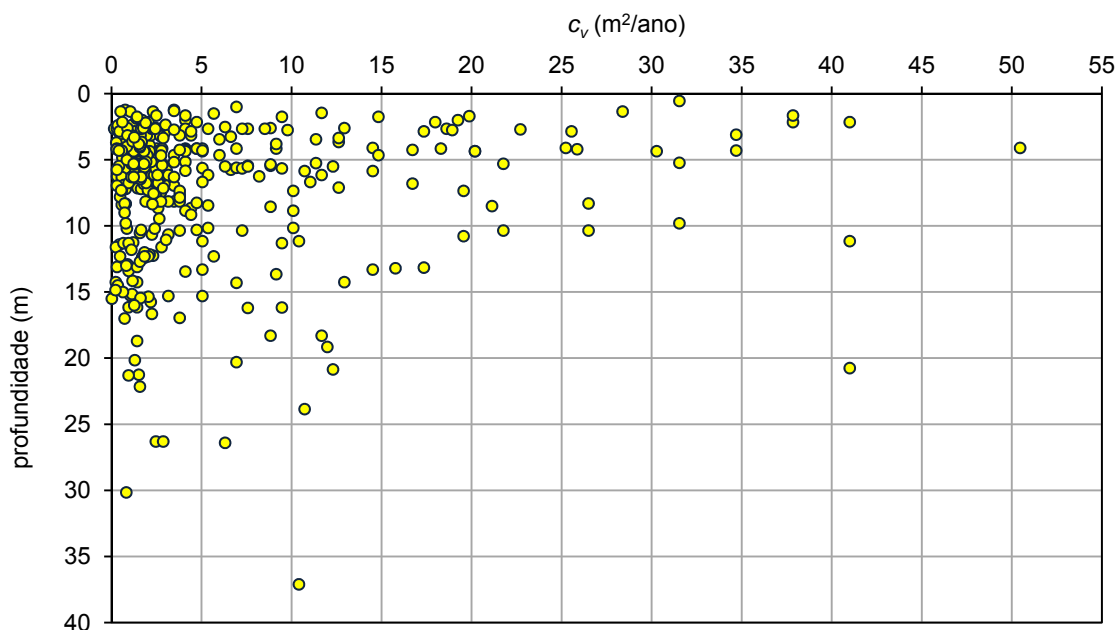


Figura 5.15 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v).

Analisando os valores do coeficiente de consolidação das amostras com resultados do grau de saturação compreendidos entre $95\% < S_r < 105\%$, representados na Figura 5.16, pode verificar-se que a variação do coeficiente de consolidação não é tão expressiva, situando-se a maioria dos resultados dentro do intervalo 0,1 e 5,0 m^2/ano . O mesmo sucede com a limitação aplicada ao índice de vazios, pois considerando apenas valores superiores a 1,0, 1,5 e 2,0 a variabilidade do coeficiente de consolidação diminui, estando a maioria dos resultados obtidos no intervalo de 0,1 a 10,0 m^2/ano , como se pode observar na Figura 5.17. Esta figura expressa uma tendência para o decréscimo do coeficiente de consolidação com o aumento do índice de vazios, o que parece razoável.

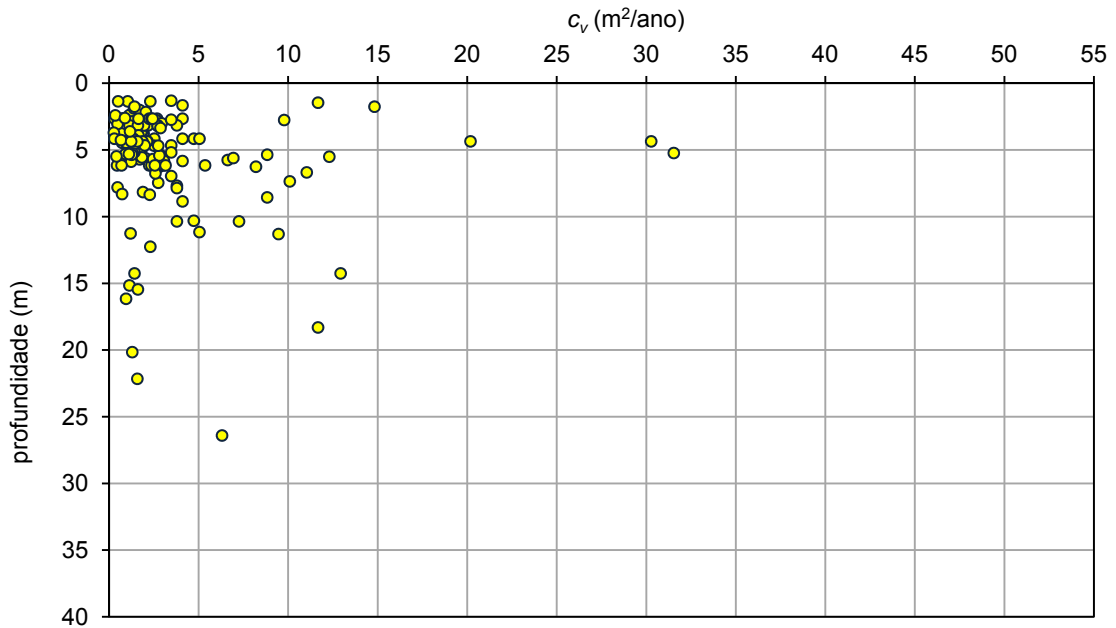


Figura 5.16 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v) para $95\% < S_r < 105\%$.

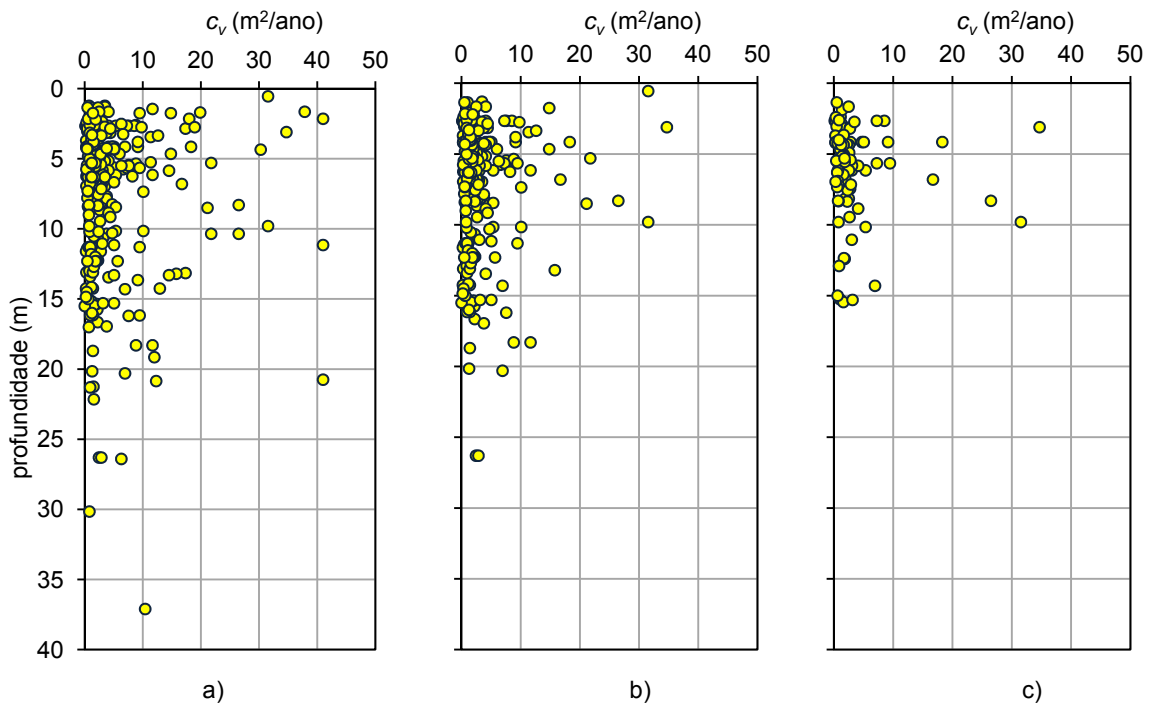


Figura 5.17 – Variação em profundidade do coeficiente de consolidação (c_v) para: a) $e > 1$; b) $e > 1,5$; c) $e > 2$.

5.6 AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE ATRAVÉS DE MODELOS DE REGRESSÃO

5.6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os parâmetros mecânicos do solo são normalmente determinados por ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*. A determinação de tais parâmetros é difícil e morosa, muitas vezes, incompatível com a rapidez exigida numa fase de pré-dimensionamento. Desta forma, torna-se útil por vezes estimar tais valores através de modelos de regressão definidos à custa de parâmetros geotécnicos de (mais) fácil determinação.

Este capítulo tem por objetivo apontar critérios para uma expedita avaliação dos índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r e do coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , das formações silto-argilosas moles (Holocénico) que ocorrem nos vales aluvionares do continente Português.

Com o objetivo de possibilitar uma estimativa expedita aproximada, este trabalho desenvolve inicialmente uma análise das relações entre o índice de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , e do coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , e diferentes propriedades dos solos argilosos. Com base nos resultados desta análise, são apresentados modelos de regressão do tipo $C_c = f(w)$, $C_c = f(e)$, $C_c/(1+e) = f(w)$, $C_r = f(w)$, $C_{\alpha} = f(C_c)$ e $C_{\alpha} = f(I_p)$.

No Anexo 2 ao presente capítulo apresenta-se um resumo dos conceitos probabilísticos aplicados nas análises seguidamente desenvolvidas.

5.6.2 ALGUNS MODELOS DE REGRESSÃO DA BIBLIOGRAFIA

O conhecimento quantitativo dos índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , é de grande interesse para o cálculo dos assentamentos por consolidação primária das formações silto-argilosas moles. Na literatura técnica existem diversos modelos de regressão entre esses índices e diferentes propriedades dos solos argilosos, tais como o índice de vazios, e , o teor em água, w , o índice de plasticidade, I_p , e o limite de liquidez, w_L . No que concerne ao coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , as propostas existentes na bibliografia relacionam este coeficiente com o índice de compressibilidade e com o índice de plasticidade, I_p .

Alguns autores afirmam que os modelos de regressão propostos têm validade geral, enquanto outros limitam a sua validade a algum tipo de argilas ou a certas regiões.

Nos Quadros 5.4 a 5.8 apresentam-se modelos de regressão de C_c em função de um ou vários parâmetros físicos e (ou) de identificação do solo e o respetivo campo de aplicação. Nas Figuras 5.18 a 5.21 esses modelos estão graficamente representados.

Quadro 5.4 – Relações empíricas de C_c com o limite de liquidez, w_L , retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_c=0,007 \times (w_L-10)$	Skempton (1944)	Amostras remoldadas
$C_c=0,009 \times (w_L-10)$	Terzaghi & Peck (1948)	Amostras inalteradas
$C_c=0,013 \times (w_L-13,5)$	Yamagutshi (1959)	Todas as argilas
$C_c=0,017 \times (w_L-20)$	Shouka (1964)	Todas as argilas
$C_c=0,009 \times (w_L-13)$	Mayne (1980)	Todas as argilas
$C_c=0,012 \times (w_L+16,4)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽¹⁾	Argilas da costa sul da Coreia (R=0,64)
$C_c=0,011 \times (w_L-6,36)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽²⁾	Argilas da costa este da Coreia (R=0,64)
$C_c=0,01 \times (w_L-10,9)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽³⁾	Argilas da costa oeste da Coreia (R=0,67)

Nota: w_L em %.

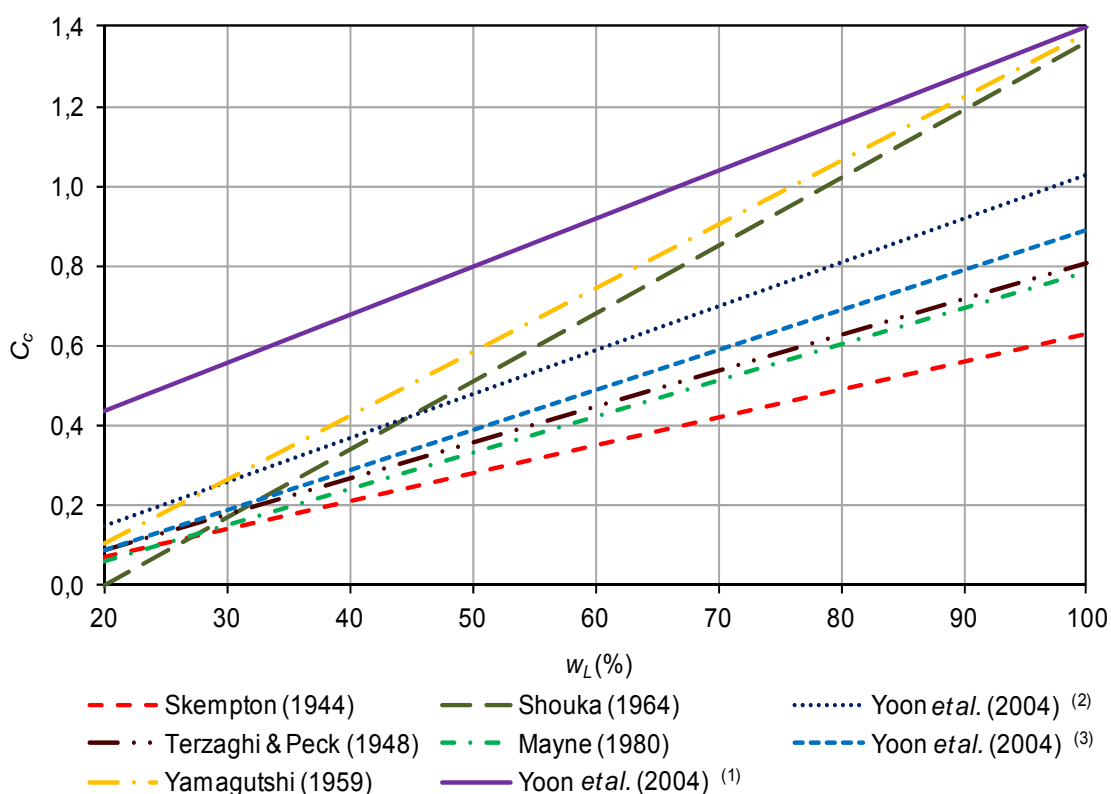


Figura 5.18 – Relações empíricas de C_c com o limite de liquidez, w_L , retiradas da bibliografia.

Quadro 5.5 – Relações empíricas de C_c com o teor em água, w , retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_c=0,01 \times (w-5)$	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	Argilas da Grécia e Estados Unidos
$C_c=0,01 \times w$	Koppula (1981)	Argilas de Chicago e Alberta ($S_t < 1,5$)
$C_c=0,01 \times (w-7,548)$	Serajuddin (1987)	130 Solos aluvionares argilosos e siltosos de Bangladesh
$C_c=0,012 \times (w - 24)$	Coelho & Lemos (2000)	Solos orgânicos do Baixo Mondego
$C_c=0,004 \times (w + 434,5)$	Coutinho <i>et al.</i> (2000)	Argilas do Recife com $w > 200\%$
$C_c=0,014 \times (w - 6,714)$	Coutinho <i>et al.</i> (2000)	Argilas do Recife com $w \leq 200\%$
$C_c=0,013 \times w$	Almeida <i>et al.</i> (2008)	Argilas normalmente consolidadas do Rio de Janeiro
$C_c=0,0091 \times w$	Carvalho (2002)	Argilas de Aveiro e Benavente

Nota: w em%.

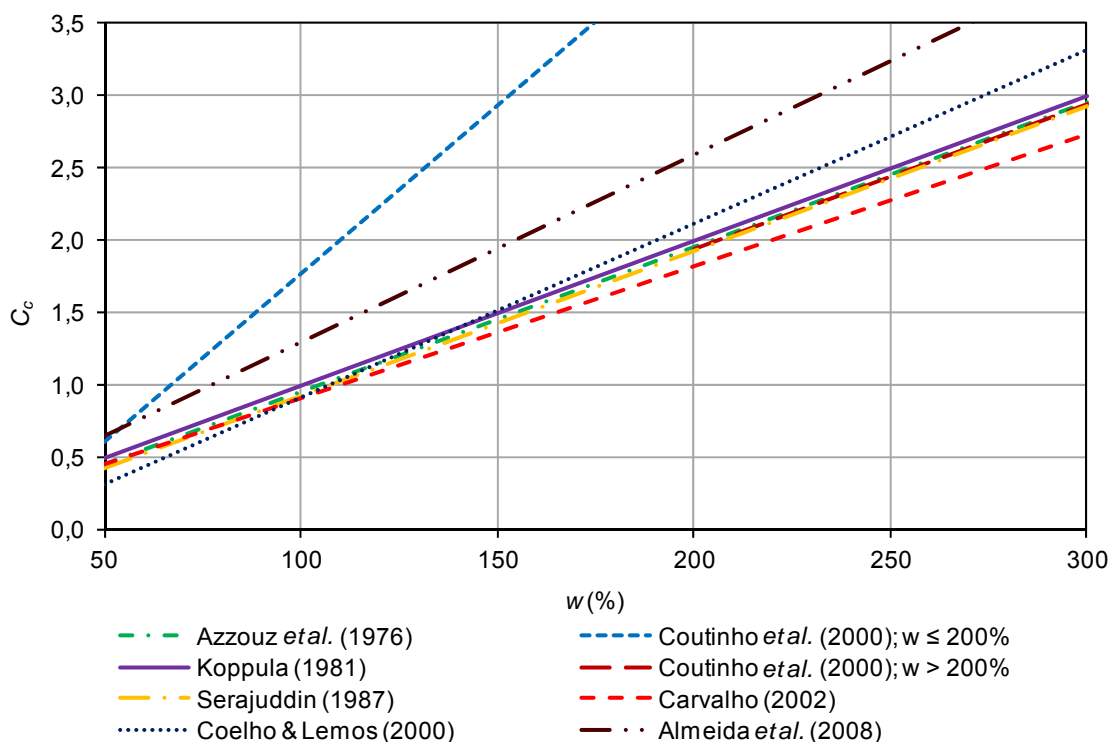


Figura 5.19 – Relações empíricas de C_c com o teor em água, w , retiradas da bibliografia.

Quadro 5.6 – Relações empíricas de C_c com o índice de vazios, e , retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_c=1,15 \times (e-0,35)$	Nishida (1956)	Argilas em geral
$C_c=0,4049 \times (e-0,3216)$	Hough (1957)	Solos inorgânicos, coesivos, argilas, argilas siltosas
$C_c=0,43 \times (e-0,25)$	Cozzolino (1961)	Argilas Brasileiras
$C_c=0,75 \times (e-0,50)$	Sowers (1970)	Argilas com baixa plasticidade
$\frac{C_c}{1+e}=0,156 \times (e+0,069)$	Krizek & Parmalee (1971)	Argilas em geral com $e < 2$
$C_c=0,40 \times (e-0,25)$	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	700 argilas da Grécia e dos Estados Unidos
$C_c=0,30 \times (e-0,27)$	Rendon-Herrero (1980)	94 argilas dos Estados Unidos
$C_c=0,39 \times e$	Nagaraj & Shrinivasa Murthy (1986)	Argilas em geral
$C_c=0,308 \times e$	Carvalho (2002) ⁽¹⁾	Argilas de Aveiro
$C_c=0,385 \times e$	Carvalho (2002) ⁽²⁾	Argilas de Benavente
$C_c=0,333 \times e$	Carvalho (2002) ⁽³⁾	Argilas de Cacia
$C_c=0,54 \times (e-0,37)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽¹⁾	Argilas da costa sul da Coreia (R=0,77)
$C_c=0,39 \times (e-0,13)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽²⁾	Argilas da costa este da Coreia (R=0,54)
$C_c=0,37 \times (e-0,28)$	Yoon <i>et al.</i> (2004) ⁽³⁾	Argilas da costa oeste da Coreia (R=0,65)

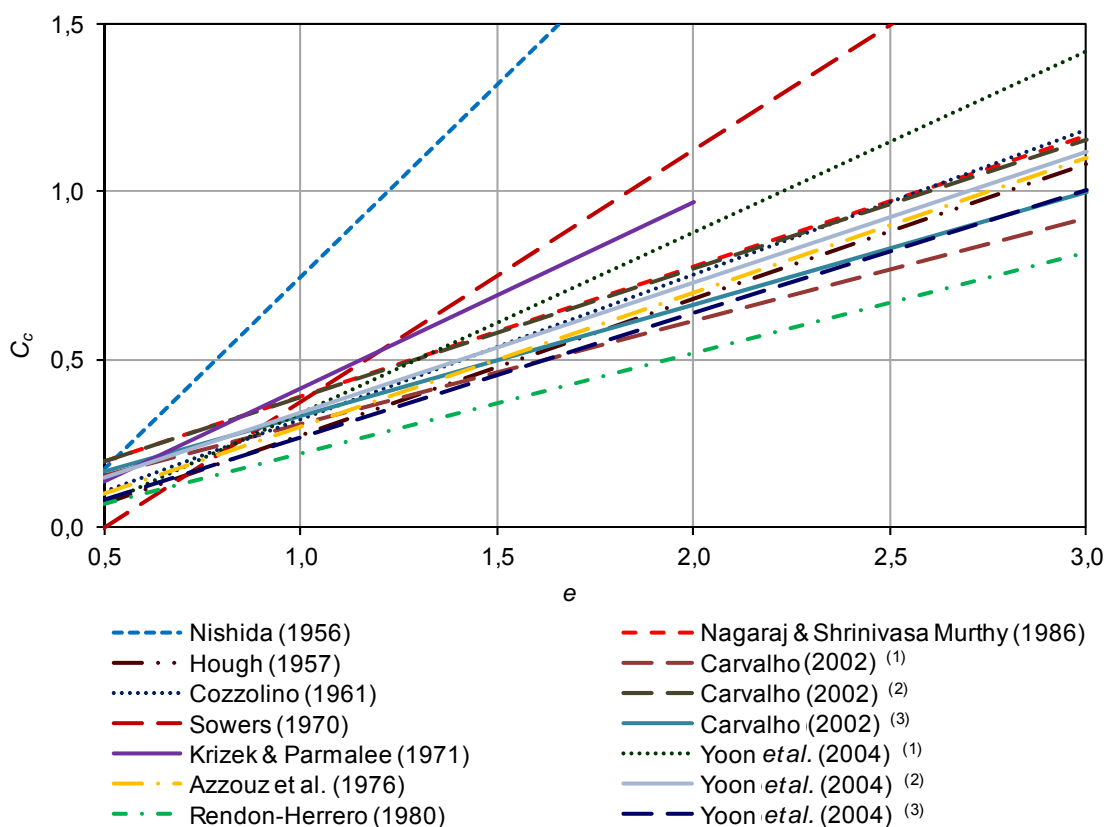


Figura 5.20 – Relações empíricas de C_c com o índice de vazios, e , retiradas da bibliografia.

Quadro 5.7 – Relações empíricas de C_c com o índice de plasticidade, I_p , retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_c=0,014 \times (I_p + 1,4)$	Nacci <i>et al.</i> (1975)	Argilas do Norte Atlântico
$C_c=0,010 \times (I_p + 4,6)$	Nakase <i>et al.</i> (1988):	$I_p < 50\%$
$C_c=0,014 \times (I_p + 11,8)$	Yoon <i>et al.</i> (2004)	Argilas da costa este da Coreia ($R=0,61$)

Nota: I_p em%.

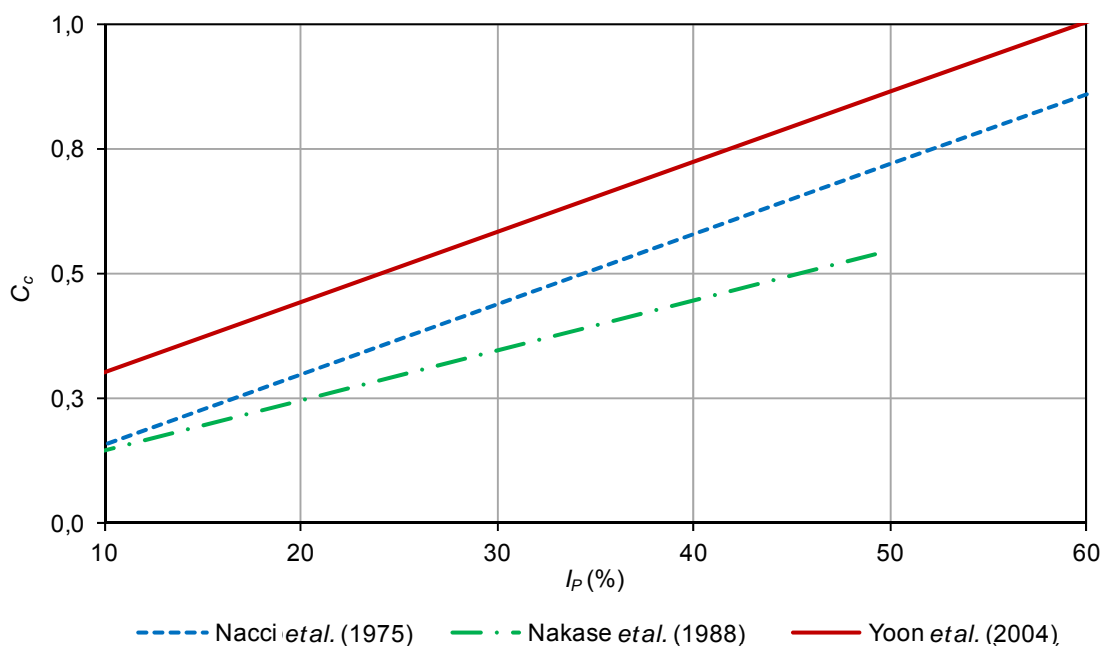


Figura 5.21 – Relações empíricas de C_c com o índice de plasticidade, I_p , retiradas da bibliografia.

Quadro 5.8 – Relações empíricas de C_c com vários parâmetros físico e (ou) de identificação do solo retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_c=0,37 \times (e+0,003 \times w_L+0,0004 \times w-0,34)$	Azzouz <i>et al.</i> (1976)	678 amostras
$\frac{C_c}{1+e}=0,0039 \times (w + 3,33)$	Vidalie (1977)	Argilas Francesas com $w < 100\%$
$C_c=I_p \times \frac{G_s}{200}$	Wroth & Wood (1978)	Com base na Teoria do Estado Crítico
$C_c=0,009 \times w+0,005 \times w_L$	Koppula (1981)	Argilas em geral
$C_c=0,141 \times G_s^{1,2} \times [(1+e)/G_s]^{2,38}$	Rendon-Herrero (1983)	Argilas em geral
$C_c=0,2343 \times (w_L/100) \times G_s$	Nagaraj & Murty (1985)	Argilas em geral
$C_c=-0,156+0,411 \times e + 0,00058 \times w_L$	Al-Khafaji & Andersland (1992)	Argilas em geral

Nota: w , w_L e I_p em%.

Relativamente ao índice de recompressibilidade apresentam-se no Quadro 5.9 e na Figura 5.22 os modelos de regressão de C_r em função de um ou vários parâmetros físicos e (ou) de identificação do solo e sua validade de aplicação.

Quadro 5.9 – Relações empíricas de C_r com vários parâmetros físico e (ou) de identificação do solo retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$C_r=0,000463 \times w_L \times G_s$	Nagaraj & Murty (1985)	Argilas em geral
$C_r=0,00194 \times (I_p - 4,6)$	Nakase <i>et al.</i> (1988):	$I_p < 50\%$
$C_r=0,002 \times (w - 30)$	Coelho & Lemos (2001)	Argilas do Baixo Mondego
$\frac{1}{10} C_c < C_r < \frac{1}{5} C_c$	Lancellota (1995)	
$C_r < 0,04 C_c$	Leroueil <i>et al.</i> (1985)	

Nota: w , w_L e I_p em%.

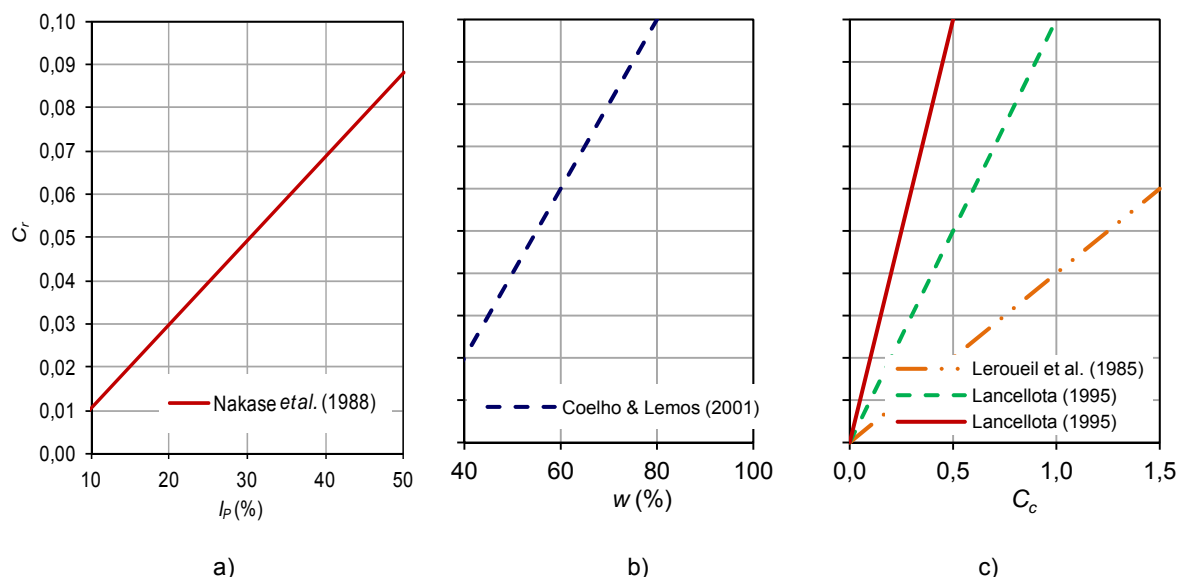


Figura 5.22 – Relações empíricas retiradas da bibliografia de C_r com: a) índice de plasticidade, I_p ; b) teor em água, w ; índice de compressibilidade, C_c .

No que concerne ao coeficiente de consolidação secundária as propostas existentes na bibliografia são apresentadas no Quadro 5.10 e na Figura 5.23.

Quadro 5.10 – Relações empíricas de C_α com parâmetros físico e de compressibilidade do solo retiradas da bibliografia

Modelo	Autor	Solos estudados / Validade de aplicação
$\frac{C_\alpha}{C_c}=0,032$	Mesri & Godlewski (1977)	$0,025 < C_\alpha < 0,1$
$\frac{C_\alpha}{C_c}=0,06$ a $0,07$	Mesri (1986)	Solos orgânicos
$C_\alpha=0,00033 \times (I_p + 5,09)$	Nakase <i>et al.</i> (1988)	
$\frac{C_\alpha}{C_c}=0,015$ a $0,03$	Mesri <i>et al.</i> (1990)	Argilas arenosas

Nota: I_p em%.

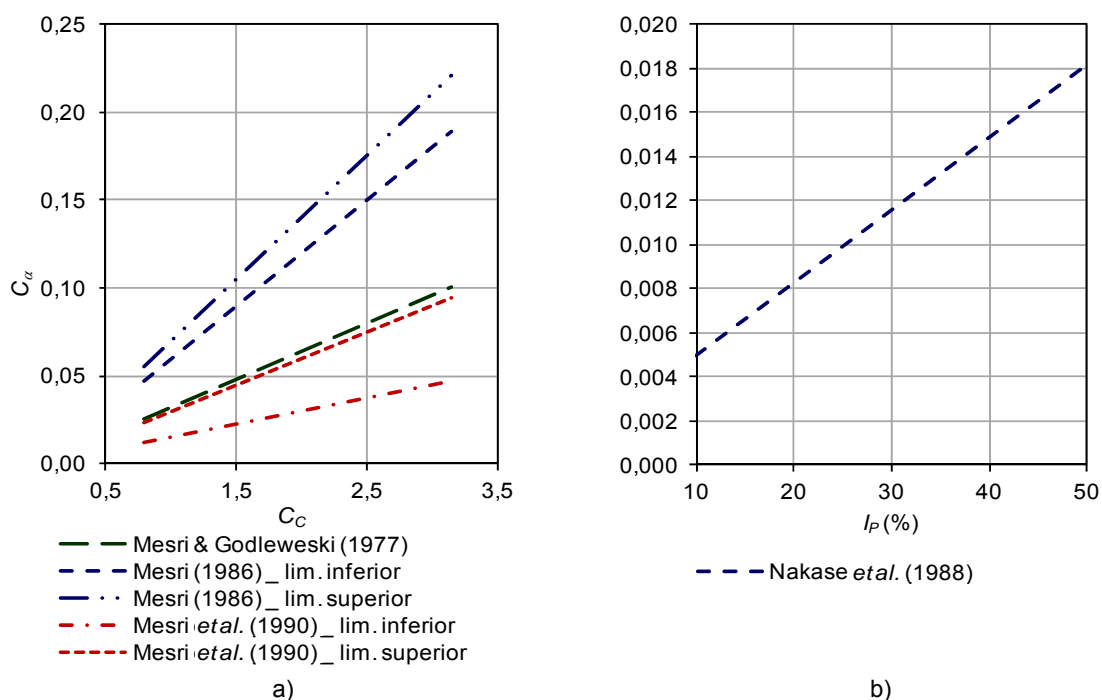


Figura 5.23 – Relações empíricas de C_α com: a) índice de compressibilidade, C_c ; b) índice de plasticidade, I_p , retiradas da bibliografia.

5.6.3 AVALIAÇÃO DOS ÍNDICES DE COMPRESSIBILIDADE E RECOMPRESSIBILIDADE ATRAVÉS DE MODELOS DE REGRESSÃO

5.6.3.1 Análise univariada

Com o objetivo de obter relações de dependência entre os índices de compressibilidade e de recompressibilidade e outros parâmetros físicos, apresenta-se uma análise estatística preliminar que visa averiguar o comportamento das variáveis que se pretende correlacionar.

Na análise descritiva foram calculadas a média, a mediana, a moda, o desvio padrão e a variância. No Quadro 5.11 estão representados os resultados obtidos na análise para todo o universo de resultados.

À semelhança do efetuado nas análises anteriores foram estudadas também algumas restrições adicionais, nomeadamente: a) limitar o intervalo considerado inicialmente para $95\% < Sr < 105\%$; b) considerar amostras com índices de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0. Nesta análise não se estudou a influência da bacia hidrográfica pois os resultados disponíveis em alguns locais eram escassos e não evidenciavam alterações de comportamento. Os resultados obtidos encontram-se resumidos nos Quadros 5.12 a 5.15.

Quadro 5.11 – Estatística descritiva das variáveis w_L , w_P , I_P , w , G_s , e , C_c , C_r e $C_d/(1+e)$

Variáveis	Profundidade (m)	Nº de casos válidos	Nº de casos omissos	Medidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
				Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
w_L (%)	$0 < z < 40$	219	71	59	58	51	13	165	22
	$z \leq 8,5$	53	21	53	54	44	10	105	19
	$z > 8,5$	166	50	61	61	72	13	171	22
w_P (%)	$0 < z < 40$	219	71	31	31	32	7	47	22
	$z \leq 8,5$	53	21	30	30	31	5	27	17
	$z > 8,5$	166	50	32	32	32	7	52	23
I_P (%)	$0 < z < 40$	219	71	28	27	29	10	109	38
	$z \leq 8,5$	53	21	23	24	25	9	75	38
	$z > 8,5$	166	50	29	29	29	11	112	37
w (%)	$0 < z < 40$	216	74	61	61	61	16	270	27
	$z \leq 8,5$	47	27	55	55	41	11	124	20
	$z > 8,5$	169	47	63	63	61	17	296	27
G_s	$0 < z < 40$	259	31	2,70	2,73	2,73	0,07	0,005	3
	$z \leq 8,5$	58	16	2,70	2,73	2,73	0,06	0,004	2
	$z > 8,5$	201	15	2,71	2,73	2,75	0,07	0,005	3
e	$0 < z < 40$	290	0	1,66	1,69	1,64	0,54	0,288	32
	$z \leq 8,5$	74	0	1,54	1,61	1,64	0,35	0,120	23
	$z > 8,5$	216	0	1,71	1,75	1,90	0,58	0,339	34
C_c	$0 < z < 40$	278	12	0,58	0,58	0,57	0,24	0,057	41
	$z \leq 8,5$	68	6	0,58	0,60	0,60	0,21	0,043	36
	$z > 8,5$	210	6	0,58	0,58	0,56	0,25	0,061	43
C_r	$0 < z < 40$	267	23	0,09	0,09	0,12	0,04	0,002	52
	$z \leq 8,5$	66	8	0,08	0,07	0,06	0,04	0,001	47
	$z > 8,5$	201	15	0,09	0,09	0,09	0,05	0,002	53
$C_d/(1+e)$	$0 < z < 40$	278	12	0,21	0,22	0,22	0,06	0,004	28
	$z \leq 8,5$	68	6	0,23	0,24	0,22	0,06	0,004	27
	$z > 8,5$	210	6	0,21	0,22	0,22	0,06	0,003	28

Quadro 5.12 – Estatística descritiva das variáveis w_L , w_P , I_D , w , G_{Si} , e , C_c , C_r e $C_d/(1+e)$ para $95\% < S_r < 105\%$

Variáveis	Profundidade (m)	Nº de casos válidos	Nº de casos omissos	Medidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
				Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
w (%)	$0 < z < 40$	111	0	63	61	48	18	310	28
	$z \leq 8,5$	98	0	65	62	48	18	316	27
	$z > 8,5$	13	0	53	56	27	13	166	24
e	$0 < z < 40$	111	0	1,80	1,76	1,30	0,49	0,243	27
	$z \leq 8,5$	98	0	1,84	1,78	1,38	0,50	0,248	27
	$z > 8,5$	13	0	1,50	1,55	0,76	0,34	0,113	22
C_c	$0 < z < 40$	109	2	0,65	0,63	0,55	0,22	0,050	34
	$z \leq 8,5$	96	2	0,66	0,64	0,55	0,23	0,051	34
	$z > 8,5$	13	0	0,59	0,61	0,21	0,21	0,044	36
C_r	$0 < z < 40$	107	4	0,10	0,09	0,09	0,04	0,002	39
	$z \leq 8,5$	95	3	0,10	0,10	0,09	0,04	0,002	39
	$z > 8,5$	12	1	0,08	0,08	0,08	0,03	0,001	39
$C_d/(1+e)$	$0 < z < 40$	109	2	0,23	0,23	0,24	0,05	0,002	21
	$z \leq 8,5$	96	2	0,23	0,23	0,24	0,05	0,002	20
	$z > 8,5$	13	0	0,23	0,24	0,27	0,06	0,004	27

Quadro 5.13 – Estatística descritiva das variáveis w_L , w_P , I_p , w , G_s , e , C_c , C_r e $C_d/(1+e)$ para $e > 1,0$

Variáveis	Profundidade (m)	Nº de casos válidos	Nº de casos omissos	Medidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
				Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
w_L (%)	$0 < z < 40$	210	42	60	59	51	12	139	20
	$z \leq 8,5$	159	27	62	62	72	12	136	19
	$z > 8,5$	51	15	54	54	55	10	97	18
w_P (%)	$0 < z < 40$	210	42	32	31	32	6	40	20
	$z \leq 8,5$	159	27	32	32	32	7	43	20
	$z > 8,5$	51	15	30	30	31	5	24	16
I_p (%)	$0 < z < 40$	210	42	28	28	29	10	106	37
	$z \leq 8,5$	159	27	30	29	29	10	108	35
	$z > 8,5$	51	15	24	24	25	9	73	36
w (%)	$0 < z < 40$	205	47	63	62	61	15	220	23
	$z \leq 8,5$	160	26	65	64	61	15	229	23
	$z > 8,5$	45	21	55	56	41	11	112	19
G_s	$0 < z < 40$	224	28	2,71	2,73	2,73	0,07	0,005	3
	$z \leq 8,5$	172	14	2,71	2,73	2,75	0,07	0,006	3
	$z > 8,5$	52	14	2,70	2,73	2,73	0,06	0,004	2
e	$0 < z < 40$	252	0	1,80	1,76	1,64	0,44	0,190	24
	$z \leq 8,5$	186	0	1,87	1,82	1,90	0,46	0,214	25
	$z > 8,5$	66	0	1,61	1,64	1,64	0,28	0,078	17
C_c	$0 < z < 40$	241	11	0,64	0,62	0,57	0,20	0,038	31
	$z \leq 8,5$	181	5	0,65	0,63	0,56	0,20	0,041	31
	$z > 8,5$	60	6	0,63	0,61	0,60	0,17	0,030	28
C_r	$0 < z < 40$	231	21	0,10	0,09	0,12	0,04	0,002	42
	$z \leq 8,5$	172	14	0,10	0,10	0,09	0,04	0,002	41
	$z > 8,5$	59	7	0,08	0,08	0,06	0,03	0,001	41
$C_d/(1+e)$	$0 < z < 40$	241	11	0,23	0,23	0,22	0,05	0,002	20
	$z \leq 8,5$	181	5	0,22	0,23	0,22	0,04	0,002	20
	$z > 8,5$	60	6	0,24	0,24	0,22	0,05	0,002	21

Quadro 5.14 – Estatística descritiva das variáveis w_L , w_P , I_P , w , G_s , e , C_c , C_r e $C_d/(1+e)$ para $e > 1,5$

Variáveis	Profundidade (m)	Nº de casos válidos	Nº de casos omissos	Cedidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
				Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
w_L (%)	$0 < z < 40$	172	20	62	62	62	11	121	18
	$z \leq 8,5$	139	10	64	64	72	11	123	17
	$z > 8,5$	33	9	57	56	52	9	80	16
w_P (%)	$0 < z < 40$	172	20	33	32	32	6	38	19
	$z \leq 8,5$	139	10	33	32	32	6	41	19
	$z > 8,5$	33	9	31	30	30	5	24	16
I_P (%)	$0 < z < 40$	172	20	30	29	17	10	105	35
	$z \leq 8,5$	139	10	31	30	38	11	111	34
	$z > 8,5$	33	9	26	25	25	8	61	30
w (%)	$0 < z < 40$	163	29	68	65	61	13	168	19
	$z \leq 8,5$	133	16	69	67	61	13	181	19
	$z > 8,5$	30	12	61	60	54	8	60	13
G_s	$0 < z < 40$	170	21	2,71	2,73	2,74	0,07	0,005	3
	$z \leq 8,5$	138	11	2,71	2,74	2,74	0,08	0,006	3
	$z > 8,5$	32	10	2,70	2,73	2,74	0,06	0,004	2
e	$0 < z < 40$	191	0	1,96	1,89	1,64	0,37	0,140	19
	$z \leq 8,5$	149	0	2,01	1,92	1,90	0,40	0,160	20
	$z > 8,5$	42	0	1,78	1,74	1,64	0,18	0,034	10
C_c	$0 < z < 40$	181	10	0,71	0,71	0,74	0,16	0,026	23
	$z \leq 8,5$	144	5	0,71	0,70	0,56	0,17	0,029	24
	$z > 8,5$	37	5	0,72	0,72	0,60	0,13	0,017	18
C_r	$0 < z < 40$	176	15	0,11	0,11	0,12	0,04	0,001	35
	$z \leq 8,5$	137	12	0,11	0,11	0,11	0,04	0,001	33
	$z > 8,5$	39	3	0,09	0,09	0,12	0,04	0,001	40
$C_d/(1+e)$	$0 < z < 40$	181	10	0,24	0,24	0,22	0,04	0,001	15
	$z \leq 8,5$	144	5	0,24	0,24	0,22	0,03	0,001	14
	$z > 8,5$	37	5	0,26	0,26	0,24	0,04	0,002	15

Quadro 5.15 – Estatística descritiva das variáveis w_L , w_P , I_p , w , G_s , e , C_c , C_r e $C_d/(1+e)$ para $e > 2,0$

Variáveis	Profundidade (m)	Nº de casos válidos	Nº de casos omissos	Medidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
				Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
w_L (%)	$0 < z < 40$	64	2	67	68	68	11	128	17
	$z \leq 8,5$	59	2	68	68	68	11	131	17
	$z > 8,5$	5	0	59	61	52	5	22	8
w_P (%)	$0 < z < 40$	64	2	35	34	33	8	57	22
	$z \leq 8,5$	59	2	35	33	33	8	59	22
	$z > 8,5$	5	0	35	36	27	7	54	21
I_p (%)	$0 < z < 40$	64	2	32	31	28	11	131	36
	$z \leq 8,5$	59	2	33	33	28	12	134	35
	$z > 8,5$	5	0	24	25	25	6	35	25
w (%)	$0 < z < 40$	64	2	80	77	67	12	148	15
	$z \leq 8,5$	59	2	80	78	67	12	156	16
	$z > 8,5$	5	0	74	74	69	5	28	7
G_s	$0 < z < 40$	65	1	2,72	2,74	2,74	0,08	0,007	3
	$z \leq 8,5$	60	1	2,72	2,74	2,74	0,08	0,007	3
	$z > 8,5$	5	0	2,68	2,73	2,58	0,09	0,008	3
e	$0 < z < 40$	66	0	2,35	2,27	2,02	0,36	0,133	15
	$z \leq 8,5$	61	0	2,37	2,27	2,08	0,37	0,138	16
	$z > 8,5$	5	0	2,13	2,06	2,01	0,14	0,018	6
C_c	$0 < z < 40$	61	5	0,86	0,82	0,81	0,15	0,021	17
	$z \leq 8,5$	56	5	0,86	0,82	0,81	0,15	0,023	17
	$z > 8,5$	5	0	0,87	0,88	0,96	0,10	0,009	11
C_r	$0 < z < 40$	65	1	0,13	0,13	0,11	0,03	0,001	21
	$z \leq 8,5$	60	1	0,14	0,13	0,11	0,03	0,001	21
	$z > 8,5$	5	0	0,12	0,12	0,12	0,02	0,001	21
$C_d/(1+e)$	$0 < z < 40$	61	5	0,26	0,25	0,25	0,03	0,001	12
	$z \leq 8,5$	56	5	0,26	0,25	0,25	0,03	0,001	12
	$z > 8,5$	5	0	0,28	0,29	0,29	0,03	0,001	12

Como representações gráficas, para as várias variáveis, consideram-se os histogramas das distribuições amostrais e as caixas-de-bigodes, que se representam, respetivamente, nas Figuras 5.24 e 5.25. Não se apresentam as representações gráficas com as restrições efetuadas ao grau de saturação, ao índice de vazios e a separação em profundidade uma vez que não se evidenciam alterações relevantes na análise de resultados.

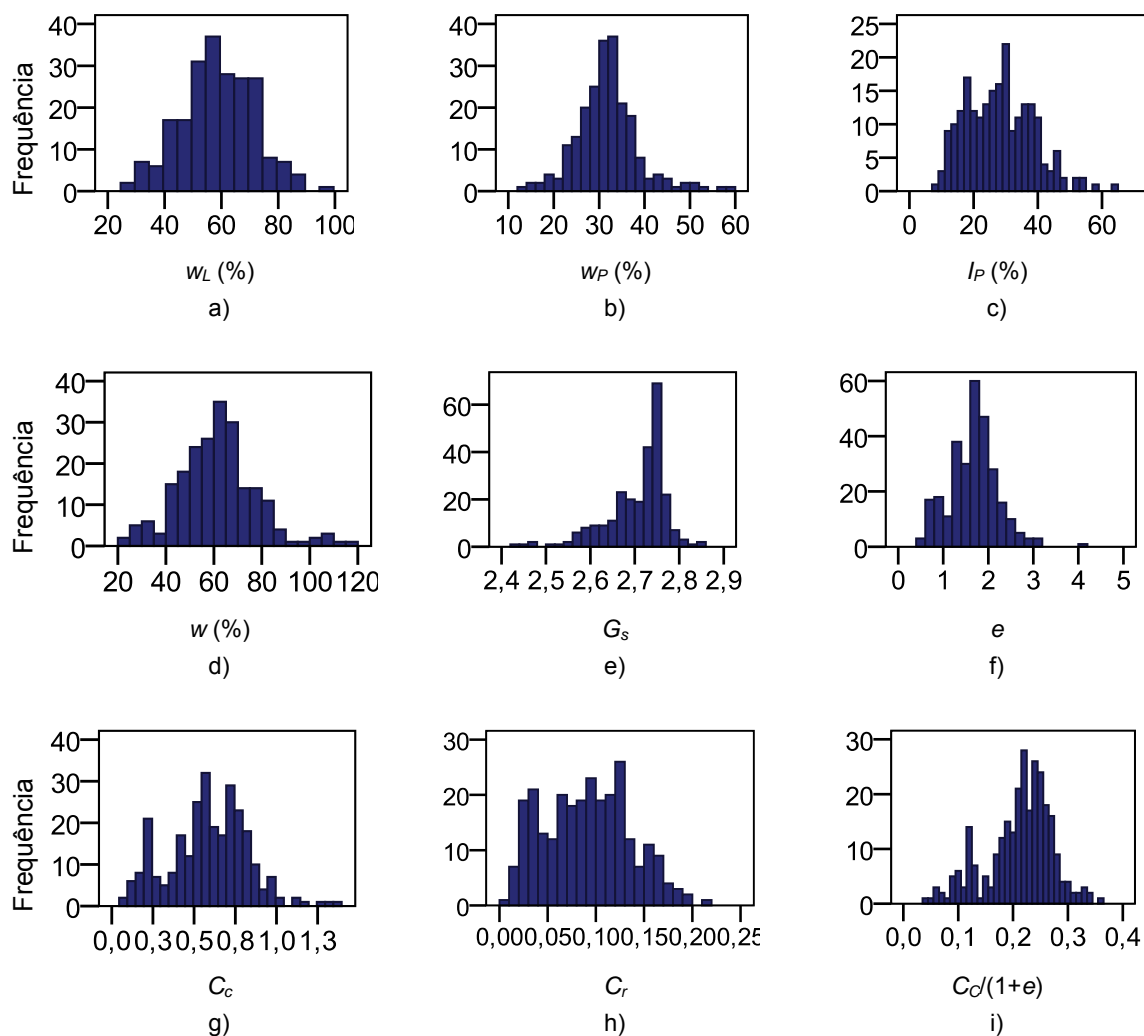


Figura 5.24 – Histogramas: a) limite de liquidez (w_L); b) limite de plasticidade (w_P); c) índice de plasticidade (I_P); d) teor em água (w); e) densidade das partículas sólidas (G_s); f) índice de vazios (e); g) índice de compressibilidade (C_c); h) índice de recompressibilidade (C_r); i) índice de compressibilidade normalizado ($C_d/(1+e)$).

As caixas-de-bigodes permitem uma visualização simples da existência de valores *outliers*, severos ou moderados, e analisar caso a caso se estes valores devem ser ignorados ou considerados na análise.

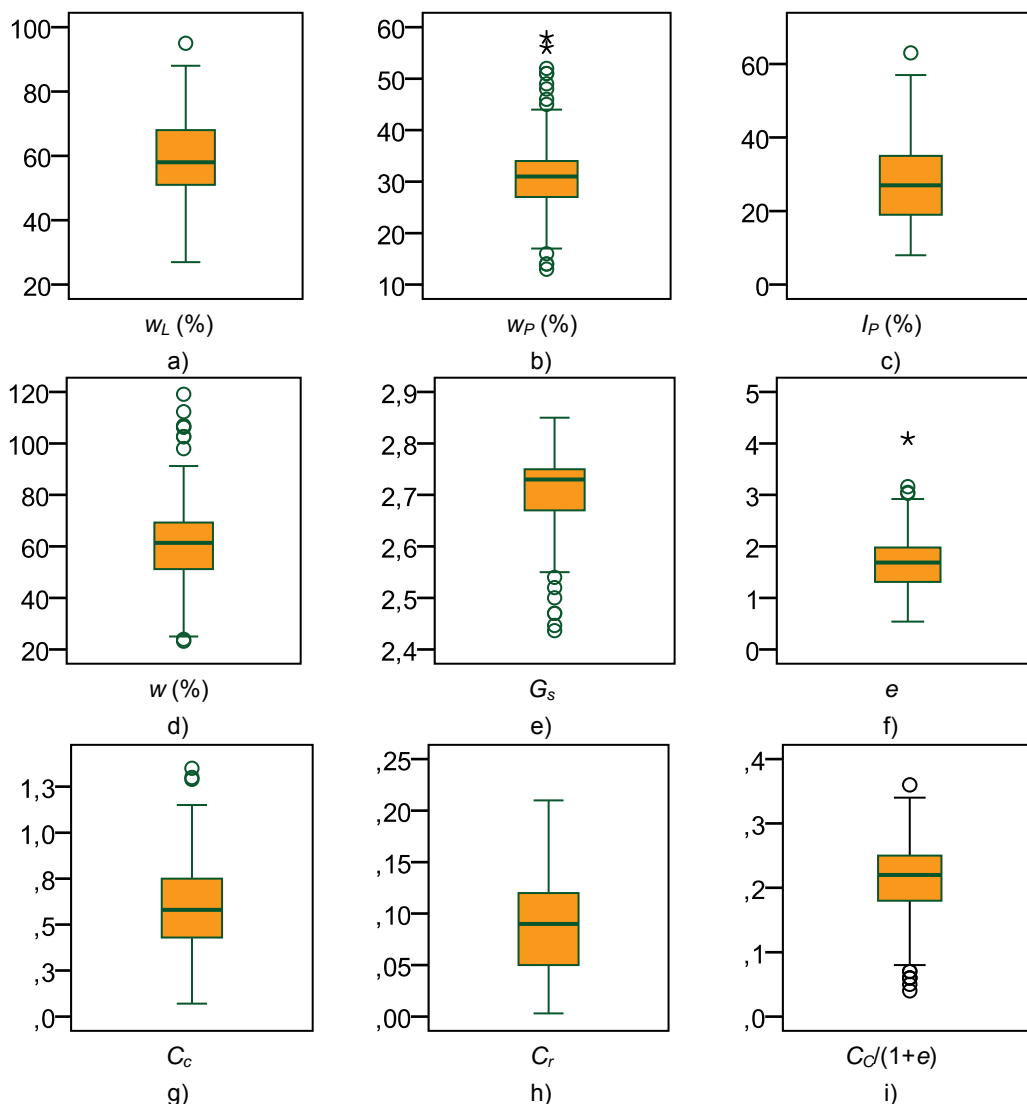


Figura 5.25 – Caixas-de-bigodes: a) limite de liquidez (w_L); b) limite de plasticidade (w_P); c) índice de plasticidade (I_P); d) teor em água (w); e) densidade das partículas sólidas (G_s); f) índice de vazios (e); g) índice de compressibilidade (C_c); h) índice de recompressibilidade (C_r); i) índice de compressibilidade normalizado ($C_d/(1+e)$).

Da análise da Figura 5.25 verifica-se que todas as variáveis, com exceção do índice de recompressibilidade, têm valores *outliers* moderados. O limite de plasticidade e o índice de vazios apresentam também valores *outliers* severos. Uma vez que é expectável que o solo em estudo possua uma grande variabilidade nestes parâmetros todos os valores serão considerados.

5.6.3.2 Análise bivariada

Neste ponto foi efetuado um estudo sobre as relações estatísticas entre cada uma das variáveis em estudo e os índices de compressibilidade, C_c , de recompressibilidade, C_r , e de compressibilidade normalizado, $C_c/(1+e)$. Para tal determinou-se o coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis, resumindo-se os resultados no Quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Valores do coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis

	Profundidade (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	w (%)	G_s	e	C_c	C_r	$C_c/(1+e)$
C_c	$0 < z < 40$	0,55	0,47	0,37	0,88	0,23	0,93	1,00	0,82	0,95
	$z \leq 8,5$	0,59	0,50	0,38	0,93	0,25	0,95	1,00	0,83	0,96
	$z > 8,5$	0,41	0,28	0,32	0,75	0,15	0,88	1,00	0,78	0,96
C_r	$0 < z < 40$	0,70	0,49	0,72	0,56	0,27	0,80	0,82	1,00	0,75
	$z \leq 8,5$	0,75	0,50	0,60	0,74	0,28	0,83	0,83	1,00	0,79
	$z > 8,5$	0,39	0,36	0,27	0,55	0,20	0,61	0,78	1,00	0,73
$C_c/(1+e)$	$0 < z < 40$	0,43	0,33	0,31	0,68	0,28	0,80	0,95	0,75	1,00
	$z \leq 8,5$	0,54	0,42	0,38	0,80	0,31	0,86	0,96	0,79	1,00
	$z > 8,5$	0,30	0,14	0,28	0,53	0,22	0,74	0,96	0,73	1,00

Analisando a globalidade dos dados, isto é, considerando os resultados obtidos para todas as profundidades, verifica-se que existe uma forte correlação positiva entre os pares de variáveis C_c e w , C_c e e , C_c e C_r , C_r e w_L , C_r e I_P , C_r e e , $C_c/(1+e)$ e w , $C_c/(1+e)$ e e , $C_c/(1+e)$ e C_c , e $C_c/(1+e)$ e C_r . Essa mesma conclusão pode ser retirada observando a Figura 5.26, já que as nuvens de pontos surgem em torno de retas de declive positivo.

Considerando os resultados obtidos para profundidades inferiores a 8,5 m verificam-se fortes correlações positivas entre os pares de variáveis C_c e w , C_c e e , C_c e C_r , C_r e w_L , C_r e w , C_r e e , $C_c/(1+e)$ e w , $C_c/(1+e)$ e e , $C_c/(1+e)$ e C_c , e $C_c/(1+e)$ e C_r . Na Figura 5.27 representam-se as nuvens de pontos correspondentes aos pares de variáveis C_r e w e $C_c/(1+e)$ e w .

Para profundidades superiores a 8,5 m há evidência de fortes correlações positivas entre as variáveis C_c e w , C_c e e , C_c e C_r , $C_c/(1+e)$ e C_c , $C_c/(1+e)$ e C_r e $C_c/(1+e)$ e e .

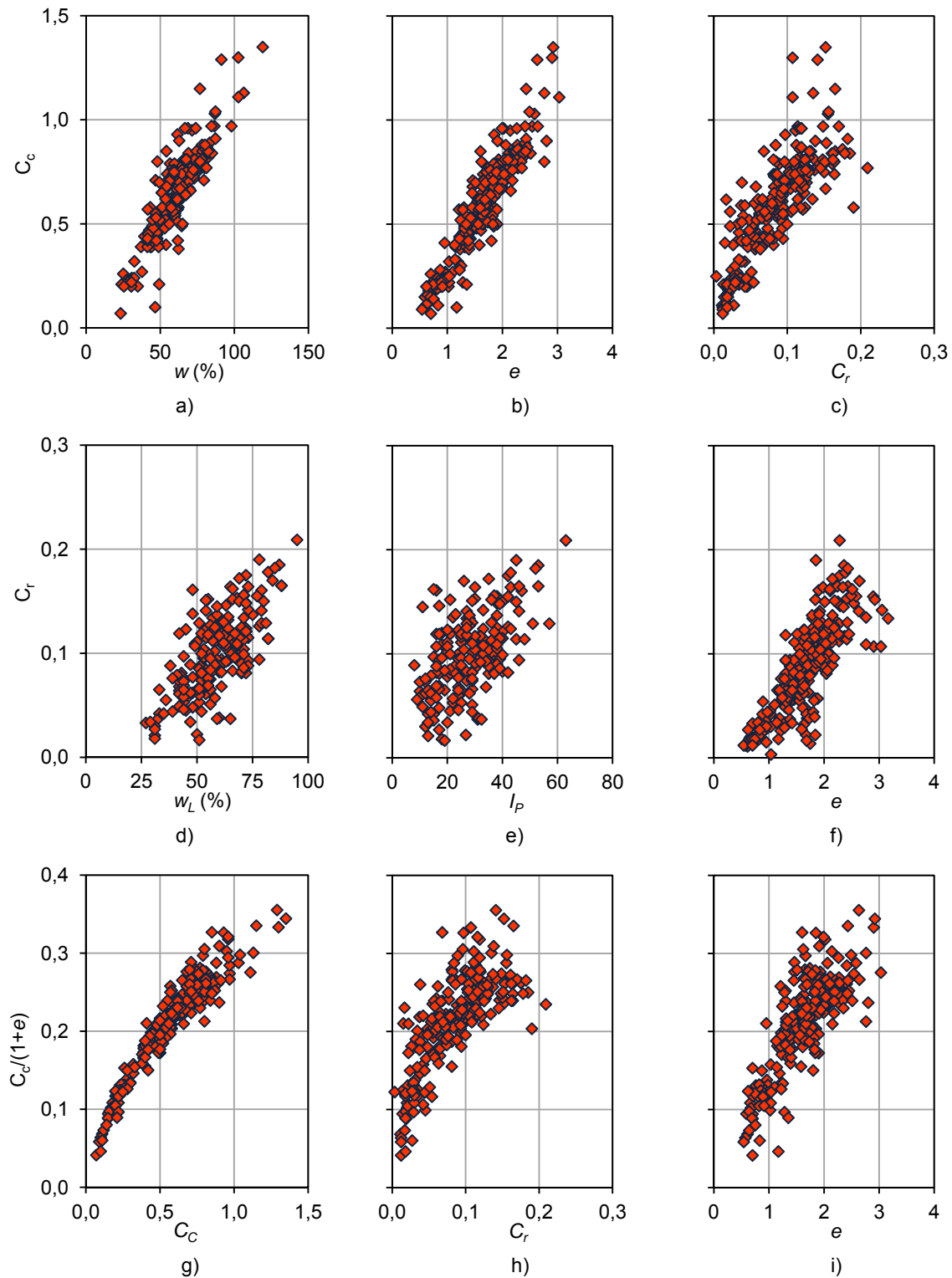


Figura 5.26 – Representação gráfica das correlações positivas, considerando $0 < z < 40$ m, entre os pares: a) C_c e w ; b) C_c e e ; c) C_c e C_r ; d) C_r e w_L ; e) C_r e I_p ; f) C_r e e ; g) $C_d(1+e)$ e C_c ; h) $C_d(1+e)$ e C_r ; i) $C_d(1+e)$ e e .

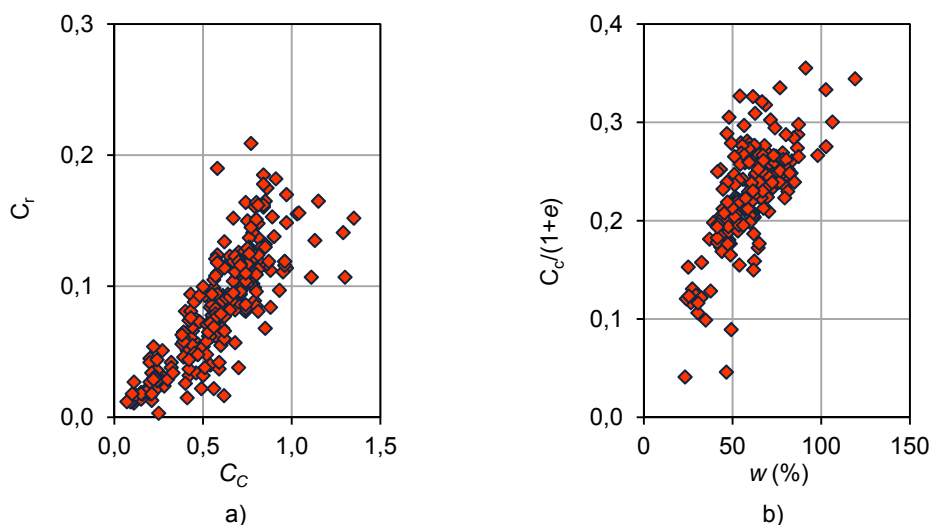


Figura 5.27 – Representação gráfica das correlações positivas, considerando $0 < z < 40$ m, entre os pares:
 a) C_r e C_c ; b) $C_c/(1+e)$ e w .

5.6.3.3 Análise de regressão linear

A análise de regressão é uma metodologia estatística que utiliza a relação entre duas ou mais variáveis quantitativas de tal forma que podem ser feitas estimativas para uma variável a partir da outra ou outras.

Uma vez que não se conhecem modelos de regressão que permitam obter valores de C_c e de C_r em função dos índices físicos dos solos moles ocorrentes nos vales aluvionares do continente Português serão estimados os coeficientes do modelo de regressão adotado a partir da amostra recolhida, considerando as variáveis estudadas pelos autores referidos nos Quadros 5.4 a 5.9. Os modelos estudados encontram-se resumidos no Quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Resumo dos modelos de regressão analisados para a estimativa de C_c e de C_r

Modelo	Variáveis		Unidades
	Dependente	Independentes	
1		w_L	(%)
2		I_P	(%)
3		w	(%)
4		e	adimensional
5		e	adimensional
		w_L	(%)
		I_P	(%)
6		G_s	adimensional
	C_c	w	(%)
7		w_L	(%)
		e	adimensional
8		G_s	adimensional
		w_L	(%)
9		G_s	adimensional
		e	adimensional
		w	(%)
10		w_L	(%)
	$C_d/(1+e)$	w	(%)
11		C_c	adimensional
12		w	(%)
13	C_r	I_P	(%)
14			

Existem diversos métodos que permitem ajustar matematicamente a equação que relaciona duas ou mais variáveis. Um dos métodos de ajustamento mais utilizado é o método dos mínimos quadrados, utilizado neste trabalho.

No Quadro 5.18 é apresentado um sumário dos vários modelos onde são incluídos o coeficiente de correlação múltipla (R), o coeficiente de determinação (R^2), o coeficiente de determinação ajustado (R^2_a) e o modelo ajustado considerando a globalidade dos resultados para todas as profundidades e separando os resultados para profundidades inferiores e superiores a 8,5 m.

Quadro 5.18 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para a estimativa de C_c e de C_r

Modelo	Profundidade (m)	Sumário do modelo			Modelo ajustado
		R	R^2	R^2_a	
1	$0 < z < 40$	0,554	0,306	0,303	$C_c = 0,009 \times (w_L + 15,9)$
	$z \leq 8,5$	0,589	0,347	0,343	$C_c = 0,009 \times (w_L + 1,1)$
	$z > 8,5$	0,409	0,167	0,151	$C_c = 0,007 \times (w_L + 34,1)$
2	$0 < z < 40$	0,374	0,140	0,136	$C_c = 0,007 \times (I_P + 65,3)$
	$z \leq 8,5$	0,382	0,146	0,141	$C_c = 0,007 \times (I_P + 63,9)$
	$z > 8,5$	0,316	0,100	0,083	$C_c = 0,007 \times (I_P + 68,0)$
3	$0 < z < 40$	0,882	0,778	0,777	$C_c = 0,012 \times (w - 6,8)$
	$z \leq 8,5$	0,928	0,861	0,860	$C_c = 0,013 \times (w - 10,2)$
	$z > 8,5$	0,753	0,568	0,558	$C_c = 0,013 \times (w - 3,8)$
4	$0 < z < 40$	0,928	0,862	0,861	$C_c = 0,439 \times (e - 0,3)$
	$z \leq 8,5$	0,951	0,905	0,904	$C_c = 0,438 \times (e - 0,3)$
	$z > 8,5$	0,878	0,771	0,767	$C_c = 0,518 \times (e - 0,4)$
5	$0 < z < 40$	0,893	0,798	0,796	$C_c = -0,072 + 0,439 \times e - 0,001 \times w_L$
	$z \leq 8,5$	0,929	0,862	0,861	$C_c = -0,121 + 0,441 \times e - 0,001 \times w_L$
	$z > 8,5$	0,822	0,676	0,663	$C_c = -0,127 + 0,512 \times e - 0,001 \times w_L$
6	$0 < z < 40$	0,351	0,123	0,114	$C_c = 0,763 + 0,007 \times I_P - 0,110 \times G_s$
	$z \leq 8,5$	0,369	0,136	0,125	$C_c = 0,678 + 0,007 \times I_P - 0,084 \times G_s$
	$z > 8,5$	0,272	0,074	0,032	$C_c = 1,170 + 0,007 \times I_P - 0,252 \times G_s$
7	$0 < z < 40$	0,883	0,780	0,778	$C_c = -0,058 + 0,012 \times w - 0,00002 \times w_L$
	$z \leq 8,5$	0,934	0,872	0,871	$C_c = -0,125 + 0,012 \times w - 0,000 \times w_L$
	$z > 8,5$	0,753	0,568	0,548	$C_c = -0,046 + 0,013 \times w - 0,000 \times w_L$
8	$0 < z < 40$	0,938	0,879	0,879	$C_c = -0,959 + 0,434 \times e + 0,310 \times G_s$
	$z \leq 8,5$	0,961	0,923	0,922	$C_c = -0,885 + 0,433 \times e + 0,277 \times G_s$
	$z > 8,5$	0,882	0,778	0,770	$C_c = -1,735 + 0,505 \times e + 0,577 \times G_s$
9	$0 < z < 40$	0,548	0,300	0,293	$C_c = 0,084 + 0,009 \times w_L + 0,270 \times G_s$
	$z \leq 8,5$	0,590	0,348	0,339	$C_c = -0,044 + 0,009 \times w_L + 0,056 \times G_s$
	$z > 8,5$	0,387	0,150	0,111	$C_c = 0,437 + 0,007 \times w_L + 0,061 \times G_s$
10	$0 < z < 40$	0,903	0,815	0,812	$C_c = -0,073 + 0,381 \times e + 0,002 \times w - 0,001 \times w_L$
	$z \leq 8,5$	0,943	0,890	0,888	$C_c = -0,128 + 0,269 \times e + 0,005 \times w + 0,000 \times w_L$
	$z > 8,5$	0,828	0,686	0,664	$C_c = -0,073 + 0,381 \times e + 0,002 \times w - 0,001 \times w_L$
11	$0 < z < 40$	0,684	0,468	0,465	$C_c / (1 + e) = 0,002 \times (w + 48,0)$
	$z \leq 8,5$	0,802	0,644	0,642	$C_c / (1 + e) = 0,002 \times (w + 38,0)$
	$z > 8,5$	0,532	0,283	0,267	$C_c / (1 + e) = 0,003 \times (w + 34,7)$
12	$0 < z < 40$	0,820	0,672	0,671	$C_r = 0,15 \times C_c$
	$z \leq 8,5$	0,832	0,693	0,691	$C_r = 0,15 \times C_c$
	$z > 8,5$	0,781	0,610	0,604	$C_r = 4,665 \times (C_c + 0,05)$
13	$0 < z < 40$	0,720	0,519	0,517	$C_r = 0,002 \times (w - 2,5)$
	$z \leq 8,5$	0,743	0,552	0,549	$C_r = 0,002 \times (w - 5,0)$
	$z > 8,5$	0,545	0,297	0,281	$C_r = 0,009 \times (w + 4,5)$
14	$0 < z < 40$	0,558	0,312	0,308	$C_r = 0,002 \times (I_P + 21,5)$
	$z \leq 8,5$	0,599	0,359	0,355	$C_r = 0,002 \times (I_P + 18,5)$
	$z > 8,5$	0,266	0,071	0,049	$C_r = 0,001 \times (I_P + 69,0)$

Da análise do Quadro 5.18 pode concluir-se que, de uma maneira geral, o coeficiente de determinação ajustado é mais elevado quando se consideram os resultados obtidos nos primeiros 8,5 m de profundidade e mais reduzido quando se consideram os resultados obtidos para profundidades superiores.

Considerando os resultados obtidos para todas as profundidades e relativamente à variável dependente C_c , da análise do modelo 4 (Quadro 5.18) pode concluir-se que cerca de 86% da variabilidade total de C_c é explicada pela variável independente (índice de vazios). Verifica-se que a inserção de novas variáveis junto com o índice de vazios, como o limite de liquidez (modelo 5), a densidade das partículas sólidas (modelo 8) ou o limite de liquidez e o teor em água (modelo 10) não conduz a melhores resultados, uma vez que os respetivos valores de R_a^2 se mantêm sensivelmente iguais a 0,86.

Os modelos 3 e 7 onde intervêm como variáveis independentes, respetivamente, o teor em água e este juntamente com o limite de liquidez, explicam cerca de 78% da variabilidade total de C_c . À semelhança do atrás exposto, também se conclui que a inserção da variável limite de liquidez junto com o teor em água não acresce vantagens significativas ao modelo de regressão linear ajustado.

Pode também concluir-se que as variáveis independentes presentes nos modelos de regressão linear ajustados 1, 2, 6 e 9 explicam menos de 50% da variabilidade total de C_c . Note-se que os valores do coeficiente de correlação de Pearson exibidos no Quadro 5.16 eram menores para as variáveis independentes presentes nesses modelos.

A análise dos modelos de regressão referentes aos limites da base da camada dessecada (até 8,5 m de profundidade) e para profundidades superiores a 8,5 m onde o solo se aproxima de normalmente consolidado conduz a conclusões semelhantes às tecidas anteriormente, com exceção do modelo 11, onde se pode concluir que a variável independente presente no modelo de regressão linear ajustados explica menos de 65% da variabilidade total de $C_c/(1+e)$.

Pelo exposto, os modelos ajustados estudados cujas variáveis dependentes são C_c ou $C_c/(1+e)$ reduzem-se aos modelos 3 e 4 desenvolvidos, considerando a totalidade dos dados obtidos nos ensaios. Estes modelos são apresentados nas Figuras 5.28 e 5.29.

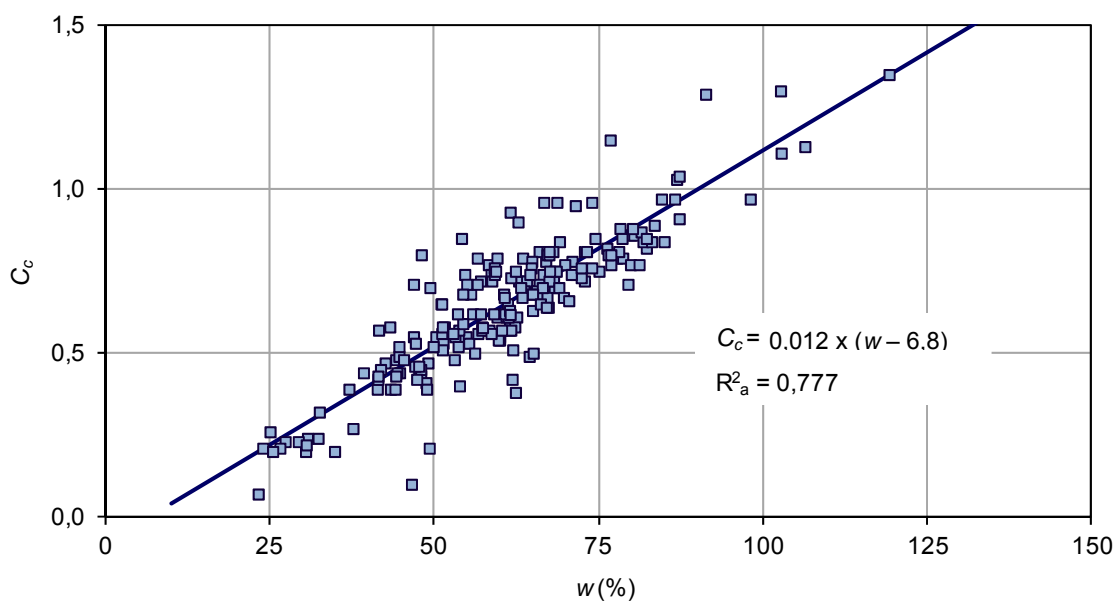


Figura 5.28 – Representação gráfica do Modelo 3 correlacionando o teor em água com o índice de compressibilidade.

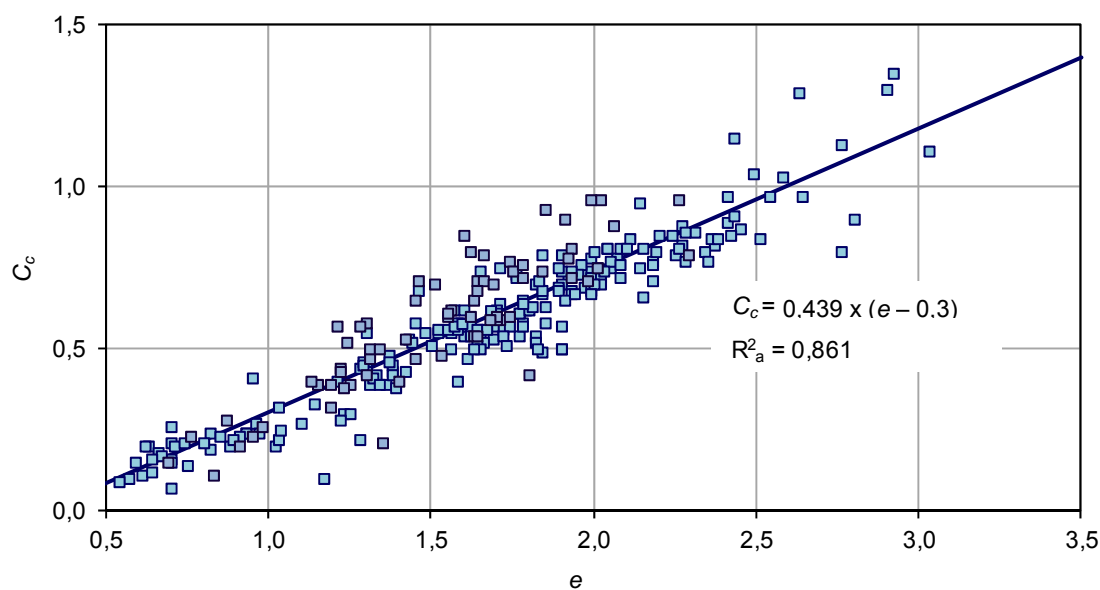


Figura 5.29 – Representação gráfica do Modelo 4 correlacionando o índice de vazios com o índice de compressibilidade.

Analisando agora os modelos de regressão linear ajustados 12, 13, 14, em que a variável dependente é o índice de recompressibilidade, pode concluir-se que a variável independente teor em água (modelo 13) explica cerca 50% da variabilidade total de C_r e o índice de plasticidade (modelo 14) apresenta um coeficiente de determinação ajustado de cerca de 0,50. Pelo exposto, pode considerar-se que estes modelos não oferecem uma boa estimativa do índice de recompressibilidade. Pelo contrário, como ilustra a Figura 5.34, o modelo 12, em que intervém C_c , pode ser considerado razoável, pois explica cerca de 67% da variabilidade total de C_r .

O modelo 12, que se representa na Figura 5.30, pode ser considerado uma estimativa razoável do índice de recompressibilidade, pois explica cerca de 67% da variabilidade total de C_r .

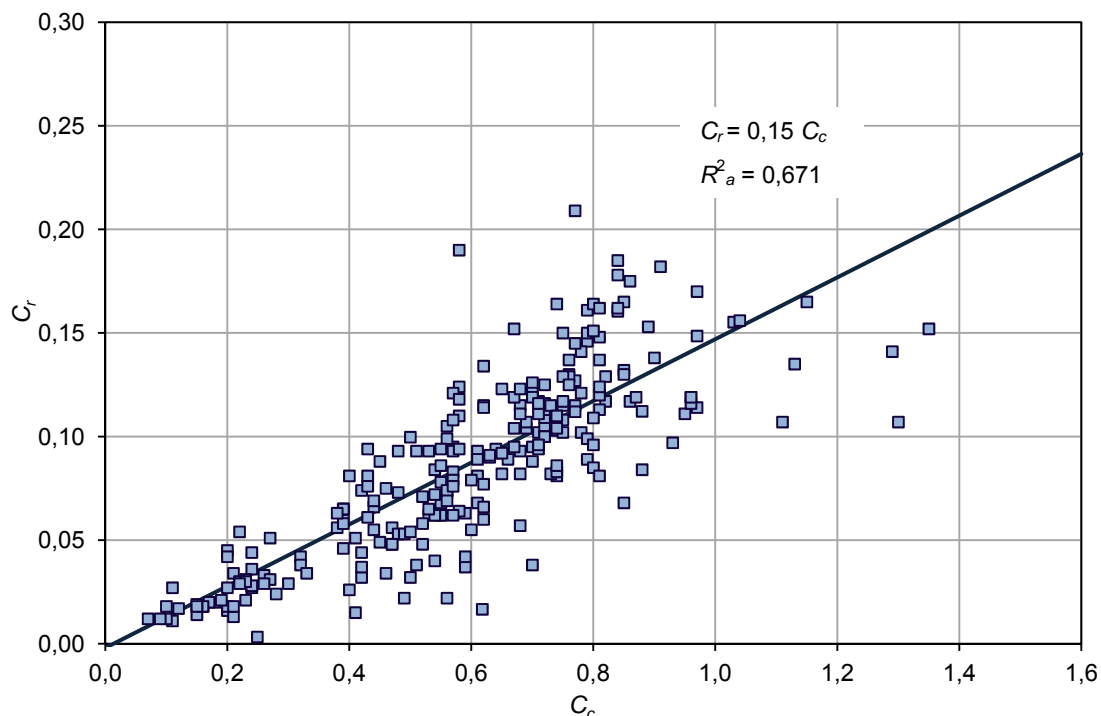


Figura 5.30 – Representação gráfica do Modelo 12 correlacionando o índice de recompressibilidade com o índice de compressibilidade.

À semelhança do efetuado nos pontos anteriores fez-se uma análise das relações entre o índice de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , e diferentes propriedades dos solos argilosos considerando algumas restrições adicionais, sendo estas: a) limitar o intervalo do grau de saturação para $95\% < S_r < 105\%$; b) considerar amostras com índices de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0. Nesta análise não se efetuou a separação dos dados por profundidade uma vez que nas análises anteriores não se evidenciaram alterações significativas nas conclusões. Também não se reanalisaram os modelos 1, 2, 6, 8, 9 e 14 uma vez que na análise inicial os valores obtidos para R_a^2 foram bastante baixos.

Nos Quadros 5.19 e 5.20 apresentam-se os resultados obtidos considerando as restrições acima referidas.

Quadro 5.19 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para a estimativa de C_c e de C_r considerando $95\% < S_r < 105\%$

Modelo	Sumário do modelo			Modelo ajustado
	R	R^2	R^2_a	
3	0,932	0,869	0,868	$C_c = 0,013 \times (w - 10,6)$
4	0,931	0,867	0,865	$C_c = 0,443 \times (e - 0,31)$
5	0,933	0,871	0,869	$C_c = -0,092 + 0,474 \times e - 0,002 \times w_L$
7	0,938	0,879	0,877	$C_c = -0,118 + 0,013 \times w - 0,001 \times w_L$
10	0,944	0,890	0,887	$C_c = -0,112 + 0,212 \times e + 0,007 \times w - 0,001 \times w_L$
11	0,795	0,632	0,628	$C_c / (1 + e) = 0,002 \times (w + 42,0)$
12	0,731	0,534	0,524	$C_r = 0,15 \times C_c$
13	0,764	0,583	0,579	$C_r = 0,002 \times (w - 3,5)$

A análise do Quadro 5.19 permite concluir que, com exceção do modelo 12, a limitação do grau de saturação a valores compreendidos entre 95% e 105% origina um aumento, mesmo que relativamente reduzido, do coeficiente de correlação ajustado.

Os modelos desenvolvidos, que se apresentam nas Figuras 5.31 e 5.34, fornecem uma melhor estimativa do parâmetro C_c .

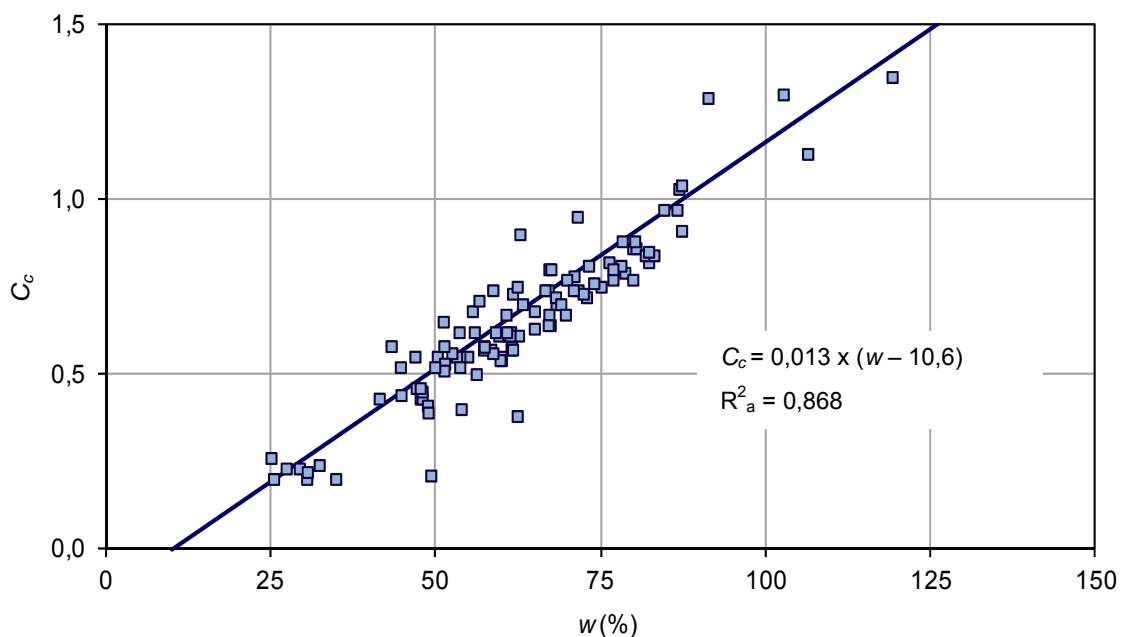


Figura 5.31 – Representação gráfica do Modelo 3 para $95\% < S_r < 105\%$.

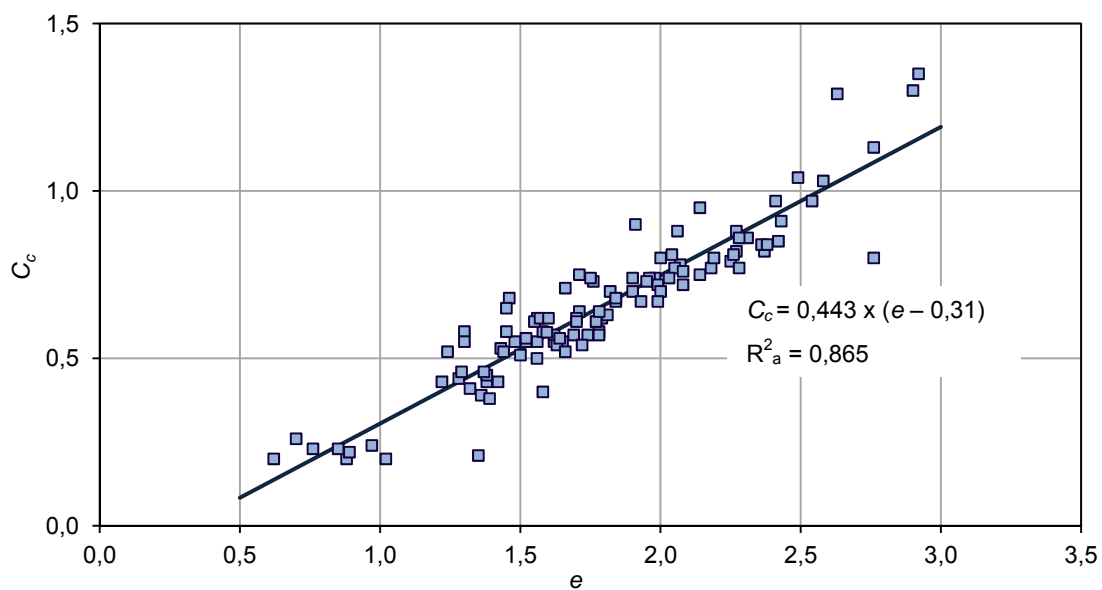


Figura 5.32 – Representação gráfica do Modelo 4 para $95\% < S_r < 105\%$.

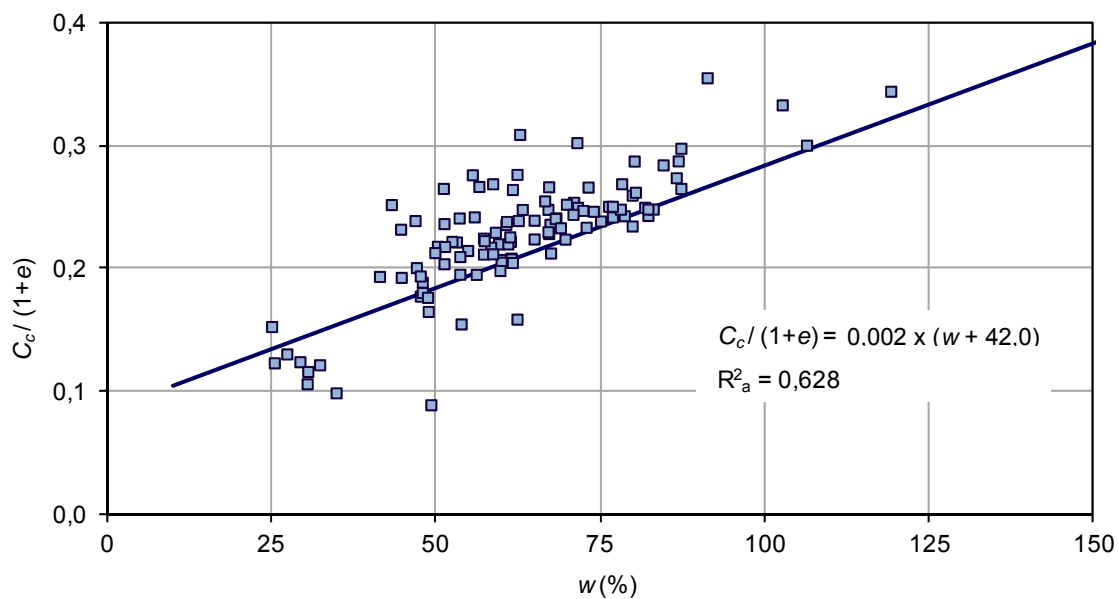


Figura 5.33 – Representação gráfica do Modelo 11 para $95\% < S_r < 105\%$.

Analisando os modelos de regressão linear ajustados em que a variável dependente é o índice de recompressibilidade (modelos 12, 13), pode concluir-se que as variáveis independentes índice de compressibilidade (modelo 12) e teor em água (modelo 13) explicam, respetivamente, cerca de 52% e 58% da variabilidade total de C_r . Nas Figuras 5.34 e 5.35 apresenta-se os modelos ajustados desenvolvidos no presente estudo.

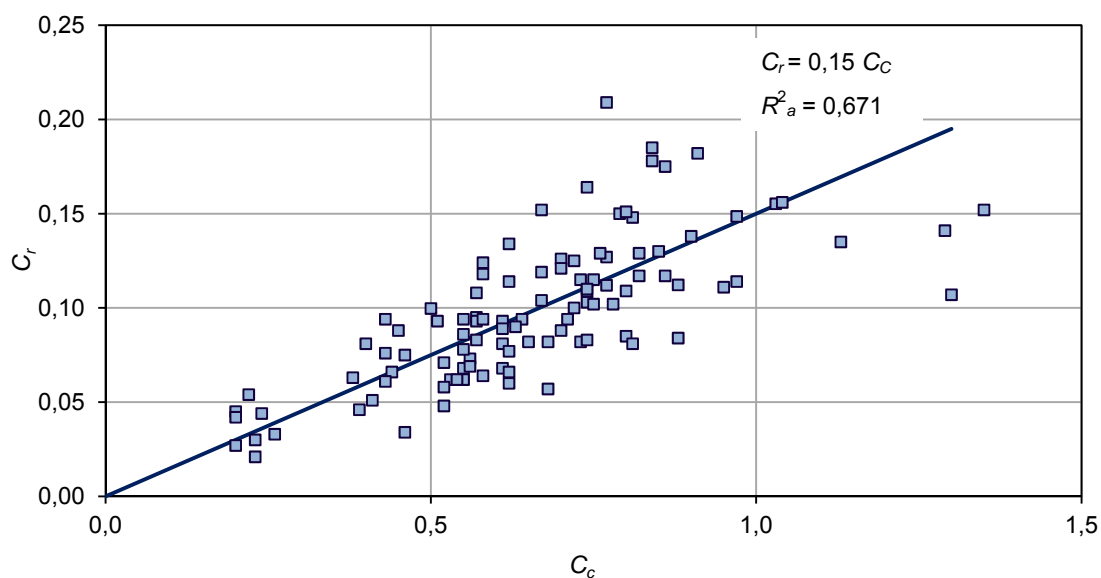


Figura 5.34 – Representação gráfica do Modelo 12 para $95\% < S_r < 105\%$.

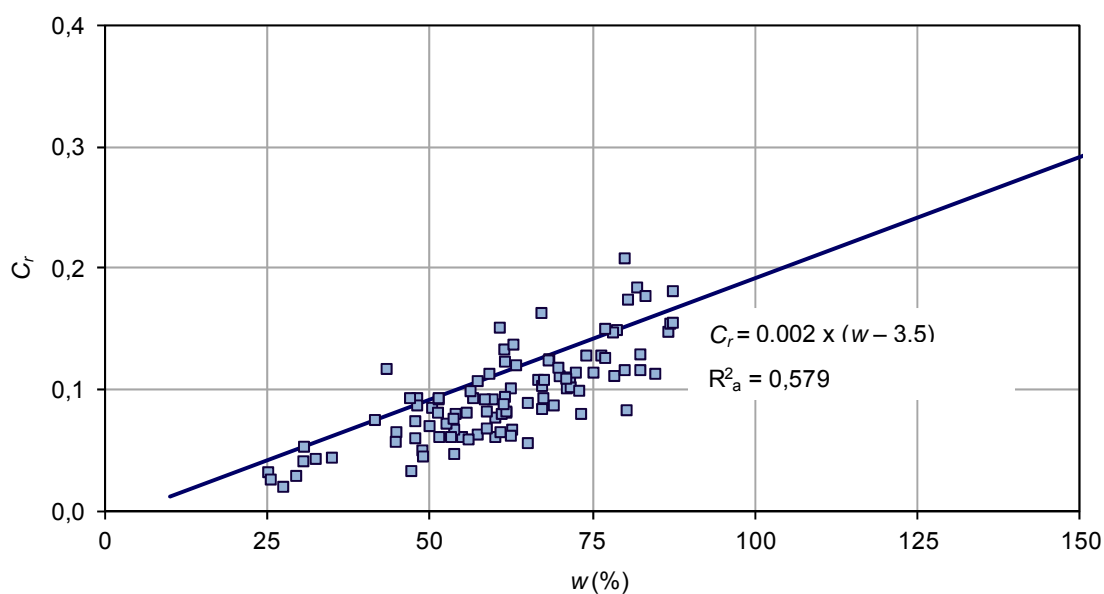


Figura 5.35 – Representação gráfica do Modelo 13 para $95\% < S_r < 105\%$.

Os resultados obtidos em que o índice de vazios é restringido a um determinado intervalo de valores encontram-se representados no Quadro 5.20. Pode verificar-se que as restrições efetuadas em nada melhoram o coeficiente de correlação ajustado obtido em cada modelo.

Quadro 5.20 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados para diferentes valores de índice de vazios

Modelo	e	Sumário do modelo			Modelo ajustado
		R	R ²	R ² _a	
3	≥ 1,0	0,846	0,715	0,714	$C_c = 0,012 \times (w - 4,4)$
	≥ 1,5	0,794	0,630	0,627	$C_c = 0,011 \times (w + 1,2)$
	≥ 2,0	0,781	0,611	0,604	$C_c = 0,011 \times (w + 1,2)$
4	≥ 1,0	0,879	0,773	0,772	$C_c = 0,436 \times (e - 0,31)$
	≥ 1,5	0,818	0,669	0,667	$C_c = 0,415 \times (e - 0,22)$
	≥ 2,0	0,747	0,558	0,550	$C_c = 0,428 \times (e - 0,27)$
5	≥ 1,0	0,867	0,751	0,749	$C_c = -0,056 + 0,435 \times e - 0,001 \times w_L$
	≥ 1,5	0,816	0,665	0,661	$C_c = -0,026 + 0,428 \times e - 0,001 \times w_L$
	≥ 2,0	0,750	0,562	0,547	$C_c = -0,084 + 0,440 \times e - 0,001 \times w_L$
7	≥ 1,0	0,851	0,725	0,722	$C_c = -0,026 + 0,011 \times w + 0,000 \times w_L$
	≥ 1,5	0,793	0,629	0,624	$C_c = 0,038 + 0,011 \times w - 0,001 \times w_L$
	≥ 2,0	0,783	0,613	0,599	$C_c = 0,002 + 0,011 \times w + 0,00003 \times w_L$
10	≥ 1,0	0,876	0,768	0,764	$C_c = -0,053 + 0,380 \times e + 0,002 \times w - 0,001 \times w_L$
	≥ 1,5	0,828	0,685	0,679	$C_c = -0,012 + 0,358 \times e + 0,002 \times w - 0,001 \times w_L$
	≥ 2,0	0,802	0,644	0,625	$C_c = -0,121 + 0,212 \times e + 0,007 \times w - 0,000 \times w_L$
11	≥ 1,0	0,575	0,331	0,327	$C_c / (1 + e) = 0,002 \times (w + 62,0)$
	≥ 1,5	0,439	0,193	0,188	$C_c / (1 + e) = 0,001 \times (w + 160,0)$
	≥ 2,0	0,507	0,257	0,244	$C_c / (1 + e) = 0,001 \times (w + 146,0)$
12	≥ 1,0	0,727	0,528	0,526	$C_r = 0,145 \times (C_c + 0,01)$
	≥ 1,5	0,591	0,349	0,345	$C_r = 0,133 \times (C_c + 0,08)$
	≥ 2,0	0,212	0,045	0,029	$C_r = 0,042 \times (C_c + 2,29)$
13	≥ 1,0	0,654	0,428	0,425	$C_r = 0,002 \times (w + 0,5)$
	≥ 1,5	0,533	0,284	0,280	$C_r = 0,001 \times (w + 18,0)$
	≥ 2,0	0,289	0,083	0,068	$C_r = 0,001 \times (w + 79,0)$

5.6.3.4 Comparação dos modelos desenvolvidos com os propostos na bibliografia

Apresenta-se nas Figuras 5.36 a 5.40 uma comparação entre os modelos ajustados obtidos no presente estudo e os referidos na bibliografia.

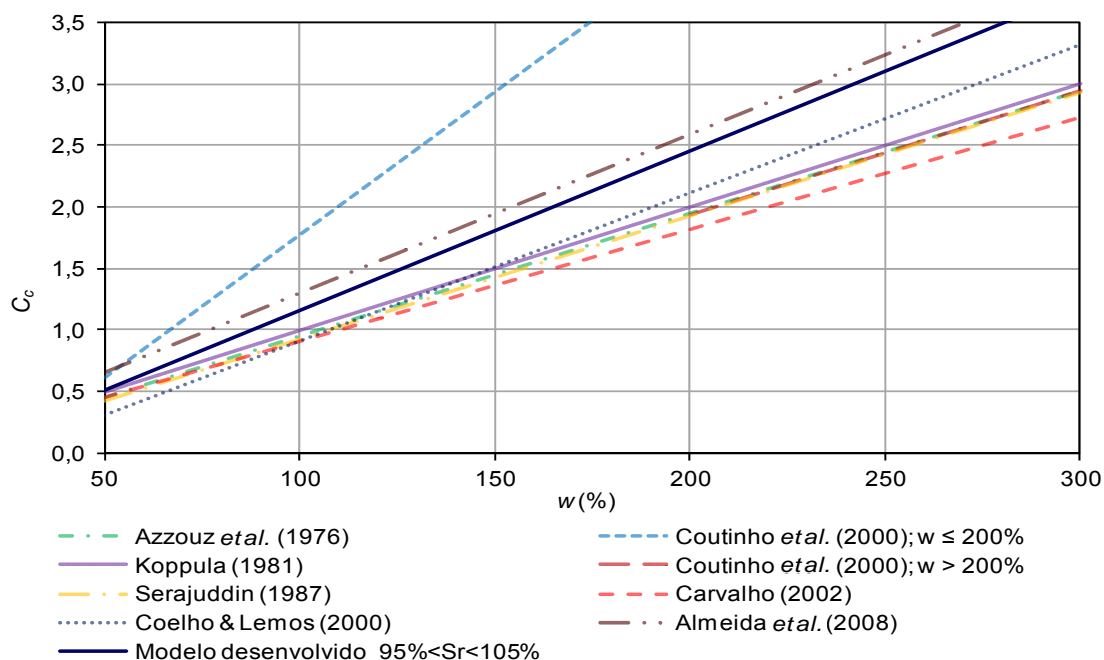


Figura 5.36 – Relação empírica de C_c com o teor em água, w : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.

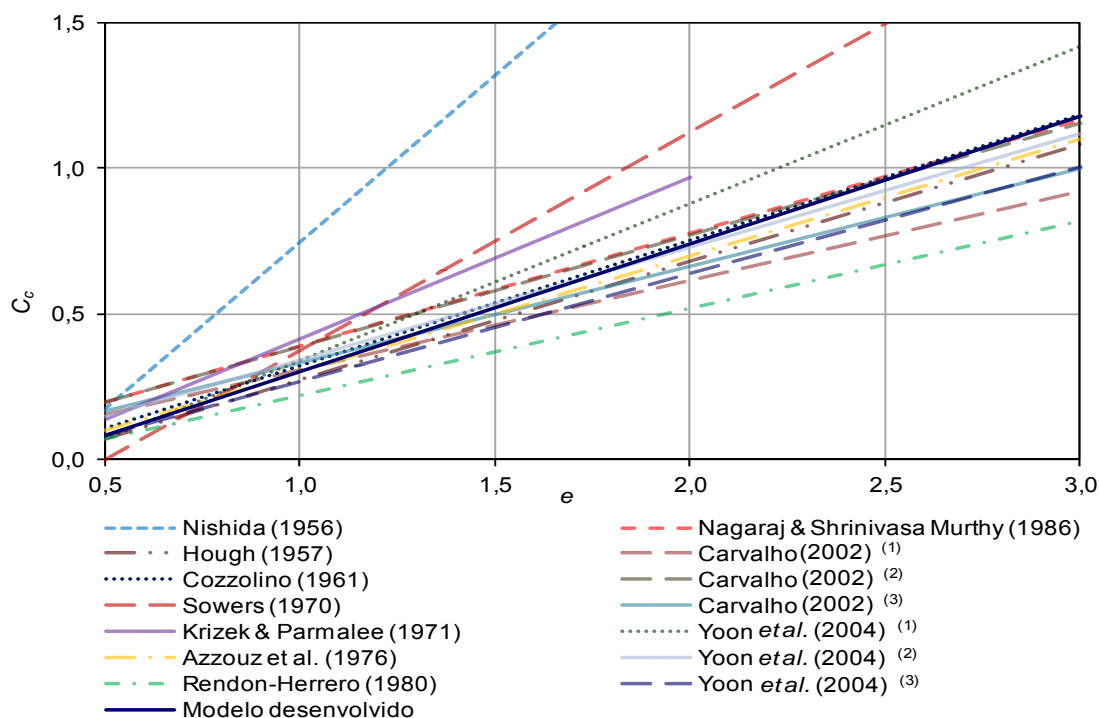


Figura 5.37 – Relação empírica de C_c com o índice de vazios, e : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.

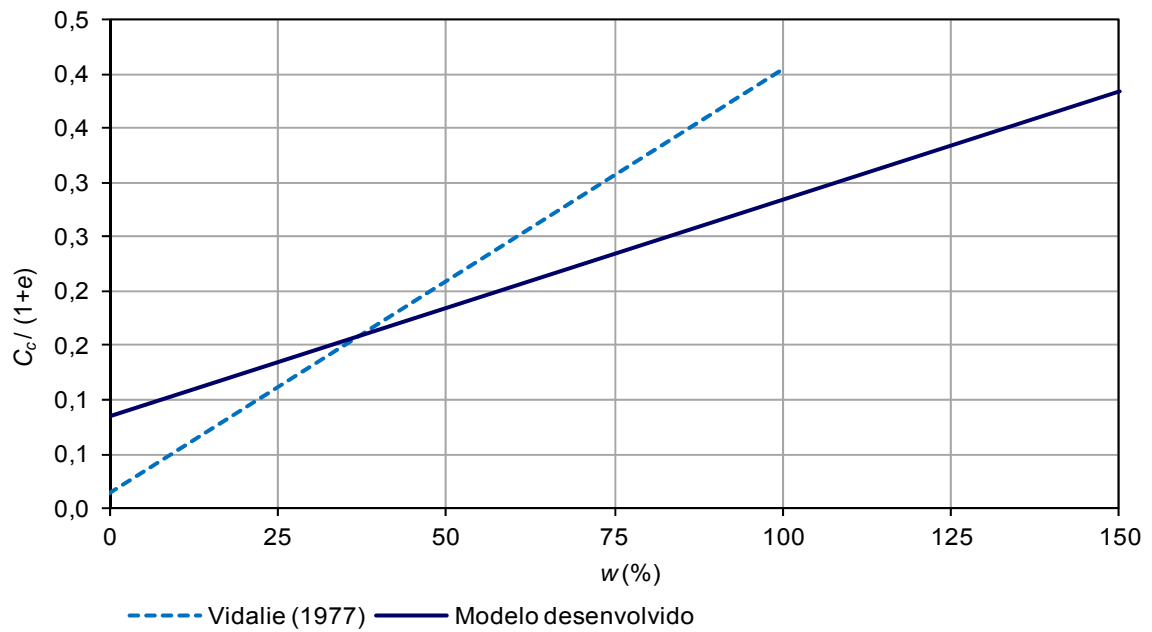


Figura 5.38 – Relação empírica de $C_c/(1+e)$ com o teor em água, w , comparação do modelo desenvolvido com outro da bibliografia.

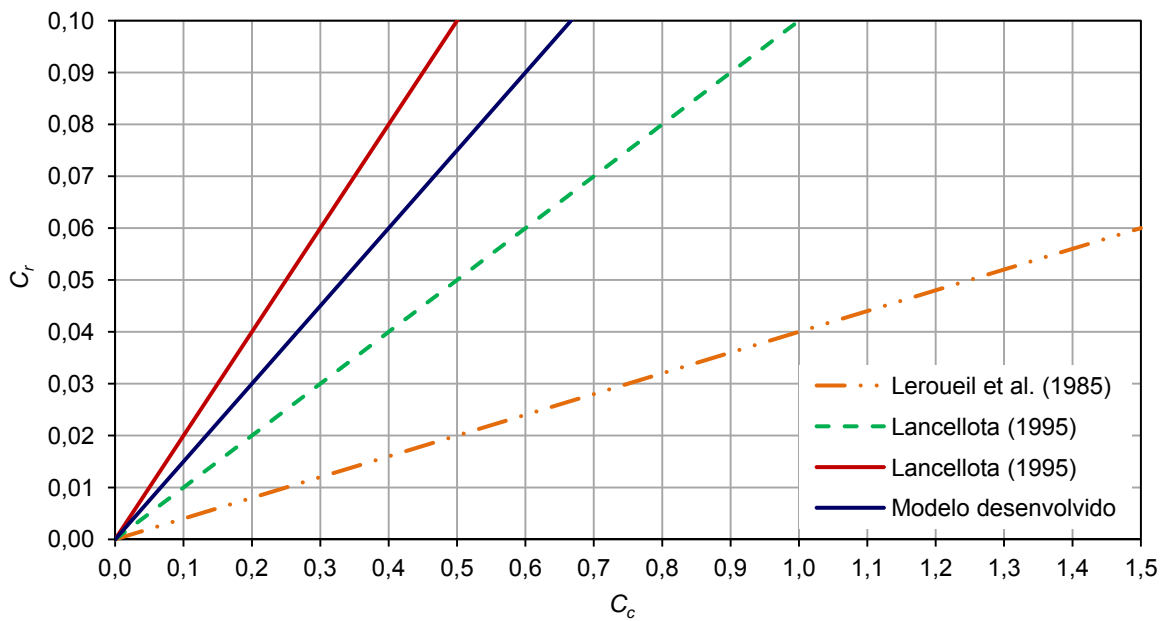


Figura 5.39 – Relação empírica de C_r com o índice de compressibilidade, C_c : comparação do modelo desenvolvido com outros da bibliografia.

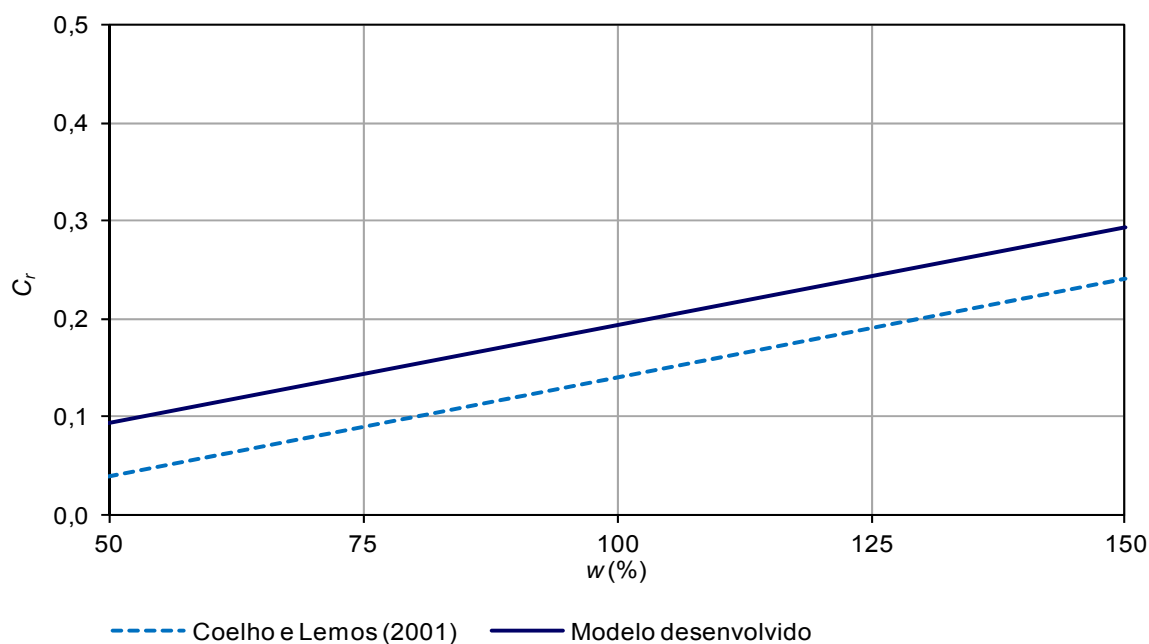


Figura 5.40 – Relação empírica de C_r com o teor em água, w : comparação do modelo desenvolvido com outro da bibliografia.

Da análise da Figura 5.36 verifica-se que os modelos ajustados desenvolvidos no presente estudo não se aproximam muito dos modelos existentes. No entanto, a inclinação da reta não é substancialmente distinta da do modelo ajustado desenvolvido por Almeida *et al.* (2008) aplicada a argilas do Rio de Janeiro.

Na Figura 5.37, onde se apresenta a relação empírica de C_c com o índice de vazios, verifica-se que o modelo desenvolvido é quase coincidente com o modelo desenvolvido por Cozzolino (1961).

A análise da Figura 5.38, onde se representa o modelo de regressão que permite estimar $C_c/(1+e)$ com base no teor de humidade, permite concluir que a expressão obtida não apresenta nenhuma semelhança com a do modelo existente.

O modelo desenvolvido que permite estimar C_r conhecendo o índice de compressibilidade, não apresenta nenhuma semelhança com as dos modelos existentes. Já o modelo desenvolvido que permite estimar C_r conhecendo o teor água apresenta uma inclinação muito semelhante com a de Coelho e Lemos (2001) desenvolvida para os solos moles do Baixo Mondego.

5.6.4 AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA ATRAVÉS DE MODELOS DE REGRESSÃO

5.6.4.1 Análise univariada

Neste trabalho procurou encontrar-se evidências de relações de dependência entre o coeficiente de consolidação secundária, C_{α} , e o coeficiente de consolidação secundária normalizado para o índice de vazios, $C_{\alpha}/(1+e)$, e o índice de compressibilidade, C_c .

Tal como efetuado aquando do estudo do índice de compressibilidade e de recompressibilidade (5.6.3), iniciou-se o estudo com análise estatística preliminar com o objetivo de averiguar o comportamento das variáveis que se pretende correlacionar.

Na análise descritiva, apresentada no Quadro 5.21, foram calculadas a média, a mediana, a moda, o desvio padrão e a variância.

Quadro 5.21 – Estatística descritiva das variáveis C_{α} , $C_{\alpha}/(1+e)$ e C_{α}/C_c

Variáveis	Medidas de tendência central			Medidas de dispersão		Medida de homogeneidade
	Média	Mediana	Moda	Desvio padrão	Variância	Coefficiente de variação (%)
C_{α}	0,0155	0,0101	0,01	0,0153	0,000	98,71
$C_{\alpha}/(1+e)$	0,4859	0,3604	0,34	0,3603	0,130	74,15
C_{α}/C_c	0,0258	0,0187	0,02	0,0162	0,000	62,79

Como representações gráficas, para as várias variáveis, consideram-se os histogramas das distribuições amostrais e as caixas-de-bigodes, que se representam respetivamente nas Figuras 5.41 e 5.42.

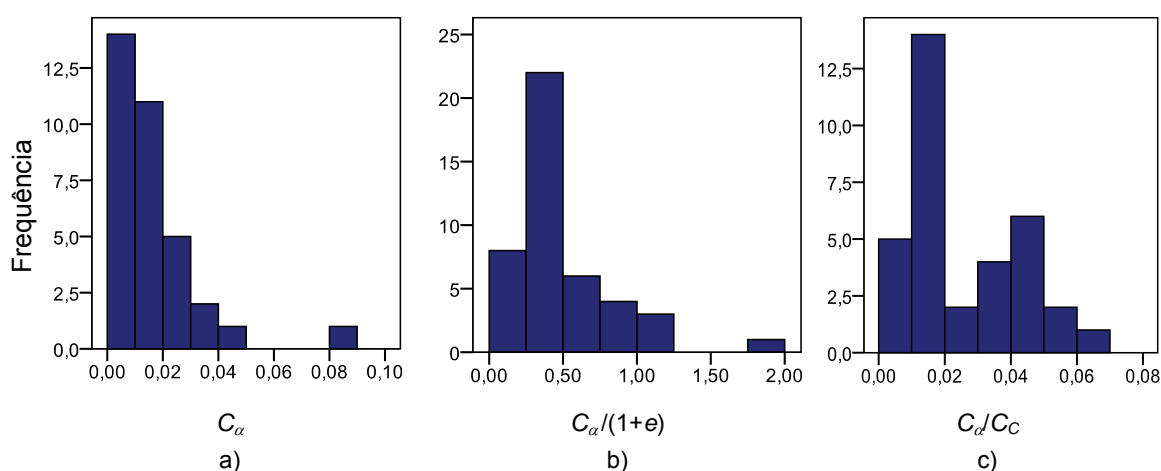


Figura 5.41 – Histogramas: a) coeficiente de consolidação secundária (C_{α}); b) coeficiente de consolidação secundária normalizado ($C_{\alpha}/(1+e)$); c) razão entre o coeficiente de consolidação secundária e o índice de compressibilidade (C_{α}/C_c).

As caixas-de-bigodes permitem uma visualização simples da existência de valores *outliers*, severos ou moderados, e analisar caso a caso se estes valores devem ser ignorados ou considerados na análise.

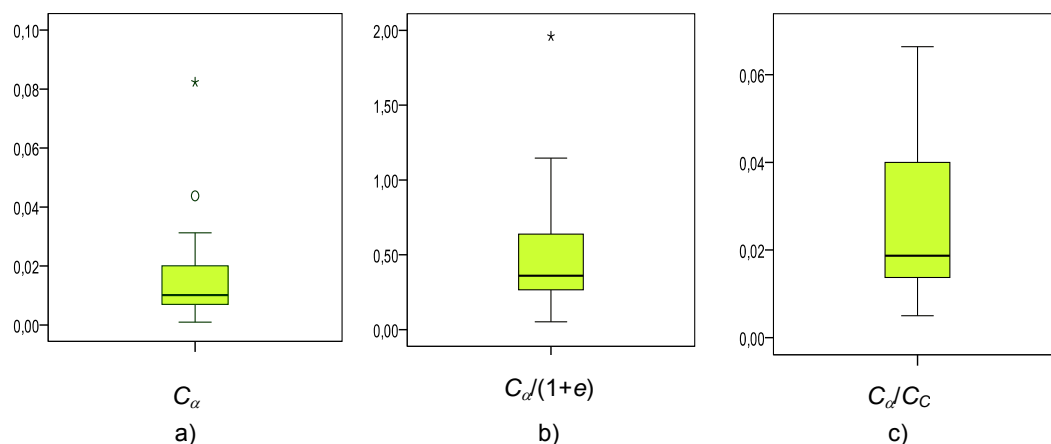


Figura 5.42 – Caixas-de-bigodes: a) coeficiente de consolidação secundária (C_α); b) coeficiente de consolidação secundária normalizado ($C_\alpha/(1+e)$); c) razão entre o coeficiente de consolidação secundária e o índice de compressibilidade (C_α/C_c).

Da análise da Figura 5.42 verifica-se que as duas primeiras, têm um valor *outlier* severo. No entanto, este valor será considerado na análise pois é expectável que o solo em estudo possua uma grande variabilidade no parâmetro em apreço.

5.6.4.2 Análise bivariada

Neste ponto determinou-se o coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis, que se representa no Quadro 5.22.

Quadro 5.22 – Valores do coeficiente de correlação de Pearson entre alguns pares de variáveis

	C_c
C_α	0,794
$C_\alpha/(1+e)$	0,722
C_α/C_c	0,528

Analisando os valores obtidos para o coeficiente de correlação de Pearson verifica-se que existe uma forte correlação positiva entre os pares de variáveis C_α e C_c e $C_\alpha/(1+e)$ e C_c . Essa mesma conclusão pode ser retirada observando a Figura 5.43, já que as nuvens de pontos surgem em torno de retas de declive positivo.

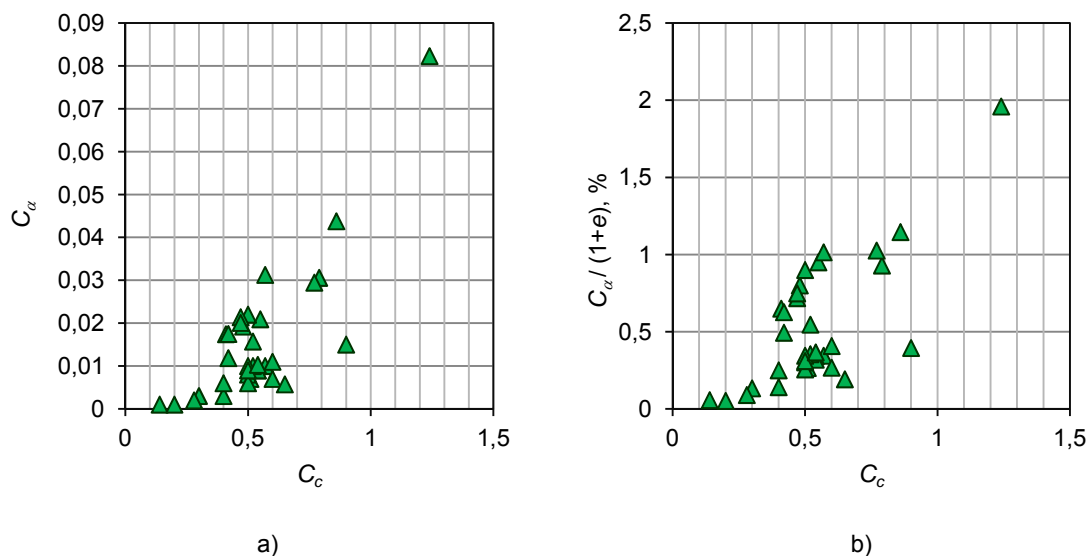


Figura 5.43 – Representação gráfica das correlações positivas entre os pares: a) C_α e C_c ; b) $C_\alpha / (1+e)$ e C_c .

5.6.4.3 Análise de regressão linear

Neste ponto foi seguida a mesma metodologia da adotada em 5.6.3.3.

Os modelos estudados bem como um sumário dos coeficientes obtidos na análise são representados Quadro 5.23.

Quadro 5.23 – Sumário dos modelos de regressão linear ajustados

Modelo	Variáveis		Sumário do modelo			Modelo ajustado
	Dependente	Independentes	R	R^2	R^2_a	
1	C_α	C_c	0,695	0,484	0,472	$C_\alpha = 0,0328 \times C_c$
2	$C_\alpha / (1+e)$	C_c	0,690	0,477	0,469	$C_\alpha / (1+e) = 1,029 \times C_c$

Considerando os resultados obtidos relativamente à variável dependente C_α pode concluir-se que apenas é explicada cerca de 47% da variabilidade total de C_α pela variável independente C_c .

A consideração do coeficiente de consolidação secundária normalizado não melhora os resultados obtidos.

Os modelos obtidos encontram-se representados na Figura 5.44.

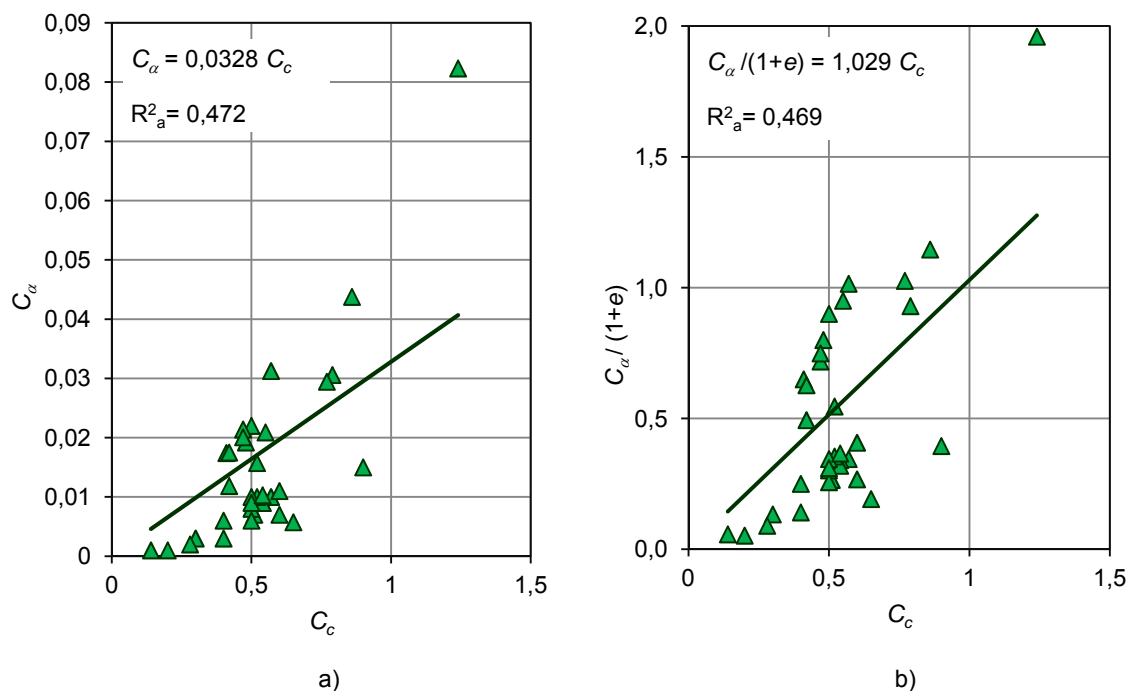


Figura 5.44 – Representações gráficas correlacionando: a) C_α com C_c (Modelo 1); b) $C_\alpha/(1+e)$ com C_c (Modelo 2).

5.7 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Neste capítulo estudaram-se as principais características de compressibilidade e de consolidação obtidas através dos resultados dos ensaios edométricos. A recolha nas empresas consultadas possibilitou obter resultados referentes a cerca de 290 ensaios. Para determinar o valor do índice de compressibilidade dos solos moles em estudo foi desenvolvido um algoritmo para a determinação do ponto de menor raio de curvatura do diagrama $e-\log \sigma'_v$ e foi informatizada toda a sucessão de operações envolvida na aplicação das construções de Casagrande e de Schmertmann. Desta forma, o processo de determinação do índice de compressibilidade tornou-se mais rápido e preciso, pois a determinação do ponto de menor raio de curvatura passou a ser matemática e não “a sentimento”, como habitualmente a construção é realizada.

Ultrapassada esta dificuldade e com vista à avaliação dos parâmetros de compressibilidade através de modelos de regressão, foi efetuada uma análise estatística preliminar que contemplou inicialmente uma análise univariada para averiguar o comportamento estatístico de diversas variáveis (índices físicos e os próprios parâmetros de compressibilidade). Desta análise concluiu-se que quase todas as variáveis, com exceção do índice de recompressibilidade, da razão $C_\alpha/(1+e)$ e C_α/C_c , têm valores *outliers* moderados. O limite de plasticidade, índice de vazios e a razão $C_\alpha/(1+e)$ apresentam valores *outliers* severos. Na análise efetuada posteriormente todos os

valores foram considerados uma vez que é expectável que o solo em estudo possua uma grande variabilidade nestes parâmetros.

Em seguida foi realizada uma análise estatística bivariada que evidenciou as correlações positivas entre os pares de variáveis C_c e w , C_c e e , C_c e C_r , C_r e w_L , C_r e I_P , C_r e e , $C_d/(1+e)$ e C_c , $C_d/(1+e)$ e C_r , $C_d/(1+e)$ e e , C_α e C_c e $C_d/(1+e)$ e C_c . Desta análise também se concluiu que a correlação entre o par de variáveis C_c e I_P não era satisfatória.

Posteriormente foi efetuada uma análise de regressão linear que permitiu concluir que o índice de compressibilidade pode ser estimado com elevada confiança através das variáveis teor em água (w) e índice de vazios (e). Desta forma, para a determinação do índice de compressibilidade dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal, são sugeridas as expressões:

$$C_c = 0,013 \times (w - 10,6) \quad (5.1)$$

$$C_c = 0,443 \times (e - 0,31) \quad (5.2)$$

$$C_d/(1+e) = 0,002 \times (w + 42,0) \quad (5.3)$$

com coeficientes de determinação ajustados de 0,868, 0,865 e 0,628, respetivamente.

Para a determinação do índice de recompressibilidade refere-se a expressão:

$$C_r = 0,15 \times C_c \quad (5.4)$$

com coeficiente de determinação ajustado de 0,671.

Finalmente, os modelos de regressão desenvolvidos para estimar o coeficiente de consolidação secundária são expressos por:

$$C_\alpha = 0,0328 \times C_c \quad (5.5)$$

$$C_d/(1+e) = 1,029 \times C_c \quad (5.6)$$

com coeficientes de determinação ajustados de 0,472 e 0,469, respetivamente.

Os assuntos versados neste trabalho constituem uma base que permite aos engenheiros trabalharem no contexto esboçado.

6

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS ALUVIÕES SILTO-ARGILOSOS MOLES DE PORTUGAL

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se um resumo das principais características de resistência dos aluviões silto-argilosos moles obtidas a partir do tratamento e da interpretação dos resultados de ensaios de laboratório, nomeadamente triaxiais, e de campo, particularmente ensaios com o dilatómetro de Marchetti (DMT), com o cone-penetrómetro holandês (CPTU) e ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT).

Em relação aos ensaios triaxiais procurou-se determinar os parâmetros de resistência em tensões efetivas e em tensões totais, sendo eles o ângulo de resistência ao corte (ϕ'), a coesão efetiva (c') e a resistência não drenada (c_u).

No que se refere aos ensaios com o Dilatómetro de Marchetti (DMT), com o cone-penetrométrico holandês (CPTU) e corte rotativo *in situ* (FVT) pretendeu-se determinar a resistência não drenada (c_u) característica destes solos.

No final do capítulo apresenta-se uma análise cruzada dos resultados de diferentes ensaios de campo e (ou) de laboratório em profundidade e também, quando disponíveis, dois ou mais tipos diferentes de ensaios para um mesmo local.

6.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

6.2.1 INTRODUÇÃO

A recolha de elementos para a caracterização das relações tensão-deformação-resistência ao corte dos aluviões silto-argilosos moles ocorrentes no continente Português incluiu ensaios sobre 146 amostras de solos de 21 locais, recolhidas a profundidades entre os 2 m e os 22 m. A maior parte dos ensaios tratados foi de compressão, realizados a partir da consolidação isotrópica das amostras e posterior corte não drenado (*CIU*), embora também tenham sido tratados resultados de ensaios não drenados com consolidação para as tensões de repouso (*CK₀U*).

A maior parte dos relatórios consultados descreve as condições em que os ensaios foram conduzidos através da indicação do tipo de consolidação, isotrópica ou anisotrópica (*K₀*), e da tensão de consolidação adotada (σ'_c). Geralmente os resultados dos ensaios são fornecidos sob a forma de tensão de desvio na rotura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, e de excesso de pressão de água nos poros na rotura (Δu). Alguns relatórios incluíam informação que possibilitou a determinação das tensões totais e efetivas em diferentes etapas da deformação, enquanto outros forneciam apenas os valores obtidos para as tensões de rotura.

Os elementos tratados referem-se a obras realizadas em locais distintos, a amostras recolhidas a diversas profundidades e ensaiadas em condições diferentes. Apesar de se conhecer a profundidade a que todas as amostras foram recolhidas e de haver, na maior parte dos casos, ensaios de identificação associados aos solos ensaiados, nem sempre se conhece a posição do nível freático, pelo que nestes casos se considerou que o nível freático se encontrava à superfície. A relação entre os estados de tensão inicial e induzido pelo ensaio não é a mesma em todos os ensaios, pelo que a comparação dos resultados não pôde ser feita diretamente. Neste contexto, os resultados dos ensaios triaxiais foram difíceis de interpretar, uma vez que correspondiam a amostras com diversos graus de sobreconsolidação. Também a forma como os ensaios foram conduzidos e o critério de rotura adotado influenciaram os resultados obtidos e dificultaram a sua análise conjunta. De qualquer forma, a partir dos resultados das tensões obtidos na rotura foi possível estabelecer uma envolvente e identificar os parâmetros resistentes de pico destes solos, com bons coeficientes de determinação.

No ponto seguinte apresenta-se as principais dificuldades que surgiram ao realizar esta análise, nomeadamente o efeito da tensão de consolidação do ensaio e do critério para identificação da rotura adotado. São discutidos os aspetos que se prendem com o estado de tensão das amostras antes da aplicação das tensões de corte e as diferenças que advêm de considerar diferentes critérios de rotura para o ensaio.

No que respeita aos resultados, apresenta-se em primeiro lugar os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas obtidos para os ensaios de compressão triaxial, analisando individual e conjuntamente os ensaios com consolidação isotrópica e anisotrópica.

A segunda parte desta análise dedica-se à avaliação da resistência não drenada.

6.2.2 ALGUMAS PARTICULARIDADES A TER EM CONTA NA ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.2.2.1 Tensão de consolidação do ensaio

Como é sabido, a amostragem provoca inevitavelmente alguma descompressão do solo. Quando o objetivo da realização de ensaios é caracterizar o comportamento do solo para as condições *in situ*, é conveniente que a consolidação em laboratório se faça para tensões próximas das tensões em repouso. No tratamento dos elementos recolhidos para este trabalho, verificou-se que a tensão de consolidação do ensaio nem sempre corresponde à tensão efetiva vertical em repouso, sendo na maioria dos casos superior e noutros inferior a esta, facto que dificultou a realização de uma análise conjunta destes resultados.

A Figura 6.1 procura ilustrar as alterações no estado de tensão que ocorrem previamente à montagem das amostras nas câmaras. O ponto 1 representa o estado de tensão em repouso: à tensão σ'_{v0} corresponde um determinado índice de vazios, na figura identificado por e_0 . Durante o processo de amostragem, se esta for considerada perfeita, o índice de vazios não deverá sofrer qualquer alteração e o estado de tensão evolui no sentido da diminuição da tensão vertical para valores muito baixos, como mostra o ponto 2 na Figura 6.1. A recompressão que se faz em laboratório, com vista a repor na amostra o estado de tensão inicial, é sempre acompanhada de alguma deformação volumétrica (Bjerrum, 1973 e Berre et al., 1973 referem valores de 1,5 % a 4,0 %), que conduz a uma diminuição no índice de vazios. O estado de tensão de uma amostra reconsolidada em laboratório para as tensões *in situ* pode ser representado pelo ponto 3 da figura. O ponto de partida do ensaio, ainda que corresponda à tensão efetiva vertical em repouso, diz respeito a uma amostra que sofreu um acréscimo de resistência devido à diminuição do índice de vazios, facto que será tanto mais importante quanto maior for a diferença entre as tensões em 1 e em 2.

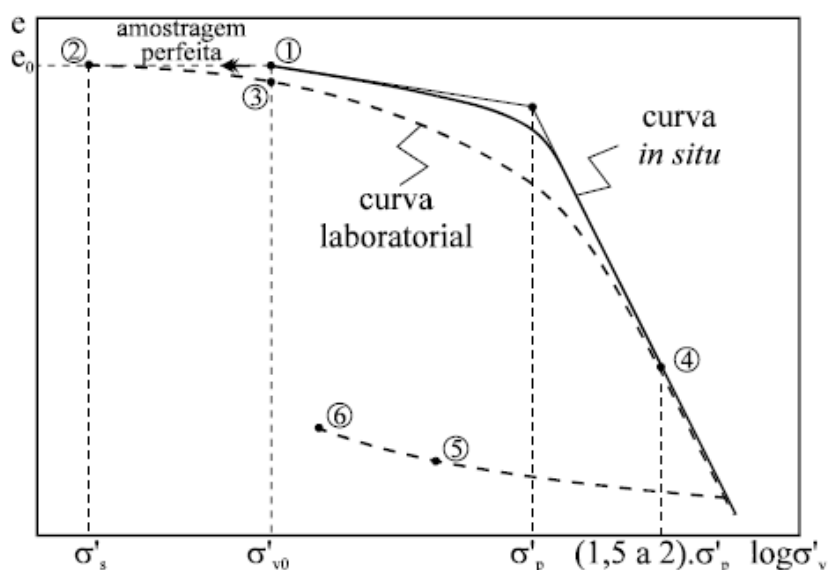


Figura 6.1 – Variação do índice de vazios com a tensão efetiva e com a amostragem (Coelho, 2002).

A curva descrita pela amostra durante o ensaio apresentará sempre o efeito da perturbação devida à amostragem. No caso de solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, como os solos em estudo, não são esperadas alterações estruturais significativas para tensões de consolidação inferiores à tensão vertical de repouso, uma vez que o solo não possui uma estrutura marcada. Para tensões de consolidação superiores à tensão σ'_{v0} todos os ensaios refletem comportamento em ramo virgem, ou seja, normalmente consolidado. Nos ensaios realizados em contexto comercial, as tensões de consolidação são frequentemente escolhidas de modo aleatório, pelo que o grau de sobreconsolidação do ensaio, definido por:

$$R_{OC}^{ensaio} = \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_c} \quad (6.1)$$

é bastante variável. Note-se que a expressão apresentada apenas é válida quando σ'_c é inferior a σ'_{v0} , correspondendo a amostras sobreconsolidadas, sendo que nos restantes casos a amostra está normalmente consolidada e $R_{OC}^{ensaio} = 1$. Os resultados tratados incluem ensaios com R_{OC}^{ensaio} entre 1,0 e 4,0, pelo que os pontos de partida das curvas laboratoriais podem ser ou não em ramo virgem. No tratamento que se apresenta, optou-se então por agrupar os resultados pelo grau de sobreconsolidação do ensaio, considerando dois grupos distintos: um que inclui os ensaios com $R_{OC}^{ensaio} > 1,0$ e outro que corresponde apenas aos solos normalmente consolidados.

6.2.2.2 Critério para a identificação da rotura

A forma de determinar as tensões de rotura foi uma das principais dificuldades encontradas ao longo desta análise.

O critério mais utilizado para identificação da rotura é o de máxima tensão de desvio, entendida como a diferença entre as tensões principais máxima e mínima ($\sigma_1 - \sigma_3$). Outro critério que também é utilizado é o de máxima razão entre as tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3), também designado por critério de máxima obliquidade (de La Beaumelle, 1991; Jen, 1998; Abdulhadi, 2009; House, 2012). Outro critério muitas vezes utilizado é o que se baseia nos pontos correspondentes ao pico do excesso de pressão neutra, ou, não havendo diminuição do excesso de pressão neutra após o pico, escolhendo os pontos em que há tendência para a sua estabilização. Finalmente existe ainda o critério que considera o valor limite da extensão axial, embora este seja menos utilizado.

A comparação de elementos provenientes de diferentes locais e ensaiados por entidades diversas pressupõe que se estabeleça apenas um critério para identificar a rotura e se utilize sempre o mesmo para o conjunto dos resultados analisados. A questão que se coloca é qual será o critério de rotura a escolher para os solos em estudo. Aguiar (1992), no seu trabalho sobre solos silto-argilosos moles, considerou como critério de rotura o que se baseia nos pontos correspondentes ao máximo excesso de pressão neutra. Apesar de em alguns casos, especialmente nos ensaios com tensões de consolidação mais baixas, se verificar que a resistência ao corte continua a aumentar para além desses pontos, nessa altura a trajetória de tensões efetivas desenvolve-se praticamente sobre a envolvente de rotura. O aumento que se verifica na resistência ao corte está associado a elevadas deformações, que provocam alterações profundas na estrutura do solo envolvendo a mobilização de maior componente atrítica. O autor refere que a adoção deste critério de rotura se justifica pelo facto de nenhum dos outros convencionalmente utilizados se adaptar à maioria das situações dos ensaios realizados. Assim, o critério que se baseia nos valores máximos das tensões de desvio não é o mais adequado por haver situações em que o aumento de resistência está associado a trajetórias de tensões efetivas que se desenvolvem sobre a envolvente de rotura; também o critério de máxima obliquidade não se revela adequado, porque na maioria dos casos essa relação é crescente ao longo de todo o ensaio, ou só estabiliza para valores muito elevados da deformação axial (10% ou superiores).

Face ao exposto optou-se por considerar como critério de rotura aquele que se baseia nos pontos correspondentes ao máximo excesso de pressão neutra.

6.2.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES EFETIVAS

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais foram tratados com o objetivo de estabelecer uma envolvente de rotura em termos de tensões efetivas. Só se consideraram ensaios de compressão, pois os resultados tratados de ensaios de extensão não permitiam tirar conclusões significativas relativamente aos parâmetros de resistência em tensões efetivas.

Inicialmente, os resultados disponíveis foram agrupados em função do local a que se referiam. Para cada local, em geral, foram ensaiados pelo menos três provetes de amostras recolhidas à mesma profundidade, com diferentes tensões de consolidação. Conhecidas a tensão de consolidação no ensaio e as tensões efetivas na rotura, procurou traçar-se uma envolvente em termos de tensões efetivas.

Neste processo foram tratados ensaios *CIU*, *CAU*, *CK₀U* e *CID*. Outro fator considerado foram as tensões de consolidação dos ensaios, e verificou-se que o grau de sobreconsolidação das amostras ensaiadas não foi sempre o mesmo. Embora o ângulo de resistência ao corte não seja influenciado significativamente pelo grau de sobreconsolidação, o mesmo não acontece para a coesão efetiva, que tende a aumentar com o grau de sobreconsolidação das amostras (Matos Fernandes, 2006). Tratando-se de solos normalmente consolidados, ao considerar tensões de consolidação superiores a σ'_{v0} as amostras serão ensaiadas em condições mais próximas do estado normalmente consolidado. Desta forma, adotou-se inicialmente o critério de agrupar os resultados dos ensaios em função do grau de sobreconsolidação do ensaio (R_{OC}^{ensaio}) para verificar se existem diferenças no comportamento.

A Figura 6.2 mostra as tensões de rotura e as envolventes obtidas para os ensaios agrupados em função do tipo de ensaio e do grau de sobreconsolidação adotado (σ'_c).

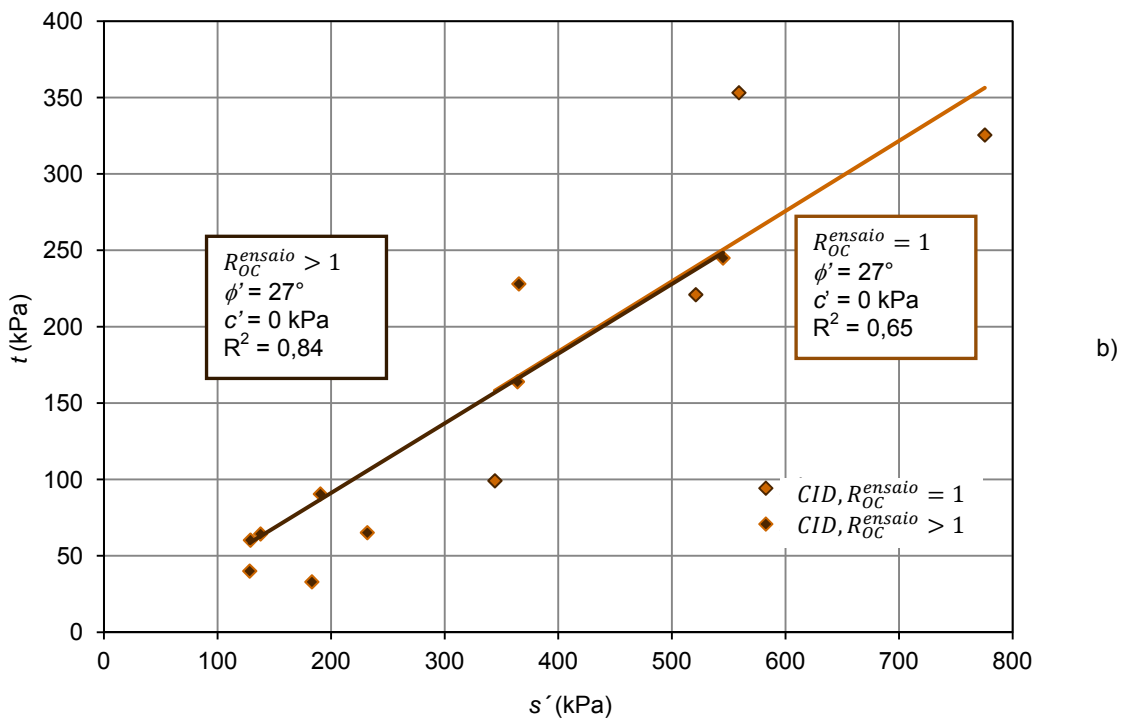
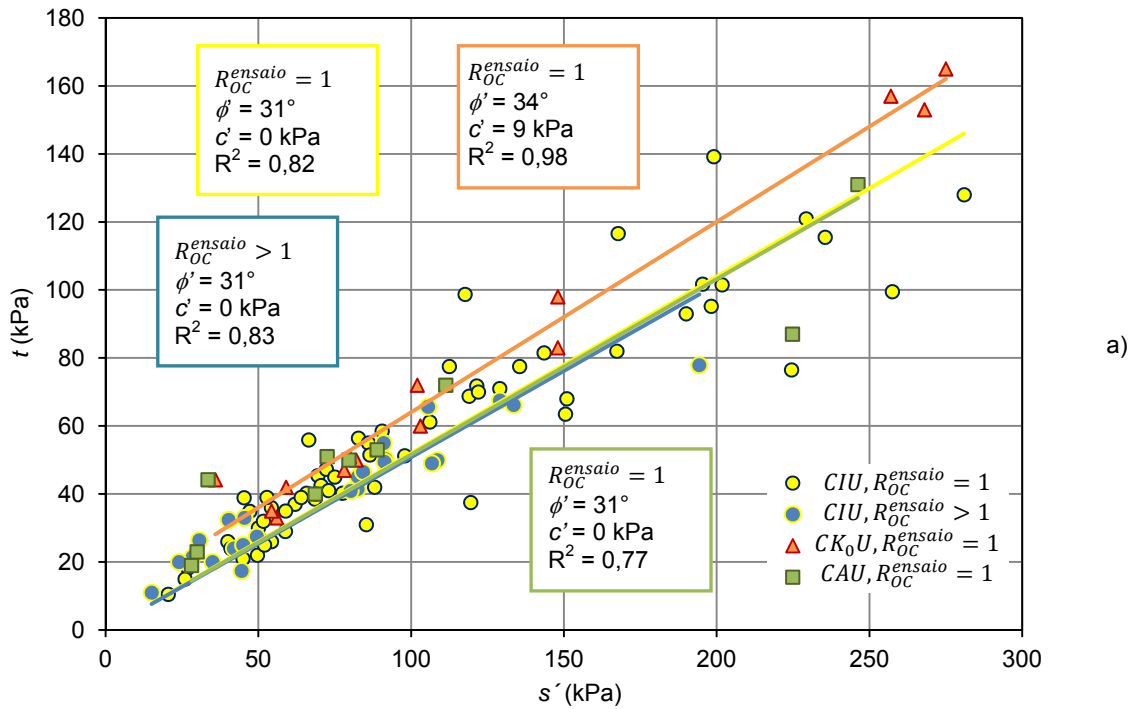


Figura 6.2 - Envolturas de rotura em ensaios triaxiais de compressão para diferentes R_{OC}^{ensaio} : a) não drenados; b) drenados.

Os resultados dos ensaios apresentados não evidenciam diferenças significativas de comportamento em relação aos parâmetros de resistencia em tensões efetivas, com exceção feita

nos ensaios CK_0U onde a envolvente é praticamente paralela às obtidas nos outros ensaios, exibindo desta forma alguma coesão.

Em relação aos ensaios drenados o ângulo de resistência ao corte foi de 27° e coesão nula. O Quadro 6.1 resume os resultados obtidos ao considerar as amostras agrupadas por nível de tensão de consolidação no ensaio.

Quadro 6.1 - Resultados obtidos para a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão e agrupados para diferentes R_{OC}^{ensaio}

ensaio	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
CIU	$R_{OC}^{ensaio} \leq 1$	0
	$R_{OC}^{ensaio} > 1$	31
CK_0U	$R_{OC}^{ensaio} \leq 1$	9
CAU	$R_{OC}^{ensaio} \leq 1$	27
CID	$R_{OC}^{ensaio} \leq 1$	0
	$R_{OC}^{ensaio} > 1$	27

Analisando os resultados apresentados pode concluir-se que a tensão de consolidação não assume uma importância preponderante nesta análise. Com efeito, os parâmetros de resistência em tensões efetivas são sensivelmente iguais para os diferentes graus de sobreconsolidação de ensaio. No que concerne ao tipo de ensaio também não há evidência que este condicione os resultados obtidos, como pode observar-se ao comparar as Figuras 6.2 a e b.

Pelo exposto, optou-se por estabelecer uma envolvente de rotura a partir da análise do conjunto de resultados, drenados e não drenados, e para todos os graus de sobreconsolidação do ensaio, como mostra a Figura 6.3, a que corresponde um ângulo de resistência ao corte de 29° e coesão efetiva nula.

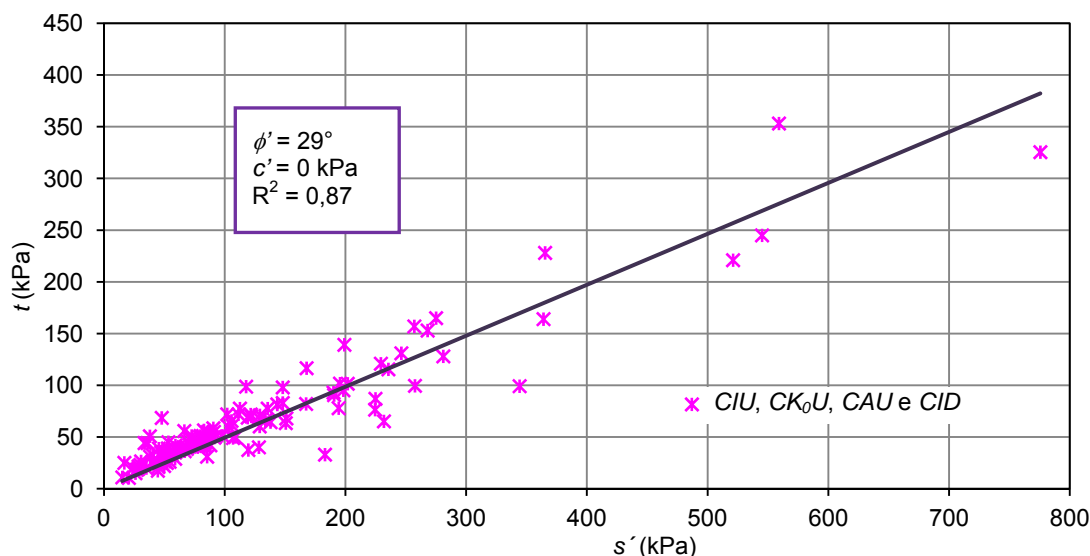


Figura 6.3 - Envolventes de rotura em ensaios triaxiais de compressão.

6.2.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES TOTAIS

6.2.4.1 Resistência não drenada

O primeiro objetivo considerado ao analisar o conjunto dos valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios tratados foi o de estabelecer uma relação entre a resistência não drenada c_u e a profundidade, capaz de representar os resultados tratados. Considerou-se o valor da resistência não drenada obtido nos ensaios, dado por:

$$c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \quad (6.2)$$

adotando como critério de rotura aquele que se baseia nos pontos correspondentes ao máximo excesso de pressão neutra (ver 6.2.2.2). Os resultados obtidos para os ensaios *CIU*, *CAU* e *CK₀U* apresentam-se na Figura 6.4.

A análise da figura permite verificar que para cada localização e em pontos situados à mesma profundidade, que correspondem a ensaios realizados em diferentes provetes da mesma amostra, se obtiveram valores distintos para a resistência não drenada.

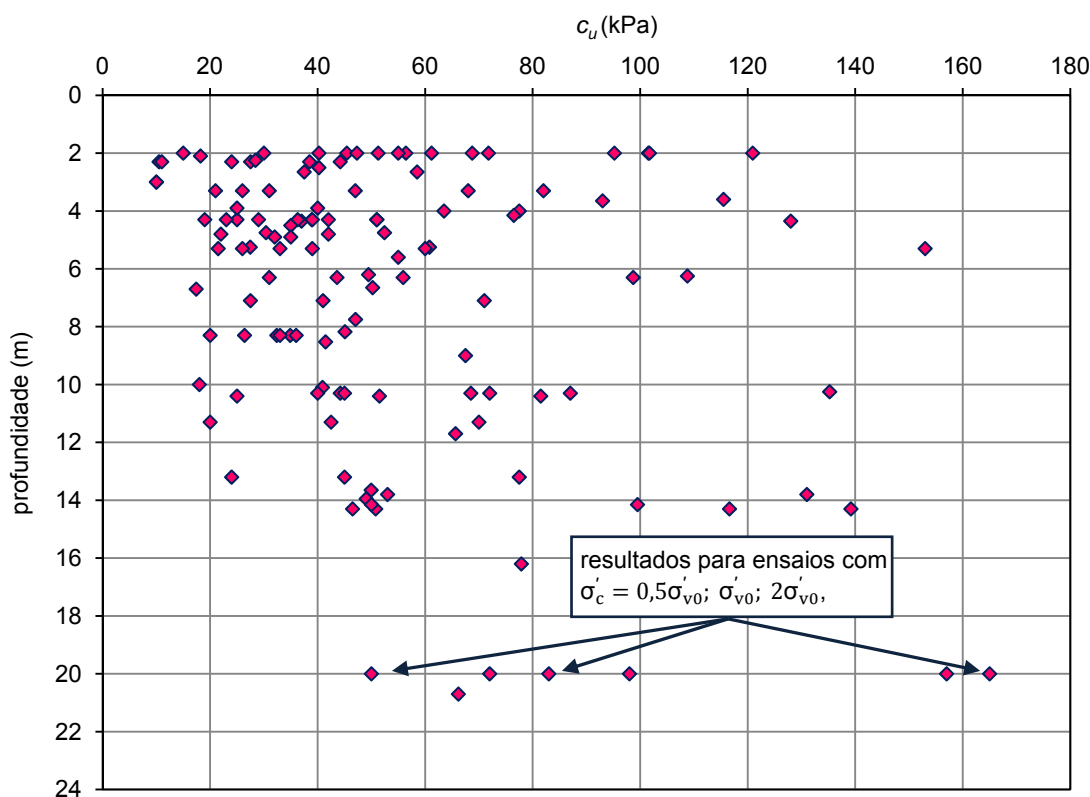


Figura 6.4 - Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão.

Pode observar-se que considerando três provetes da mesma amostra, com a mesma tensão efetiva de repouso, se podem obter três valores distintos para a resistência não drenada e apenas um, se a tensão de consolidação for similar à tensão de repouso, deverá corresponder ao valor que é de esperar *in situ*. Na mesma figura indica-se a título de exemplo esta situação para um ensaio sobre uma amostra recolhida a 20 m de profundidade. Nesta situação, a resistência não drenada varia consideravelmente à medida que varia σ'_c , o que traduz claramente a influência das condições de ensaio nos valores da resistência não drenada. Este parâmetro só deverá ter significado e verdadeira utilidade quando referente a determinado valor da tensão efetiva instalada no solo antes da aplicação das tensões de corte propriamente ditas.

O facto de, para a mesma profundidade, no mesmo local, se obterem valores distintos de c_u em função de σ'_c , fez com que se levantasse a questão da interdependência entre c_u e σ'_c , e nos pontos seguintes tecem-se considerações acerca do comportamento normalizado aplicado a solos argilosos normalmente consolidados.

6.2.4.2 Comportamento normalizado de solos argilosos

Como é sabido a resistência não drenada, c_u , é um parâmetro fortemente dependente da tensão efetiva de consolidação. O conceito de “comportamento normalizado” surgiu da constatação de que as tensões de consolidação condicionam, não só a resistência ao corte, mas também o comportamento mecânico em geral, independentemente do grau de sobreconsolidação (Ladd *et al.*, 1977).

Considerando duas amostras de uma argila submetidas a ensaios triaxiais com diferentes tensões de consolidação pode verificar-se que a cada ensaio corresponde uma curva tensão de desvio - deformação distinta. Se ao dividir a tensão de desvio pela tensão de consolidação do ensaio (σ'_c em ensaios com consolidação isotrópica, σ'_{vc} em ensaios com consolidação anisotrópica) resultarem diagramas praticamente coincidentes, diz-se que o solo tem comportamento normalizado, como procura ilustrar a Figura 6.5.

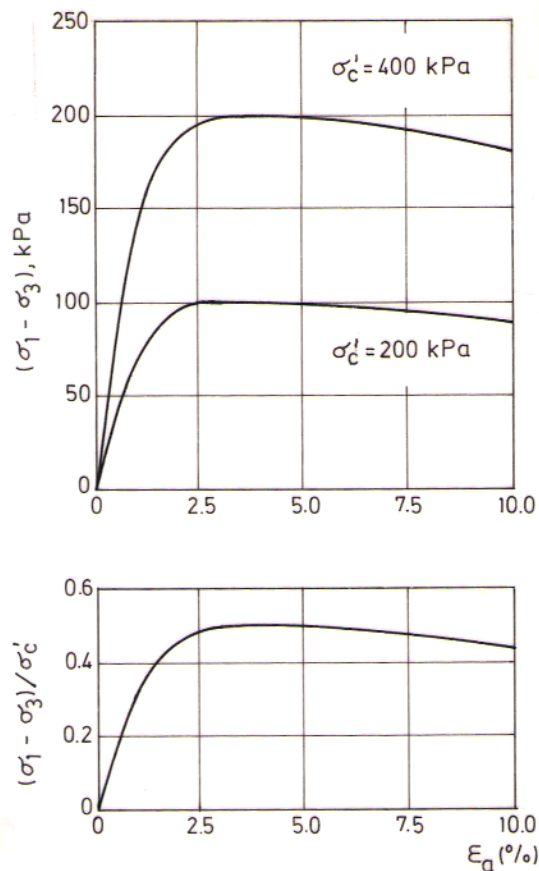


Figura 6.5 – Solo com comportamento normalizado (Ladd *et al.*, 1977).

Diversos estudos mostram que muitos solos argilosos apresentam este comportamento, embora importe realçar que este se aplica apenas a amostras do mesmo solo, com iguais graus de sobreconsolidação e submetidas a ensaios do mesmo tipo.

Note-se que o comportamento normalizado, para além de exprimir os resultados da caracterização mecânica dos solos, permite avaliar sistematicamente a importância da história de tensões nas relações tensão-deformação de um dado solo argiloso, além de que fornece um meio de comparação entre as características que definem o comportamento de solos diferentes.

Um outro aspeto que importa salientar prende-se com o facto de este comportamento só se verificar nos solos coesivos que mantêm a sua estrutura inalterada durante a compressão em ramo virgem. Os solos que apresentam cimentação no estado natural não exibem comportamento normalizado, uma vez que ao serem carregados para além da tensão de pré-consolidação natural vêm a sua estrutura sofrer drásticas transformações.

No presente estudo procurou-se investigar a existência de comportamento normalizado, partindo dos resultados existentes para alguns locais e comparando as curvas obtidas para diferentes tensões de consolidação do ensaio normalizadas por esta tensão.

6.2.4.3 Determinação da curva normalizada para os solos em estudo

Para averiguar se os solos em estudo são passíveis de normalização, foram escolhidos dois locais onde se dispunha de resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica e analisadas as resistências não drenadas obtidas para diferentes tensões de consolidação. A Figura 6.6 ilustra os resultados obtidos.

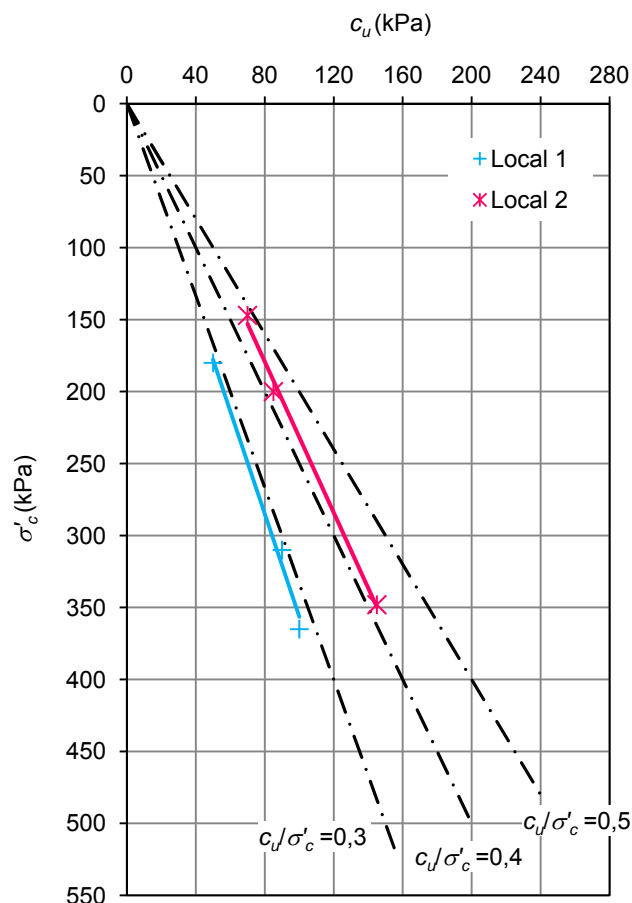


Figura 6.6 – Resistência não drenada em função da tensão efetiva de consolidação do ensaio em vários locais.

A observação da figura permite concluir que para estes locais a evolução de c_u com σ'_c é semelhante, pelo que, estes solos podem ser normalizados.

Na Figura 6.7 mostra-se a representação da razão de c_u pela tensão de consolidação do ensaio em função desta tensão, para o conjunto de resultados tratados.

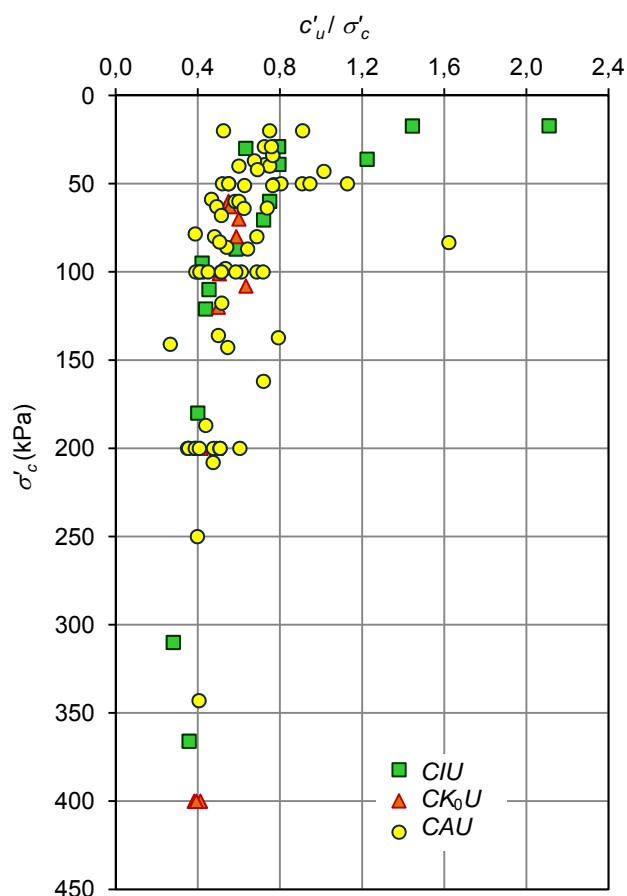


Figura 6.7 – Resistência não drenada normalizada em função da tensão de consolidação do ensaio.

A figura mostra que apesar de haver alguma dispersão, a razão c_u/σ'_c tende a decrescer com o aumento da tensão de consolidação do ensaio, como era de esperar.

O facto de a razão tender para um valor aproximadamente constante reflete o comportamento normalizado característico destes solos.

Trata-se de um solo normalmente consolidado, pois à medida que a tensão de consolidação do ensaio se afasta da tensão efectiva inicial *in situ*, a razão c_u/σ'_c tende para o intervalo de valores entre 0,2 e 0,4 (Ladd *et al.*, 1977; Matos Fernandes, 2006). Este aspeto será tanto mais notório quanto maior fôr a tensão de consolidação, ou seja, mais francamente se estiver em ramo virgem.

6.2.4.4 Parâmetro A_f de pressões neutras

Tal como para os parâmetros de resistência em tensões efetivas, também para a resistência não drenada se procurou evidência de alguma relação com o parâmetro de pressões neutras A_f . A Figura 6.8 mostra a relação entre os valores de c_u/σ'_c e o parâmetro A_f obtido nos ensaios triaxiais de compressão tratados.

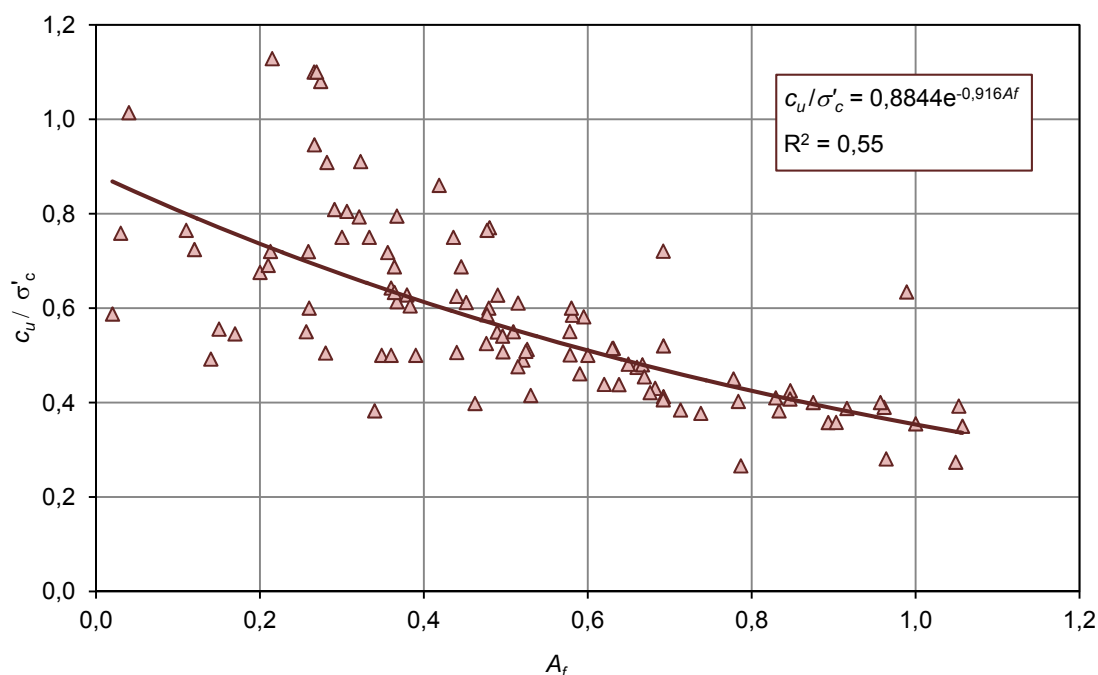


Figura 6.8 - Relação entre a razão c_u/σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão.

A análise da figura mostra que apesar de alguma dispersão o valor de c_u/σ'_c tende a ser mais baixo para maiores valores de A_f para os três tipos de ensaio, e é possível estabelecer uma curva de regressão para o conjunto de resultados obtido definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0,8844e^{-0,916A_f} \quad (6.3)$$

com coeficiente de determinação igual a 0,55.

Outro aspeto interessante prende-se com o facto de, apesar da dispersão observada, ser possível estabelecer um intervalo para valores de A_f superiores a 0,3, correspondente a solos ligeiramente sobreconsolidados, que permite englobar cerca de 72 % dos resultados.

6.2.4.5 Expressão teórica

Pelo exposto, torna-se extremamente difícil definir um valor razoável e bem fundamentado para a resistência não drenada, pois este parâmetro depende de outros também de difícil determinação e com variabilidade acentuada. Desta forma, pensou-se então em procurar os valores teóricos de c_u , definidos como:

$$c_u = \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi' + 2A_f \sin \phi'} + \sigma'_{v0} \frac{\sin \phi' (K_0 + A_f - K_0 A_f)}{1 - \sin \phi' + 2A_f \sin \phi'} \quad (6.4)$$

que para depósitos argilosos normalmente consolidados, tendo em conta que c' é praticamente nula, pode simplificar-se, obtendo-se:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{\text{sen}\phi'(K_0 + A_f - K_0 A_f)}{1 - \text{sen}\phi' + 2A_f \text{sen}\phi'} = f(K_0, A_f, \phi') = \text{constante} \quad (6.5)$$

Em seguida, apresenta-se a comparação dos valores obtidos pela formulação teórica com os resultados experimentais. A ideia passa por verificar se, a partir dos parâmetros de resistência em tensões efetivas e das tensões efetivas verticais de repouso, se poderão estimar os limites inferior e superior para a resistência não drenada que será de esperar *in situ*, limites estes que serão balizados pelo parâmetro A_f .

A Figura 6.9 mostra os valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios triaxiais de compressão não drenados realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso. Os parâmetros de resistência em tensões efetivas utilizados foram os que se determinaram na análise das envolventes de rotura para os ensaios de compressão, sendo o ângulo de resistência ao corte igual a 29° e a coesão efetiva nula. Os valores mínimo e máximo do parâmetro A_f foram de 0,3 e 1,0 respetivamente e o K_0 adotado foi de 1,00 para os ensaios *CIU* e de 0,65 para os ensaios *CAU* e *CK₀U*.

Para os ensaios *CIU* a Figura 6.9a mostra duas retas que foram obtidas a partir das regressões lineares dos valores calculados por aplicação da expressão teórica e são definidas em função da profundidade (z em m) por:

$$c_{u,min.} = 3,15z + 0,18 \quad (R^2=0,99) \quad (6.6)$$

e

$$c_{u,máx.} = 5,79z + 0,33 \quad (R^2=0,99) \quad (6.7)$$

Relativamente aos ensaios *CAU* e *CK₀U*, são apresentadas duas retas na Figura 6.9b calculadas da mesma forma que as duas anteriores, definidas em função da profundidade (z em m) por:

$$c_{u,min.} = 3,15z + 0,18 \quad (R^2=0,99) \quad (6.8)$$

e

$$c_{u,máx.} = 4,37z + 0,25 \quad (R^2=0,99) \quad (6.9)$$

Pode verificar-se que há um bom ajuste entre os valores experimentais e os valores teóricos, pelo que aquelas retas podem constituir os limites à direita e à esquerda para o que será de esperar em termos de resistência não drenada *in situ* nestes solos. Deve referir-se que nos primeiros 8,5 m de profundidade, correspondentes aos limites da base da camada dessecada, existem alguns pontos que saem destes limites, o que era de esperar pois esta camada evidencia tendência para um

comportamento mais sobreconsolidado e conseqüentemente valores da resistência não drenada superiores, como foi já discutido em 5.2.4.

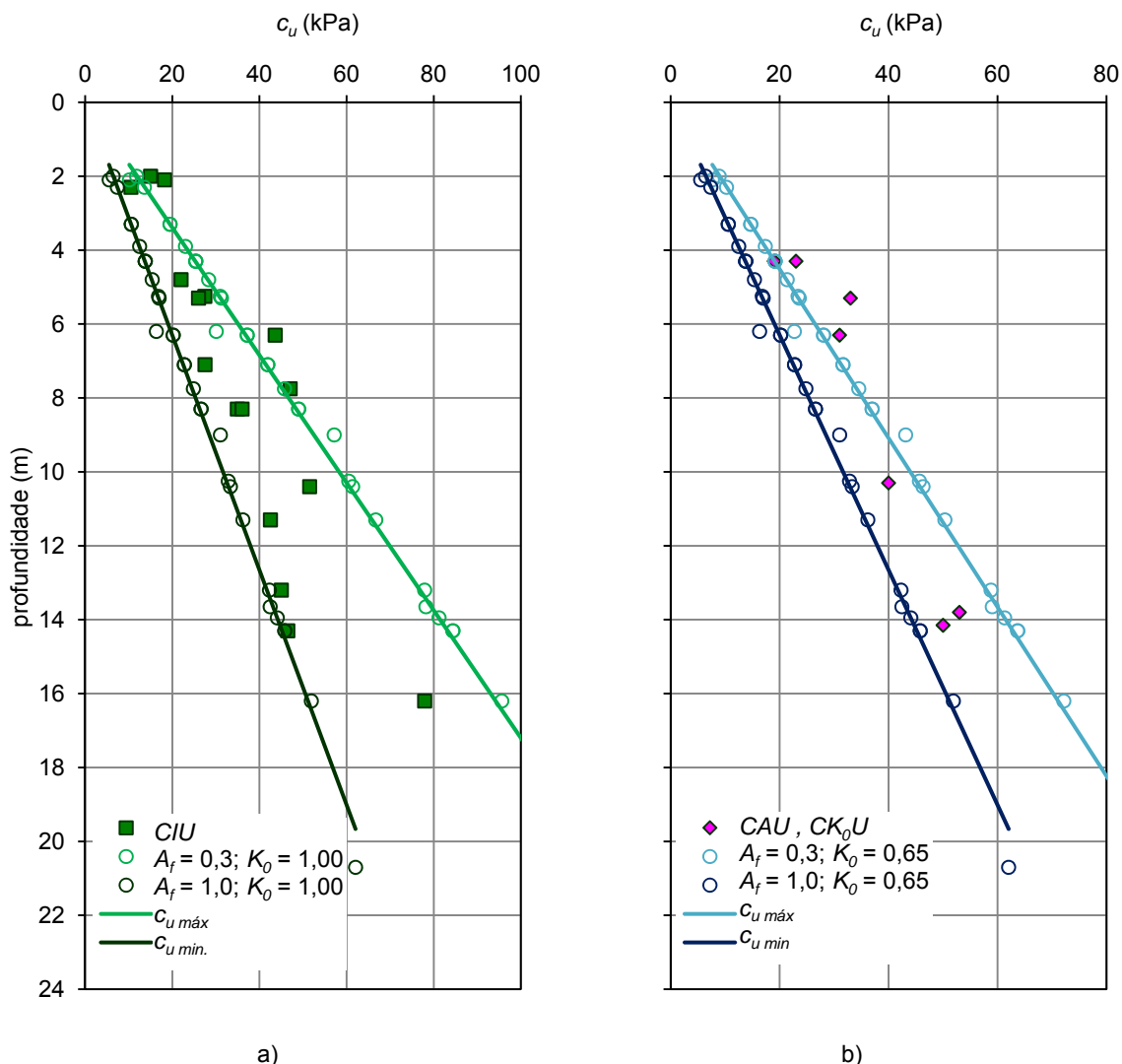


Figura 6.9 - Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais de compressão: a) CIU; b) CAU e CK_0U .

6.3 ENSAIO COM O DILATÓMETRO MARCHETTI (DMT)

6.3.1 INTRODUÇÃO

Os elementos fornecidos pelos boletins de ensaio com o dilatômetro de Marchetti (DMT) identificam na maior parte dos casos o índice do material (I_{DMT}), o módulo dilatométrico (E_{DMT}) e o índice de tensão horizontal (K_{DMT}).

A maior dificuldade no tratamento sistemático dos resultados dos ensaios efetuados com o dilatômetro de Marchetti surgiu do facto de, na maioria dos casos, estes não estarem

informatizados. Dado que o equipamento possibilita a aquisição de resultados de 0,20 m em 0,20 m de profundidade, a informação constante dos relatórios traduziu-se num número muito elevado de resultados que seria necessário informatizar para proceder ao seu tratamento. Desta forma, depois de compilados os resultados gentilmente cedidos pelas empresas passou-se à organização dos mesmos através da realização de uma base de dados que inicialmente só contemplava os intervalos de variação de I_{DMT} , E_{DMT} e K_{DMT} . Esses valores foram analisados e foi possível selecionar um conjunto de obras que se julgou serem representativas do universo em estudo. Em seguida, e para esse conjunto de resultados, foi constituída uma base de dados onde constavam os valores de I_{DMT} , E_{DMT} e K_{DMT} em profundidade, bem como resultados obtidos noutros ensaios de campo no mesmo local, para posteriormente proceder ao cruzamento de resultados.

Os elementos disponíveis compreendem 32 séries de ensaios cada uma ao longo de uma dada vertical relativas a 11 obras atingindo uma profundidade máxima de 22,2 m.

6.3.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES TOTAIS

Para o cálculo da resistência não drenada foram apenas selecionados os horizontes onde o índice do material (I_{DMT}) era inferior a 0,9. Esta limitação foi imposta de forma a abranger no tratamento apenas solos classificados como siltes argilosos ou argilas, de acordo com Marchetti (1980).

Em seguida, e para aquele conjunto de valores, a determinação da resistência não drenada foi efetuada em função do índice de tensão horizontal (Marchetti, 1980). Para determinar um modelo de regressão que permitisse obter c_u em função de K_{DMT} , Marchetti (1980) partiu da relação empírica entre R_{OC} e K_{DMT} :

$$R_{OC} = (0,5K_{DMT})^{1,56} \quad (6.10)$$

Por outro lado, é bem conhecida a equação (Mesri, 1975; Ladd et al., 1977):

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} \times R_{OC}^A \quad (6.11)$$

Combinando as duas equações anteriores, admitindo $A = 0,85$ (Ladd et al., 1977), obtém-se:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} \times (0,5K_{DMT})^{1,25} \quad (6.12)$$

Adotando por outro lado, de acordo com Mesri (1975):

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NC} = 0,22 \quad (6.13)$$

Marchetti (1980) obteve a equação final dada por:

$$c_u = 0,22\sigma'_{v0}(0,5K_{DMT})^{1,25} \quad (6.14)$$

A Figura 6.10 ilustra os resultados da avaliação da resistência não drenada (c_u) obtida através da expressão 6.14 considerando os resultados dos ensaios DMT representativos do universo em estudo.

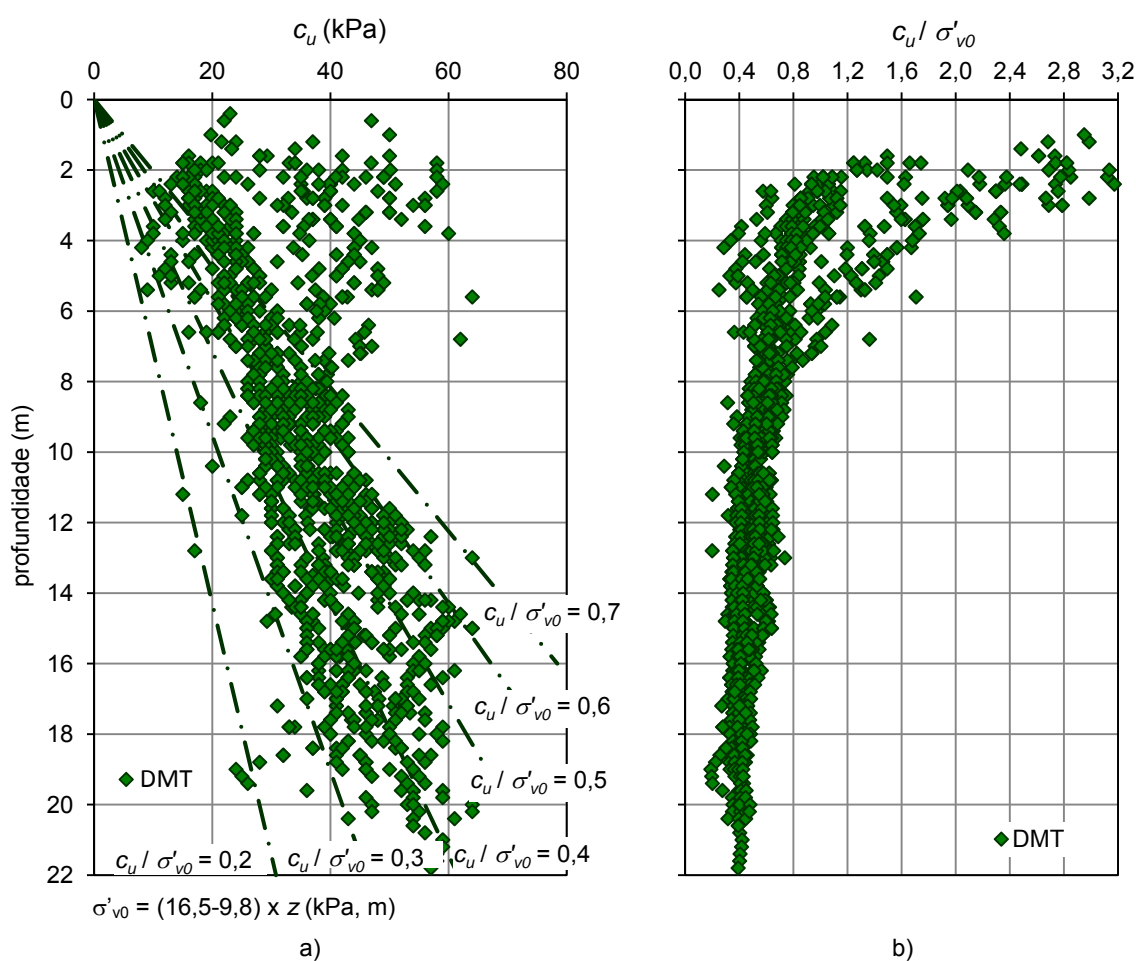


Figura 6.10 – Ensaio DMT: evolução em profundidade: a) c_u ; b) c_u / σ'_{v0} .

Da análise da Figura 6.10a pode verificar-se que a evolução em profundidade da resistência não drenada é típica de um depósito argiloso recente ocorrente num vale aluvionar fora do *leito menor* do rio. Como refere Matos Fernandes (2006), num largo vale aluvionar, apenas no chamado *leito menor* do rio o solo se encontra totalmente submerso, assumindo a relação c_u / σ'_{v0} um valor linearmente crescente em profundidade e praticamente nulo na zona superficial. No

chamado *leito de cheia* a superfície do terreno está normalmente emersa e a zona superficial fica abrangida por subidas e descidas sazonais do nível freático. Devido a esses sucessivos ciclos de emersão-submersão, logo, de carregamento-descarregamento em termos de tensões efetivas, desenvolve-se naquela zona uma autêntica crosta sobreconsolidada, onde a resistência não drenada é mais elevada.

No caso em estudo a crosta superficial corresponde aos primeiros 7,0 a 8,0 m de profundidade, valor este bastante concordante com o obtido quando se analisou o grau de sobreconsolidação (5.2.4).

Outro aspeto interessante prende-se com o facto de, para profundidades superiores a 7,0 m, apesar de alguma dispersão, ser possível estabelecer um intervalo para valores de c_u/σ'_{v0} compreendidos entre 0,3 e 0,6 que permite englobar cerca de 82 % dos resultados. No entanto, dentro desse intervalo, existe um número significativo de resultados, cerca de 34 %, com valores de c_u/σ'_{v0} entre 0,5 e 0,6, valores bastante elevados para solos com classificação de lodos, argilas e siltes-argilosos segundo Marchetti (1980). Pelo exposto, parece haver evidência de que a expressão 6.13 sobrestima o valor da resistência não drenada, pelo que poderá não traduzir a realidade dos solos silto-argilosos moles Portugueses, fornecendo apenas um valor indicativo sobrestimado desta grandeza.

A Figura 6.10b, onde se representam os valores de c_u/σ'_{v0} , evidencia com o aumento da profundidade esta razão tende para o intervalo de valores entre 0,20 e 0,50, frequentemente encontrados na bibliografia para solos silto-argilosos moles.

6.4 ENSAIO COM O CONE-PENETRÓMETRO HOLANDÊS (CPTU)

6.4.1 INTRODUÇÃO

Os elementos fornecidos pelos boletins de ensaio com o CPTU identificam na maior parte dos casos os valores obtidos na monitorização contínua das medidas elétricas da pressão necessária para cravar a ponteira cónica (q_c), da resistência lateral (f_s) e das pressões na água dos poros, u , geradas durante o processo de cravação. Na maior parte dos relatórios consultados, para além das três grandezas mencionadas, era também fornecido o valor da chamada razão atrítica, R_f .

À semelhança do que se verificou aquando do tratamento dos resultados dos ensaios DMT, a maior dificuldade surgiu do facto de, na maioria dos casos, os dados dos relatórios de ensaio não estarem informatizados e fornecerem figuras onde consta a evolução em profundidade dos parâmetros q_c , f_s , u e R_f , de forma contínua. Seguindo o mesmo critério aplicado no tratamento dos ensaios DMT, depois de compilados todos os resultados estes foram organizados numa base de

dados que inicialmente só contemplava o intervalo de variação desses parâmetros e os valores mínimo e máximo em profundidade. Esses valores foram analisados sendo assim possível selecionar um conjunto de obras que se consideraram representativas do universo em estudo. Em seguida, e para esse conjunto de resultados, foi efetuada uma base de dados onde constavam os valores dos parâmetros q_c , f_s , u e R_f em profundidade, bem como resultados obtidos noutros ensaios de campo no mesmo local, para posteriormente fazer o cruzamento de resultados.

Os elementos disponíveis compreendem 14 ensaios relativos a 6 obras, atingindo uma profundidade máxima de 25,7 m.

6.4.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES TOTAIS

O valor da resistência não drenada depende do modo de rotura e da anisotropia do solo, da velocidade de deformação (que se acentua em argilas plásticas) e da história de tensões. Pode concluir-se desta forma que não é uma característica intrínseca do solo sendo a sua análise e o método de avaliação fortemente condicionados pelo tipo de problema em apreciação.

Nas últimas décadas tem havido um forte investimento em trabalhos de investigação para relacionar os resultados da resistência à penetração do cone com a resistência não drenada, podendo estabelecer-se uma dicotomia entre duas vias distintas de investigação: uma que recorre a soluções teóricas e outra a correlações empíricas. Estas vias, distintas quanto ao modo de avaliação do factor N_{kt} , convergem para uma relação entre a resistência de ponta e a resistência não drenada com o mesmo andamento.

Em solos argilosos a resistência não drenada pode ser obtida através da resistência total do cone q_t a uma dada profundidade através de uma equação do tipo:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (6.15)$$

em que N_{kt} é um parâmetro adimensional e q_t é obtido através da expressão:

$$q_t = q_c + u(1 - a) \quad (6.16)$$

onde u representa a pressão da água nos poros e a corresponde ao fator de área que depende do penetrómetro, tipo de equipamento e fabricante.

Como refere Matos Fernandes (2006), a equação 6.12 é teórica e aplicável à capacidade resistente ao carregamento vertical de sapatas e de estacas em condições não drenadas. O valor teórico do fator adimensional que multiplica a resistência não drenada do solo para situações em que a fundação tem planta circular e diâmetro muito inferior à profundidade – situação que se

assemelha ao caso do CPT – é cerca de 9 (Skempton, 1951). refere que estudos recentes de simulação numérica do ensaio fornecem valores de N_{kt} entre 9 e 12, adotando o valor de 12 para obter valores da resistência não drenada correspondentes a estimativas do ensaio de corte rotativo *in situ* (Yu, 2004).

Na Figura 6.11 representa-se a evolução da resistência não drenada em profundidade obtida por correlação entre esta grandeza e o valor de q_t para valores de N_{kt} iguais a 9 e 12.

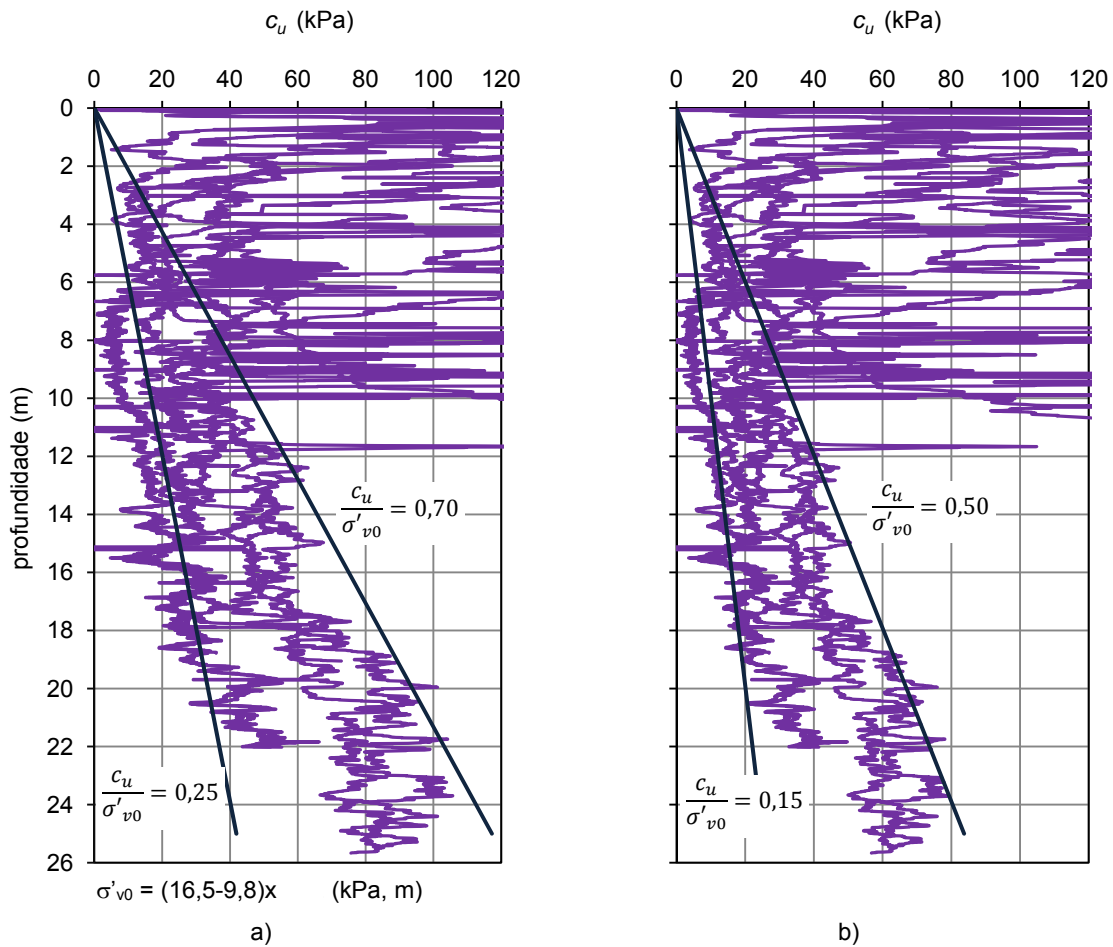


Figura 6.11 – Evolução de c_u em profundidade, obtido por correlação com o parâmetro q_t fornecido no ensaio CPTU para: a) $N_{kt} = 9$; b) $N_{kt} = 12$.

Globalmente torna-se evidente, a partir da análise da figura, que abaixo da crosta sobreconsolidada a resistência não drenada apresenta, em termos médios, um certo crescimento com a profundidade. Em alguns locais os valores obtidos são superiores ao que seria de esperar face ao panorama geral. Por este motivo admitiu-se que eles pudessem ser uma consequência de quaisquer singularidades pontuais, designadamente a presença de conchas dispersas no interior da formação, razão pela qual foram tidos como não representativos e por isso não foram considerados na interpretação do conjunto.

Para $N_{kt} = 9$, pode verificar-se que a resistência não drenada é bastante concordante com a variação linearmente crescente em profundidade da relação c_u/σ'_v obtida em 6.3.2. Na camada superficial a resistência não drenada tende a ser mais elevada devido aos fenômenos de sobreconsolidação associada às oscilações sazonais do nível freático.

Como era de esperar, com o aumento de N_{kt} para 12 há uma diminuição da resistência não drenada. A análise da totalidade dos elementos disponíveis permitiu definir os limites inferior e superior de $\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}$ de 0,15 e 0,70, respetivamente. Pode pois concluir-se que a adoção de valores de N_{kt} iguais a 9 fornece resultados para a resistência não drenada mais próximos dos que se obtém por correlação com o índice de tensão horizontal (K_{DMT}) obtido no ensaio com o dilatómetro de Marchetti.

6.5 ENSAIO DE CORTE ROTATIVO *IN SITU* (FIELD VANE TEST)

6.5.1 INTRODUÇÃO

O ensaio de corte rotativo *in situ* é particularmente apropriado para a estimativa da resistência não drenada de solos silto-argilosos moles.

Os elementos fornecidos pelos boletins de ensaio identificam na maior parte dos casos os valores obtidos da resistência não drenada máxima ($c_{u\ max.}$) e residual ($c_{u\ res.}$). Na maior parte dos casos o valor da resistência não drenada já vem corrigido pelo parâmetro adimensional, μ , de modo a obter uma melhor estimativa da resistência não drenada (Bjerrum, 1972). Em alguns casos, os boletins de ensaios também fornecem o valor da resistência não drenada do solo remoldado ou remexido, c_{ur} .

Os elementos disponíveis compreendem 408 ensaios relativos a 36 obras, realizados até 27,0 m de profundidade.

6.5.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES TOTAIS

6.5.2.1 Resistência não drenada, c_u

Na Figura 6.12a encontra-se representada a evolução da resistência não drenada em profundidade e na Figura 6.12b a relação c_u/σ'_c . Da análise da Figura 6.12a pode verificar-se que o valor da resistência não drenada é bastante concordante com a variação linearmente crescente em profundidade da relação c_u/σ'_v obtida em 6.3.2. O limite inferior é semelhante ao obtido em 6.4.2 quando se considera $N_{kt} = 12$ enquanto o limite superior apenas é concordante se se considerar $N_{kt} = 9$. Também através da observação desta figura é possível identificar uma camada superficial,

um pouco mais resistente do que os materiais subjacentes, com cerca de 7,0 m de espessura, confirmando assim a situação anteriormente referida a propósito da interpretação dos valores obtidos nos ensaios DMT e CPTU.

Deve referir-se que se considera que o limite superior fornecido pela análise conjunta dos resultados é excessivo quando comparado com o que seria de esperar para estes solos. No entanto, estes resultados podem em parte ser explicados por pequenas intercalações arenosas, presença de conchas e outros fósseis.

Tal como foi já observado nos pontos anteriores, pode concluir-se que há fortes evidências do aumento da resistência não drenada em profundidade. Na Figura 6.12b, onde se representam os valores de c_u/σ'_{v0} , verifica-se que esta razão tende para o intervalo de valores entre 0,20 e 0,30 com o aumento da profundidade, valores bastante concordantes com os referidos na bibliografia para solos deste tipo (Jamiolkowski *et al.*, 1985).

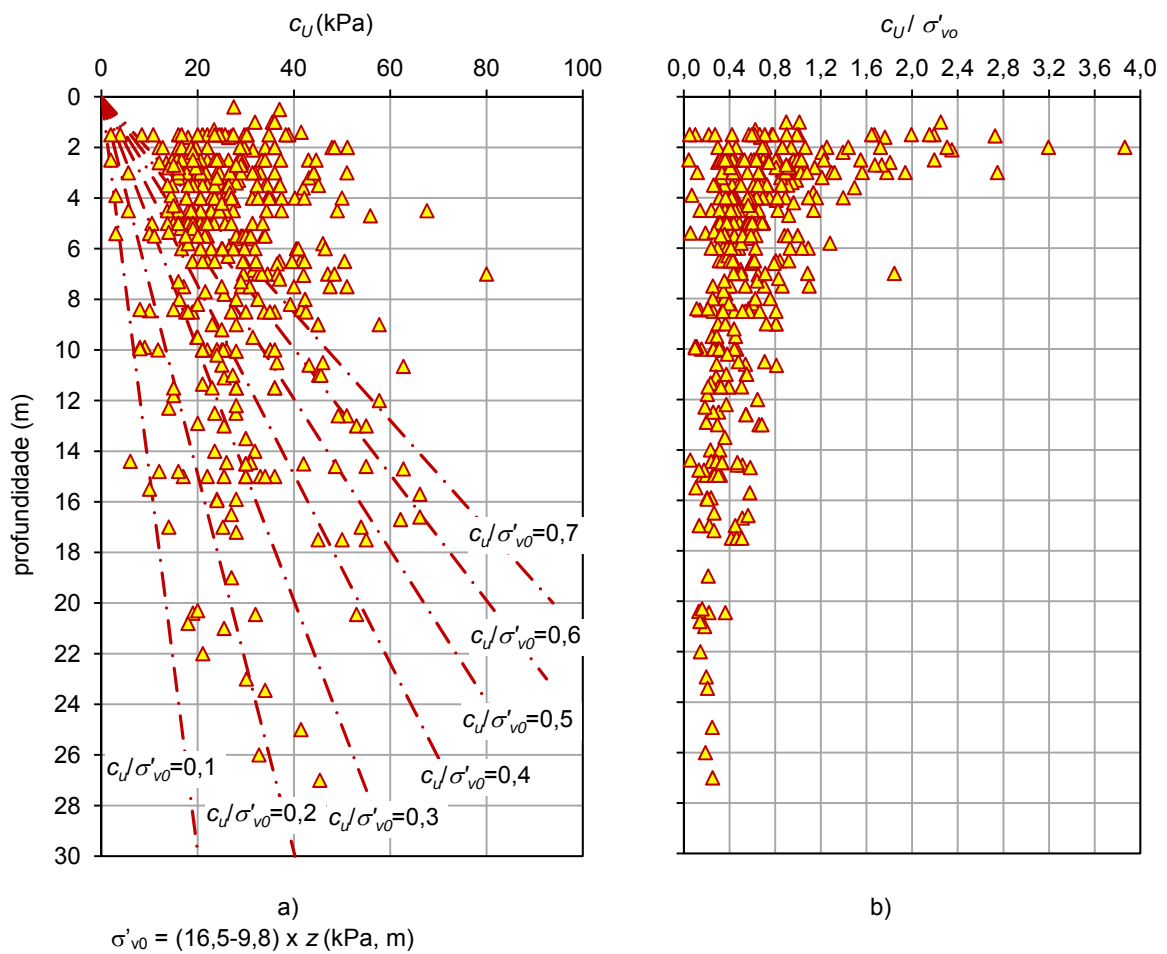


Figura 6.12 – Ensaio FVT: evolução em profundidade: a) c_u ; b) c_u/σ'_{v0} .

6.5.2.2 Sensibilidade do solo, S_t

A sensibilidade de um solo é, na generalidade das vezes, caracterizada pelo ensaio de corte rotativo *in situ*, e definida como a razão da resistência não drenada do solo indeformado, c_u , e do solo remoldado ou remexido, c_{ur} :

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}} \quad (6.17)$$

A Figura 6.13 ilustra a evolução do parâmetro de sensibilidade em profundidade e a classificação dos solos em estudo quanto a este parâmetro (Skempton & Northey, 1952).

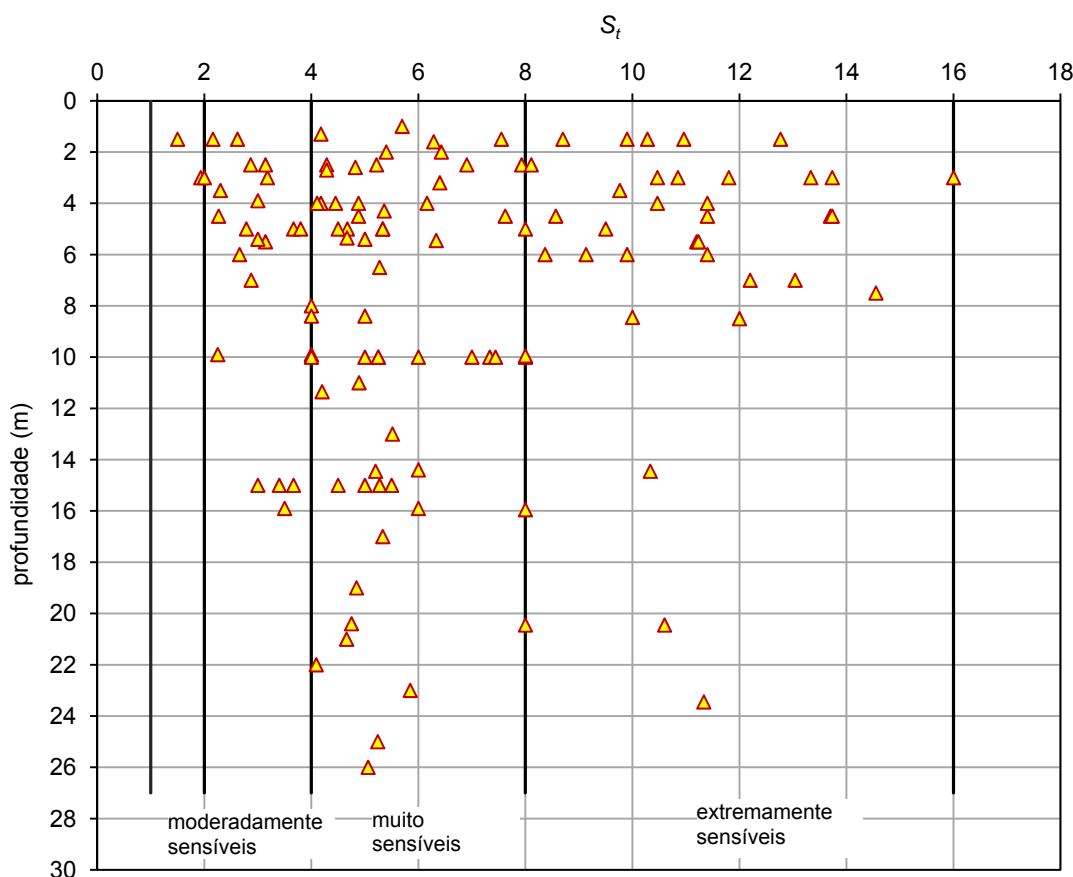


Figura 6.13 – Evolução de S_t em profundidade e classificação dos solos quanto a este parâmetro aplicando o critério de Skempton & Northey (1952).

Sendo a sensibilidade um parâmetro útil para avaliar a suscetibilidade do solo em relação à perda de resistência com a deformação, da análise da figura pode concluir-se que os solos silto-argilosos moles ocorrentes nos vales aluvionares Portugueses são, na generalidade dos casos estudados, muito sensíveis a extremamente sensíveis. A figura mostra que estas duas categorias permitem englobar cerca de 80 % dos resultados tratados.

Deve no entanto referir-se que estes resultados merecem as mais sérias reservas, uma vez que não correspondem manifestamente ao comportamento conhecido destes solos.

Desta análise pode concluir-se que o conceito de sensibilidade, como razão entre duas resistências, não deve ser aplicado à crosta dessecada.

6.6 ANÁLISE CRUZADA DOS RESULTADOS DE DIFERENTES ENSAIOS DE CAMPO E (OU) DE LABORATÓRIO

6.6.1 INTRODUÇÃO

Neste ponto é feita uma comparação dos diferentes resultados obtidos nos vários ensaios para a resistência não drenada, c_u . Os resultados tratados incluem ensaios em laboratório (triaxiais) e ensaios de campo, nomeadamente CPTU, DMT e ensaios corte rotativo *in situ* (FVT).

Com a análise que se apresenta procurou-se estabelecer uma tendência global de variação para a resistência não drenada e comparar os resultados de diferentes ensaios retirando a influência da variabilidade local.

Em primeiro lugar discutem-se, para os locais em que se dispunha de resultados de diferentes ensaios, os parâmetros de resistência encontrados procurando evidência de algumas correlações entre eles. Numa segunda fase comparam-se os parâmetros provenientes de diferentes ensaios e relativos ao conjunto de todos os resultados tratado.

6.6.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS DIFERENTES LOCAIS

Para os solos silto-argilosos moles foram tratadas individualmente 18 obras onde se dispunha de resultados relativos a diferentes ensaios com vista à determinação da resistência não drenada.

Em relação ao CPTU, e tal como foi discutido em 6.4.2, a resistência de ponta pode ser correlacionada com a resistência não drenada, c_u , através da expressão 6.12.

A determinação da resistência não drenada a partir da resistência total do cone faz intervir o fator do cone, N_{kt} e a tensão total vertical ao nível do ensaio, σ_{vo} .

N_{kt} assume, frequentemente, valores dentro do intervalo 9 a 12 para argilas normalmente consolidadas e pode assumir valores de 12 a 20 para argilas sobreconsolidadas.

Neste trabalho tentou encontrar-se um posicionamento para esta grandeza. Desta forma, para o mesmo local, determinou-se o valor da resistência não drenada a partir dos resultados dos ensaios DMT e FVT. Em seguida foi calculado o fator N_{kt} para a resistência total do cone obtida no mesmo local e à mesma profundidade a partir da equação 6.12. Desta forma, obtiveram-se duas evoluções distintas em profundidade consoante o ensaio base considerado (DMT ou FVT), que se apresentam na Figura 6.14.

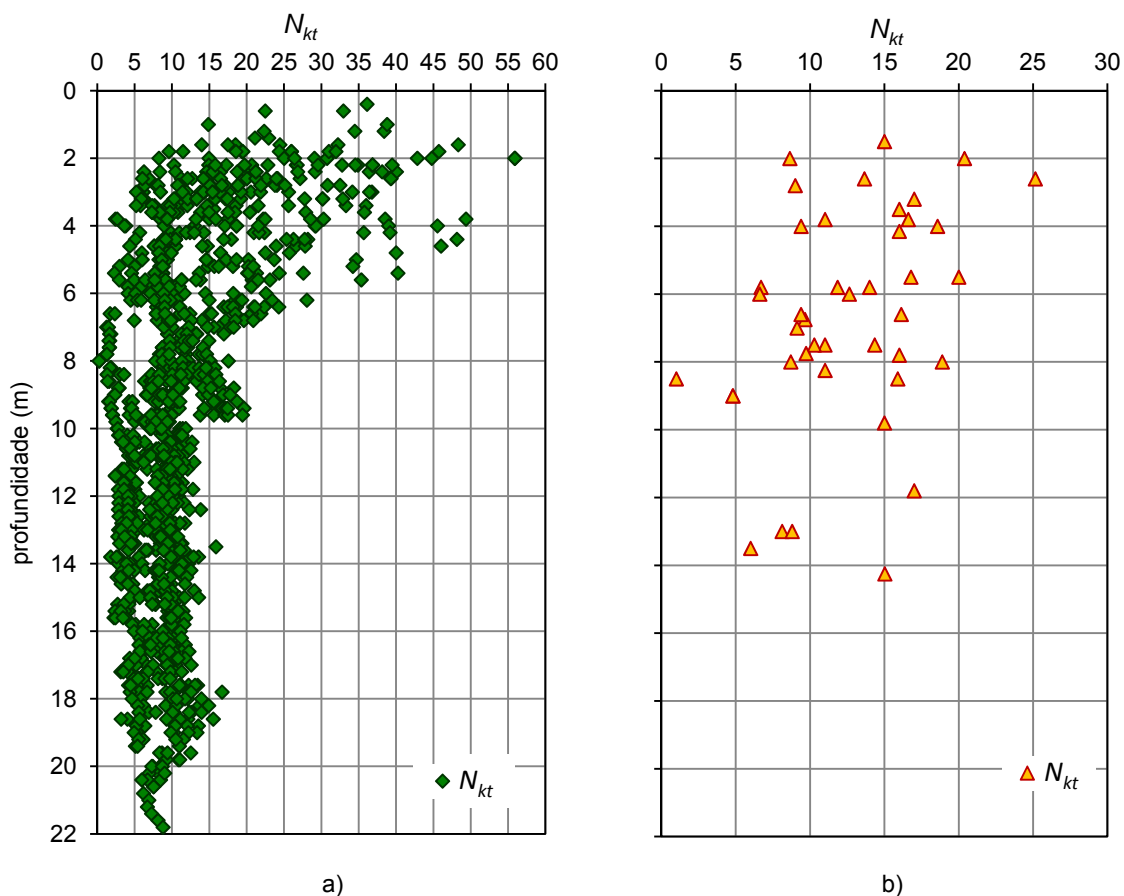


Figura 6.14 – Evolução em profundidade de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT.

A análise da Figura 6.14a mostra dois padrões distintos de comportamento. Nos primeiros 8 m de profundidade, aproximadamente, o valor de N_{kt} apresenta uma oscilação muito elevada, traduzindo o efeito dos limites da camada dessecada já discutidos nos capítulos anteriores e também já evidenciado na Figura 6.10a. A partir dessa profundidade parece haver tendência de uniformização para um valor médio de 8,5.

Relativamente ao valor de N_{kt} obtido através do ensaio FVT, não há indícios da existência de uma camada com características resistentes diferentes. No entanto, parece notar-se que nos primeiros 8 m de profundidade o valor de N_{kt} é, em média, superior ao observado para as restantes profundidades.

Pelo exposto, dada a grande dispersão de resultados encontrados na análise do valor de c_u , optou-se por separar o estudo por profundidade, representando-se os resultados obtidos no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Valores de N_{kt} obtidos através dos ensaios DMT e FVT para diversas profundidades

Índice	Ensaio	Profundidade (m)	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
N_{kt}	DMT	$0,4 < z < 21,8$	11,59	7,90	1155
		$z \leq 8,0$	16,77	10,29	432
		$z > 8,0$	8,50	3,31	723
	FVT	$1,5 < z < 14,3$	12,50	4,97	42
		$z \leq 8,0$	13,49	4,51	31
		$z > 8,0$	9,77	5,39	11

Tal como já referido a dispersão é maior quando se analisam os resultados provenientes do ensaio DMT. Nos primeiros 8,0 m o valor médio é de 16,8 correspondendo a valores típicos de solos com alguma sobreconsolidação. Já o valor médio de 8,5, encontrado para maiores profundidades, corresponde ao que seria de esperar para solos normalmente consolidados.

No que concerne aos valores derivados do ensaio FVT pode também verificar-se um aumento de N_{kt} para profundidade inferiores a 8,0 m.

Desta forma, e tendo em conta que o objeto de estudo do presente trabalho são os solos silto-argilosos moles, normalmente consolidados, optou-se por considerar no tratamento apenas os valores de N_{kt} obtidos para profundidade superiores a 8,0 m.

Na Figura 6.15 apresenta-se as caixas-de-bigodes para N_{kt} para identificar a existência de valores *outliers*, severos ou moderados, de forma a analisar se esses valores devem ser ignorados ou considerados na análise.

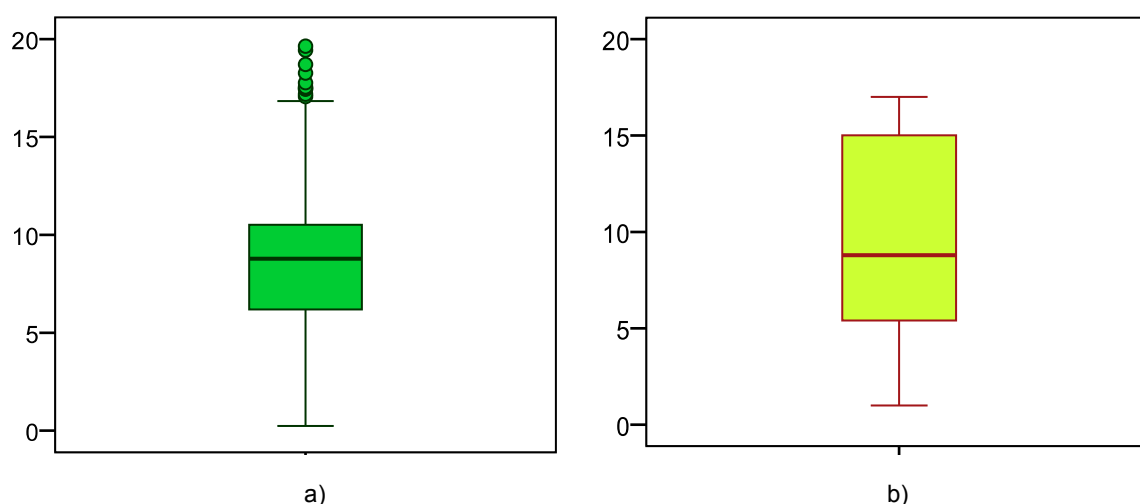


Figura 6.15 – Caixas-de-bigodes de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT.

Verifica-se que o fator N_{kt} apresenta valores *outliers* moderados apenas quando é obtido considerando o valor da resistência não drenada derivada do ensaio DMT . No entanto, esses

valores devem ser considerados na análise uma vez que resultados mais elevados são aceitáveis no presente contexto.

Na Figura 6.16 representam-se histogramas das distribuições amostrais. Nos histogramas representa-se também a distribuição normal de N_{kt} .

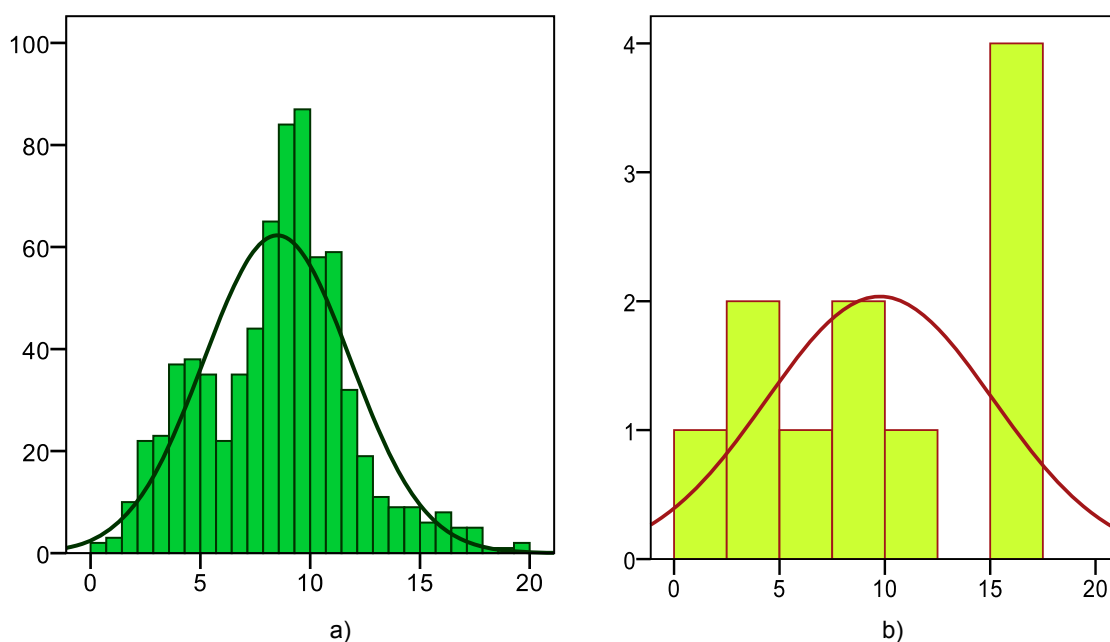


Figura 6.16 – Histogramas de N_{kt} obtido através dos ensaios: a) DMT; b) FVT.

O posicionamento dos resultados obtidos pela comparação das grandezas medidas no ensaio CPTU com resultados do ensaio DMT, sugere um valor médio a adotar de 9, corroborado pela bibliografia (Almeida *et al.*, 2003, por exemplo). Os valores mais baixos obtidos para N_{kt} quando derivado do FVT podem ser explicados devido à sobrestimação da resistência não drenada obtida nestes ensaios, como descrito em 6.5.2.1.

6.6.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS DIFERENTES ENSAIOS

Os valores da resistência não drenada, c_u , obtidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais e dos ensaios CPTU, DMT e FVT, encontra-se representada na Figura 6.17. Note-se que os valores de c_u apresentados com base nos ensaios CPTU foram obtidos para N_{kt} igual a 9, uma vez que este valor fornece estimativas de c_u mais próximas dos ensaios DMT e FVT, como já discutido no ponto anterior. Note-se que nos primeiros 8,0 m de profundidade o valor de N_{kt} foi tomado igual a 12 no sentido de simular o comportamento da camada, onde as características resistentes são superiores.

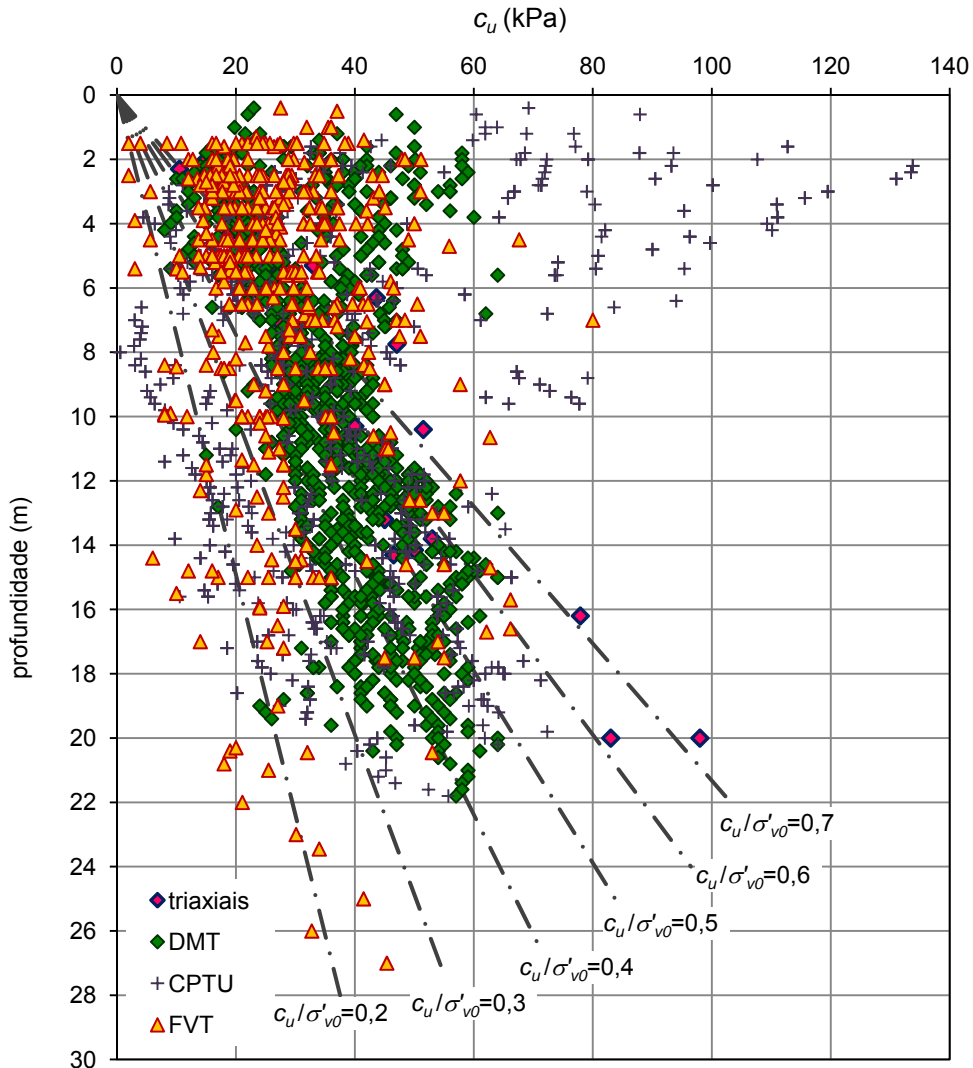


Figura 6.17 – Evolução de c_u em profundidade para diferentes ensaios.

A análise conjunta dos resultados não permite definir um valor para a resistência não drenada. Os ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT) são os que fornecem os valores externos para este parâmetro. Deve no entanto referir-se que o ensaio de corte rotativo *in situ* pode, em muitos casos, não ser indicativo da resistência não drenada destes solos, pelos motivos já discutidos em 6.5.2.1. Os valores da resistência não drenada derivados do ensaio CPTU são os que apresentam maior variabilidade para todas as profundidades. No entanto, a nuvem de pontos parece estar concentrada nos limites definidos anteriormente. A grande variabilidade da resistência não drenada já era esperada uma vez que depende do fator empírico do cone, N_{kt} , e este foi determinado com base nos ensaios DMT e FVT. Como referido em 6.6.2, este fator tem uma variabilidade acentuada, traduzindo-se desta forma na dispersão de resultados encontrada. Deve referir-se também que essa dispersão é maior na camada superficial.

O ensaio DMT é o que fornece um intervalo de variação mais estreito para a resistência não drenada. No entanto, o limite superior parece estar sobrestimado.

6.7 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

O estudo dos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, a partir do tratamento dos resultados de ensaios triaxiais, e em tensões totais, com base na análise dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais, DMT, CPTU e FVT, revestiu-se de bastantes dificuldades.

Relativamente aos ensaios triaxiais, as dificuldades surgiram logo na fase inicial quando foi efetuada a análise dos boletins de ensaio, pois ao serem realizados por entidades diferentes, a forma de apresentação dos resultados e a forma como a consolidação era realizada nem sempre estava definida claramente. Outra dificuldade resultou do facto de os ensaios serem efetuados em diferentes condições e com tensões de consolidação independentes do seu estado de tensão *in situ*. Uma vez que se trata de solos normalmente consolidados, com graus de sobreconsolidação próximos da unidade, a simulação do seu comportamento só seria possível se nos ensaios fossem empregues níveis de tensão compatíveis com o estado normalmente consolidado. No entanto, o que se verifica é que os valores da tensão de confinamento nos ensaios triaxiais realizados em contexto comercial são geralmente escolhidos de forma rotineira e sem o cuidado de serem adaptados à simulação do estado de tensão *in situ* das amostras. Este aspeto particular limitou bastante o número de resultados do valor da resistência não drenada comparáveis aos valores obtidos *in situ*.

Outro aspeto que dificultou a análise dos resultados foi a questão do critério para identificação da rotura adotado pelas diversas entidades responsáveis pelos ensaios, que não foi sempre o mesmo, e cuja escolha condiciona em grande medida os resultados obtidos. Para que os resultados fossem comparáveis foi necessário definir um critério de rotura único e em seguida reanalisar os boletins de ensaio de forma a retirar os resultados que satisfizessem esse critério. Apesar destas dificuldades, foi possível chegar a algumas conclusões no que se refere ao comportamento mecânico dos solos silto-argilosos moles. Relativamente aos parâmetros resistentes em tensões efetivas obteve-se uma envolvente de rotura a que corresponde um ângulo de resistência ao corte de 29 ° e coesão efetiva nula.

Relativamente aos parâmetros de resistência em termos de tensões totais, como já foi referido, foram poucos os resultados obtidos em que a tensão de consolidação do ensaio foi próxima da tensão efetiva *in situ*, o que limitou o número de resultados comparáveis com os obtidos nos ensaios de campo. A análise de todos os resultados disponíveis permitiu definir um limite inferior para a resistência não drenada. Foi investigada a hipótese de comportamento normalizado destes

solos, concluindo-se que a razão c_u/σ'_c apresenta uma tendência generalizada para convergir para o intervalo de valores entre 0,2 e 0,4 (Ladd *et al.*, 1977; Matos Fernandes, 2006) à medida que σ'_c do ensaio se afasta, para valores superiores, da tensão efetiva inicial *in situ*.

Nesta análise e, considerando apenas os resultados de c_u nos casos em σ'_c é próximo de σ'_{v0} , foi possível concluir que a adoção da expressão teórica (6.4), que fornece c_u em função de ϕ' , c' , K_0 , σ'_{v0} e A_f traduz de forma satisfatória os resultados experimentais, e permite estabelecer expressões que se podem definir como limites à esquerda e à direita para a resistência não drenada em função da profundidade.

A análise dos resultados obtidos no ensaio DMT para a resistência não drenada permitiu concluir que estes forneciam um limite mínimo ($c_u/\sigma'_{v0} = 0,3$) bastante consistente com o referido na bibliografia para estes solos. No entanto, o limite superior parece fornecer valores superiores ($c_u/\sigma'_{v0} = 0,7$) ao espectável. Este facto pode ter duas explicações, nomeadamente o facto de a expressão desenvolvida por Marchetti (1980) quando aplicada aos solos silto-argilosos moles portugueses ($I_{DMT} < 0,9$) poder sobrestimar o valor de c_u ou a presença frequente de conchas e outros fósseis nos horizontes onde o ensaio é executado, poder resultar num valor desta grandeza superior ao esperado.

Relativamente aos valores obtidos para a resistência não drenada derivada do CPTU foi possível concluir que considerando um valor de N_{kt} próximo de 9 os resultados balizavam de forma consistente os valores obtidos nos ensaios DMT e FVT. Nos resultados obtidos neste ensaio verificou-se, de uma forma mais notória, a grande heterogeneidade existente nos primeiros 8,0 m de profundidade, traduzindo-se esta camada por uma resistência bastante superior. No entanto, deve referir-se que este fenómeno é consistente com todos os resultados analisados, podendo este valor definir o limite para a base da camada dessecada nos solos em análise. Deve ser salientado que a camada superior sobreconsolidada é mais espessa do que seria à partida de esperar.

O estudo dos resultados obtidos no ensaio FVT parece confirmar o comportamento normalizado destes solos, possibilitando definir um limite inferior para a evolução da resistência não drenada bastante concordante com o que seria de esperar para estes solos. No entanto, o limite superior também parece excessivo, podendo a explicação para este fenómeno residir também na existência de pequenas intercalações arenosas e na presença de conchas e outros fósseis.

7

CAMPO EXPERIMENTAL ENSAIOS DE LABORATÓRIO

7.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo apresentar informações gerais sobre a região em estudo, localizar o campo experimental e, sobretudo, apresentar resultados de ensaios de laboratório que possibilitem a identificação dos perfis e propriedades do solo. Estas informações serão muito úteis para o conhecimento e a compreensão do comportamento dos solos moles e das metodologias de interpretação apresentadas.

No estudo que agora se apresenta são descritos e interpretados os trabalhos desenvolvidos que consistiram no planeamento e execução de uma campanha de prospeção geotécnica em finais de 2012 e início de 2013, bem como na consulta de elementos bibliográficos existentes sobre o local.

A caracterização de campo consistiu na realização de duas sondagens de furação à rotação, acompanhadas de colheita de amostras (remexidas e intactas) e de ensaios de carte rotativo (*vane test*), de duas sondagens de penetração com o cone-penetrométrico holandês sísmico (SCPTU1 e SCPTU2), acompanhadas de três ensaios de dissipação contínuos, e, ainda, de ensaios com o dilatómetro de Marchetti (DMT) ao longo de uma dada vertical.

Os ensaios laboratoriais foram realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP, e incluíram ensaios de identificação e de caracterização física, ensaios de compressão e de extensão triaxial em condições não drenadas e ensaios edométricos clássicos e de longa duração.

Os ensaios triaxiais foram realizados com consolidação anisotrópica para diferentes tensões de consolidação, de forma a permitir a caracterização da respetiva envolvente de rotura. Os ensaios edométricos clássicos tiveram como principal objetivo o de avaliar os índices de compressibilidade (C_c) e de recompressibilidade (C_r) e os coeficientes de compressibilidade (a_v) e de consolidação (c_v) para os diferentes níveis de tensão aplicados, a tensão de pré-consolidação e os respetivos graus de sobreconsolidação. Os ensaios edométricos de longa duração destinaram-se à caracterização da fluência destes solos naturais.

7.2 CARATERÍSTICAS GERAIS DA REGIÃO

7.2.1 GEOMORFOLOGIA

O campo experimental situa-se perto da margem de um trecho do rio Vouga conhecido como Rio Novo do Príncipe, a jusante de Cacia e a norte de Sarrazola e de Vilarinho, como se pode observar na Figura 7.1.

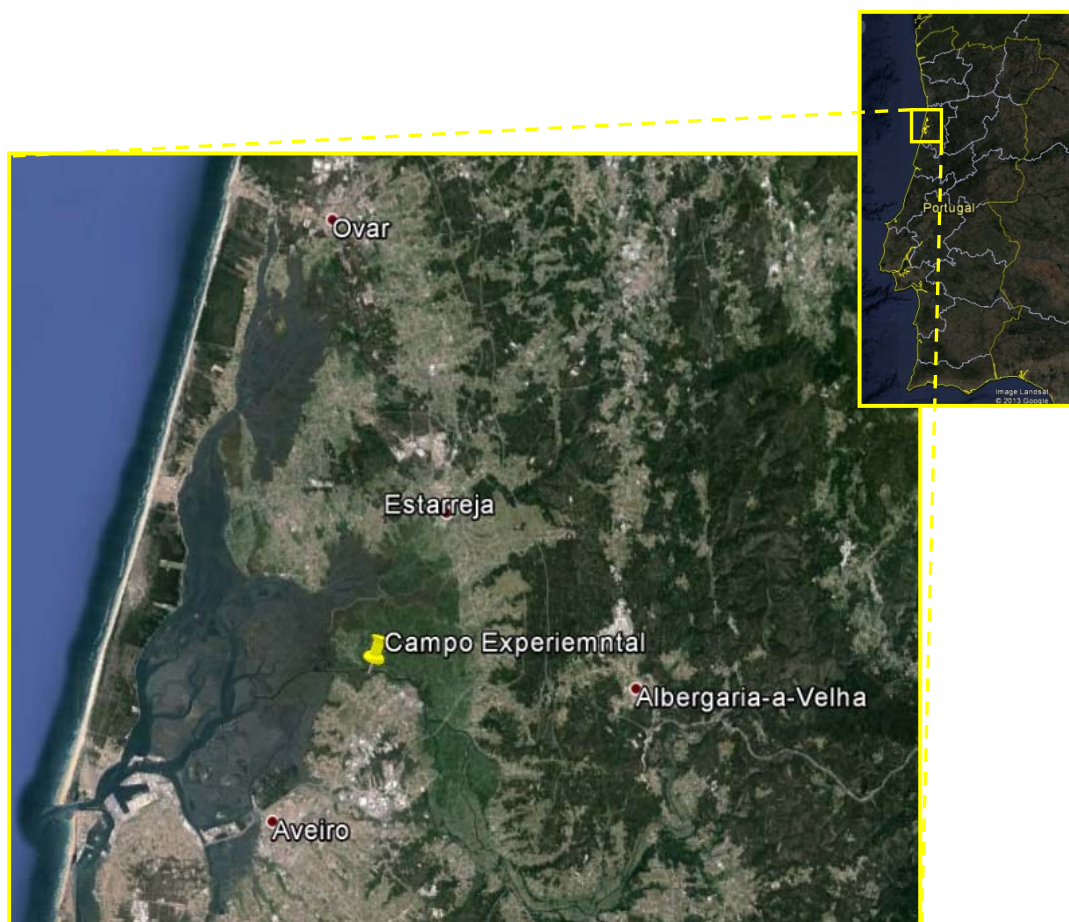


Figura 7.1 – Localização do campo experimental.

Como referem Carvalho & Aguiar (2000), trata-se de um trecho do rio com orientação Este-Oeste, resultante dos trabalhos de regularização do seu curso final, levados a cabo entre 1813 e 1815, que consistiram na abertura de um canal com cerca de 3 km para permitir a descarga dos elevados caudais em épocas de cheia, impedindo inundações das zonas baixas e facilitando a navegação. O antigo leito, designado por Rio Velho, afasta-se do Rio Novo para Noroeste, em direção à Murtosa, e conduz parte do fluxo fluvial em períodos de caudais muito elevados.

Esta região litoral, pertencente à planície de inundação do Baixo Vouga, corresponde a uma zona aluvial rasa preenchida por sedimentos fluviais e eólicos recentes, que se desenvolve a cotas não atingindo os 5 metros. Faz parte da chamada Ria de Aveiro, sendo sulcada por numerosos canais mareais, prolongando-se para nascente até às elevações do bordo ocidental do maciço Hespérico.

A formação da “Ria”, mais propriamente do half-delta, deve-se ao estabelecimento, em tempos mais recentes, de um extenso cordão litoral que dificultou a saída das águas do Vouga para o mar. Formou-se, assim, uma bacia lagunar que se foi e vai enchendo com os sedimentos transportados pelas águas fluviais e pelo vento, dando-lhe o aspeto que hoje tem, de extensa e inundável planície aluvionar onde se desenvolvem sapais e juncais.

O desenvolvido aplanado termina, a Sul, de encontro à plataforma regular de depósitos correspondendo a praias antigas de Vilarinho e Sarrazola, à qual passa através de uma quebra morfológica levemente escarpada, com um degrau não ultrapassando os 10 m de altura. Esses depósitos indicam as sucessivas posições ocupadas pela linha de costa no decurso do Plioplistocénico, sendo o encaixe das pequenas linhas de água posterior à formação da plataforma sedimentar.

Atribui-se ao Cenozóico a idade em que se moldaram os principais traços da geomorfologia da região, relacionada, fundamentalmente, com as ações erosivas do mar e dos pequenos cursos de água existentes, e com os abatimentos de blocos delimitados por fraturas de orientação NW-SE a N-S. Esta fraturação pode estar na origem da zona de sedimentos lodosos mais espessos que se encontra sob a Pateira de Vilarinho, entre a povoação de mesmo nome e Sarrazola, e que deve ter correspondido a um grande meandro do rio localizado no ponto em que o seu curso, de sentido nascente-poente, infletia para noroeste.

7.2.2 GEOLOGIA

A região em apreço fica situada no limite ocidental do maciço Hespérico, no bordo norte da Bacia Meso-Cenozóica Ocidental, onde esta recobre o contacto da Zona Centro-Ibérica com a Zona de Ossa Morena. Trata-se de uma zona aplanada que resultou da erosão dos terrenos mesozóicos e daqueles, subjacentes, pertencentes à Zona da Ossa Morena, a favor de uma fase regressiva acentuada, dando origem a encostas abruptas ladeando profundas depressões, que foram posteriormente colmatadas por sedimentos fluvio-estuarinos cujo início de deposição se atribui ao Holocénico. A sedimentação destes materiais recentes ter-se-ia continuado em período regressivo, com invasão marinha da zona litoral, conduzindo à formação da faixa de terrenos muito planos situada entre Aveiro e Murtosa, e sobre a qual se desenvolve a totalidade deste estudo (Bonito 2008).

Do ponto de vista litológico pode agrupar-se os terrenos encontrados em dois conjuntos distintos: as formações muito recentes, constituídas por aluviões espessas com intercalações de lodos siltsos moles e de areias siltsosas, e as formações mais antigas, que englobam os terraços fluviais areno-cascalhentos do Plio-pleistocénico e as argilas e os arenitos consolidados, às vezes caulíniticos, do Cretácico. No Quadro 7.1 representa-se um esboço geológico da região.

Quadro 7.1 - Unidades litoestratigráficas Meso-Cenozóicas definidas na Bacia de Aveiro (Rocha, 1993)

Unidades Litoestratigráficas	Litologia		Idade
Dunas, areias eólicas, de praia, aluviões	Areias finas a médias	Cenozóico	Quaternário (Holocénico)
Depósitos de praias antigas e terraços fluviais	Areias médias a grosseiras, com burgau, com níveis argilosos		Quaternário (Plio-Pleistocénico)
Unidade IV	Areias finas e lodos com conchas		Holocénico
Unidade III	Areias finas argilosas micáceas com conchas		Plio-pleistocénico
Unidade II	Areias finas argilosas		Neogénico (?)
Unidade I	Calcários margosos e margas, com níveis superiores gresosos, grosseiros		Paleogénico (?)
Argilas de Aveiro	Argilas e margas, com níveis calcários	Mesozóico	Campaniano-Maastrichtiano
Grés de Verba	Grés margoso e margas gresosas		Cenomaniano-Santoniano
Grés de Oiã	grés argilosos e argilas arenosas		Turoniano superior – Coniaciano inferior
Grés micáceo	Grés grosseiros a médios, micáceos, com níveis argilo-margosos		Cenomaniano superior - Turoniano
Formação carbonatada	Calcários margosos		Cenomaniano
Grés de Palhaça	Grés médios a grosseiros, sub-arcósicos		Apciano/Albiano – Cenomaniano inferior
Margas de Eiras	Margas gresosas e grés margosos		Carixiano-Domeriano
Camada de S. Miguel	Calcários margosos		Lotaringiano superior – Carixiano inferior
Camadas de Coimbra	Calcários margosos dolomíticos		Sinemuriano – Lotaringiano inferior
Margas de Dagorda	Margas arenosas		Hetangiano
Grés de Eírol	Grés argilo-margosos vermelhos	Reciano	

7.2.3 TECTÓNICA

Como referem Carvalho & Aguiar (2000), do ponto de vista geotectónico a área em estudo insere-se no limite NW da Zona de Ossa Morena (ZOM), onde esta, que forma o soco, se encontra recoberta pelo bordo oriental dos terrenos sedimentares do Mesozóico.

Dado que o local interessa formações recentes e relativamente espessas, os traços marcantes das ações tectónicas estão limitados aos aspetos das deformações frágeis ocorridas no período pós-Miocénico a atual, durante o qual os regojos conhecidos ao longo da falha Porto-Tomar, 12 km a nascente de Aveiro, devem ter afetado a zona estudada.

Uma das consequências desses rejogos seria a movimentação em blocos segundo acidentes de orientação aproximada N-S, e geralmente paralelos à linha do litoral atual, que está na origem de estruturas de tipo graben⁸ e que seria responsável pelo entalhe verificado entre as plataformas aplanadas de Sarrazola e Vilarinho, no contacto sul das formações aluvionares descritas com o substrato mais antigo.

O estudo da evolução geodinâmica do território português durante o Quaternário permitiu elaborar um modelo admitindo que a margem continental oeste ibérica se encontra em transição de uma fase passiva para uma fase ativa. Tal modelo implica um aumento da atividade tectónica com o tempo, favorecendo a possibilidade de rutura a favor de falhas ativas neoformadas ao longo da plataforma continental e, eventualmente, ao longo do litoral oeste ibérico, falhas estas provavelmente encobertas pelo espesso conjunto de materiais aluvionares atuais, como os existentes na zona em apreço.

7.2.4 HIDROGEOLOGIA

Localizada na extensa planície aluvionar do rio Vouga, a área em estudo é recortada por canais e esteiros, está sujeita à influência das marés e é facilmente inundável em períodos de elevada pluviosidade (Carvalho & Aguiar, 2000).

O facto mais notável do ponto de vista hidrogeológico relaciona-se com a existência de extensas baixas aluvionares preenchidas por aluviões que atingem espessuras apreciáveis e constituem importantes aquíferos. A posição do nível freático, estreitamente dependente das linhas de água que alimentam os aquíferos, é sempre muito alta, apresentando-se aquelas baixas frequentemente alagadas e com carácter pantanoso.

⁸ - Graben ou fossa tectónica é a designação dada em geologia estrutural a uma depressão de origem tectónica, geralmente com a forma de um vale alongado com fundo plano, formada quando um bloco de território fica afundado em relação ao território circundante em resultado dos movimentos combinados de falhas geológicas paralelas ou quase paralelas.

As formações dos terraços plistocénicos, constituídas essencialmente por areias com seixos, apresentam baixa permeabilidade e podem, em condições topográficas favoráveis, constituir aquíferos relativamente importantes, nos quais a posição do nível freático está sujeita a variações sazonais. O muro destes aquíferos é frequentemente constituído pelas formações argilosas do cretácico e pelos xistos ante-ordovícicos, quando sobre elas repousam diretamente, existindo por vezes no contacto algumas emergências de água, visíveis principalmente nos cortes das principais linhas de água.

A ocorrência de algumas camadas menos permeáveis, intercaladas nas formações de areias e cascalheiras plistocénicas, podem originar a ocorrência de níveis aquíferos suspensos na dependência de períodos mais chuvosos. A maior parte dos poços de captações de água superficiais existentes na região está localizada nas formações plistocénicas.

Nas formações cretácicas, onde predominam os estratos de natureza arenosa, permeáveis, alternando com estratos argilosos, impermeáveis, com frequentes variações de fácies, o tipo e a disposição dos aquíferos que se podem estabelecer são muito variáveis, dependendo diretamente da estrutura e litologia das formações e das condições topográficas.

As formações do complexo xisto-grauváquico ante-ordovícico, constituídas por xistos argilosos decompostos a muito alterados, são praticamente impermeáveis e apresentam poucas possibilidades hidrogeológicas.

7.3 AMOSTRAGEM

7.3.1 AMOSTRAGEM CONTÍNUA

O reconhecimento geotécnico da área em estudo compreendeu a realização de duas sondagens mecânicas de furação à rotação, realizando o revestimento do furo com tubos metálicos de 10,1 cm de diâmetro. O revestimento acompanhou sempre de perto a base do furo, de modo a evitar a instabilização das suas paredes.

Durante a furação foram recolhidas, de forma contínua, amostras remexidas de solo para identificação laboratorial, como se mostra na Figura 7.2. Estas amostras foram colocadas em caixas de armazenamento para posteriormente serem transportados para o Laboratório de Geotecnia da FEUP e com base na sua observação macroscópica elaborar a descrição litológica que se apresenta no Quadro 7.2.

O nível freático foi observado, à data da realização dos furos de sondagem (Outubro de 2012), à profundidade de 1,0 m. Durante os meses de inverno (fins de Novembro, Dezembro e Janeiro) a zona em estudo esteve praticamente sempre alagada.



Figura 7.2 – Amostragem contínua perturbada: a) 0,0 m – 18,0 m; b) 18,0 m – 21,0 m.

Quadro 7.2 – Descrição litológica baseada na análise macroscópica efetuada pela autora

Profundidade (m)	Descrição litológica
0,0 - 0,6	Terra vegetal solta com raízes, com partículas micáceas visíveis macroscopicamente, cor castanha-escura
0,60 – 1,5	Terra arenosa, com partículas micáceas visíveis macroscopicamente, cor castanha
1,5 – 3,0	Solo silto-arenoso, cor cinzenta acastanhada
3,0 – 4,5	Argila siltosa mole com fragmentos de conchas de 5 mm a 15 mm, os últimos 15 cm são predominantemente areno siltosos com fragmentos de conchas da mesma ordem de grandeza, cor cinzenta acastanhada
4,5 – 6,0	Areia siltosa, cor cinzenta
6,0 – 7,5	Silte argilo-arenoso, cor cinzenta-escura
7,5 – 9,0	Areia siltosa, com muitos fragmentos de conchas com dimensões inferiores a 5 mm, cor cinzenta acastanhada, recolhido sob a forma de polpa
9,0 – 10,5	Areia siltosa com muitos fragmentos de conchas com dimensões inferiores a 5 mm, cor cinzenta acastanhada, recolhido sob a forma de polpa
10,5 – 12,0	Silte arenoso com conchas predominantemente com conchas com dimensão inferior a 1 mm, cor cinzenta, recolhido sob a forma de polpa
12,0 – 13,5	Areia siltosa, com fragmentos de conchas com dimensões inferiores a 5 mm, cor cinzenta clara, recolhido sob a forma de polpa
13,5 – 15,0	Areia siltosa, com estrutura carbonosa, cor preta
15,0 – 16,5	Argila siltosa, com partículas micáceas macroscopicamente visíveis, cor cinzenta muito escura
16,5 – 18,0	Argila siltosa, com partículas micáceas macroscopicamente visíveis, cor cinzenta muito escura
18,0 – 19,5	Argila siltosa, com fragmentos de conchas com dimensões inferiores a 5 mm, cor cinzenta
19,5 – 21,0	Argila muito pouco siltosa, cor cinzenta-escura a preta
21,0 – 22,9	Argila, cor cinzenta-escura

7.3.2 AMOSTRAGEM INTACTA

A recolha de amostras intactas foi realizada por uma equipa da Divisão de Fundações e Geotecnia da empresa Mota-Engil. Foi utilizado um tubo amostrador transparente em PVC, com 63 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. O programa inicial da amostragem consistiu na definição de três níveis de profundidade onde estavam identificados os solos interessados e em cada um desses níveis proceder à recolha de três amostras intactas em que o amostrador era preenchido na totalidade ou em parte ($2/3$ e $1/3$ do seu comprimento). O objetivo deste procedimento seria a verificação da qualidade da amostragem quando o amostrador era preenchido com volumes diferentes de solo. Este procedimento não foi conseguido pois a recuperação em alguns casos foi nula, devido ao reduzido atrito desenvolvido entre a parte interna do tubo e a amostra, optando-se por, em todas as recolhas, tentar preencher o amostrador na totalidade.

Em cada operação de amostragem, após a extração do tubo amostrador para a superfície, as suas extremidades foram devidamente seladas e os vários tubos foram colocados em caixas de armazenamento para posteriormente serem transportados para o Laboratório de Geotecnia da FEUP, onde foram conservados em câmara húmida até à realização dos ensaios. Na Figura 7.3 estão ilustradas a máquina de sondagem utilizada e as amostras recolhidas no local em estudo.

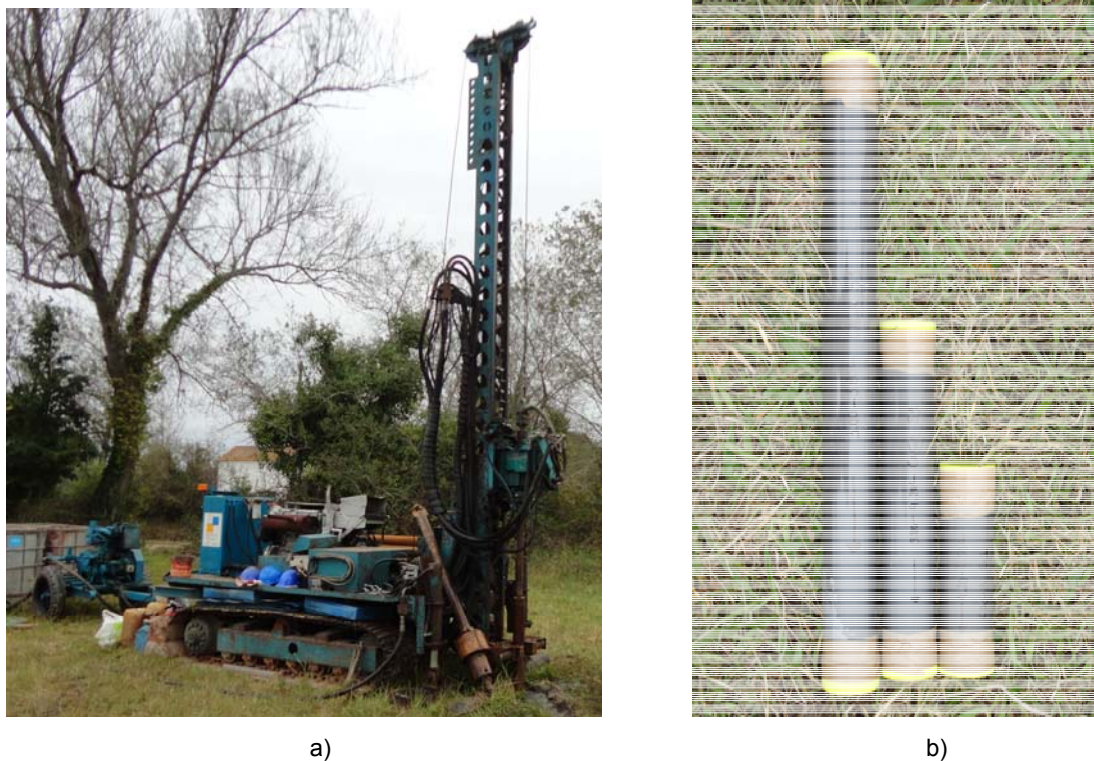


Figura 7.3 – Amostragem intacta: a) máquina de sondagem; b) amostras recolhidas após selagem (fotografias da autora).

O final da amostragem intacta dos solos moles foi marcado pelo aparecimento da formação cretácica, correspondente às argilas sobreconsolidadas de Aveiro. Foram recolhidas 9 amostras intactas, sendo a distribuição em profundidade apresentada no Quadro 7.3.

Quadro 7.3 – Profundidade a que foram recolhidas as amostras intactas

Amostra nº	Profundidade (m)
1	3,00 – 3,80
2	3,80 – 4,10
3	4,10 -4,50
4	15,80 -16,60
5	16,60 – 17,40
6	17,40 – 18,20
7	19,50 – 20,30
8	21,30 – 22,10
9	22,10 – 22,90

7.4 PARÂMETROS FÍSICOS E DE IDENTIFICAÇÃO

7.4.1 INTRODUÇÃO

A análise laboratorial dos solos moles recolhidos no campo experimental foi iniciada com a realização de ensaios físicos e de identificação. Este capítulo apresenta os principais resultados obtidos nesses ensaios, com os quais se estabeleceram as características físicas e de identificação e se procedeu à classificação dos solos.

Relativamente às características de identificação foram analisadas a composição granulométrica, as características de plasticidade e a presença da matéria orgânica.

Para o estudo das características físicas, foi estudada a variação em profundidade dos principais índices físicos, como o teor em água, o peso volúmico, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios e o grau de saturação.

Finalmente, e com base nas características do solo experimentalmente determinadas, procedeu-se à classificação do mesmo com base em diferentes critérios.

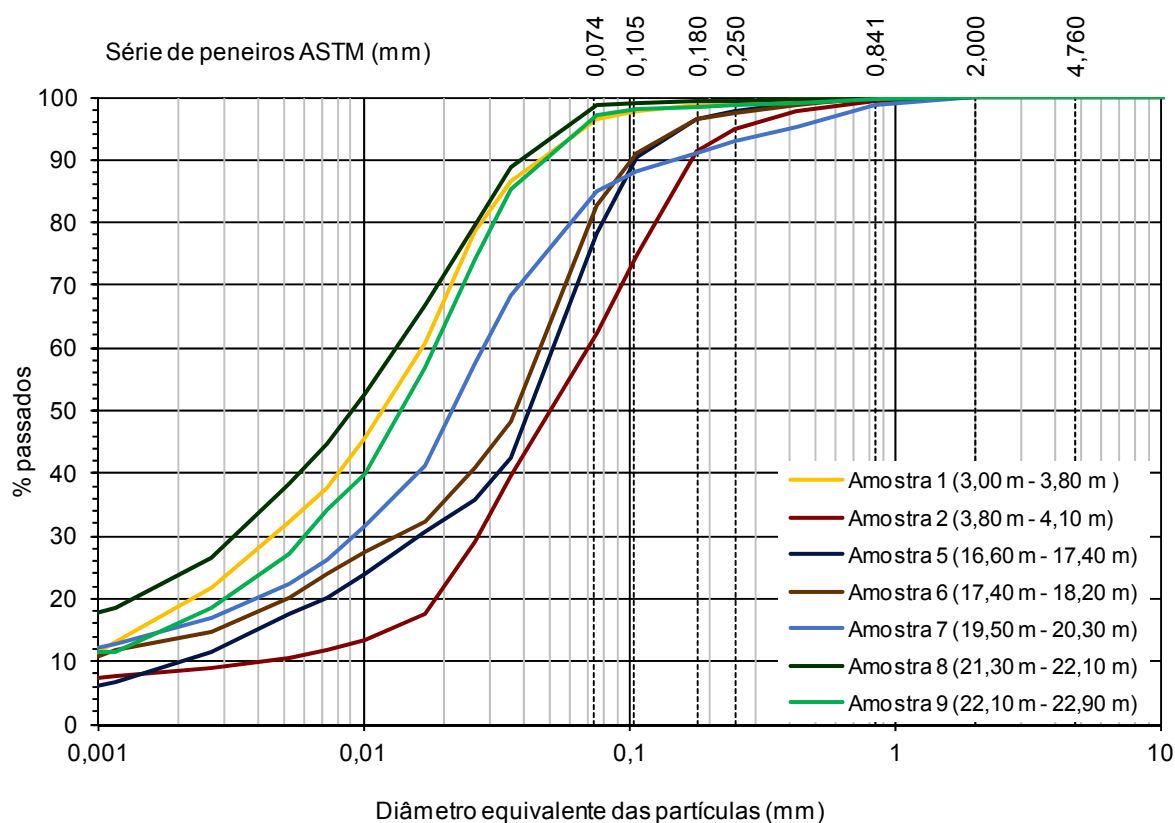
7.4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Sobre as amostras intactas recolhidas como descrito no ponto 7.3 foram feitos ensaios de identificação, que incluíram sete análises granulométricas.

A composição granulométrica foi determinada nos dois horizontes onde se identificou a ocorrência de aluviões silto-argilosos moles, sendo estes para profundidades inferiores a 4,5 m e superiores a 14,0 m. Os ensaios foram conduzidos de acordo com os princípios estabelecidos na Especificação E196-1966 do LNEC, referente à análise granulométrica de solos por peneiração e sedimentação. As análises granulométricas efetuadas representam-se na Figura 7.4.

A análise dos resultados permite concluir que as curvas granulométricas referentes às amostras 1, 5, 6, 7, 8 e 9 se situam num fuso bem definido, marcado pela predominância da componente siltosa, com percentagens superiores a 70 %. Nestas amostras a fração argilosa varia entre 15 % e 22 % e a arenosa revela-se inferior a 30%. A amostra 2 apresenta uma composição granulométrica diferente, em que a fração arenosa é da ordem dos 40%, sendo a componente argilosa de 50%.

No entanto, para todas as amostras estudadas verifica-se que a máxima dimensão de partículas encontrada é inferior a 2 mm e o diâmetro efetivo (D_{10}) é inferior a 0,01 mm.



	SILTE			AREIA			CASCALHO
ARGILA	FINO	MÉDIO	GROSSO	FINA	MÉDIA	GROSSA	

Figura 7.4 – Curvas granulométricas obtidas nas várias análises experimentais realizadas sobre amostras recolhidas no campo experimental.

Para uma análise mais esclarecedora sobre a variação da composição granulométrica em profundidade no depósito é apresentada a Figura 7.5, a qual mostra as percentagens das frações de argila, silte e areia experimentalmente determinadas a cada profundidade.

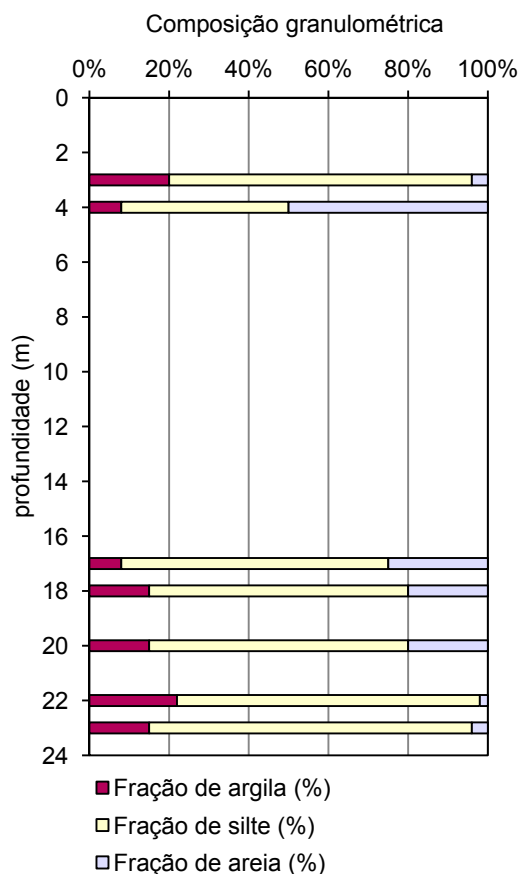


Figura 7.5 – Variação da composição granulométrica em profundidade das amostras recolhidas no campo experimental.

Com exceção do primeiro horizonte estudado, um dos factos mais interessantes realçado pela figura é a variação relativa das frações arenosa e argilosa em profundidade, verificando-se que ao aumento de uma corresponde a uma redução sensivelmente idêntica da outra. Tal facto resulta em que seja relativamente constante a percentagem de silte nos horizontes estudados, estando as variações das restantes frações associadas a alterações do ambiente de sedimentação ao longo do tempo.

Deve também ser salientado que, em média, a granulometria tende a ser mais fina em profundidade. Verifica-se que para maiores profundidades maiores é a percentagem de argila e menor a percentagem de areia presente.

No que se refere à fração argilosa, a sua presença mais significativa na composição granulométrica do solo ocorre à profundidade de 22,0 m, nunca excedendo, porém, 25%. A fração

arenosa assume, por sua vez, importância mais relevante no primeiro horizonte em estudo, correspondente à amostra 2, ou seja, aos 4,0 m de profundidade, onde é igual a 50% em peso das partículas do solo. Resultados semelhantes foram experimentados e relatados por Coelho (2000).

Uma das limitações mais importantes, relativamente à interpretação dos resultados obtidos nos ensaios granulométricos é o facto de as amostras ensaiadas representarem uma média da distribuição granulométrica existente a uma dada profundidade. Assim, a variação da distribuição granulométrica em profundidade experimentalmente determinada não permite, efetivamente, identificar as eventuais particularidades da macroestrutura do depósito, as quais podem ser eventualmente determinantes no seu comportamento, nomeadamente ao nível da permeabilidade global do maciço.

Como exemplo ilustrativo das limitações acima referenciadas, coloca-se a questão se a importante componente arenosa identificada a 4,0 m (amostra 2) é representativa de uma camada uniforme, existente a essa profundidade, com maior percentagem de areia ou se, pelo contrário, resultará da mistura, na recolha, do solo silto-argiloso com uma fina intercalação arenosa. Embora não seja possível responder à questão enunciada com segurança, devem ser salientados dois factos que apontam para que a solução se encontre na segunda das respostas sugeridas. Por um lado, as variações quantitativas, em profundidade, de uma determinada fração granulométrica, nomeadamente a arenosa, não são suaves, uma vez que só a essa profundidade é que tal percentagem ocorre. Por outro lado, a observação visual realizada em laboratório, aquando da preparação das amostras intactas, permitiu identificar pequenas estratificações arenosas intercaladas no depósito, que serão novamente motivo de discussão nos capítulos que se seguem.

No que se refere à composição granulométrica, é de destacar o domínio da fração siltosa em toda a sua profundidade, sendo porém observados níveis com componentes arenosas ou argilosas mais desenvolvidas. Estas características são coerentes com as condições sedimentares observadas durante a formação do depósito e comuns a outros depósitos semelhantes ocorrentes ao longo do litoral português.

A observação conjunta das curvas granulométricas permite concluir que a composição granulométrica é relativamente uniforme em profundidade, para as profundidades estudadas. As variações apresentadas por cada fração granulométrica são perfeitamente aceitáveis em função do processo de formação do depósito. Este ocorre, de facto, num cenário em que, sendo mantido o mecanismo de formação, ocorrem variações ocasionais, mais ou menos prolongadas, do ambiente de deposição, nomeadamente no que se refere à velocidade da corrente, à salinidade e ao conteúdo em matéria orgânica das águas, etc.

7.4.3 TEOR EM MATÉRIA ORGÂNICA

A percentagem de matéria orgânica foi determinada utilizando o método oxidimétrico, adotado como referência em Portugal (Esp. LNEC E 201 - 1967) e no Reino Unido (BS1377-teste 8, 1975).

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Profundidade a que foram recolhidas as amostras intactas

Amostra nº	Profundidade (m)	OM (%)
1	3,00 – 3,80	9,0
4	15,80 -16,60	6,1
9	22,10 – 22,90	5,1

Da análise do quadro pode verificar-se que a percentagem de matéria orgânica presente no depósito não apresenta uma evolução constante em profundidade, exibindo valores mais elevados à superfície, o que parece inteiramente razoável.

Estes valores bem como a sua evolução em profundidade estão em perfeita concordância com os obtidos por Aguiar (1992), Coelho (2000) e Bonito (2008).

7.4.4 LIMITES DE ATTERBERG OU DE CONSISTÊNCIA

Os limites de liquidez e de plasticidade foram inicialmente determinados de acordo com os procedimentos preconizados pela norma Norma Portuguesa (NP-143, 1969), sendo a sua determinação efetuada a partir da amostra seca ao ar.

No entanto, como já referido em 4.4.2, a determinação dos limites de Atterberg em solos moles, em particular quando possuem matéria orgânica, é bastante complexa e muito sensível aos procedimentos de preparação e ao modo de realização do ensaio.

Tendo em conta o exposto, adicionalmente, foram realizados ensaios com amostras no estado natural com o objetivo de estudar a variação dos limites de consistência que, nas condições descritas, é uma medida indicativa da maior ou menor natureza orgânica dos solos (ASTM D2487-85). Desta forma, partindo do teor em água natural, o solo foi peneirado por via húmida pelo peneiro nº 4 (ASTM), usando água destilada em abundância para garantir a passagem de todas as partículas mais finas, nunca se permitindo a secagem abaixo daquele teor.

Em ambos os casos o limite de liquidez foi determinado pelo método da Concha de Casagrande.

No Quadro 7.5 reúnem-se os resultados obtidos para os Limites de Atterberg e para o respetivo índice de plasticidade. A evolução em profundidade é apresentada na Figura 7.6.

Quadro 7.5 – Resultados dos Limites de Atterberg e do índice de plasticidade sobre amostras recolhidas no campo experimental

Amostra nº	Preparação da amostra	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
1	Estado natural	70	43	27
	Seca ao ar	30	22	8
2	Estado natural	68	45	23
	Seca ao ar	28	24	4
3	Estado natural	--	--	--
	Seca ao ar	29	22	7
4	Estado natural	47	30	17
	Seca ao ar	39	28	11
5	Estado natural	44	31	13
	Seca ao ar	37	27	10
6	Estado natural	--	--	--
	Seca ao ar	43	30	13
7	Estado natural	60	35	25
	Seca ao ar	50	31	19
8	Estado natural	--	--	--
	Seca ao ar	51	37	14
9	Estado natural	65	38	27
	Seca ao ar	47	32	15

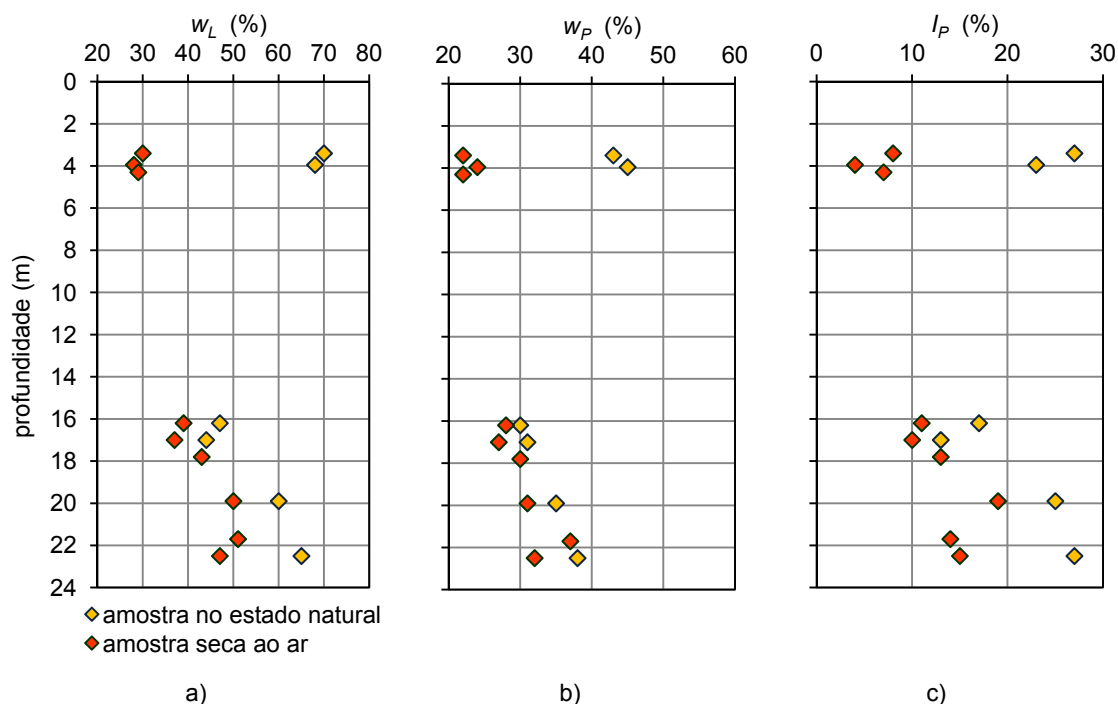


Figura 7.6 – Variação em profundidade: a) limite de liquidez; b) limite de plasticidade; c) índice de plasticidade, das amostras recolhidas no campo experimental.

Um dos aspetos mais importantes a observar na figura é a extraordinária redução da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, especialmente no primeiro horizonte estudado, produzindo esta maiores efeitos sobre o limite de liquidez e o índice de plasticidade. Estes resultados estão em perfeita concordância com os obtidos para o teor em matéria orgânica, pois no primeiro horizonte a percentagem da matéria orgânica é superior.

Este fenómeno pode ser explicado pelo facto da secagem do solo eliminar parte da matéria orgânica e minorar a capacidade de absorção de água da restante, reduzindo desta forma a capacidade global do solo de sustentar água e, por isso, os seus limites de consistência.

7.4.5 ATIVIDADE

Tal como foi referido no Capítulo 4, o conceito de atividade, A_t , da fração argilosa está relacionado com a sua maior ou menor sensibilidade à presença de água. Como já foi referido, nos solos orgânicos, dada a influência da matéria orgânica nas suas características de plasticidade, torna-se necessário definir qual o modo de preparação das amostras para a escolha dos valores do índice de plasticidade. Desta forma, apresentam-se na Figura 7.7 os resultados da determinação de A_t para o conjunto dos solos estudados, considerando os limites de Atterberg determinados com o solo submetido a secagem ao ar e no estado natural.

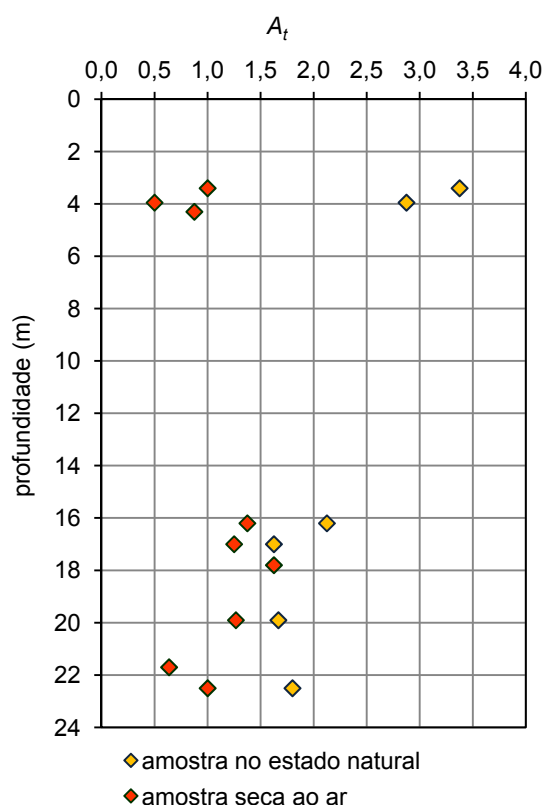


Figura 7.7 – Variação em profundidade da atividade das amostras recolhidas no campo experimental.

Como seria de esperar, os maiores valores obtidos para a atividade ocorrem nas amostras ensaiadas no estado natural, uma vez que o índice de plasticidade engloba, neste caso, as componentes que refletem a plasticidade associada aos minerais argilosos e à matéria orgânica. À medida que a secagem reduz a influência da matéria orgânica sobre a plasticidade do solo, a atividade exibida pelas amostras diminui bastante.

Na Figura 7.8 é apresentada a variação de plasticidade do solo com a percentagem da fração argilosa, assim como as linhas características de minerais argilosos típicos, como a caulinite, a ilite e a montmorilonite, permitindo avaliar a relação entre os valores medidos e os característicos dos referidos minerais.

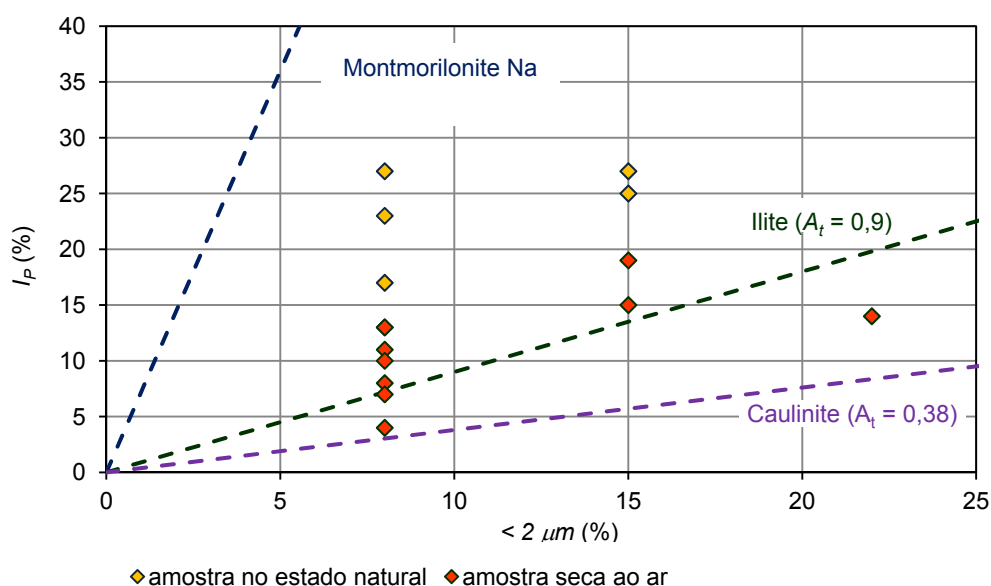


Figura 7.8 – Variação em profundidade da atividade das amostras recolhidas no campo experimental.

A figura permite apreciar, desde logo, a redução significativa que a secagem das amostras provoca na atividade. Estes resultados mostram a necessidade de adotar uma definição consensual acerca do modo como os mesmos devem ser apresentados, para permitir a sua adequada interpretação e comparação com os provenientes de outros solos.

Como refere Coelho (2000), o cálculo da atividade com base nos resultados obtidos sobre as amostras no estado natural padece de deficiências conceituais inaceitáveis, uma vez que relaciona a fração argilosa do solo com o índice de plasticidade que resulta do efeito conjunto dos minerais argilosos e da matéria orgânica. A atividade exibida pelo solo no seu estado natural limita-se assim a fornecer uma informação meramente qualitativa, nomeadamente em relação à influência da matéria orgânica sobre a plasticidade do solo. Claro que esta informação só terá realmente

valor desde que complementada com a análise da composição mineralógica da fração argilosa do solo, cuja realização em solos orgânicos é assim insubstituível.

No entanto, a determinação dos limites de Atterberg em amostras secas ao ar também não parece ser conveniente para a caracterização da atividade de um solo orgânico, uma vez que os valores obtidos, não refletindo a plasticidade real do solo natural, também não permitem a identificação correta dos tipos de minerais argilosos presentes no solo.

Tendo em conta conceito de atividade, Coelho (2000) refere que o mais correto é tomar como valor característico da atividade de um solo orgânico o obtido em amostras secas a 400°C. No entanto, este parâmetro não permitirá aceder à plasticidade natural do solo orgânico, a qual só pode ser avaliada através do próprio índice de plasticidade determinado sem secagem do solo.

7.4.6 TEOR EM ÁGUA (w) E ÍNDICE DE LIQUIDEZ (I_L)

O teor em água foi avaliado com base nos resíduos da preparação das amostras intactas para os ensaios laboratoriais, em particular os ensaios edométricos e triaxiais.

Deve referir-se que o espaço de tempo decorrido entre a extração da amostra do tubo e a recolha dos resíduos para determinação do teor em água foi extremamente curto, pelo que se pode considerar que as perdas por secagem não têm significado.

No que concerne ao tempo de armazenagem das amostras nos tubos amostradores, e mesmo considerando que a selagem destes fosse rigorosamente executada e controlada, é de admitir a possibilidade de terem ocorrido algumas perdas de água.

Na Figura 7.9 pode ser observada a variação do teor em água em profundidade na comparação com os limites de liquidez e de plasticidade e o índice de liquidez. Note-se que os valores apresentados correspondem à determinação dos limites de Atterberg com as amostras no estado natural, pois são os mais representativos da consistência do solo.

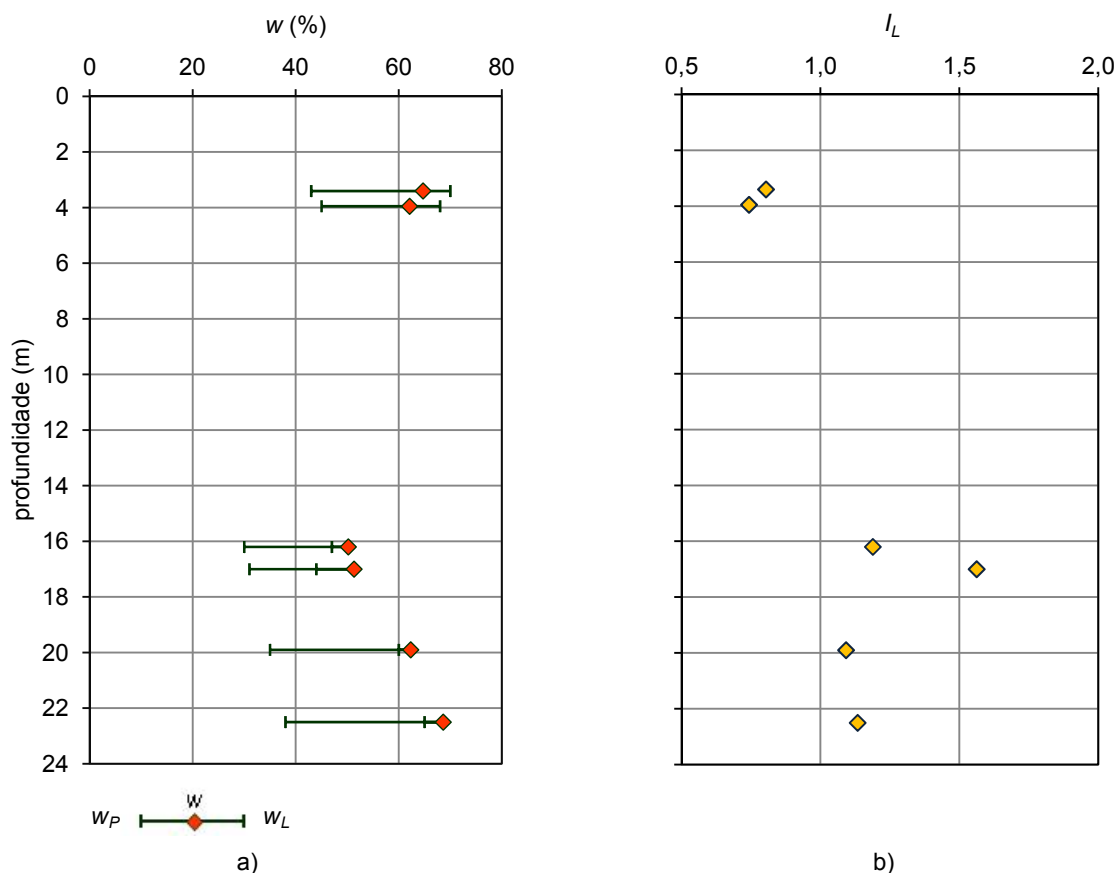


Figura 7.9 – Variação em profundidade: a) teor em água na comparação com os limites de liquidez e plasticidade; b) índice de liquidez, das amostras recolhidas no campo experimental.

A posição relativa do teor em água do solo na franja de comportamento plástico mostra que este se apresenta próximo do limite de liquidez em todo o depósito. A evolução do limite de liquidez em profundidade confirma esta suposição, situando-se o intervalo de variação de I_L entre 0,75 e 1,56, sugerindo que o comportamento mecânico do depósito seja fraco apresentando uma consistência relativa muito baixa pelo que pode ser classificado como muito mole.

Deve ser salientado o facto do valor do índice de liquidez ser mais baixo na zona superficial, podendo traduzir um efeito da dessecação da camada por variação da posição no nível freático.

A classificação do solo como muito mole confirma as indicações registadas durante as fases de prospeção, manuseamento e preparação das amostras a ensaiar, perspetivando-lhe um comportamento mecânico pior do que as características granulométricas fariam supor.

7.4.7 PESO VOLÚMICO (γ)

A Figura 7.10 apresenta os resultados obtidos em profundidade na determinação do peso volúmico. Verifica-se que este índice assume uma variação espacial significativa, com valores mínimo e máximo de 14,7 kN/m³ e 16,6 kN/m³, com média de 15,3 kN/m³. Apesar da variabilidade encontrada, deve referir-se que estes valores estão de acordo com o obtido em 4.4.3 para a média dos solos silto-argilosos moles Portugueses. Os valores mais elevados refletem as pequenas intercalações arenosas ocorrentes no estrato em estudo já identificadas na análise macroscópica efetuada.

Pode pois concluir-se que os resultados obtidos denotam alguma semelhança com os encontrados para o teor em água, uma vez que, para além da variabilidade a cada nível amostrado, não se evidencia qualquer tendência bem definida de variação em profundidade.

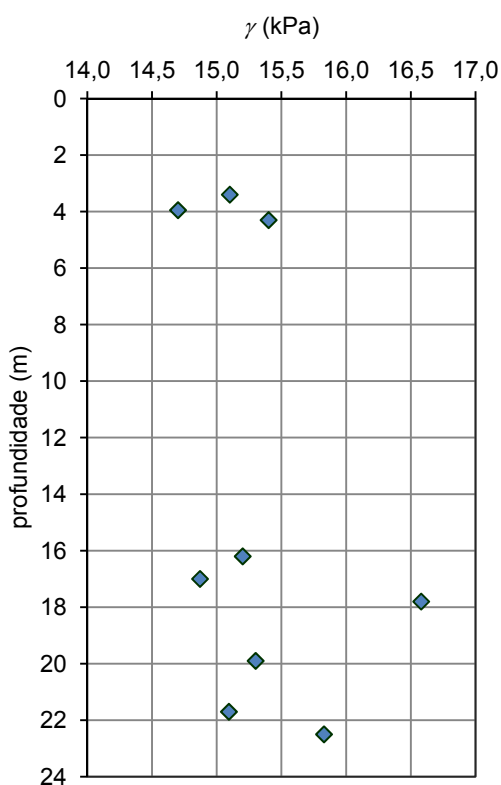


Figura 7.10 – Variação em profundidade do peso volúmico das amostras recolhidas no campo experimental.

7.4.8 DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS (G_s)

A Figura 7.11 ilustra a variação em profundidade da densidade das partículas sólidas. Os valores encontrados situam-se entre 2,61 e 2,65, com especial concentração no intervalo 2,63 a 2,65. Além da habitual dispersão dos valores, é neste caso de destacar uma aparente tendência para a redução deste parâmetro em profundidade.

De uma forma geral, os valores da densidade das partículas sólidas situam-se tendencialmente na gama característica definida Bowles (1996) para argilas orgânicas. Os valores mais elevados podem refletir as pequenas intercalações de areia frequentemente encontradas nestes solos.

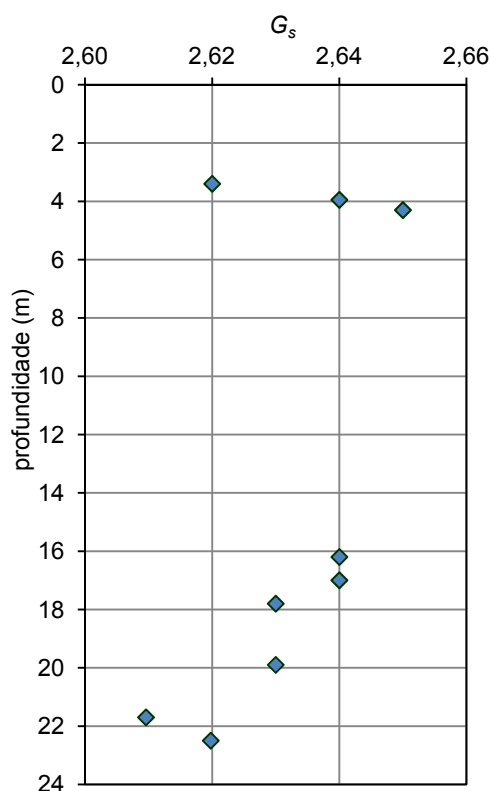


Figura 7.11 – Variação em profundidade da densidade das partículas sólidas das amostras recolhidas no campo experimental.

7.4.9 ÍNDICES COMPLEMENTARES

Com o objetivo de caracterizar os índices físicos complementares do depósito foram selecionadas as amostras intactas para as quais foram experimentalmente determinados o índice de vazios e o grau de saturação.

O Quadro 7.6 apresenta os valores dos índices físicos básicos determinados experimentalmente para cada amostra assim como os índices físicos complementares, calculados a partir dos primeiros.

De acordo com o referido quadro, o depósito apresenta valores do índice de vazios a variar entre 1,25 e 1,90. O grau de saturação, por seu lado, tem valor médio de 93 %, com valores extremos de 83% e 103%.

Quadro 7.6 – Resultados dos Limites de Atterberg e do índice de plasticidade sobre amostras recolhidas no campo experimental

Amostra nº	Profundidade (m)		w (%)	γ (kN/m ³)	G _s	e	S _r (%)
	Intervalo	Média					
1	3,00 – 3,80	3,40	64,7	15,1	2,62	1,80	94
2	3,80 – 4,10	3,95	62,1	14,7	2,64	1,86	88
3	4,10 -4,50	4,30	71,9	15,4	2,65	1,90	100
4	15,80 -16,60	16,20	50,2	15,2	2,64	1,56	85
5	16,60 – 17,40	17,00	51,3	14,9	2,64	1,64	83
6	17,40 – 18,20	17,80	44,8	16,6	2,63	1,25	94
7	19,50 – 20,30	19,90	62,3	15,3	2,63	1,74	94
8	21,30 – 22,10	21,70	66,2	15,1	2,61	1,82	95
9	22,10 – 22,90	22,50	68,6	15,8	2,62	1,74	103

A Figura 7.12 apresenta a evolução em profundidade do índice de vazios e do grau de saturação.

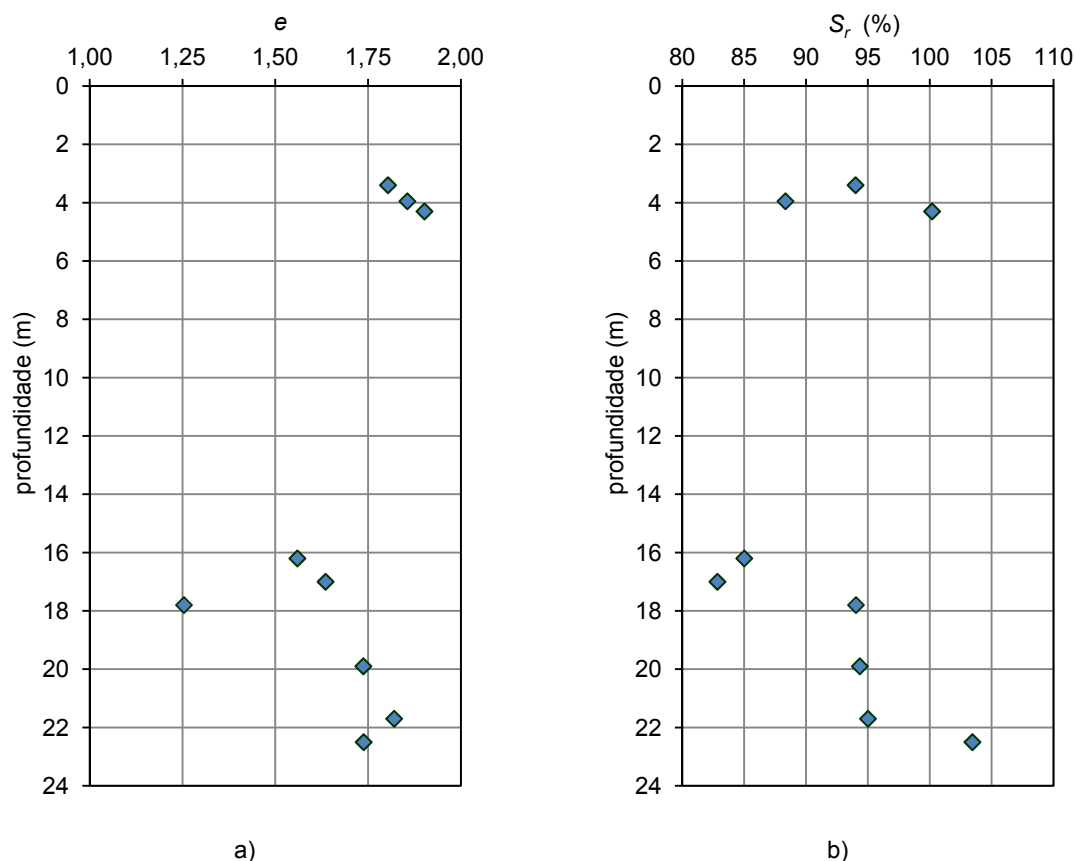


Figura 7.12 – Variação em profundidade da densidade das partículas sólidas das amostras recolhidas no campo experimental.

Relativamente ao índice de vazios, o primeiro comentário suscitado pela observação da figura refere-se à dispersão dos resultados encontrados, a qual é ainda mais acentuada na sua zona superficial, que pode resultar da maior concentração de matéria orgânica neste horizonte.

Apesar de o grau de saturação ser calculado em função de outros parâmetros físicos que exibem uma variação espacial significativa, parece ser o índice físico do solo, no seu estado natural, que exhibe menor variação relativa. Além disso, o grau de saturação apresenta um valor próximo de 100 %, sugerindo que todo o depósito se encontra saturado. O fortalecimento desta hipótese poderá ser conseguido pelos resultados dos ensaios triaxiais, através da informação qualitativa do parâmetro B de Skempton.

O facto de o grau de saturação assumir um valor relativamente constante e próximo de 100% pode ser um indicador da boa qualidade dos restantes resultados, uma vez que, apesar da variabilidade que alguns apresentam, o grau de saturação acaba por ser sempre próximo de 100%, evidenciando, desta forma, a qualidade relativa das restantes determinações.

7.5 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

7.5.1 CLASSIFICAÇÃO BASEADA EM CRITÉRIOS GRANULOMÉTRICOS

Num depósito aluvionar a classificação granulométrica de solos pelo triângulo de Feret assume uma importância elevada, pois permitindo classificar os solos ocorrentes em função da dimensão das suas partículas e identificando a fração granulométrica predominante, pode ser útil na caracterização do ambiente sedimentar que esteve na base da sua formação.

Como refere Coelho (2000), a informação da classificação granulométrica é relevante em relação à velocidade da corrente envolvida no processo de sedimentação e à sua permanência ao longo do tempo de formação do depósito.

A classificação granulométrica das amostras recolhidas em cinco níveis de profundidade e submetidas a ensaios é realizada, com base no triângulo de Feret, na Figura 7.13.

Analisando a figura pode verificar-se a importância relativa da fração siltosa na composição granulométrica do solo, uma vez que as amostras ensaiadas são na quase totalidade classificadas como silte, silte arenoso ou silte argiloso, consoante se encontre mais desenvolvida a fração arenosa ou a argilosa. A única exceção ocorre à profundidade de 4 m onde, devido à presença bastante significativa de partículas de maior dimensão, o solo encontra-se no limite da classificação de silte arenoso ou areia siltosa.

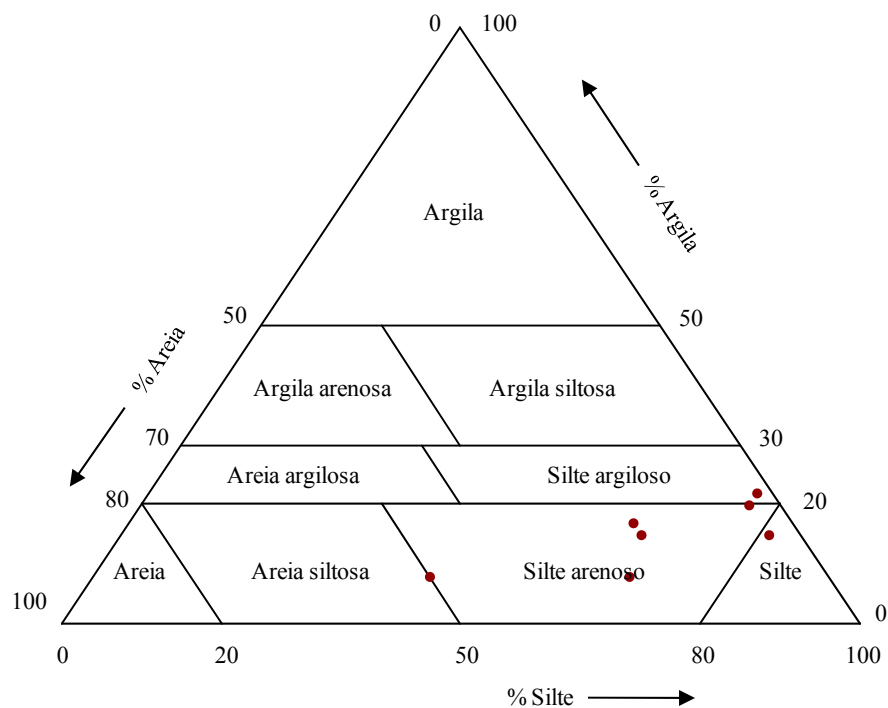


Figura 7.13 – Composição textural das amostras recolhidas no campo experimental.

A relativa homogeneidade granulométrica encontrada no depósito nos horizontes estudados, em profundidade, sugere que o ambiente sedimentar que presidiu à sua formação manteve características relativamente constantes ao longo do tempo. Pelo facto de ser o silte a fração granulométrica dominante na composição do solo, sugere que a velocidade da corrente no local seria relativamente reduzida.

Para averiguar o tipo de ambiente de sedimentação que esteve presente na formação dos horizontes em estudo procedeu-se à representação das características granulométricas das amostras no diagrama de Laporte, conforme se ilustra na Figura 7.14.

A localização dos pontos representados no diagrama de Laporte mostra que o ambiente sedimentar envolvido na formação do depósito se situa entre o correspondente a correntes fluviais trativas de baixa velocidade e a águas calmas. As variações do ambiente sedimentar sugeridas pela figura, que possuem aparentemente algum significado, podem ser explicadas não só pela variação da velocidade da corrente ao longo do tempo, mas também pelas variações da salinidade e(ou) do teor em matéria orgânica do meio aquático (Coelho, 2000).

As conclusões encontradas parecem estar qualitativamente em concordância com o ambiente sedimentar imaginado para o local, onde a variação da posição do nível do mar ao longo dos tempos, exercendo influência determinante sobre qualquer dos fatores enumerados, suporta as alterações granulométricas moderadas observadas no depósito.

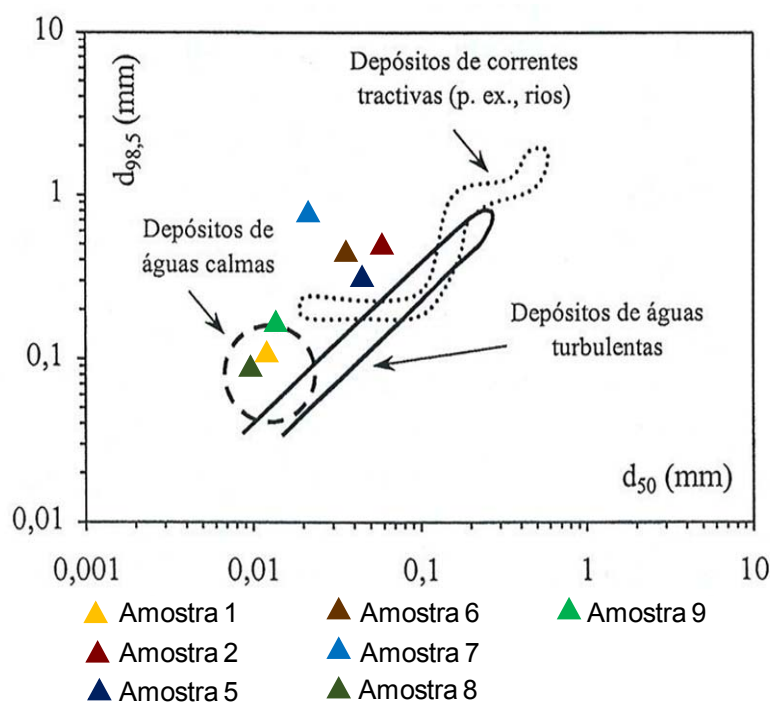


Figura 7.14 – Identificação do ambiente sedimentar presente na formação dos solos ocorrentes no campo experimental com base nas suas características granulométricas (diagrama de Laporte).

7.5.2 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA

Com base na composição granulométrica do solo, nomeadamente na percentagem de partículas, em peso, que passam no peneiro nº 200, o solo recolhido é genericamente classificado como solo fino, uma vez que essa percentagem é sempre igual ou superior a 50%. A inclusão dos solos analisados num dado grupo dos solos finos exige a consideração das suas características de plasticidade, o que é facilitado pela Carta de Plasticidade de Casagrande. A representação dos valores de plasticidade de várias amostras na Carta de Plasticidade é apresentada na Figura 7.15, onde são considerados os valores medidos em amostras secas ao ar e no estado natural.

A análise da figura mostra que a secagem das amostras pode alterar completamente a classificação a atribuir ao solo, pelo que esta deve ser indiscutivelmente realizada em função das características do solo no seu estado natural.

Interessante é também verificar que a redução da plasticidade do solo motivada pela secagem se desenvolve ao longo da linha "A", o que, segundo Pandian *et al.* (1993), é precisamente um sinal da presença de matéria orgânica. Este facto constitui uma prova adicional, se tal fosse necessário, da influência da matéria orgânica sobre as características de plasticidade do solo.

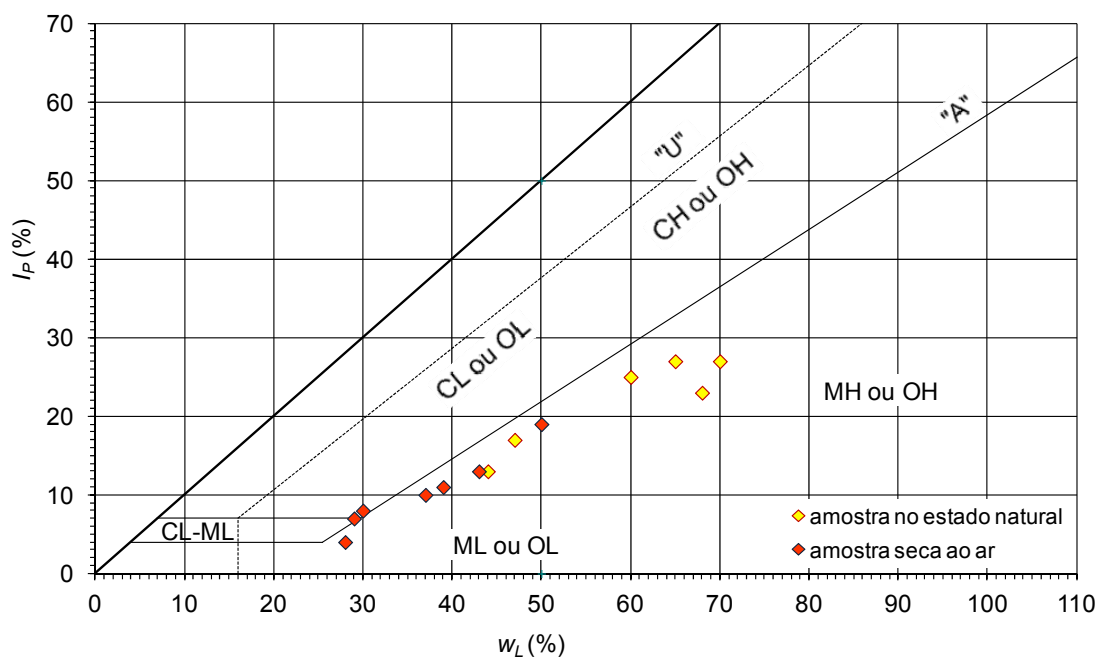


Figura 7.15 – Classificação dos solos ocorrentes no campo experimental através da Carta de Plasticidade de Casagrande.

O Quadro 7.7 exhibe informação complementar acerca da classificação do solo atribuída a cada profundidade, a qual resulta da análise da posição dos pontos na Carta de Plasticidade em relação

à linha "A", assim como da avaliação da importância da fração arenosa presente. Note-se que a classificação efetuada se refere apenas às amostras no estado natural, por se considerar que estas são mais representativas relativamente à plasticidade.

De acordo com a Classificação Unificada, a distinção entre solo orgânico e inorgânico é feita através da razão entre os limites de liquidez de amostras secas em estufa e sem secagem. Neste trabalho, uma vez que não se dispunha de resultados para amostras secas em estufa considerou-se este limite igual ao que se obtém para amostras secas ao ar, de acordo com o descrito por Aguiar (1992).

O quadro mostra que o solo é maioritariamente classificado como silte orgânico ou silte elástico. A presença significativa de areia no primeiro horizonte estudado é identificada pela referência específica a esta fração no nome do grupo.

Quadro 7.7 – Classificação pormenorizada do solo de acordo com a Classificação Unificada

Profundidade (m)	Caraterísticas granulométricas % passados # 200	Posição na carta de plasticidade	Identificação grupo	
			Símbolo	Nome
3,00 – 3,80	50	abaixo da linha "A"	OH	Silte orgânico arenoso
3,80 – 4,10	50	abaixo da linha "A"	OH	Silte orgânico arenoso
15,80 -16,60	75	abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico
16,60 – 17,40	75	abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico
19,50 – 20,30	80	abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico
22,10 – 22,90	96	abaixo da linha "A"	OH	Silte orgânico

7.6 ENSAIOS EDOMÉTRICOS

7.6.1 INTRODUÇÃO

No Laboratório de Geotecnia da FEUP foram efetuados três ensaios edométricos clássicos e seis ensaios edométricos de longa duração sobre amostras intactas recolhidas no campo experimental a três profundidades diferentes, através de tubos amostradores com as caraterísticas anteriormente especificadas. No Quadro 7.8 apresenta-se uma lista dos ensaios edométricos realizados bem como as profundidades onde as amostras foram recolhidas.

Quadro 7.8 – Lista dos ensaios edométricos realizados no âmbito da caracterização das propriedades de compressibilidade e de consolidação dos solos ocorrentes no campo experimental

Ensaio	Profundidade (m)	Tipo de ensaio edométrico
OED1	4,00	Clássico
OED2	16,85	
OED3	19,50	
OED4	4,03	Longa Duração
OED5	17,05	
OED6	21,80	
OED7	3,80	
OED8	15,80	
OED9	21,85	

7.6.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Em função da muito baixa consistência exibida pelo solo e com vista a minimizar as perturbações adicionais nele induzidas foi selecionada a técnica de preparação das amostras que a seguir se descreve.

Depois de eliminar cerca de 5 cm de solo no extremo do tubo amostrador, sendo esta a espessura onde era previsível a ocorrência de maior perturbação, o solo foi diretamente transferido para o interior do anel edométrico. Nesta operação, o anel foi mantido fixo e centrado no extremo superior do tubo, com a aresta cortante assente no solo, forçando a saída do solo do tubo por um êmbolo aplicado no interior da sua base. O anel foi assim cravado no solo à medida que este saía do tubo, sendo a eliminação lateral do seu excesso facilitada pela aresta cortante presente no anel, como ilustra a Figura 7.16a. Como mostra a Figura 7.16b, assim que a amostra apresentasse um comprimento considerado aceitável (5 a 6 cm), esta era cortada e examinada macroscopicamente para detetar a eventual presença de conchas com dimensões capazes de prejudicar a execução do ensaio. Caso a amostra não apresentasse sinais exteriores da presença de conchas, ou a sua presença pudesse ser evitada por deslocação do anel de modo a evitar a rejeição da amostra, as superfícies inferior e superior da amostra eram lenta e cuidadosamente regularizadas com serra de fio de aço. No final do processo de preparação das amostras descrito, estas apresentavam a forma de um disco com 50 mm de diâmetro e cerca de 20 mm de espessura, colocado no interior do anel edométrico, como se mostra na Figura 7.16c.

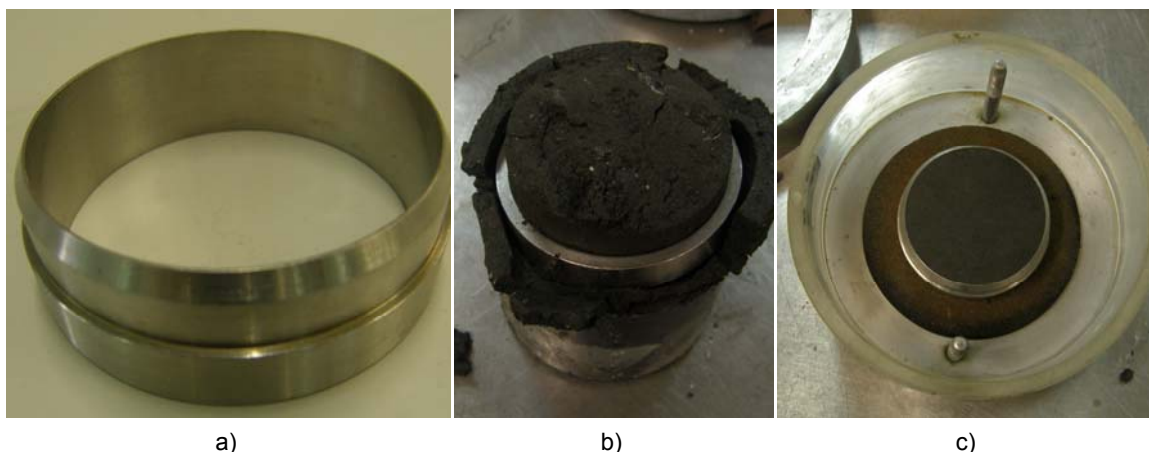


Figura 7.16 – Preparação das amostras a submeter a ensaios edométricos: a) pormenor da aresta cortante presente no anel edométrico; b) cravação do anel edométrico na amostra recolhida com tubo amostrador; c) amostra pronta (fotografias da autora).

Finalmente, as amostras foram colocadas nas células edométricas que se representam na Figura 7.17. A tensão vertical de equilíbrio foi encontrada como aquela para a qual não se verificava qualquer expansão do provete, para desta forma evitar alterações na estrutura original do solo.



Figura 7.17 – Aspeto final da montagem do ensaio (fotografia da autora).

7.6.3 ENSAIOS CLÁSSICOS

7.6.3.1 Metodologia

O principal objetivo da realização dos ensaios edométricos clássicos foi a determinação da tensão de pré-consolidação (σ'_p) para posteriormente definir os níveis de tensão a aplicar na realização dos ensaios edométricos de longa duração. Naturalmente, também foram objeto de estudo todas as características de compressibilidade e consolidação que se podem retirar deste ensaio, nomeadamente os índices de compressibilidade (C_c) e recompressibilidade (C_r) e os coeficientes de compressibilidade (a_v) e de consolidação (c_v) para os diferentes níveis de tensão aplicados.

Os três ensaios edométricos clássicos realizados neste trabalho foram conduzidos de forma idêntica, obedecendo às regras mais habitualmente aplicadas. Como já foi referido, os ensaios foram realizados, sobre amostras de 50 mm de diâmetro, num edómetro de Casagrande clássico, com sistema de carregamento por pesos.

O processo de preparação das amostras foi o descrito em 7.6.2. Posteriormente, as amostras foram cobertas, nos topos, por círculos de papel de filtro de igual diâmetro, a fim de impedir a contaminação das pedras porosas com os finos do solo. Após a colocação do anel edométrico, contendo a amostra, no aparelho, e a instalação dos sistemas de carga e medição de deformações verticais, a amostra foi submersa e submetida apenas à ação do prato superior de carga durante 24 horas.

Em seguida procedeu-se à aplicação dos escalões de carga que foram definidos de modo a obter uma curva bastante bem caracterizada para as tensões consideradas próximas da tensão efetiva vertical em repouso (σ'_{v0}), uma vez que se esperava que o solo fosse normalmente consolidado e a tensão de pré-consolidação (σ'_p) fosse próxima de σ'_{v0} .

O tempo de aplicação de cada uma das cargas excedeu em regra a tradicional duração de 24h, para uma melhor definição da consolidação secundária reconhecidamente importante nos solos silto-argilosos moles em estudo.

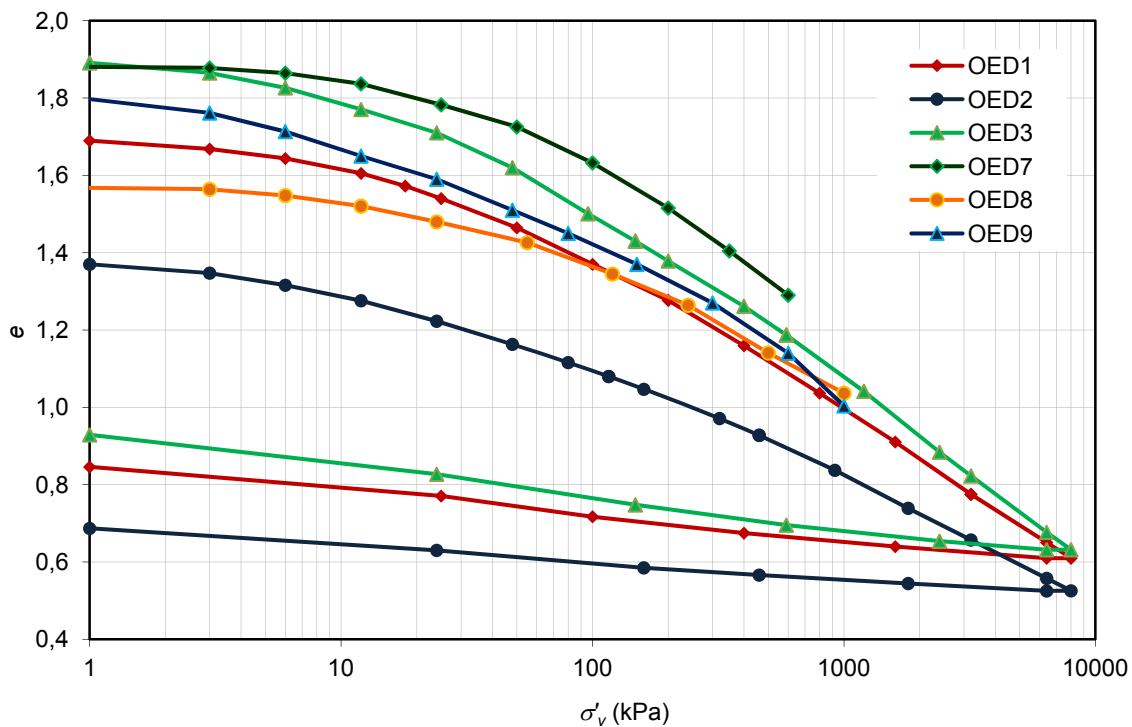
O Quadro 7.9 resume as características físicas das amostras ensaiadas quer no início quer no fim da realização do ensaio.

Quadro 7.9 – Características físicas das amostras do campo experimental ensaiadas no edómetro clássico

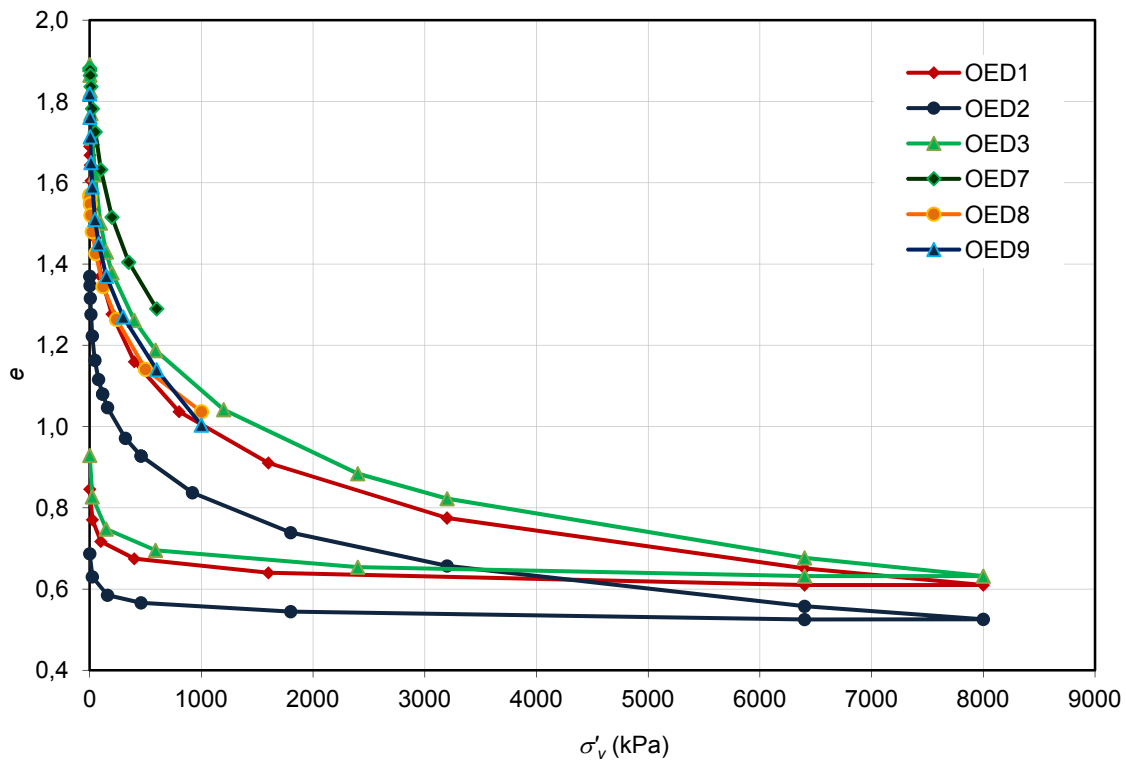
Ensaio	Profundidade (m)	Condições iniciais		Condições finais	
		e_0	w_0 (%)	e_{fin}	W_{fin} (%)
OED1	4,00	1,69	62,08	0,78	30,22
OED2	16,85	1,37	49,21	0,66	25,34
OED3	19,50	1,89	65,14	0,82	33,77

7.6.3.2 Resultados

A Figura 7.18 mostra as curvas de compressibilidade obtidas nos três ensaios clássicos bem como a primeira fase dos três ensaios de longa duração realizados. O Quadro 7.10 mostra um resumo dos resultados obtidos conjuntamente com outros parâmetros de compressibilidade, designadamente os dos índices de compressibilidade (C_c), de expansibilidade (C_s), e de recompressibilidade (C_r) e a razão $C_c/(1+e)$. Os índices C_c e C_r foram determinados após a reconstrução da gráfica proposta por Schmertman para estimar o comportamento de compressibilidade *in situ* a partir das curvas laboratoriais. No mesmo quadro são também apresentados os valores de C_c , da razão $C_c/(1+e)$ e de C_r determinados através da aplicação das expressões 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 desenvolvidas no Capítulo 5 para os solos silto-argilosos moles de Portugal, correspondentes às colunas designadas, respetivamente de (1), (2), (3) e (4). Referem-se ainda os valores do grau de sobreconsolidação (R_{OC}) obtidos para a tensão de pré-consolidação determinada segundo o processo de construção gráfica proposto por Casagrande.



a)



b)

Figura 7.18 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) escala logarítmica; b) escala aritmética.

Quadro 7.10 – Parâmetros obtidos das curvas de compressão nos edômetros clássicos

Ensaio	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	R_{OC}	C_c		$\frac{C_c}{1+e}$		C_s	C_r		$\frac{C_s}{C_c}$	
				curva	(1)	(2)	curva		(3)	(*)		(4)
OED1	25	55	2,20	0,51	0,67	0,61	0,19	0,21	0,072	0,072	0,077	0,142
OED2	105	105	1,00	0,47	0,50	0,47	0,20	0,18	0,041	0,041	0,071	0,083
OED3	122	130	1,07	0,74	0,71	0,70	0,26	0,21	0,077	0,077	0,111	0,109
OED7	25	60	2,40	0,56	0,70	0,70	0,18	0,21	--	--	--	--
OED8	97	97	1,00	0,42	0,51	0,56	0,18	0,20	--	--	--	--
OED9	152	152	1,00	0,68	0,72	0,69	0,31	0,22	--	--	--	--

(1) $C_c = 0,013 \times (w - 10,6)$

(2) $C_c = 0,443 \times (e - 0,31)$

(3) $C_c/(1+e) = 0,002 \times (w + 42,0)$

(4) $C_r = 0,15 \times C_c$

(*) Admitiu-se $C_r = C_s$.

Analisando a Figura 7.18 pode verificar-se que há bastante concordância entre os resultados obtidos nos ensaios OED1 e OED3. Os ramos de descarga são praticamente paralelos nos dois ensaios, o que se confirma pelos valores de C_s .

No primeiro horizonte estudado verifica-se que o valor de R_{OC} é superior à unidade, correspondendo provavelmente a uma camada dessecada. Verifica-se que, com o aumento da profundidade, se dá uma passagem de depósitos ligeiramente sobreconsolidado para depósitos no estado normalmente consolidado.

No conjunto dos ensaios, o índice de compressibilidade está compreendido entre ente 0,47 e 0,74, apresentando, nos ensaios OED2, OED3 e OED9, bastante concordância com os valores derivados dos modelos de regressão desenvolvidos no Capítulo 5. O valor de 0,74 obtido da curva de compressibilidade do ensaio edométrico OED3 pode ser considerado elevado para a maioria dos solos argilosos moles portugueses. Contudo, Ladeira & Gomes (1991), Roxo & Rodrigues (1991), Carvalho (2000) e Bonito (2008), nos estudos desenvolvidos em locais próximos ao deste trabalho, obtiveram valores desta ordem de grandeza. Também Phillipson (1994), Soares (1995), Lemos & Soares (1995) e Coelho (2000) obtiveram valores deste índice ainda mais elevados para os solos silto-argilosos moles do Baixo Mondego.

Os valores do índice de recompressibilidade, tomados iguais ao índice de expansibilidade, são mais baixos do que seria de esperar para estes solos, refletindo-se este fato na diferença de resultados quando se calcula este índice através do modelo de regressão desenvolvido para os

solos silto-argilosos de Portugal comparando com os valores obtidos diretamente das curvas de compressibilidade.

No entanto, tal como é ilustrado na Figura 7.19 verifica-se uma tendência de crescimento desta razão com o grau de sobreconsolidação, corroborando os resultados obtidos por Leroueil *et al.* (1985) e Hight *et al.* (1987) em solos orgânicos.

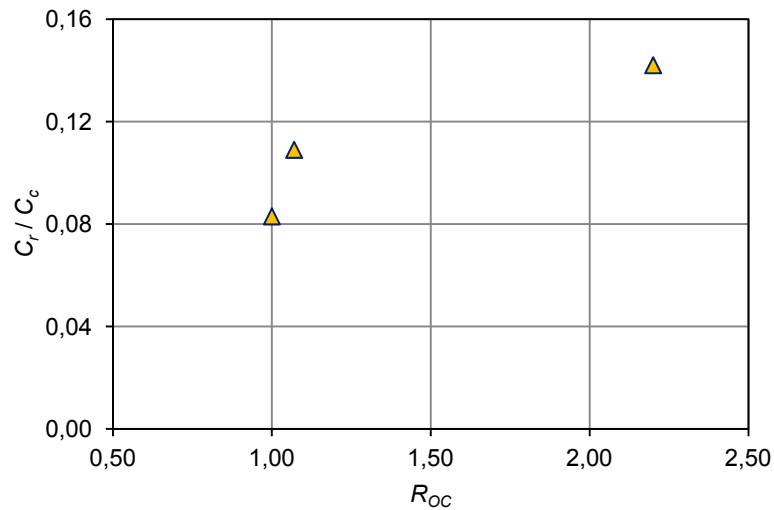


Figura 7.19 – Relação entre C_r/C_c e R_{OC} observada nos solos estudados.

O coeficiente de compressibilidade, a_v , mostra-se na Figura 7.20 e o módulo de deformabilidade volumétrica do solo ou módulo edométrico, E_{oed} , na Figura 7.21.

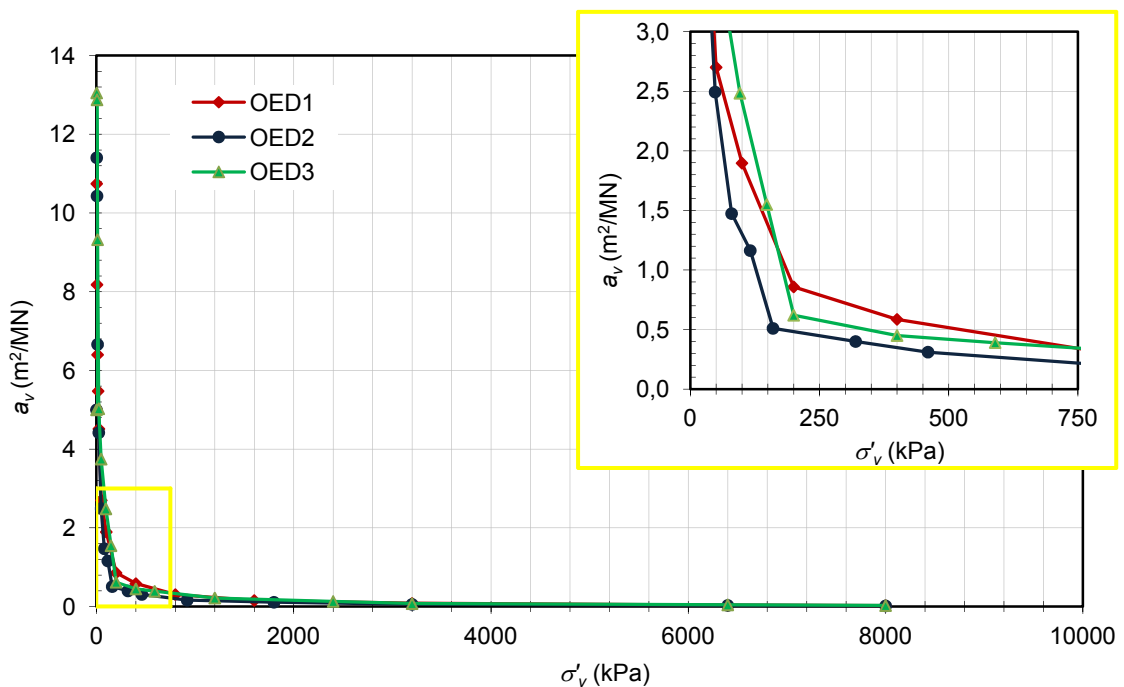


Figura 7.20 – Coeficiente de compressibilidade nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental.

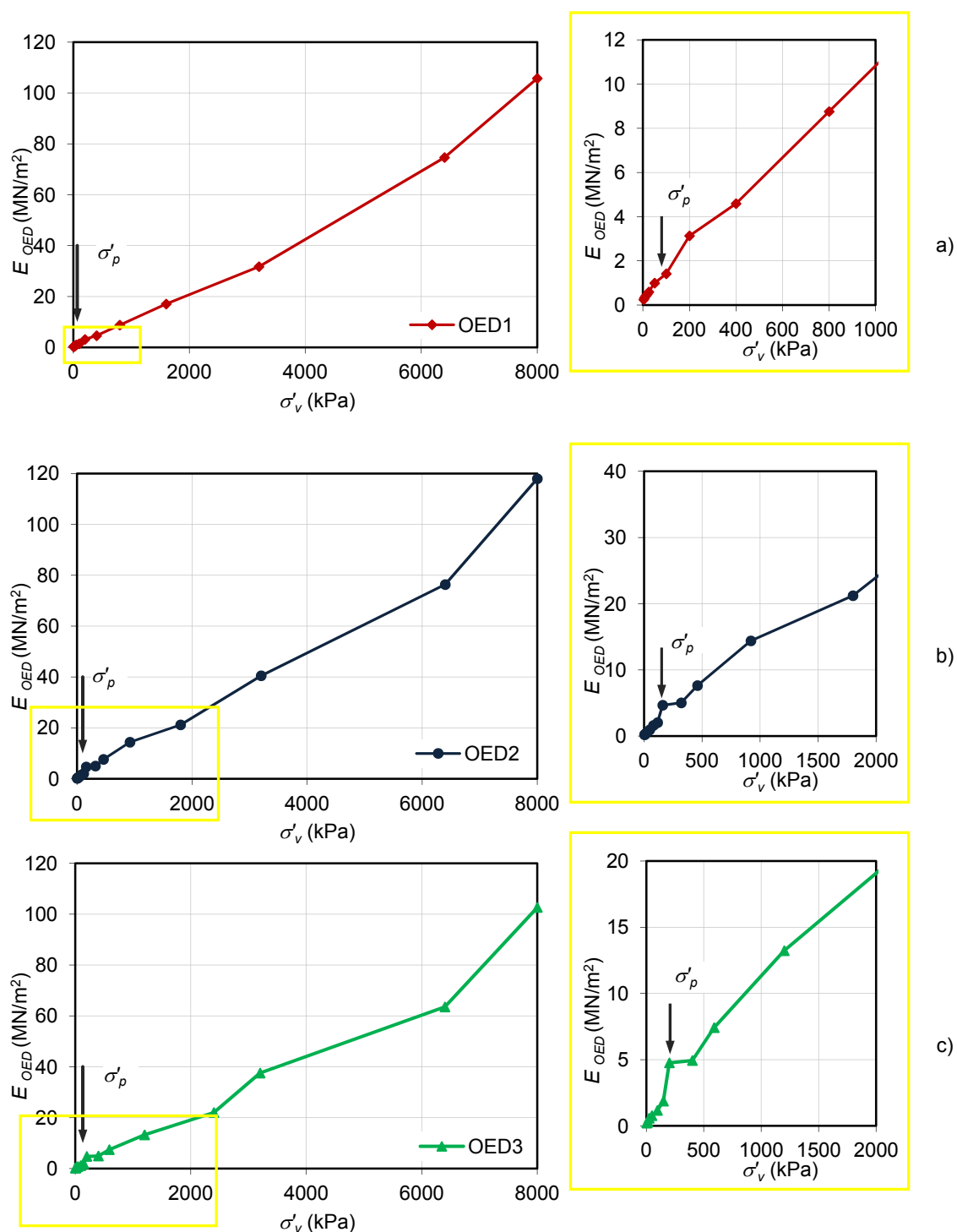


Figura 7.21 – Módulo de deformabilidade volumétrica do solo ou módulo edométrico, E_{oed} , nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3.

A análise da figura permite verificar que para escalões de carga inferiores ou próximos da tensão de pré-consolidação a taxa de crescimento do módulo edométrico é mais elevada. Para valores da tensão efetiva claramente superiores a σ'_p , isto é, para carregamento em ramo virgem, o módulo edométrico assume uma taxa de crescimento menos acentuada, como era de esperar.

A Figura 7.22 apresenta para as três amostras ensaiadas os valores obtidos para c_v , bem como a sua evolução com nível de tensão aplicada no ensaio edométrico. No presente trabalho foi utilizado o método de Taylor para a interpretação das curvas de consolidação, dada a sua praticamente inequívoca definição desde os escalões de carga mais baixos. Nas mesmas figuras representa-se a tensão de pré-consolidação (σ'_p) correspondente ao método de Casagrande.

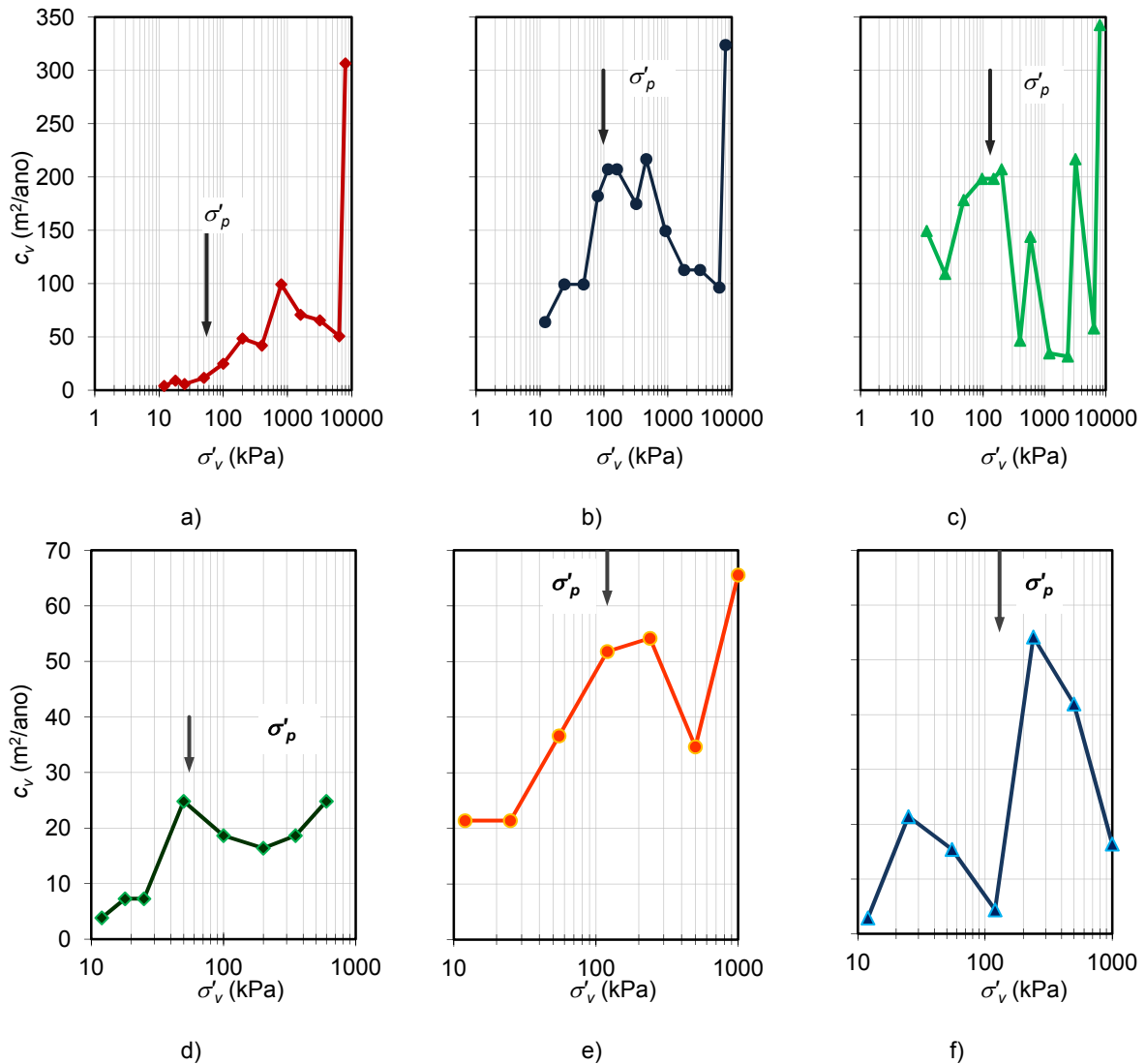


Figura 7.22 – Coeficientes de consolidação primária nos ensaios edométricos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3; d) OED7; e) OED8; f) OED9.

Era de esperar que o coeficiente de consolidação primária diminuísse para os escalões de carga superiores à tensão de pré-consolidação, isto é, no ramo virgem.

No entanto, a análise da Figura 7.22 não permite identificar nitidamente nenhum tipo de comportamento. Nas amostras mais profundas, OED2 e OED3, verifica-se uma evolução de c_v com tendência para uma acentuada diminuição do seu valor na vizinhança de σ'_p . Segue-se um

comportamento diverso, caracterizado por um ligeiro aumento, posteriormente seguido de um grande abaixamento ou de grande oscilação do valor de c_v . Nenhum comportamento específico é observado na amostra mais superficial, OED1.

O tipo de comportamento global acima descrito, nem sempre nitidamente identificável, tem sido experimentalmente observado por diversos autores (Aguiar, 1999; Coelho, 2000; Ladd *et al.*, 2001; Bonito, 2008).

Deve salientar-se que a consolidação primária nestes solos é muito rápida, dando origem a valores de c_v elevados (ver, a propósito, as Figuras 7.27 a 7.32, adiante). Sendo a consolidação primária muito rápida, a interpretação dos diagramas de ensaio deformação *vs* tempo é suscetível de erros quantitativos que podem ser importantes.

A Figura 7.23 mostra o coeficiente de permeabilidade (k) para as três amostra ensaiadas e para os diversos escalões de carga adotados, determinado a partir de:

$$k = c_v \times \gamma_w \times m_v \quad (7.1)$$

Da análise da figura verifica-se que o valor do coeficiente de permeabilidade determinado nos escalões de carga onde se situa a tensão efetiva vertical varia entre 10^{-8} e 10^{-9} (m/s), aumentando em profundidade.

Refira-se ainda que, no cômputo geral a ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade é corroborada pelos resultados obtidos em solos moles de Aveiro (Bonito, 2008 e Aguiar, 1999) e Baixo Mondego (Coelho, 2000) e encontra-se dentro da ordem de grandeza espectável para estes solos (10^{-6} m/s a 10^{-8} m/s para siltes e 10^{-8} m/s a 10^{-10} m/s para argilas, segundo Matos Fernandes, 2006).

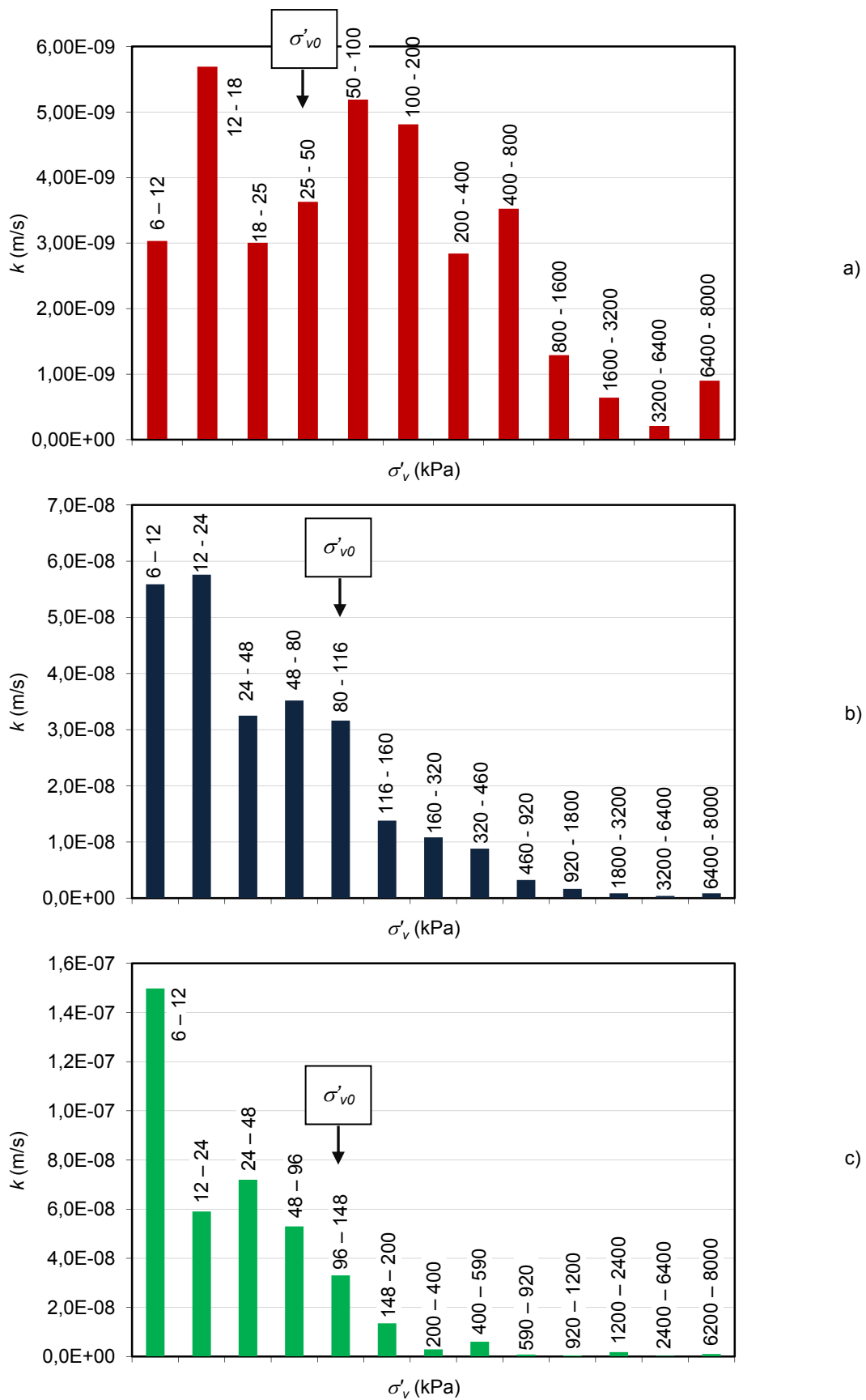


Figura 7.23 – Coeficientes de permeabilidade nos ensaios edométricos clássicos realizados sobre amostras intactas do campo experimental: a) OED1; b) OED2; c) OED3.

7.6.4 ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO

7.6.4.1 Metodologia

Os ensaios edométricos de longa duração tiveram como principal objetivo caracterizar de modo cuidadoso o solo na consolidação secundária. Para o efeito, procedeu-se à realização de 6 ensaios edométricos de longa duração sobre amostras indeformadas.

Nos três horizontes definidos nos ensaios clássicos a diferentes profundidades e em cada um deles foram executados dois ensaios de longa duração onde as amostras foram submetidas a tensões constantes diferentes, sendo a primeira correspondente a $\sigma'_{v0} + 100$ kPa e a segunda a uma tensão bastante superior a esta de forma a garantir que o carregamento era efetuado francamente no ramo virgem. Relativamente aos ensaios efetuados com maiores tensões, após o período de tensão constante, as amostras foram submetidas a novos escalões de carga com o objetivo de verificar se as curvas de compressibilidade tendem para o ramo normalmente consolidado, encontrado na primeira fase do carregamento.

O Quadro 7.11 resume as características físicas das amostras ensaiadas bem como a tensão constante a que foram submetidas e o tempo de duração do mesmo escalão.

Quadro 7.11 – Características físicas das amostras do campo experimental e condições do ensaio edométrico de longa duração

Ensaio	prof. (m)	condições iniciais		escalão de carga (kPa)	tempo de aplicação da carga (dias)
		e_0	w_0 (%)		
OED4	4,03	1,88	64,2	125	296
OED5	17,05	1,64	51,7	220	295
OED6	21,80	1,82	66,2	250	280
OED7	3,80	1,88	64,2	600	204
OED8	15,80	1,57	50,2	1000	203
OED9	21,85	1,82	66,2	1000	203

7.6.4.2 Resultados

Nos solos moles orgânicos a parcela do assentamento que resulta da fluência das partículas do solo sob tensão constante, fenómeno habitualmente designado por consolidação secundária ou secular, desempenha um papel muito importante, havendo mesmo casos, como nos depósitos turfosos, em que ultrapassa a parcela correspondente à consolidação primária. Este processo pode ser devido a alterações que ocorrem nos arranjos das partículas que, após a dissipação dos excessos de pressão neutra, procuram configurações mais estáveis.

Segundo Ladd (1971), no final da consolidação primária a organização das partículas corresponde a um equilíbrio instável, pelo que estas continuam a movimentar-se de modo a reestabelecer uma estrutura estável. Neste contexto, uma vez estabelecida a estabilidade, a compressão secundária tende a anular-se.

A consolidação secundária corresponde a uma diminuição do índice de vazios sob tensão efetiva constante. Se o coeficiente de consolidação secundária for constante, a representação no espaço e - $\log \sigma'$ das curvas para diferentes tempos de consolidação secundária resulta num conjunto de retas paralelas ao ramo virgem, como mostra a Figura 7.24.

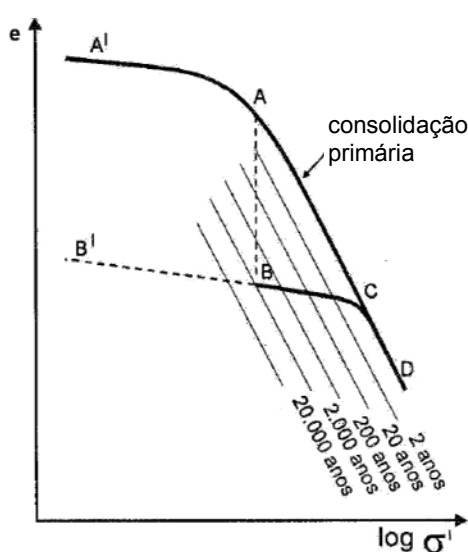


Figura 7.24 - Efeito da consolidação secundária na relação entre o índice de vazios e o $\log \sigma'_v$ (Almeida & Marques (2011)).

Considerando que o solo normalmente consolidado foi carregado no ponto A, pode observar-se que após dois mil anos o índice de vazios diminui para a posição correspondente ao ponto B, com tensão efetiva constante, ou seja, apenas devido à consolidação secundária. Ao ser recarregado após aquele período de consolidação secundária, verifica-se que o solo se comporta como sobreconsolidado, seguindo um ramo de recompressão entre B e C e retomando o ramo virgem entre C e D, logo para uma tensão vertical superior à tensão efetiva vertical de repouso, sob a qual experimentou consolidação secundária. Este fenómeno é por vezes designado por “falsa sobreconsolidação”.

No presente trabalho foram realizados seis ensaios edométricos de longa duração, onde a carga efetiva foi mantida constante durante 200 a 300 dias. Nos ensaios com período de tensão constante igual a 200 dias, as amostras foram em seguida descarregadas e depois recarregadas, ultrapassando a tensão sob a qual experimentaram consolidação secundária, até atingirem de novo o ramo virgem. Os resultados mostram-se na Figura 7.25.

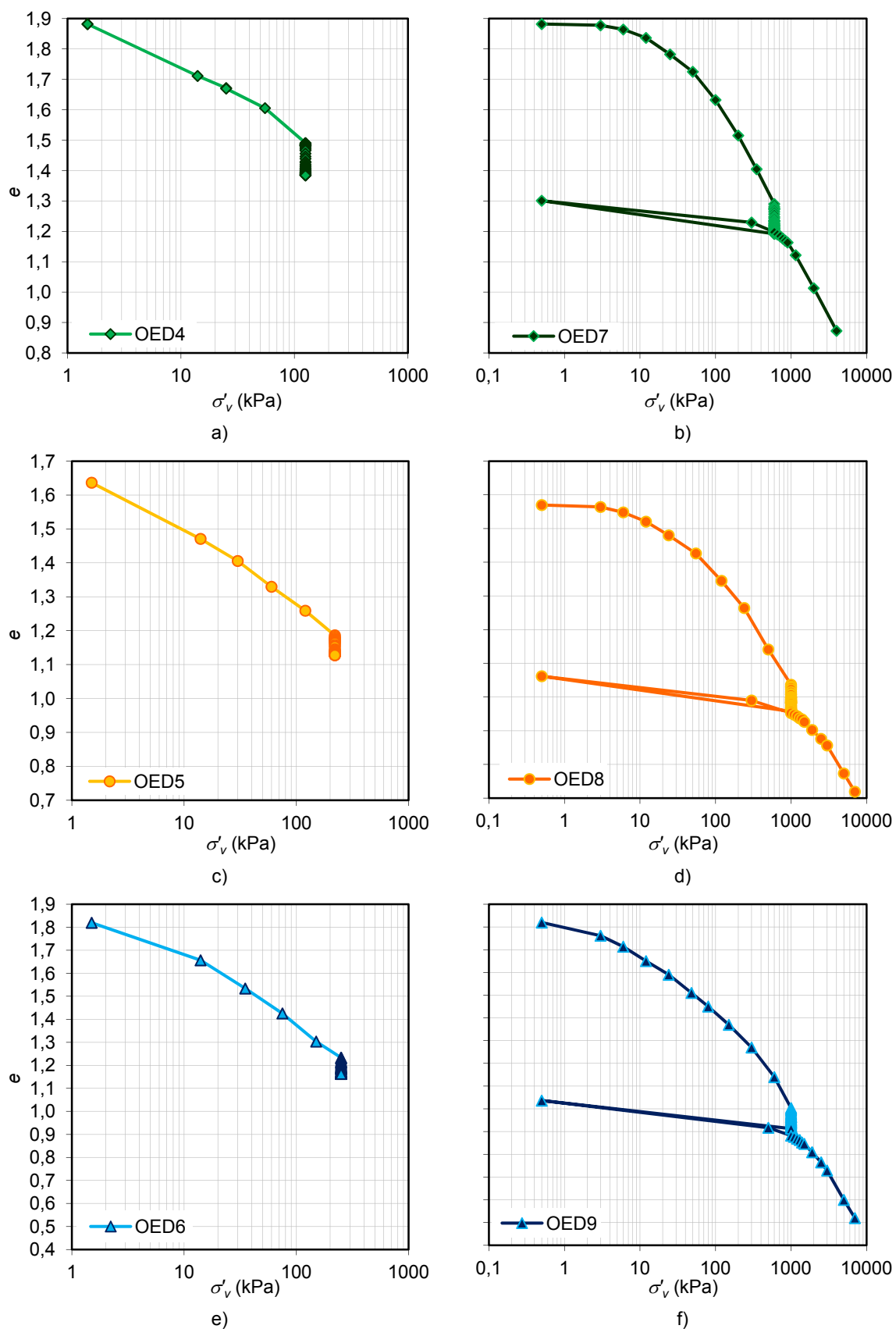


Figura 7.25 – Curvas de compressibilidade dos ensaios de longa duração: a) OED4; b) OED7; c) OED5; d) OED8; e) OED5; f) OED9.

Considerando que o assentamento por consolidação secundária não depende da variação de tensões, isto é, que o parâmetro C_α é constante no tempo e com o nível de tensão efetiva aplicado aquele assentamento pode ser calculado de acordo com:

$$s_d = \frac{h}{1+e} C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (7.1)$$

onde e e h são, respetivamente, o índice de vazios e a espessura da camada, C_α , o coeficiente de coeficiente de consolidação secundária (parâmetro adimensional), t_2 é o instante em que se pretende conhecer o assentamento e t_1 é o instante correspondente ao final da consolidação primária (utiliza-se por vezes para t_1 o valor t_{90} , ou seja, o instante correspondente a um grau de consolidação médio de 90 %).

A Figura 7.26 mostra esquematicamente o procedimento a adotar para a determinação do coeficiente de consolidação secundária.

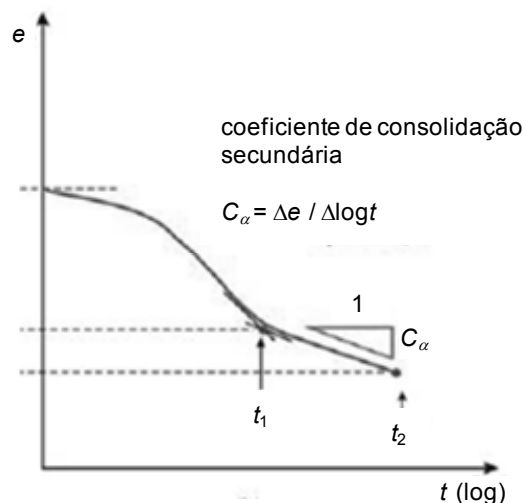


Figura 7.26 – Determinação do coeficiente de consolidação secundária.

Nas Figuras 7.27 a 7.32 mostram-se os resultados obtidos para C_α nos ensaios OED4, OED5, OED6, OED7, OED8 e OED9. Note-se que o instante t_1 foi considerado igual a t_{90} obtido pelo método de Taylor. Estas figuras confirmam o que foi atrás referido acerca do período reduzido em que se processa a consolidação primária.

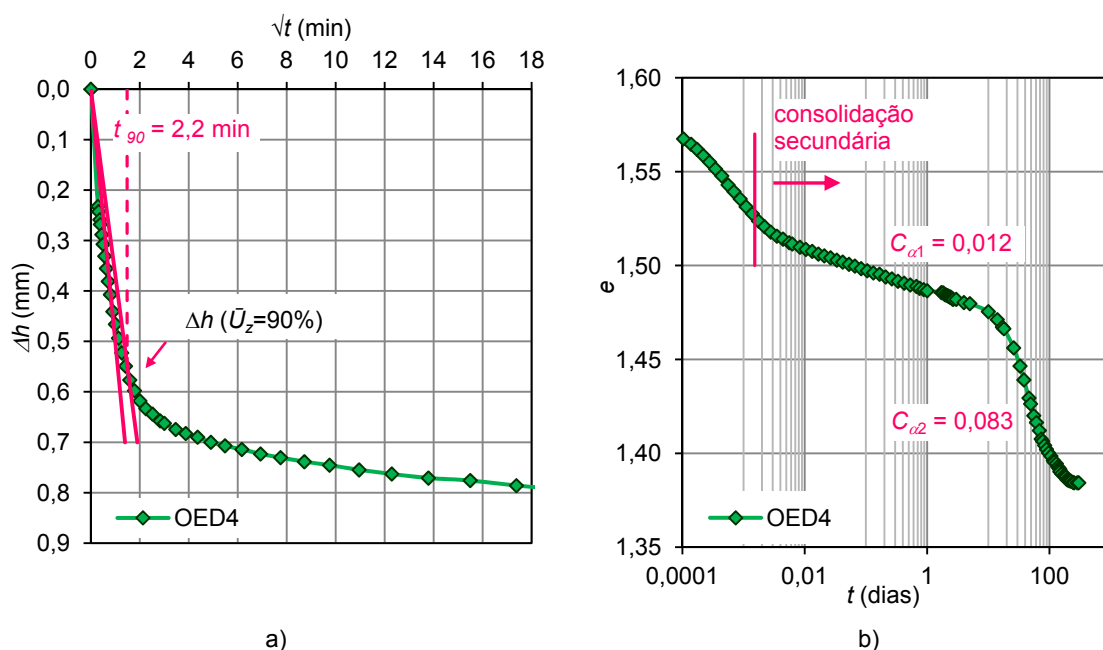


Figura 7.27 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED4: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

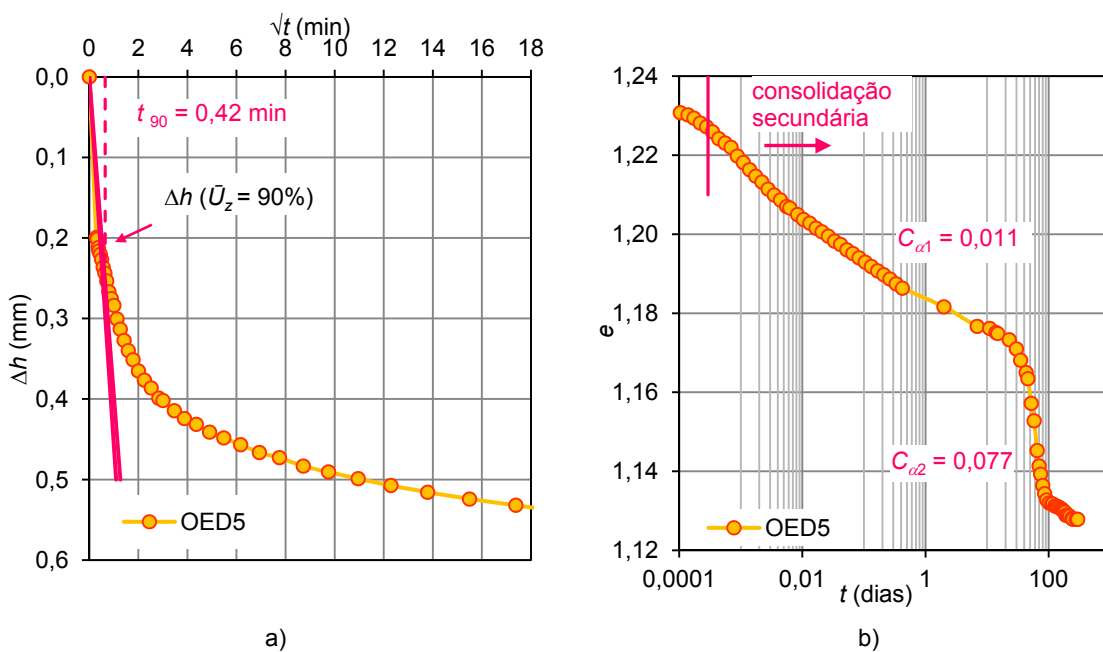


Figura 7.28 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED5: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

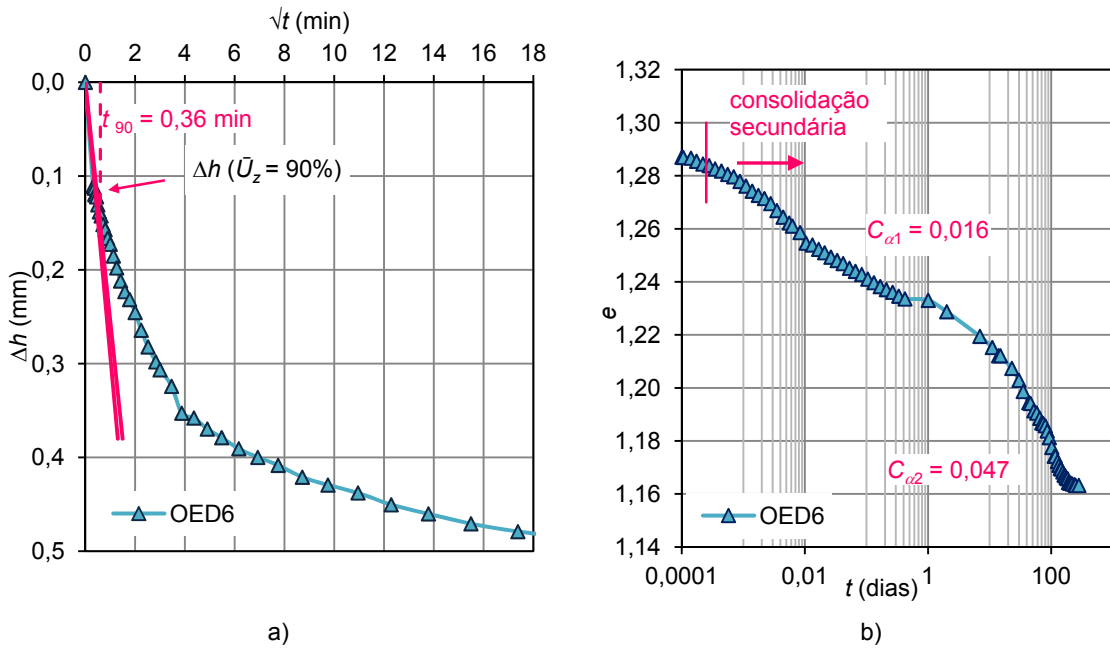


Figura 7.29 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED6: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

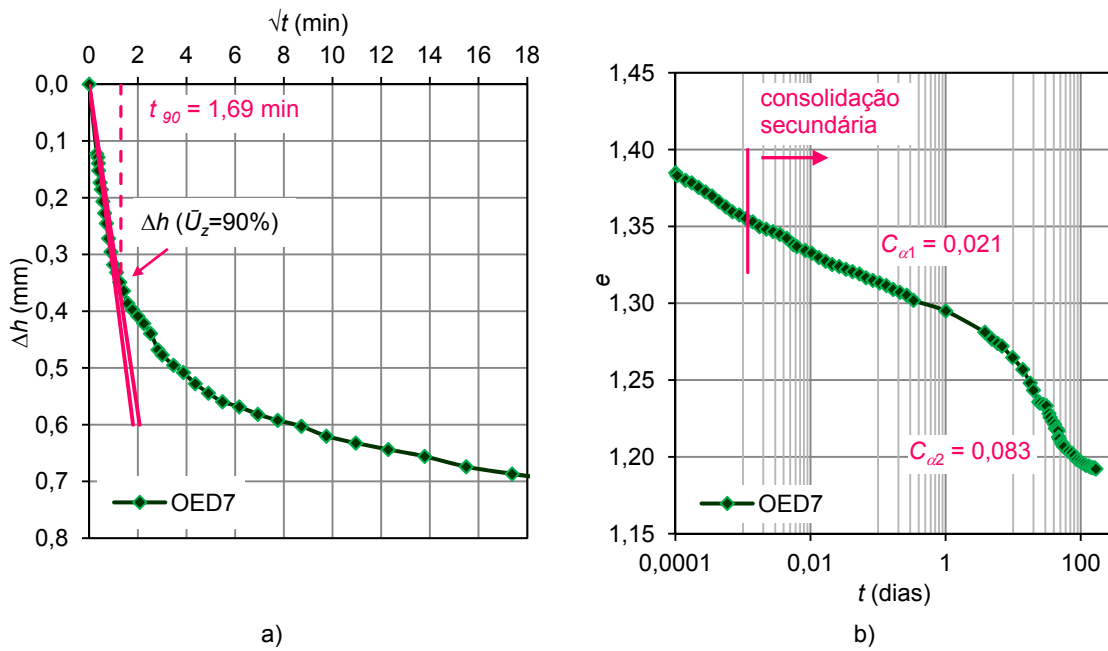


Figura 7.30 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED7: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

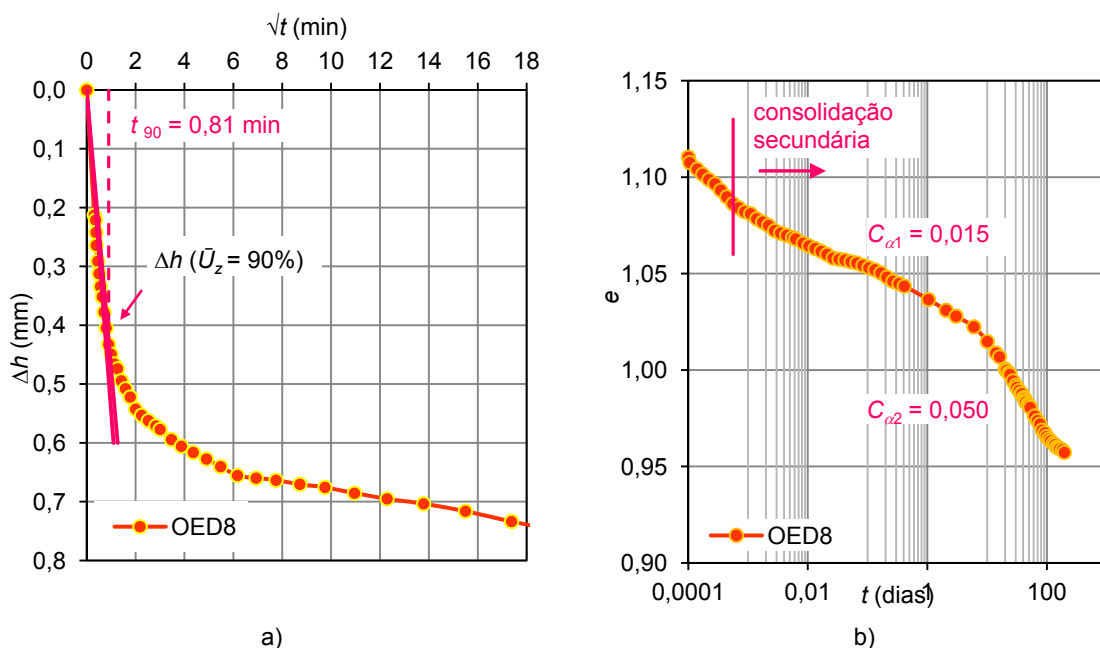


Figura 7.31 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED8: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

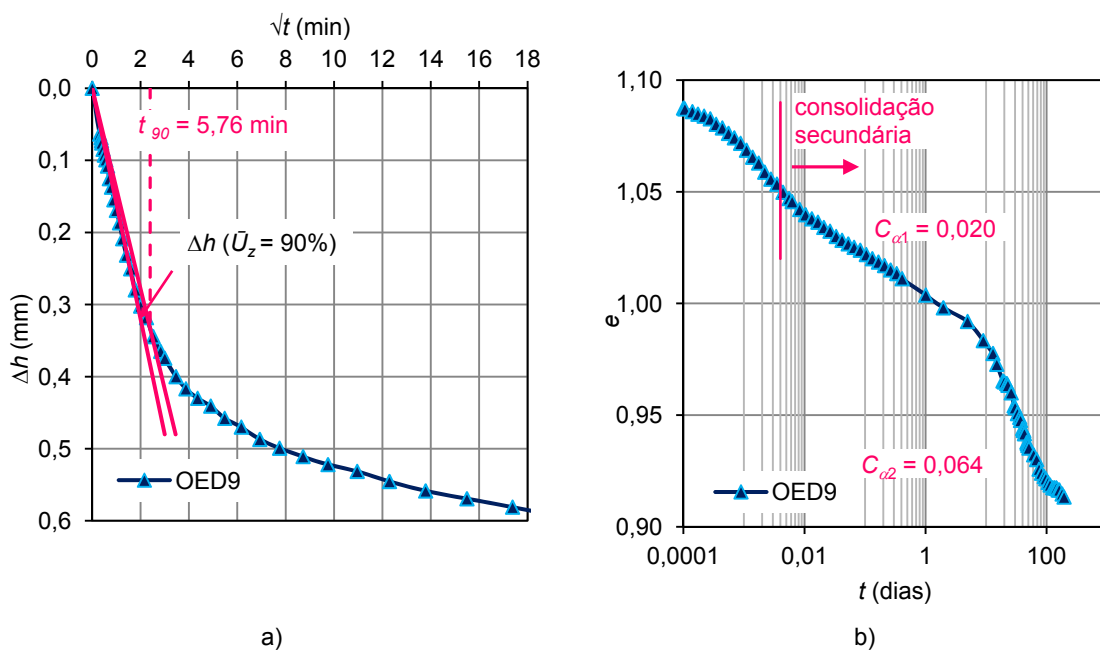


Figura 7.32 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária no ensaio edométrico OED9: a) determinação de t_{90} (método de Taylor); b) determinação de C_{α} .

Da observação das curvas de compressão apresentadas verifica-se que há claramente três zonas de resposta linear na escala semi-logarítmica do tempo, com taxas muito distintas, originando diferentes valores de C_{α} para diferentes tempos de carregamento.

Num primeiro período de tempo, após a consolidação primária, o declive do ramo e -log t é relativamente baixo. Sendo aquele tempo claramente superior a 1 dia, pode concluir-se que as determinações de C_{α} até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, tenderão a subestimar aquele parâmetro. Este fenómeno é comandado pela estabilidade das ligações entre partículas existentes, sendo o coeficiente de consolidação secundária relativamente baixo (Mesri, 1973). Numa segunda fase pode observar-se uma aceleração da taxa de fluência, que poderá estar relacionada com rotura progressiva das ligações inter-particulares. Finalmente, numa terceira fase, aquela taxa parece tender para um valor praticamente nulo. Esta última tendência teria de ser comprovada em ensaios de maior duração.

O Quadro 7.12 resume os resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária e para a razão $C_{\alpha}/(1+e)$ nos seis ensaios edométricos de longa duração efetuados. Para o coeficiente de consolidação secundária são apresentados dois valores retirados dos diagramas de ensaios, como mostram as Figuras 7.27 a 7.32. No mesmo quadro são também apresentados os valores da razão $C_{\alpha}/(1+e)$ para os ensaios OED7, OED8 e OED9 determinados através da aplicação da expressão 5.6 desenvolvida no Capítulo 5 para os solos silto-argilosos moles de Portugal, correspondente à coluna designada de (1).

Quadro 7.12 – Resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária e para a razão $C_{\alpha}/(1+e)$ nos ensaios edométricos de longa duração

Ensaio	prof. (m)	$C_{\alpha 1}$	$C_{\alpha 2}$	$C_{\alpha 1} / (1+e)$ (%)	$C_{\alpha 2} / (1+e)$ (%)	$C_{\alpha} / (1+e)$ (%) (1)
OED4	4,03	0,012	0,083	0,417	2,882	--
OED5	17,05	0,011	0,077	0,417	2,917	--
OED6	21,80	0,016	0,047	0,567	1,667	--
OED7	3,80	0,021	0,083	0,729	2,882	0,720
OED8	15,80	0,015	0,050	0,584	1,946	0,525
OED9	21,85	0,020	0,064	0,709	2,270	0,741

(1) $C_{\alpha}/(1+e) = 1,029 \times C_c$

Relativamente aos valores de C_{α} , a análise do quadro permite verificar duas tendências distintas. Uma primeira, correspondente ao primeiro período de tempo onde o declive do ramo e -log t é baixo, onde os valores de $C_{\alpha 1}$ são praticamente constantes em profundidade. Uma segunda, onde a taxa de fluência é consideravelmente mais elevada, onde os valores de $C_{\alpha 2}$ são maiores na zona superficial e diminuem em profundidade. Este facto pode estar relacionado com a presença de matéria orgânica.

Na Figura 7.33 representam-se os valores pontuais e médios de $C_{\alpha 1}$ e de $C_{\alpha 2}$ bem como a evolução em profundidade do teor em matéria orgânica presente no solo para procurar evidências de dependência entre estes parâmetros. Verifica-se que, considerando o valor médio de $C_{\alpha 2}$, a sua

evolução em profundidade é praticamente coincidente com a evolução do teor em matéria orgânica. Sousa Pinto (2000) refere que C_α pode variar entre 0,005 a 0,02 em argilas normalmente consolidadas, podendo atingir valores de 0,03 ou mais para argilas orgânicas, corroborando os resultados obtidos neste trabalho. Um aspeto que merece realce é o facto de as determinações de C_α até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, não evidenciarem a relação de dependência entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor em matéria orgânica.

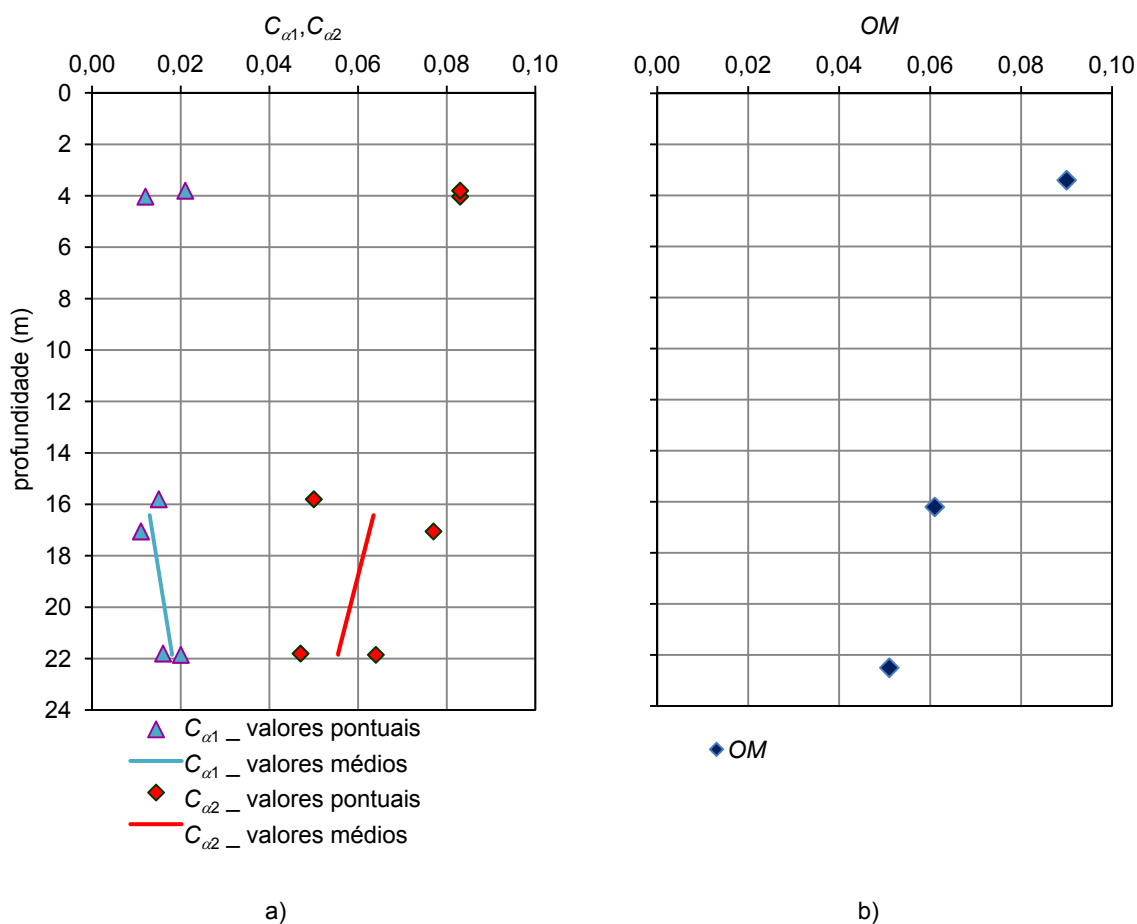


Figura 7.33 – Variação em profundidade: a) valores pontuais e médios do coeficiente de consolidação secundária; b) teor em matéria orgânica, das amostras do campo experimental.

No que concerne aos valores da razão $C_\alpha/(1+e)$, estes foram obtidos através da curva e por correlação com o índice de compressibilidade (expressão 5.6). Verifica-se um bom ajuste entre os valores obtidos através da expressão desenvolvida no Capítulo 5 com os valores obtidos diretamente da curva considerando o período de tempo de 24 h. Estes resultados eram esperados uma vez que o modelo de regressão desenvolvido foi baseado em ensaios clássicos, correspondentes ao carregamento nas primeiras 24 h. Deve salientar-se, assim, que a previsão da razão $C_\alpha/(1+e)$ através da expressão 5.6 tenderá a subestimar aquele parâmetro, pelas razões que acabam de ser discutidas.

De acordo com o sistema de classificação dos solos argilosos quanto à importância da consolidação secundária apresentado no Quadro 5.2 (Mesri, 1973) verificam-se duas classificações distintas, representadas na Figura 7.34. Uma primeira em que os solos exibem consolidação secundária média correspondente ao primeiro período de tempo onde o declive do ramo e - $\log t$ é relativamente baixo. Uma segunda onde a taxa de fluência é mais elevada em que os solos exibem consolidação secundária muito alta. Pode pois concluir-se que as determinações de C_{α} até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, tenderão a subestimar a importância da consolidação secundária no processo de consolidação.

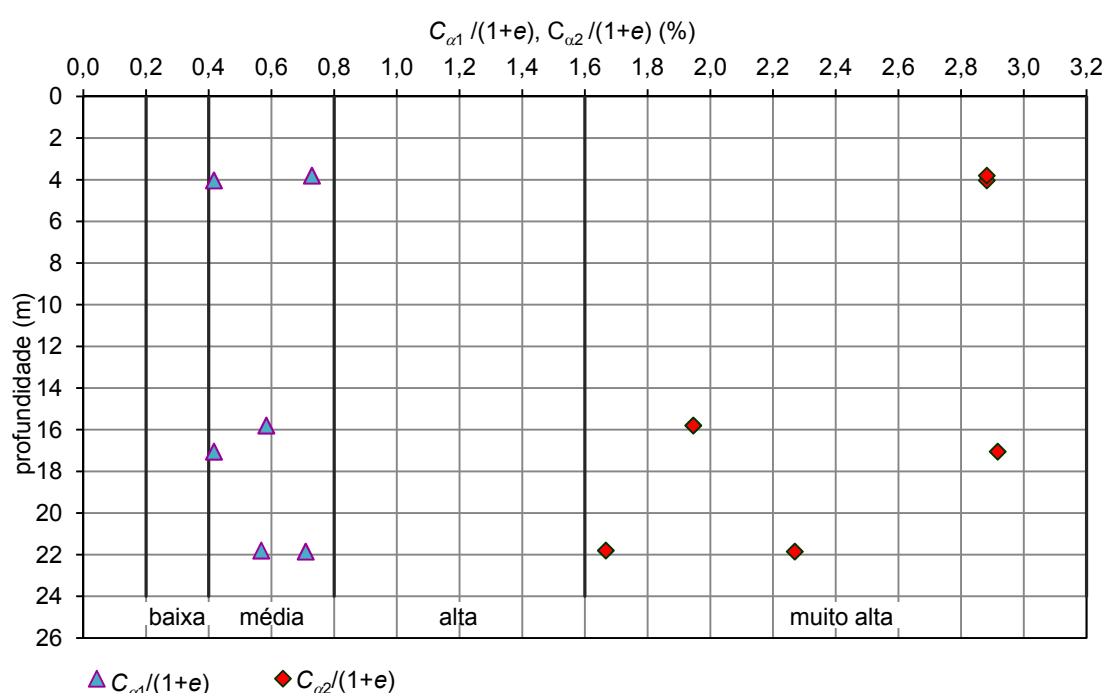


Figura 7.34 – Variação em profundidade dos valores pontuais e médios do coeficiente de consolidação secundária na comparação com o teor em matéria orgânica das amostras do campo experimental.

7.6.4.3 Método de Martins (2005) para avaliação do índice de vazios correspondente ao fim da consolidação secundária

A influência do tempo no processo de consolidação secundária tem sido discutida por vários autores. Lerouei *et al.* (1985) já tinham verificado que a consolidação secundária é um processo em que a velocidade diminui com o tempo. Lacerda e Martins (1985) mostraram, a partir de resultados de ensaios de longa duração, que após 5 anos de carregamento há indícios de que a deformação está concluída.

A abordagem do assentamento por consolidação secundária conforme foi acima apresentada é uma simplificação do fenómeno. Em primeiro lugar, admite-se que o assentamento secundário se

processa apenas após o fim do primário, o que, podendo não conduzir a erro grosseiro na maior parte dos casos, não acontece de facto. Por outro lado, a aplicação da equação 7.1 para valores de t_2 suficientemente elevados pode conduzir a resultados fisicamente irrealistas ou até impossíveis.

Martins, Santa Maria & Lacerda (1997) comentam este último facto sublinhando que “ensaios de adensamento de longo prazo mostraram que a compressão secundária tem um fim e que C_α tem que tender para zero”. Põe-se pois a questão do que poderá representar o limite máximo do assentamento por consolidação secundária e que tempo terá que decorrer até ser atingido. Note-se que por se tratar de um fenómeno complexo, ocorrendo num período de, pelo menos, muitas décadas, a bibliografia não contém resultados concludentes da observação de obras reais que permitam responder categoricamente à questão levantada.

Baseado em cuidados estudos de laboratório, Martins (2005) aponta como possível fim do assentamento por consolidação secundária de entre as retas da Figura 7.35a aquela a que corresponde um valor de R_{OC} igual a 1,5. A Figura 7.35b detalha o modo como, a partir da curva de compressibilidade experimental (correspondente ao fim de 24 horas de carregamento em cada escalão), se pode identificar a reta com R_{OC} igual a 1,5 e, a partir dela, a variação do índice de vazios correspondente à consolidação secundária, com base na qual se obtém facilmente o limite superior do assentamento, s_d .

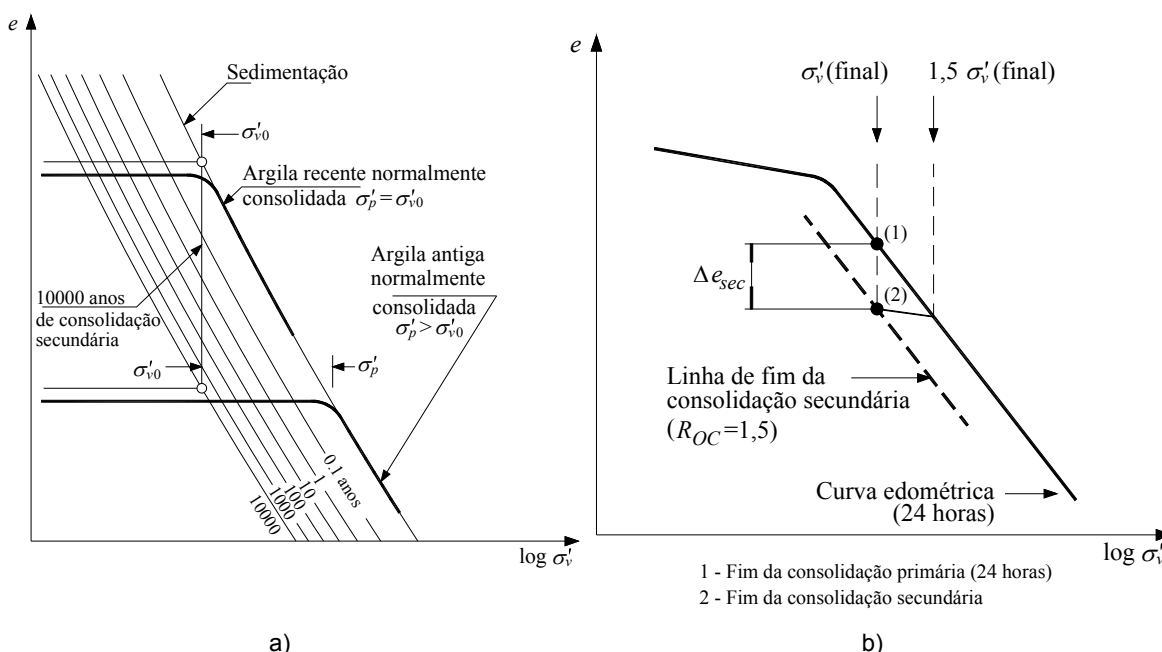


Figura 7.35 – Consolidação secundária: a) efeito na curva de compressibilidade de uma argila (Bjerrum, 1972); b) proposta para identificar o fim da consolidação secundária e o respetivo assentamento (Martins, 2005).

A variação do índice de vazios correspondente à consolidação secundária (Δe_{sec}) pode assim ser calculada, de acordo com:

$$\Delta e_{sec} = \Delta e_c - \Delta e_s = C_c \log \frac{1,5\sigma'_v}{\sigma'_v} - C_r \log \frac{1,5\sigma'_v}{\sigma'_v} = (C_c - C_r) \log 1,5 \quad (7.2)$$

Com os resultados obtidos nos ensaios OED7, OED8 e OED9, procurou-se confrontar a variação do índice de vazios da consolidação secundária com a aplicação da expressão anterior. Em complemento, procurou-se verificar qual o grau de sobreconsolidação resultante da consolidação secundária experimentada pelas amostras.

Desta forma, considerando apenas as tensões e respetivos índices de vazios da curva de ensaio após a descarga a que se procedeu findo o período de consolidação secundária, aplicou-se o algoritmo desenvolvido no presente trabalho para determinação do ponto de menor raio de curvatura. Em seguida foi aplicada a construção de Casagrande para determinar a nova – dir-se-ia “falsa” – tensão de pré-consolidação e, posteriormente, foram determinados os índices de compressibilidade e recompressibilidade com recurso à construção de Schmertmann.

As Figuras 7.34 a 7.36 apresentam os resultados obtidos e permitem verificar que, após o ciclo de descarga-recarga, a curva retoma o andamento do ramo virgem, para uma tensão aproximadamente correspondente a $1,5\sigma'_{vfinal}$.

O Quadro 7.13 ilustra os resultados obtidos para o valor da variação do índice de vazios durante a fase de consolidação secundária obtidos nos ensaios e através da expressão 7.2. A aplicação desta expressão permite verificar um bom acordo entre os valores calculados para Δe_{sec} e os valores medidos nos ensaios.

Quadro 7.13 – Resultados obtidos para Δe_{sec} obtido no ensaio e através da expressão 7.2

Ensaio	C_c	C_r	Δe_{sec} obtido no ensaio	Δe_{sec} obtido por aplicação da expressão 7.2
OED7	0,559	0,011	0,098	0,096
OED8	0,415	0,017	0,079	0,070
OED9	0,676	0,049	0,090	0,100

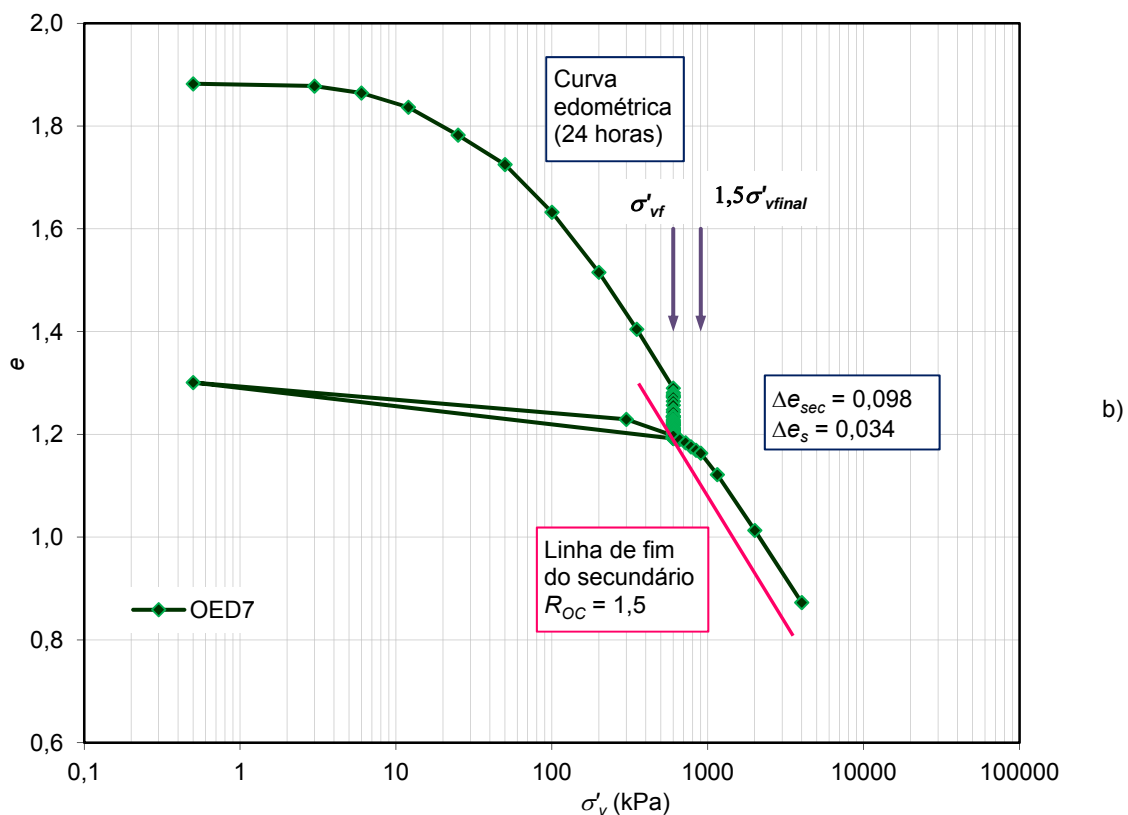
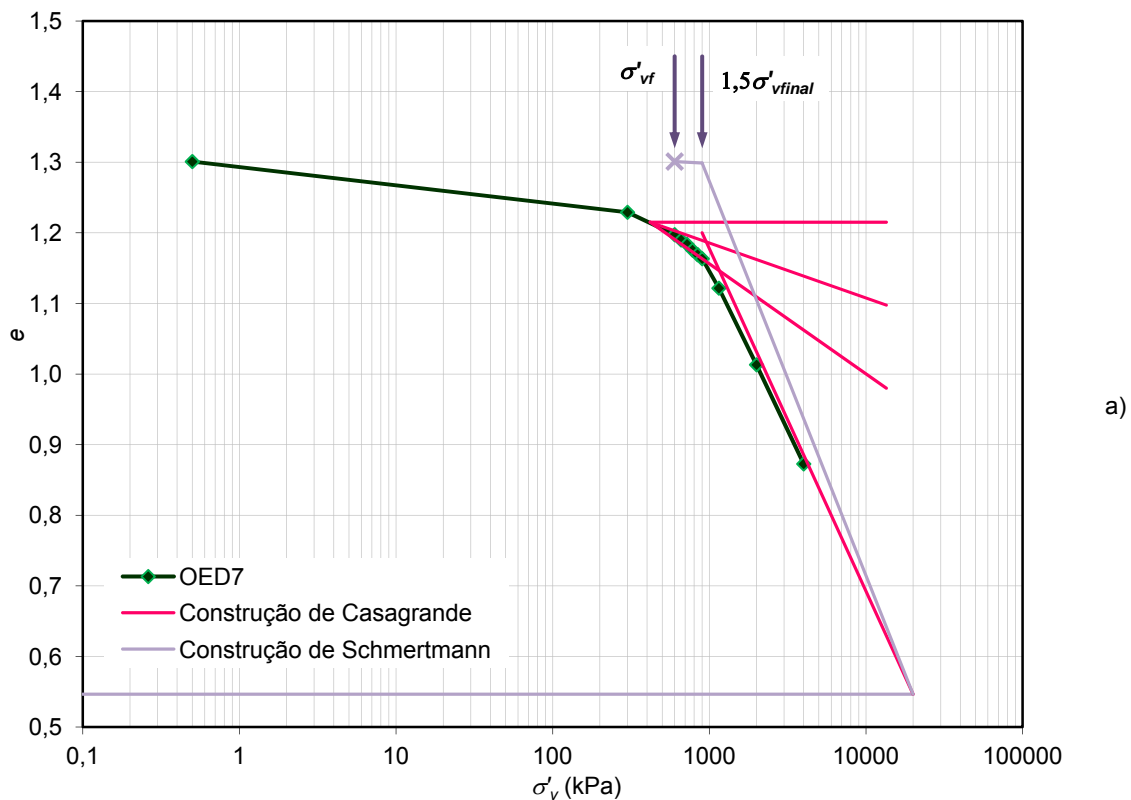


Figura 7.36 – Curva de compressibilidade do ensaio OED7: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).

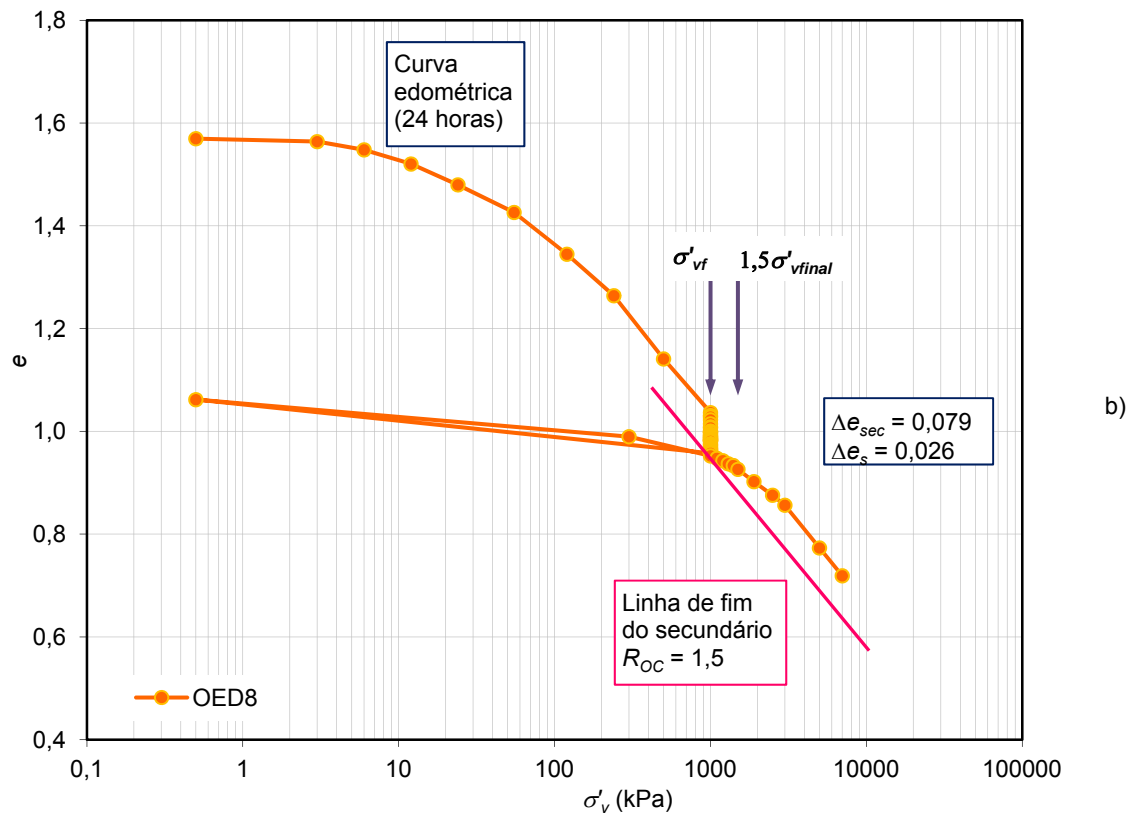
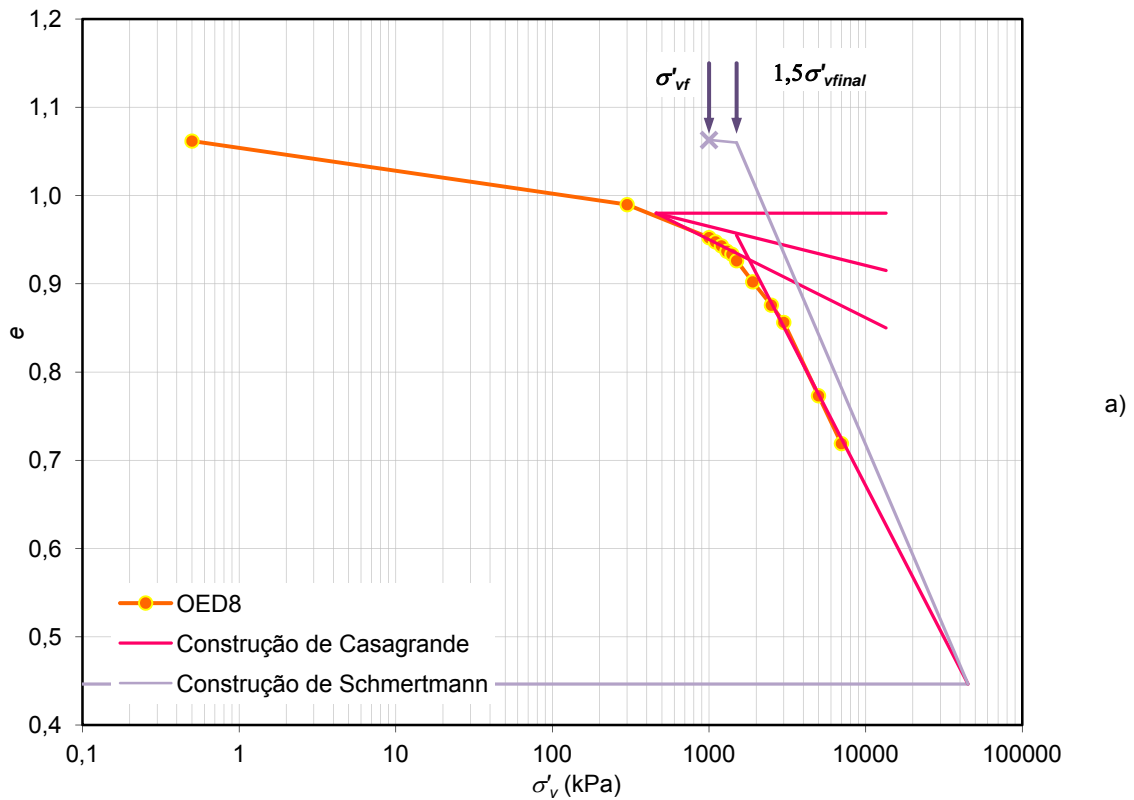


Figura 7.37 – Curva de compressibilidade do ensaio OED8: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).

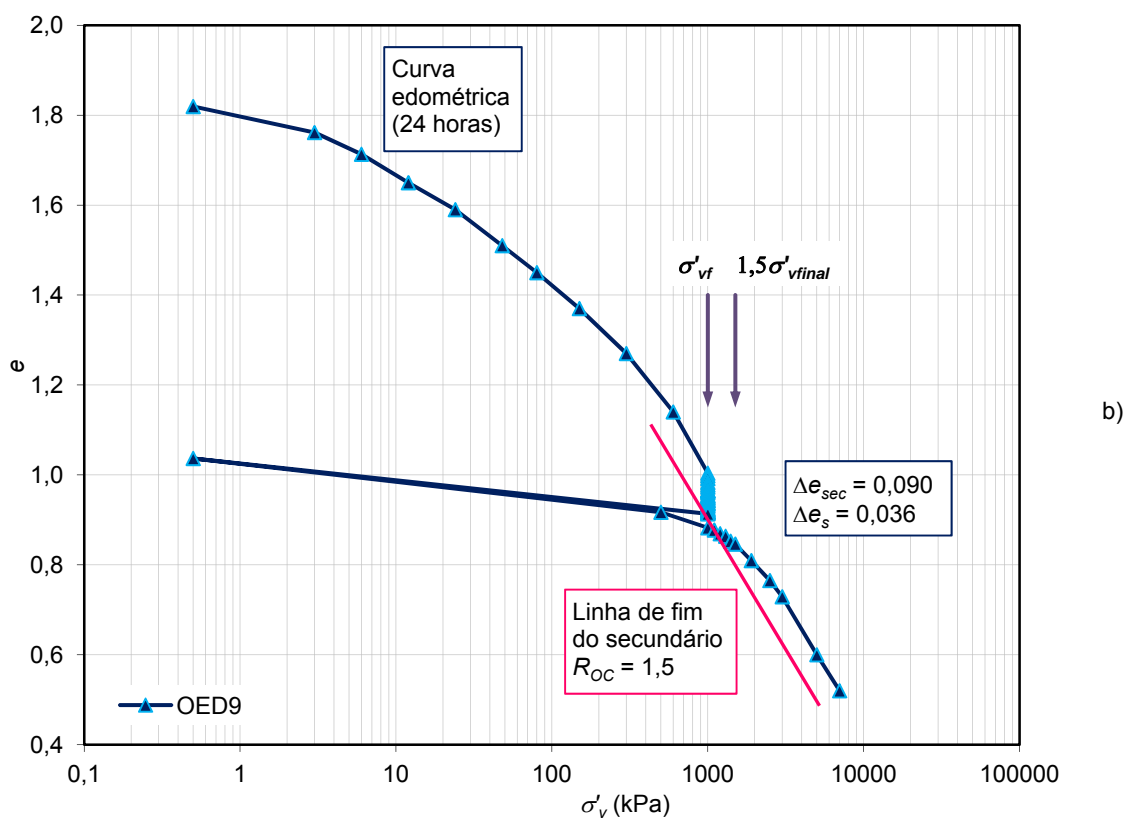
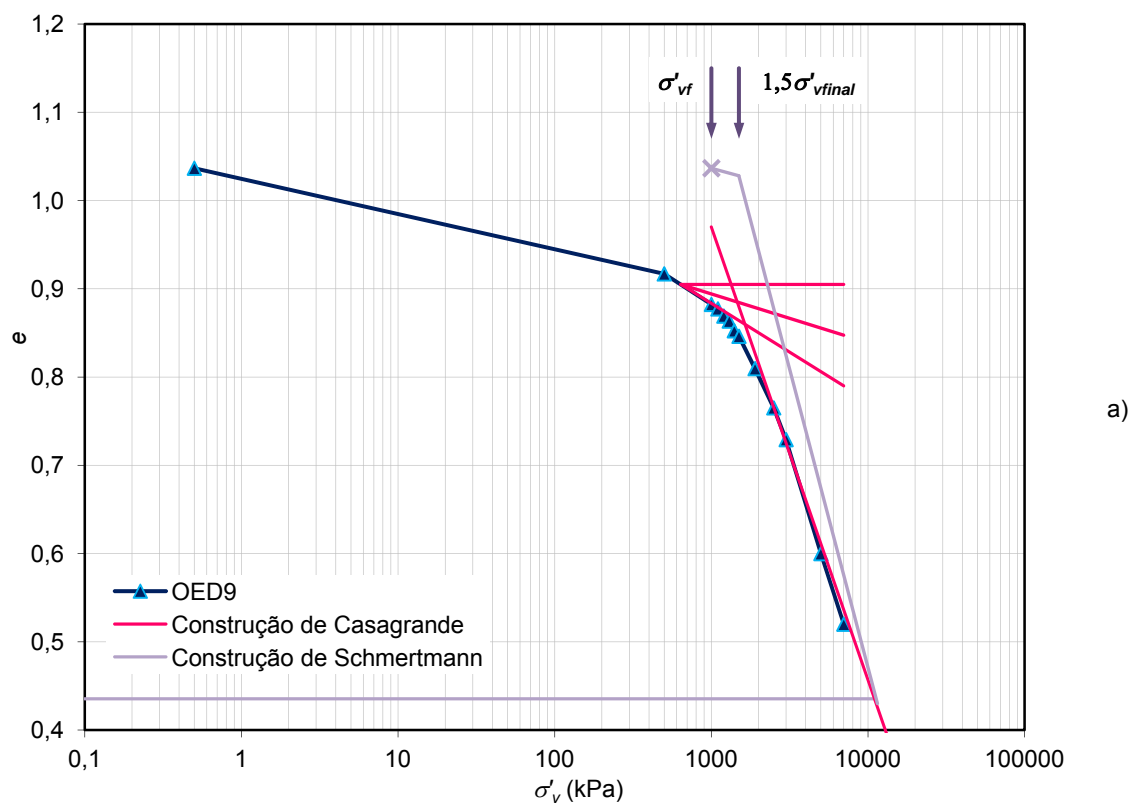


Figura 7.38 – Curva de compressibilidade do ensaio OED9: a) construções de Casagrande e de Schmertmann; b) representação da linha de fim de secundário (Martins, 2005).

7.7 ENSAIOS TRIAXIAIS

7.7.1 INTRODUÇÃO. METODOLOGIA

Para a caracterização das relações tensão-deformação-resistência ao corte dos solos em estudo realizaram-se ensaios triaxiais não drenados, de compressão e de extensão, os quais foram executados no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

No Quadro 7.14 resumem-se os ensaios triaxiais realizados no âmbito da caracterização do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo.

Quadro 7.14 – Lista dos ensaios triaxiais realizados no âmbito da caracterização do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte do solo

Caraterísticas do ensaio		Amostras intactas
Consolidação	Corte	Recompressão para as tensões de repouso
Isotrópica	Compressão	1
Anisotrópica	Compressão	9
	Extensão	2

Nos pontos que se seguem descrevem-se os procedimentos fundamentais de preparação das amostras e da execução dos ensaios triaxiais.

7.7.1.1 Preparação das amostras

A preparação das amostras para a realização dos ensaios triaxiais foi conduzida de acordo com as técnicas referenciadas na bibliografia como mais convenientes.

A campanha de prospeção efetuada no início do trabalho experimental, já apresentada detalhadamente em 7.3, possibilitou a recolha de várias amostras intactas destinadas, em grande medida, à realização de ensaios triaxiais. No entanto, a obtenção de troços das amostras contidas nos amostradores revestiu-se de inúmeras dificuldades devido às caraterísticas particulares do solo em estudo.

De entre as várias dificuldades na subamostragem salienta-se a baixa consistência do solo, que obrigou a que a extração fosse efetuada por pequenos troços do tubo amostrador, para preparar um único provete para a realização do ensaio triaxial. A técnica de subamostragem que se mostrou mais eficaz foi a de extração vertical, corroborando o referido por Lacasse *et al.* (1988) como sendo a melhor técnica a utilizar em solos moles devido à sua baixa consistência. Uma vez que os amostradores utilizados na campanha de prospeção eram de PVC, o atrito desenvolvido

entre a parte interna do tubo e a amostra revelou-se relativamente reduzido, possibilitando que a extração da amostra fosse efetuada por processos manuais (Santoyo *et al.*, 1981).

No final do processo descrito, as amostras foram sujeitas a uma inspeção visual cuidada, no sentido de detetar anomalias. De entre estas, destaca-se a ocorrência de pequenos orifícios nos topos do provete, motivados pelo desprendimento de fragmentos de conchas de organismos marinhos, tendo sido colmatados com solo sobranste, para permitir uma distribuição uniforme de tensões (Lacasse *et al.*, 1988). É de referir também a ocorrência de casos em que as conchas presentes atingiam tais dimensões que inviabilizaram a utilização do provete.

Finalmente, os troços de amostra intacta retirados do tubo amostrador foram de imediato submetidos a um processo de congelamento durante 24 h para possibilitar a montagem do ensaio triaxial. A adoção desta técnica justifica-se pela muito baixa consistência do solo, impossibilitando a montagem do ensaio triaxial em condições convencionais

Na Figura 7.39 apresentam-se algumas imagens da preparação das amostras intactas para realização dos ensaios.



a)



b)



c)

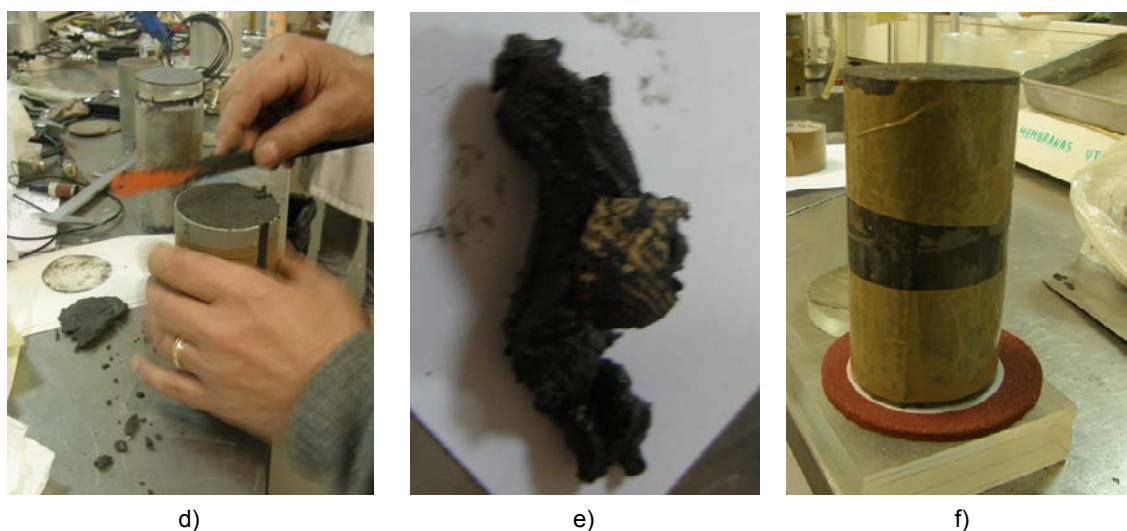


Figura 7.39 – Preparação de amostra intacta em tubo de PVC: a) extração de um troço do tubo amostrador; b) saída do solo pelo topo; c) colocação de tubo de PVC com as características geométricas pretendidas para o provete; d) preenchimento dos orifícios existentes no topo; e) fragmento de concha destacado do solo; f) provete finalizado para colocação no congelador (fotografias da autora).

7.7.1.2 Qualidade das amostras

A análise do comportamento tensão-deformação-resistência ao corte de um dado solo deve ter em conta as características deste que possam condicionar a correta interpretação dos resultados experimentais. A qualidade das amostras, determinada tanto pelas características do solo como pelas técnicas utilizadas na sua recolha, transporte, armazenamento e ensaio, é um dos aspetos mais importantes na caracterização experimental do comportamento de um dado solo. A avaliação da qualidade das amostras é, porém, uma tarefa difícil, regendo-se em grande parte pela aplicação de critérios qualitativos.

Relativamente ao teor em água, e considerando os cuidados observados na selagem dos amostradores, pode admitir-se que este não tenha sofrido variações significativas, ao longo do tempo, em relação ao do estado natural.

Relativamente à estrutura do solo natural em estudo, colocam-se mais reservas quanto à sua preservação, motivadas tanto pelos processos envolvidos na amostragem como na preparação dos provetes.

No que se refere à amostragem, os tubos de PVC utilizados na campanha, devido à sua elevada razão de área, não constituem a solução ideal para recolher amostras intactas de elevada qualidade, sobretudo em solos moles. Todavia, era a única técnica possível de utilização por parte da empresa que realizou a prospeção.

Outro aspeto importante a realçar são as mudanças estruturais que podem advir do congelamento do solo, que induz a um aumento de volume, isto é, uma expansão do provete. Neste trabalho considerou-se que essas alterações não seriam muito significativas pois os solos em estudo são recentes apresentando pouca estrutura.

7.7.1.3 Preparação do ensaio

Como já referido, foram realizados 12 ensaios triaxiais sobre amostras intactas no Laboratório de Geotecnia da FEUP. Todos os ensaios de compressão foram realizados na câmara triaxial clássica e os ensaios de extensão foram realizados na câmara *stress path* (*stress-path-cell*). Apresenta-se no Quadro 7.15 um resumo dos ensaios realizados e na Figura 7.40 mostram-se as câmaras triaxiais utilizadas neste trabalho.

Quadro 7.15 – Resumo das características geométricas iniciais e da tensão efetiva de consolidação nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas

Profundidade (m)	Tipo	ϕ (mm)	l (mm)	σ'_{vc} (kPa)
4,1 – 4,5	CK ₀ U	62,28	128,28	24
	CK ₀ U	50,86	97,75	96
15,8 – 16,2	CK ₀ U	51,00	101,00	95
	CK ₀ U	51,00	101,00	190
	EK ₀ U	51,00	101,00	95
17,4 – 18,0	CK ₀ U	51,00	101,00	120
	CK ₀ U	66,75	119,50	240
	CK ₀ U	62,40	131,90	410
20,0 – 20,4	CIU	50,86	97,75	85
	CK ₀ U	50,86	97,75	568
	EK ₀ U	51,00	101,00	284
22,5 – 22,9	CK ₀ U	65,62	128,30	155

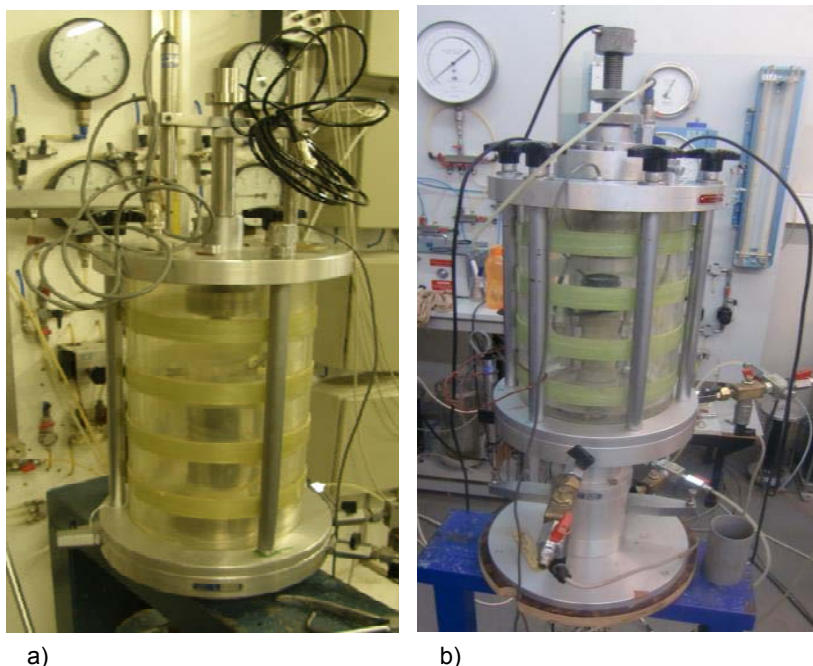


Figura 7.40 – Imagens das câmaras triaxiais utilizadas: a) câmara clássica; b) câmara clássica; c) câmara câmara *stress path* (fotografias da autora).

A montagem do ensaio propriamente dita, ou seja, os procedimentos intercalares entre o instante em que se dispunha do provete cilíndrico com a geometria adequada e aquele em que se iniciava a consolidação deste, foi talvez a mais difícil das fases de realização dos ensaios triaxiais em virtude da sua elevada deformabilidade.

No entanto, essa dificuldade foi, em parte, parcialmente controlada pela prévia congelação do provete que lhe conferiu rigidez e permitiu a realização dos procedimentos necessários sem que o provete sofresse uma deformação incompatível com a execução do ensaio. No entanto, como a maioria dos ensaios foi realizada durante o Verão, com temperaturas elevadas no laboratório, foi necessário dois operadores para realizar com rapidez os procedimentos inerentes a esta fase, pois a amostra começava a descongelar com muita rapidez perdendo a rigidez conferida pelo congelamento.

Na preparação da amostra foram colocados drenos laterais de papel de filtro para acelerar o processo de consolidação. Em seguida colocaram-se as pedras porosas, previamente embebidas em água e em seguida a membrana. Tanto a membrana como o papel de filtro foram humedecidos, antes da sua utilização, para evitar a absorção de água do solo.

Depois de colocar o provete sobre o topo do pistão, e fixar sobre este a membrana por dois anéis de borracha (*o-rings*), instalou-se a placa de carga superior, com o sistema adequado ao tipo de ensaio a realizar. A membrana foi igualmente fixa à placa superior através de dois anéis de

borracha, cuja utilização em duplicado se justifica pela maior garantia de impermeabilidade e para evitar a perda do ensaio no caso de um deles romper.

Nos ensaios de compressão a placa superior foi cuidadosamente instalada para evitar solicitações sobre o provete e a célula de carga foi encostada ao topo da amostra através do parafuso superior de ajustamento.

A Figura 7.41 mostra algumas imagens da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássicas.

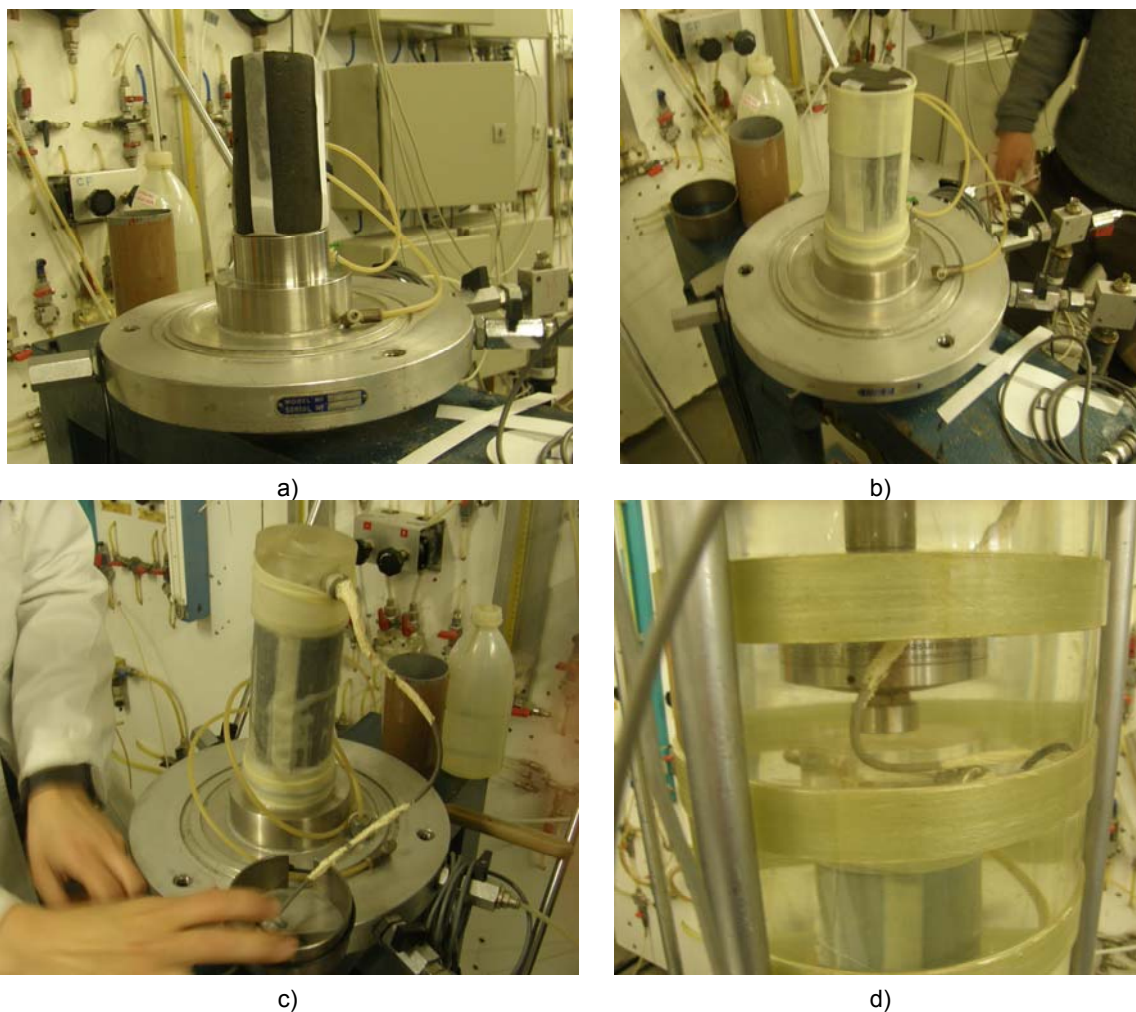


Figura 7.41 – Aspectos da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássica: a) amostra colocada no pedestal com drenos laterais de papel de filtro; b) colocação da membrana e anéis de borracha; c) colocação da placa superior; d) pormenor da célula de carga encostada à placa superior (fotografias da autora).

7.7.1.4 Saturação e consolidação das amostras

Um dos aspetos que mereceu maior preocupação no início de cada ensaio foi o da eliminação do ar presente no sistema, tendo-se sistematicamente realizado, para esse efeito, as seguintes operações:

- saturação local dos transdutores por injeção de água sob pressão;
- circulação de água, previamente sujeita a sucção para eliminação do ar dissolvido, nas linhas do sistema;
- purga de água num ponto alto do sistema, suscetível de acumular ar;
- saturação das pedras porosas utilizadas no ensaio, fervendo-as periodicamente e mantendo-as permanentemente submersas;
- ajuste perfeito da membrana ao provete e às peças superior;
- ajuste perfeito da membrana ao provete e às peças superior e inferior de ligação, de modo a evitar a acumulação de bolhas de ar no seu interior.

Para além dos procedimentos referidos, destinados a evitar o mais possível a presença de ar no sistema os ensaios, foram estes executados com uma contrapressão de 300 kPa, a qual garante, em princípio, a dissolução do restante ar. No fim deste processo, a medição do parâmetro B de Skempton com valores muito próximos da unidade, como mostra o Quadro 7.16, confirmou o sucesso das operações realizadas. Deve referir-se que a fase de saturação das amostras foi bastante demorada, em alguns casos superior a 15 dias, devido à baixíssima permeabilidade do solo.

Quadro 7.16 – Parâmetro B de Skempton nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas

Profundidade (m)	Tipo	σ'_{vc} (kPa)	B
4,1 – 4,5	CK ₀ U	24	0,97
	CK ₀ U	96	0,98
	CK ₀ U	95	0,95
15,8 – 16,2	CK ₀ U	190	1,00
	EK ₀ U	95	0,99
	CK ₀ U	120	0,96
17,4 – 18,0	CK ₀ U	240	1,00
	CK ₀ U	480	0,98
	CIU	85	0,99
20,0 – 20,4	CK ₀ U	568	0,97
	EK ₀ U	284	0,98
22,5 – 22,9	CK ₀ U	155	0,95

Uma vez saturadas as amostras, e antes de proceder à fase da consolidação, foi efetuada uma análise prévia do movimento dos diversos dispositivos do sistema, para garantir que nenhum deles ultrapassava o limite de funcionamento, impedindo assim a conclusão do ensaio ou o

correto registo das leituras. Como refere Coelho (2000), é necessário atender aos seguintes aspetos, que devem ser avaliados de modo a ter em conta todas as fases do ensaio:

- prever os movimentos a realizar pelos dispositivos de leitura das deformações axial e volumétrica, garantindo que o seu curso limite não seja atingido;
- antecipar os movimentos das membranas que materializam as interfaces ar-água no sistema, de modo a evitar que estas atinjam extensões que comprometam a sua durabilidade e (ou) o controle adequado do ensaio;
- posicionar simultaneamente o pistão e a célula de carga, mantendo sempre a distância relativa entre os dois igual à altura do provete, para garantir, de acordo com o tipo de ensaio a realizar, que o curso do pistão é suficiente para realizar todas as fases do ensaio.

É de salientar que os aspetos referidos, sendo importantes no ensaio de qualquer solo, assumem particular importância no caso dos solos moles, porque as elevadas deformações que estes exibem durante as fases de consolidação e corte requerem, em geral, o aproveitamento máximo da capacidade de deslocamento dos dispositivos.

Para o ensaio CIU, uma vez saturada a amostra, procedeu-se à consolidação para a tensão pretendida, controlando a variação de volume através da variação da altura de água na coluna que fornece a *back pressure*. Este método permite controlar a consolidação da amostra, que se considera concluída quando a altura na coluna de água não sofre qualquer variação durante um período de tempo considerável.

Para os restantes ensaios, findo o processo de saturação, após consolidação isotrópica das amostras, os ensaios foram realizados com consolidação anisotrópica incremental onde se seguiu a linha K_0 .

Como refere Viana da Fonseca (1996), a definição do K_0 é de vital importância para a avaliação da resposta constitutiva dos materiais geotécnicos, pois esta depende do estado inicial de tensão. O valor de K_0 depende de fatores como o tipo de solo, o ângulo de resistência ao corte, o índice de vazios, o grau de sobreconsolidação (história de tensões), sendo inúmeras as propostas semi-empíricas que o correlacionam com estes fatores.

No entanto, a sua estimativa com base nessas fórmulas reveste-se de elevada incerteza, nomeadamente quando o solo em estudo possui características particulares que determinam um comportamento fora dos padrões normais. É bem conhecida a influência da matéria orgânica

presente no solo sobre o comportamento deste, alterando, em particular, as relações entre a plasticidade e o comportamento mecânico.

Desta forma, a escolha do coeficiente de impulso em repouso foi realizada tendo em conta as informações fornecidas nos ensaios de campo.

Os ensaios de campo realizados englobaram o dilatómetro de Marchetti, com o qual se estimou o valor do K_0 *in situ*. De acordo com os resultados obtidos e utilizando a correlação proposta por Marchetti (1980), o valor de K_0 reduz-se em profundidade, variando desde 1,00 a 0,75, na superfície sobreconsolidada por dessecação, até valores entre 0,50 e 0,70 para profundidades superiores a 14 m, onde o solo se encontra quase normalmente consolidado. Estes resultados sugerem um valor médio para K_0 de 0,60 para o solo normalmente consolidado e 0,75 para a camada superficial. Estes resultados serão discutidos com mais pormenor no capítulo relativo aos ensaios de campo.

7.7.1.5 Corte

A fase de corte de um ensaio triaxial pode ser realizada em condições drenadas ou não drenadas, em condições de rotura por compressão ou extensão, em cada caso com aumento ou redução da tensão média. A escolha do tipo de corte para uma determinada amostra é definida em função do tipo de solo e da finalidade a que se destinam os parâmetros determinados no ensaio.

Como refere Carvalho (2002), mais do que a velocidade ou modo de aplicação do carregamento, os fatores de maior influência na fase de corte de um ensaio triaxial são as condições de drenagem sob as quais o ensaio é realizado, as trajetórias de tensões no corte e as direções principais do estado de tensão na rotura.

Como já foi referido, as situações de drenagem impostas à amostra variam em duas possibilidades extrema: ensaio drenado ou não drenado, sendo a permeabilidade do solo determinante na escolha do tipo de condição de drenagem e, muito particularmente, na velocidade implementada.

O ensaio drenado, apesar de dar origem a uma definição mais pormenorizada da superfície de cedência, fornece menos informação quando comparado com o ensaio não drenado, uma vez que não permite caracterizar a resistência não drenada, o módulo de deformabilidade não drenado nem os parâmetros de geração da pressão neutra.

Na fase de corte, o comportamento do solo, é também marcado pelos diferentes tipos de controlo e magnitude da velocidade de corte aplicada ao provete. Desta forma, é possível realizar ensaios de tensão controlada e ensaios de deformação controlada.

No caso em estudo, os ensaios de compressão triaxial foram realizados com deformação controlada na direção do eixo principal maior e com velocidade de deformação constante de 0,02 %/min, com exceção do ensaio CIU em que a velocidade de deformação foi de 0,34 %/min.

Os ensaios de extensão triaxial foram conduzidos segundo a diminuição da tensão axial, mantendo constante a pressão na câmara.

7.7.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

7.7.2.1 Curvas tensão deformação

Os resultados dos ensaios triaxiais foram interpretados através de uma grande diversidade de parâmetros capazes de descrever o comportamento do solo.

Nas Figuras 7.29 a 7.33 estão representadas as curvas tensão deformação obtidas nos vários ensaios para diferentes profundidades, no que se refere à tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$), à obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) e ao excesso de pressão neutra (Δu). O interesse na representação dos três tipos de curva para cada ensaio reside no facto de, como se sabe e foi já discutido em 6.2.2.2, o critério de rotura adotado influenciar os parâmetros resistentes do solo.

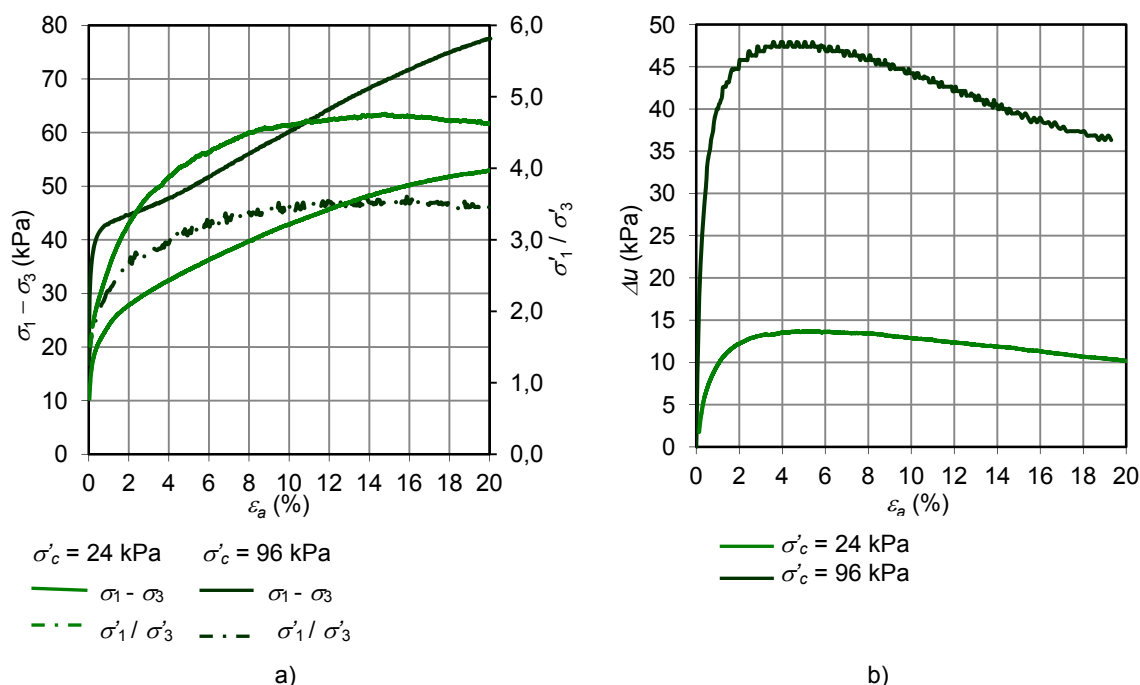


Figura 7.42 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 4,3 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).

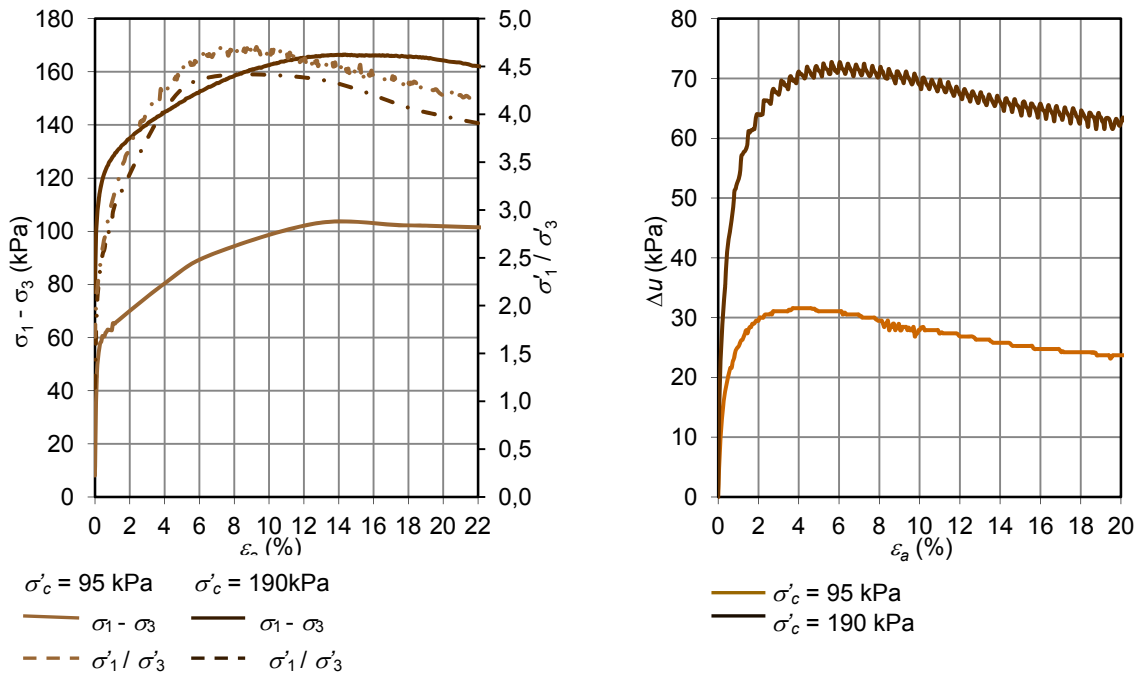


Figura 7.43 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 16,0 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).

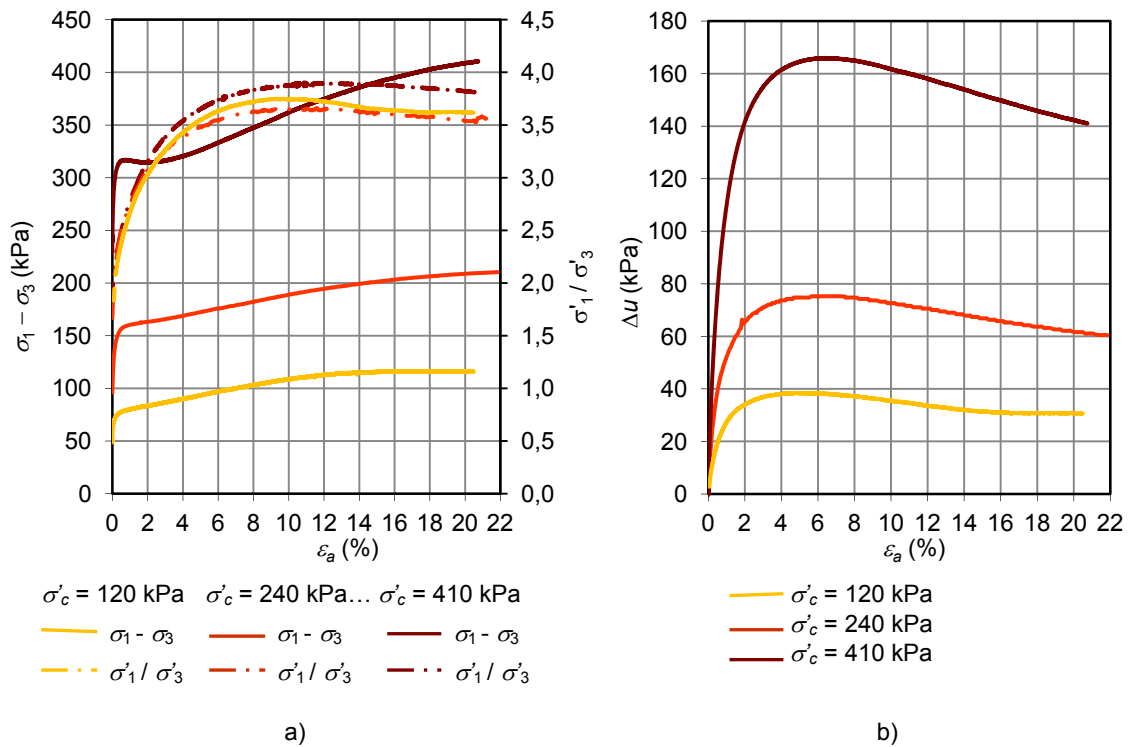


Figura 7.44 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 17,3 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).

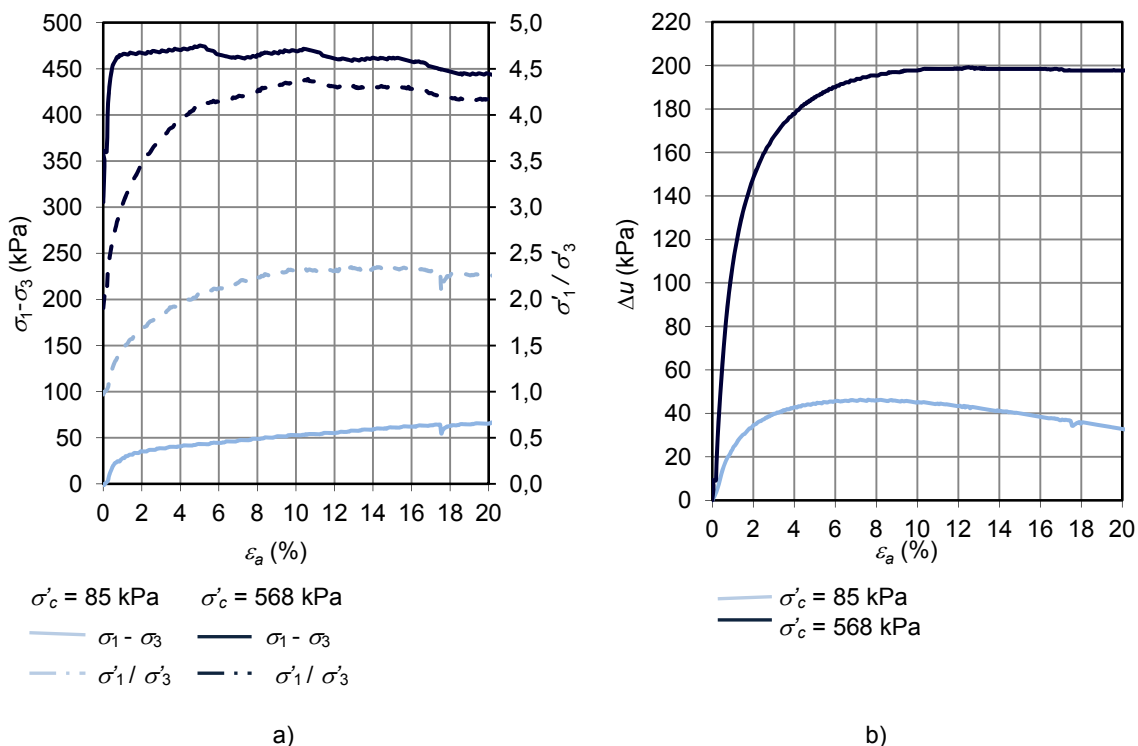


Figura 7.45 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 20,2 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).

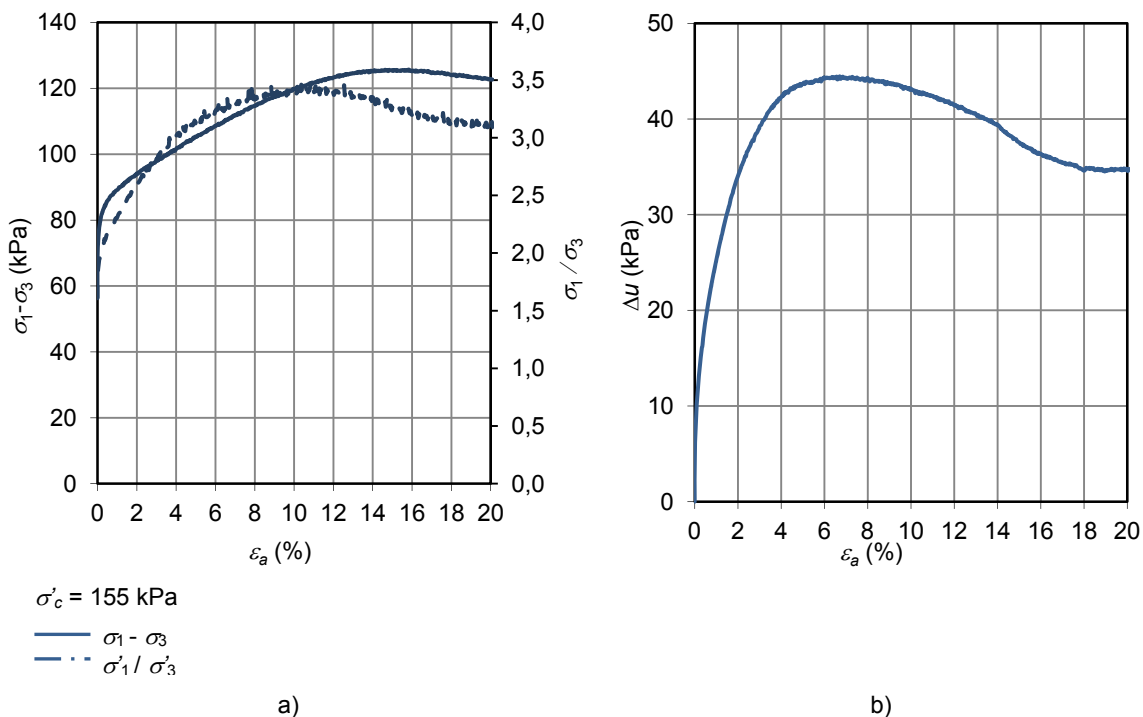


Figura 7.46 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 22,7 m de profundidade: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ϵ_a); b) excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ϵ_a).

De um modo geral verifica-se que a forma das curvas tensão-deformação relativas à tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) são semelhantes às típicas de solos normalmente consolidados sem grande pronunciamento de um pico, ou seja com uma passagem relativamente gradual entre os designados estados de cedência e de rotura.

Quanto às curvas relativas à obliquidade das tensões efetivas (σ'_1/σ'_3), com exceção das obtidas para 4,0 m de profundidade, verifica-se que, nos casos em que é possível comparar, existe uma tendência de os valores de σ'_1/σ'_3 mais elevados corresponderem às tensões de consolidação mais altas.

Em dois casos (4,3 m e 17,3 m correspondentes às tensões de consolidação mais elevadas) verifica-se um comportamento de certo modo anómalo, já em fases aparentemente pós-pico, nas quais são identificáveis episódios abruptos de crescimento acentuado de $\sigma_1 - \sigma_3$ sem que se vislumbrem comportamentos homólogos, quer nos gráficos (σ'_1/σ'_3) vs ε_a quer nos gráficos Δu vs ε_a .

7.7.2.2 Parâmetros de resistência em tensões efetivas

Nas Figuras 7.34 a 7.37 apresentam-se as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios efetuados para cada horizonte estudado, num diagrama s' vs t , sendo $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. São também apresentadas as envolventes de rotura considerando o critério para a sua definição aquela que se baseia nos pontos correspondentes aos máximos excessos de pressão neutra, ou, não havendo diminuição do excesso de pressão neutra, escolhendo os pontos em que há tendência para a sua estabilização, como já foi cuidadosamente discutido e justificado em 6.2.2.2. Deve no entanto referir-se que, para todas as profundidades, a envolvente de rotura foi forçada a passar na origem.

No horizonte dos 4,3 m de profundidade foi apenas considerado o ponto (s', t) correspondente ao ensaio realizado com σ'_c de 24 kPa, uma vez que o outro ensaio disponível ($\sigma'_c = 96$ kPa) apresentava um valor de A_f na rotura anormalmente alto (que será discutido em 7.7.3.3.2). Este resultado, provavelmente explicado pelo facto de a fase de consolidação não ter sido bem conseguida, sendo o provete submetido ao corte num estado subconsolidado com consequentes excesso de pressão neutra não controlados, fez com que fosse excluído para a obtenção da envolvente de rotura. Se fosse considerado, tendo em conta que neste caso a rotura é controlada pela inflexão do diagrama $s'-t$ e não pelo valor máximo do Δu , teria influenciado o resultado.

Para a profundidade 20,2 m, dadas as semelhanças nas características do solo, foram tratados em conjunto dois ensaios triaxiais realizados a 20,2 m e um a 22,7 m de profundidade.

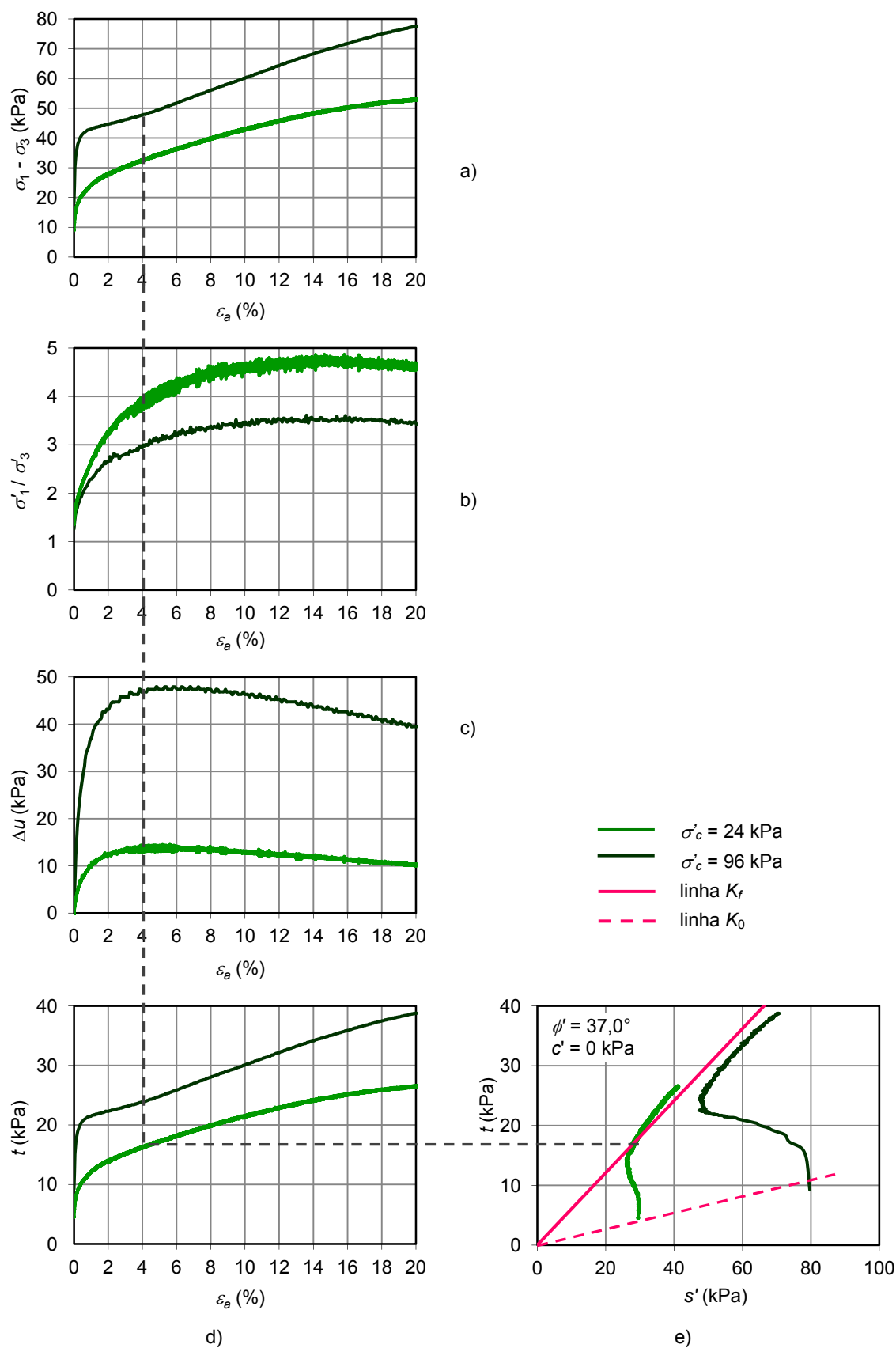


Figura 7.47 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 4,30 m de profundidade.

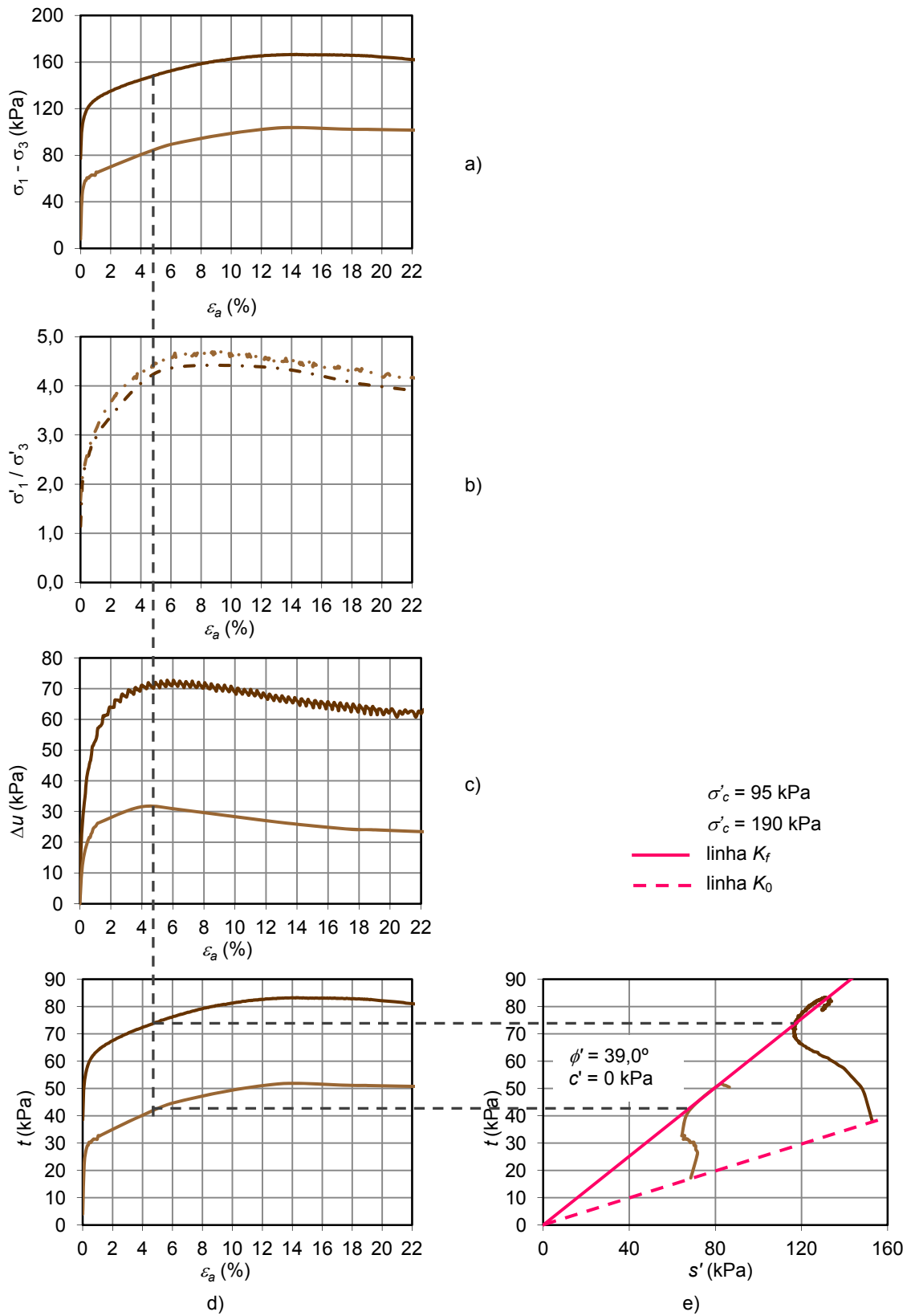


Figura 7.48 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 16,0 m de profundidade.

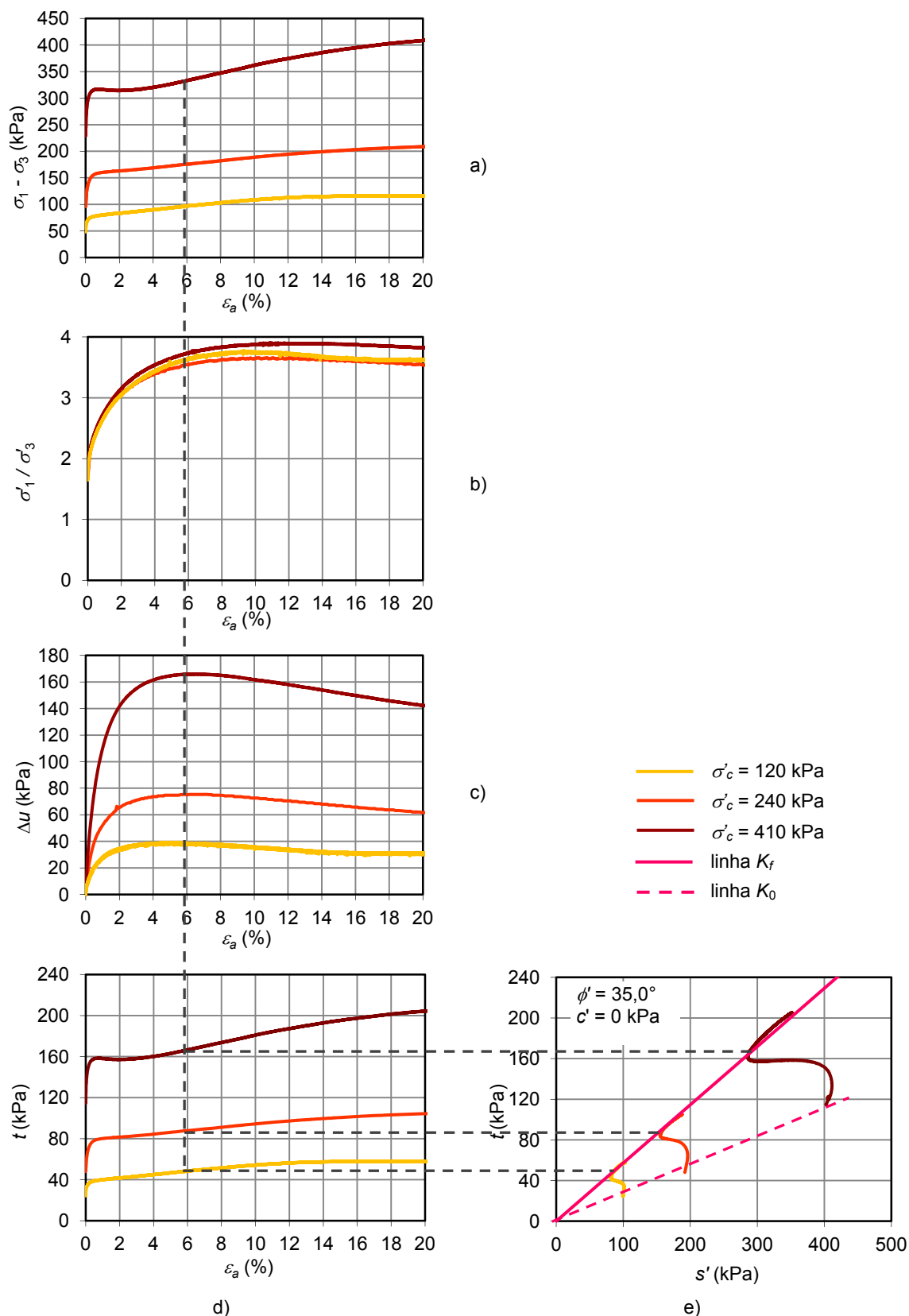


Figura 7.49 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 17,3 m de profundidade.

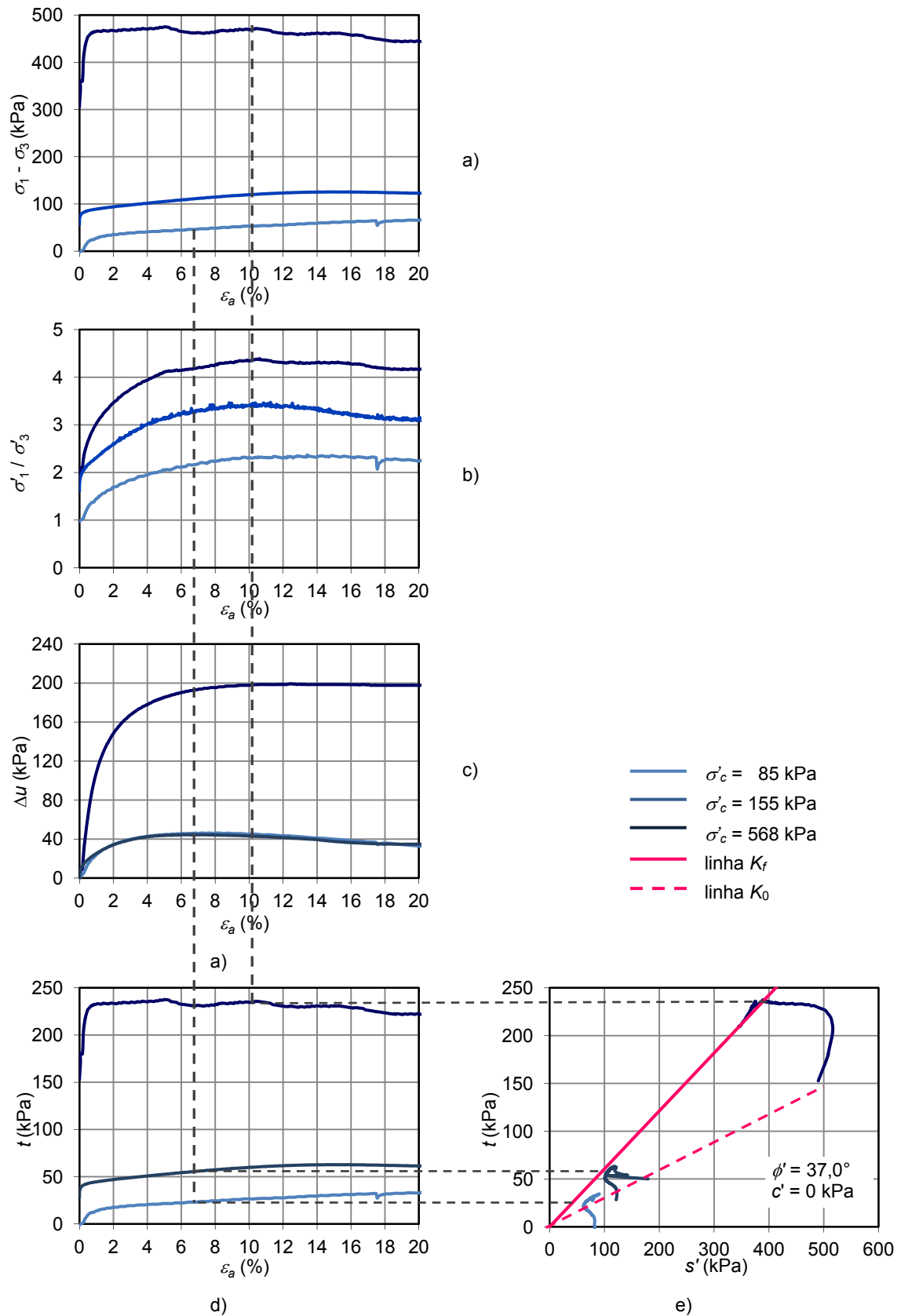


Figura 7.50 – Trajetória de tensões totais e efetivas e envolvente de rotura nos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras recolhidas a 20,2 m e 22,7 m de profundidade.

Os resultados dos ensaios apresentados não evidenciam diferenças significativas de comportamento em relação aos parâmetros de resistência em tensões efetivas. O ângulo de resistência ao corte assume valores compreendidos entre 35° e 39° e coesão nula. O Quadro 7.17 resume os resultados obtidos ao considerar as amostras agrupadas por profundidade.

Quadro 7.17 – Resultados obtidos para a coesão efetiva e para o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras intactas

Profundidade (m)	Tipo	σ'_{vc} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
4,1 – 4,5	CK ₀ U	24	0	37,0
	CK ₀ U	96		
15,8 – 16,2	CK ₀ U	95	0	39,0
	CK ₀ U	190		
17,4 – 18,0	CK ₀ U	120	0	35,0
	CK ₀ U	240		
	CK ₀ U	410		
20,0 – 20,4	CIU	85	0	37,0
	CK ₀ U	568		
22,5 – 22,9	CK ₀ U	155		

Analisando os resultados apresentados pode concluir-se que, para as profundidades estudadas, o solo tem características semelhantes. Com efeito, os parâmetros de resistência em tensões efetivas são sensivelmente iguais para as diferentes profundidades.

Pelo exposto, optou-se por estabelecer uma envolvente de rotura a partir da análise do conjunto de resultados, como mostra a Figura 7.51, a que corresponde um ângulo de resistência ao corte de 36,4° e coesão efetiva nula. Importa referir que o valor obtido para o ângulo de resistência ao corte corresponde a forçar a reta a passar na origem, para não obter coesão efetiva negativa, que não teria qualquer significado físico.

Embora o ângulo de resistência ao corte possa ser considerado elevado para estes solos, verifica-se que diversos autores como Aguiar (1992), Carvalho (2002), Bonito (2008) e Coelho (2000) obtiveram valores da mesma ordem de grandeza em solos portugueses semelhantes. Este valor pode ser em parte justificado pela percentagem elevada da fração siltosa, conferindo ao solo uma resistência atrítica elevada.

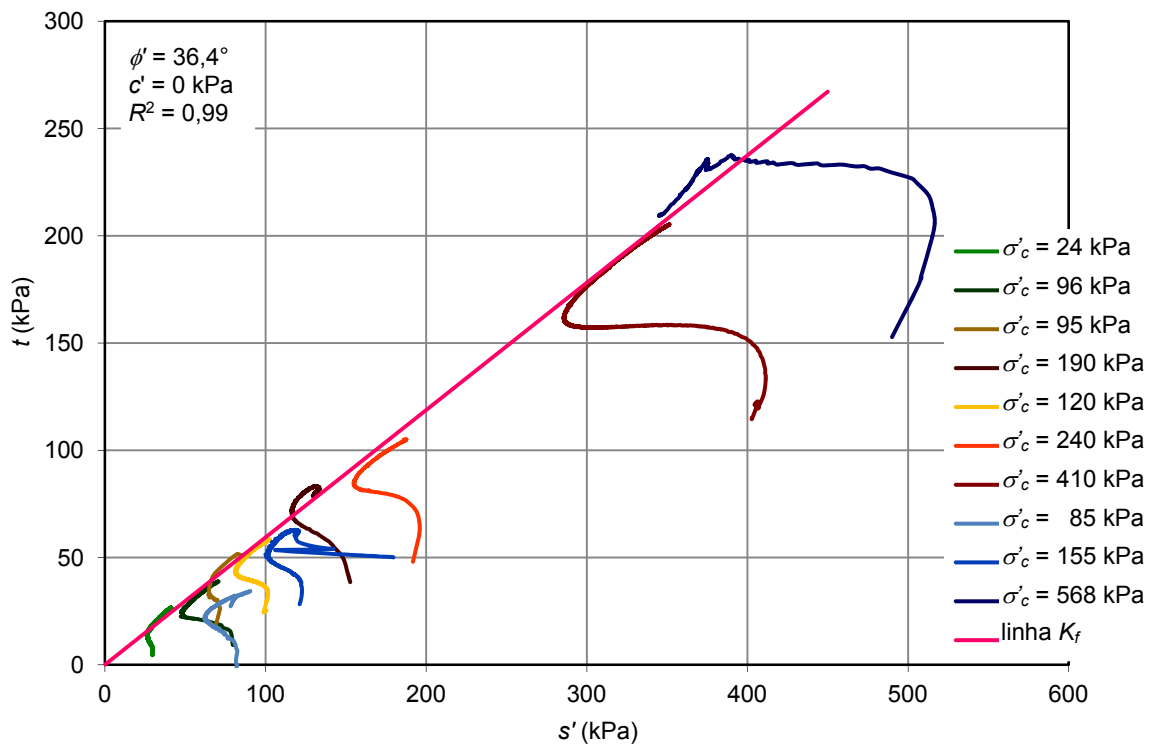


Figura 7.51 – Envolventes de rotura nos ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras recolhidas a 4,3, 16,0, 17,3, 20,2 e 22,7 m de profundidade.

7.7.2.3 Parâmetros de resistência em tensões totais

7.7.2.3.1 Resistência não drenada

A resistência não drenada foi calculada através da expressão 6.2 adotando como critério de rotura aquele que se baseia nos pontos correspondentes ao pico do excesso de pressão neutra. Os resultados obtidos apresentam-se na Figura 7.52, onde se mostra também o limite inferior que pode ser considerado para a evolução em profundidade da resistência não drenada tendo por base os resultados obtidos nos ensaios triaxiais onde a tensão de consolidação foi próxima da tensão efetiva vertical de repouso.

A análise da figura permite verificar que em pontos situados à mesma profundidade, correspondentes a ensaios realizados em diferentes provetes da mesma amostra com distintas tensões de consolidação, se obtiveram valores diferentes para a resistência não drenada, como era de esperar.

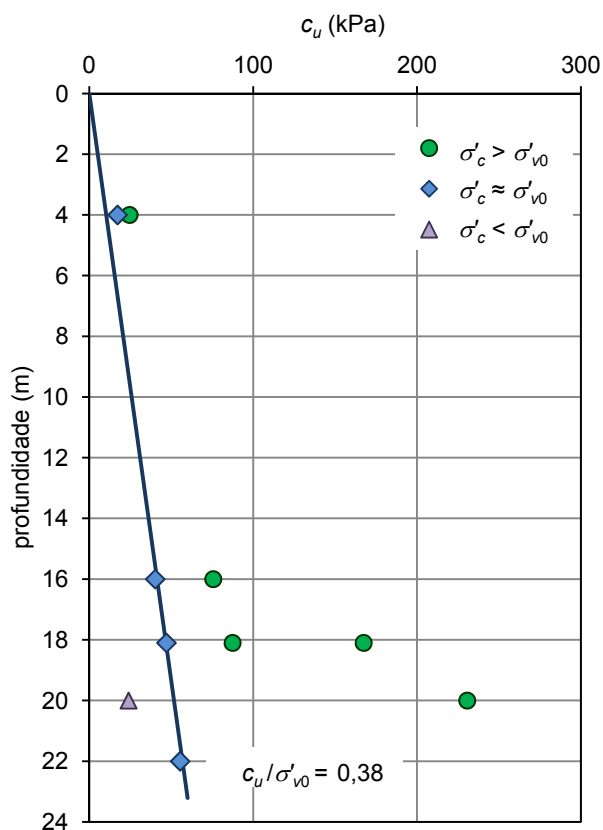


Figura 7.52 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios de compressão triaxial.

Pode observar-se que considerando dois ou três provetes da mesma amostra, com a mesma tensão efetiva de repouso, se pode obter valores distintos para a resistência não drenada e apenas um, aquele em que a tensão de consolidação for igual à tensão de repouso, deverá corresponder ao valor que é de esperar *in situ*. Tal como já foi discutido em 6.2.4.1, verifica-se que a resistência não drenada varia consideravelmente à medida que varia σ'_c , o que traduz claramente a influência das condições de ensaio nos valores deste parâmetro.

Pelo exposto, representa-se na Figura 7.53a o valor da resistência não drenada pela tensão efetiva de consolidação do ensaio e na Figura 7.53b a razão da resistência não drenada pela tensão efetiva de consolidação do ensaio em função dessa tensão.

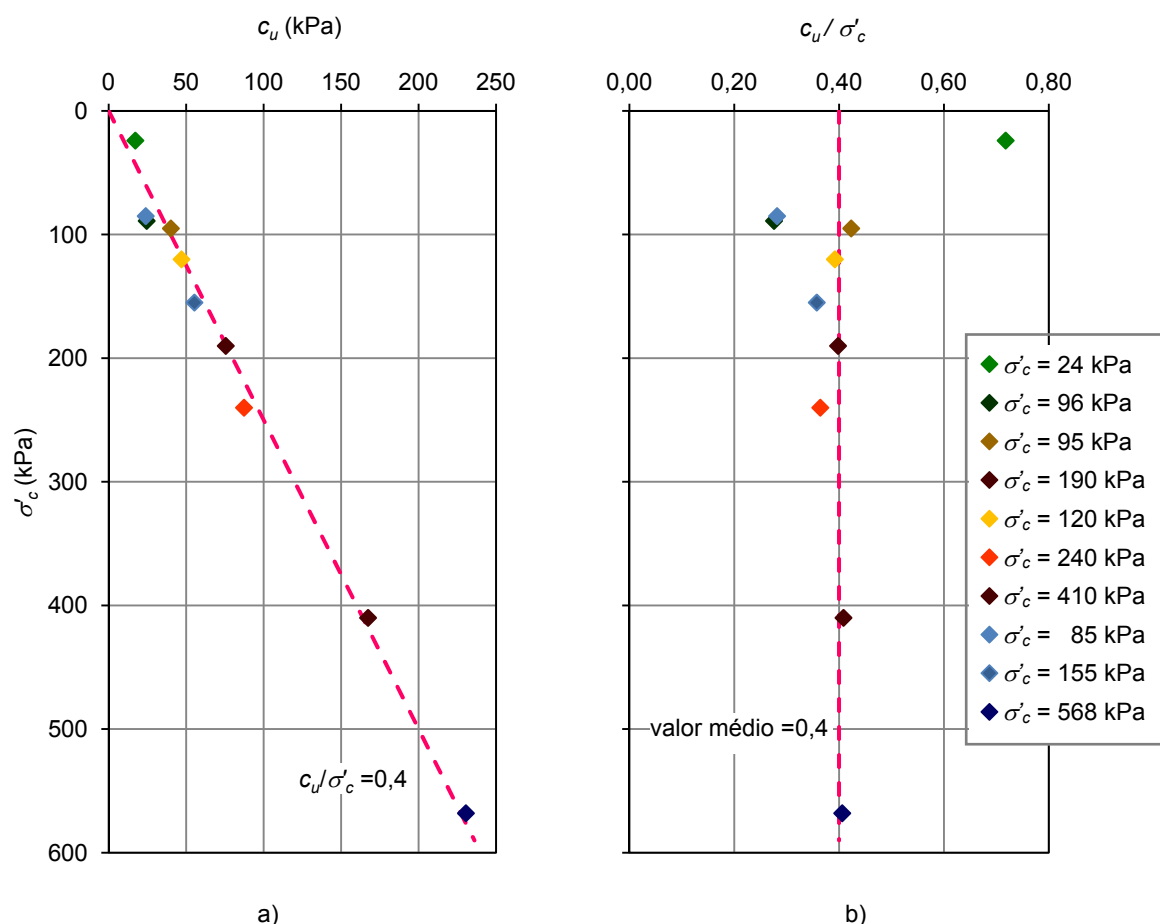


Figura 7.53 – Evolução da resistência não drenada (a) e da razão desta pela tensão efetiva de consolidação do ensaio (b) em função da tensão de consolidação do ensaio de compressão triaxial.

A observação da Figura 7.53a) permite concluir que c_u cresce linearmente com σ'_c . A Figura 7.53b), onde se mostra a razão c_u/σ'_c em função de σ'_c comprova essa linearidade, uma vez que o valor médio é relativamente constante e igual a 0,4.

Este valor, embora ligeiramente superior ao que seria de esperar para solos moles, foi já obtido por diversos autores em solos portugueses semelhantes (Aguilar, 1992; Carvalho, 2002; Bonito, 2008), podendo em parte ser justificado pela predominância da fração silte na composição granulométrica e pela plasticidade de origem orgânica.

7.7.2.3.2 Parâmetro A_f de Skempton

A Figura 7.54 mostra a relação entre os valores de c_u/σ'_c e o parâmetro A_f obtido nos ensaios de compressão triaxial e a expressão 6.3 desenvolvida no capítulo 6 para a globalidade dos solos silto-argilosos moles de Portugal.

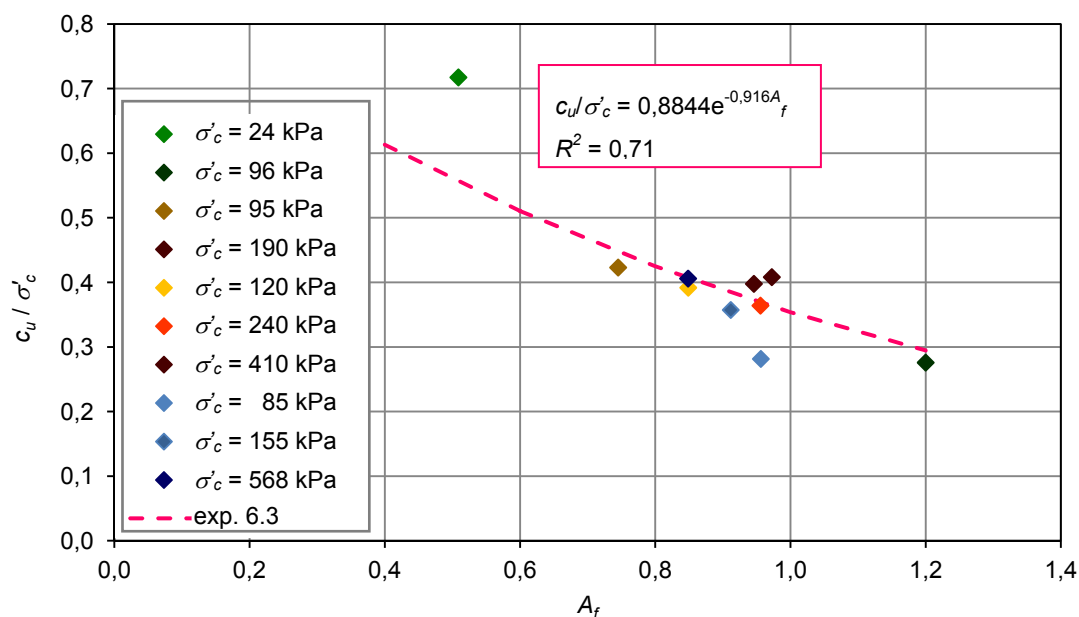


Figura 7.54 – Relação entre a razão c_u / σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para o conjunto de resultados de ensaios de compressão triaxial.

A análise da figura mostra que, apesar de alguma dispersão, o valor de c_u / σ'_c tende a ser mais baixo para maiores valores de A_f . A aplicação do modelo de regressão desenvolvido no capítulo 6 resulta num coeficiente de determinação de 0,71.

Outro aspeto interessante prende-se com o facto de, apesar da dispersão observada, ser possível estabelecer um intervalo para valores de A_f compreendidos entre 0,5 e 1,2. No entanto, deve ser referido que o valor de A_f igual a 1,2 é considerado bastante elevado para o solo em estudo, devendo-se este resultado a uma deficiente consolidação, tal como já referido em 7.7.3.2.

7.7.2.3.3 Expressão teórica

Tendo em conta a dificuldade em definir um valor razoável e bem fundamentado para a resistência não drenada, pois este parâmetro depende de outros também de difícil determinação e com variabilidade acentuada, neste ponto será feita a sua determinação com recurso à expressão teórica 6.4, apresentada em 6.2.4.5.

Na Figura 7.55 apresenta-se a comparação dos valores obtidos pela formulação teórica com os resultados experimentais. Representa-se também uma retas que foi obtida a partir da regressão linear dos valores calculados por aplicação da expressão teórica e é definida em função da profundidade (z em m) por:

$$c_u = 2,595z \quad (R^2=0,97) \quad (7.3)$$

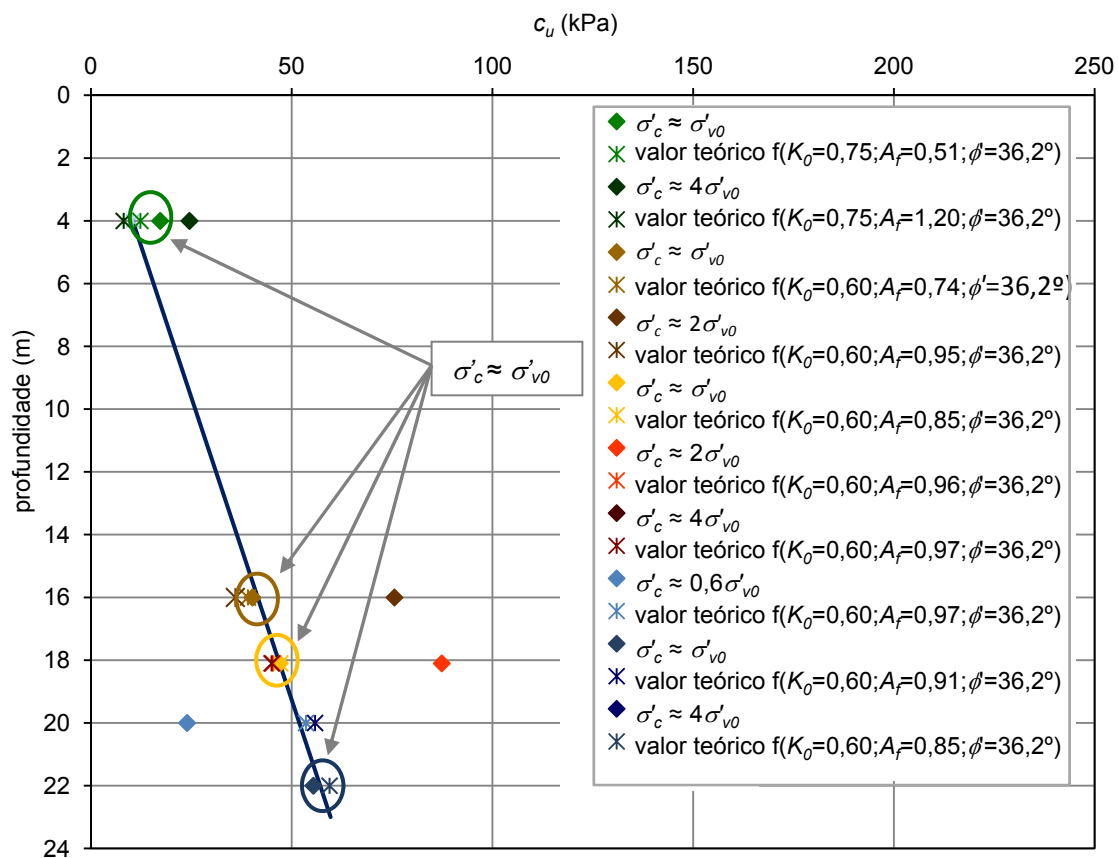


Figura 7.55 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial.

A figura mostra que, para as amostras ensaiadas com uma tensão efetiva de consolidação próxima da tensão efetiva vertical de repouso, há uma boa concordância entre os valores obtidos para a resistência não drenada nos ensaios de compressão triaxial e os calculados a partir dos parâmetros de resistência em tensões efetivas e das tensões efetivas verticais de repouso. Os parâmetros de resistência em tensões efetivas utilizados foram os que se determinaram na análise das envolventes de rotura para os ensaios de compressão, sendo o ângulo de resistência ao corte igual a $36,2^\circ$ e a coesão efetiva nula. Os valores do parâmetro A_f variaram entre 0,51 e 1,20 e o K_0 adotado foi de 0,60 e 0,75 para profundidades superiores a 14,0 m e inferiores a 4,5 m, respetivamente.

7.7.2.4 Interpretação dos resultados com base na teoria dos estados críticos

Os estados críticos, ou últimos, constituem a essência da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (MSEC). Este estado é alcançado após deformações de pelo menos 10%. No entanto, em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, para medir os estados críticos, é

necessário submetê-los a ensaios conduzidos com grande rigor até deformações distorcionais muito elevadas, frequentemente superiores a 20% (Maranha das Neves, 2013).

Ao atingir o estado crítico o solo continua a distorcer, a sofrer deformações de corte, sem qualquer variação de tensão de corte, da tensão normal e de volume. Isto é, sofre distorção sem variar de estado.

A Figura 7.56 ilustra as relações entre a tensão de corte, a tensão normal e o índice de vazios nos estados críticos.

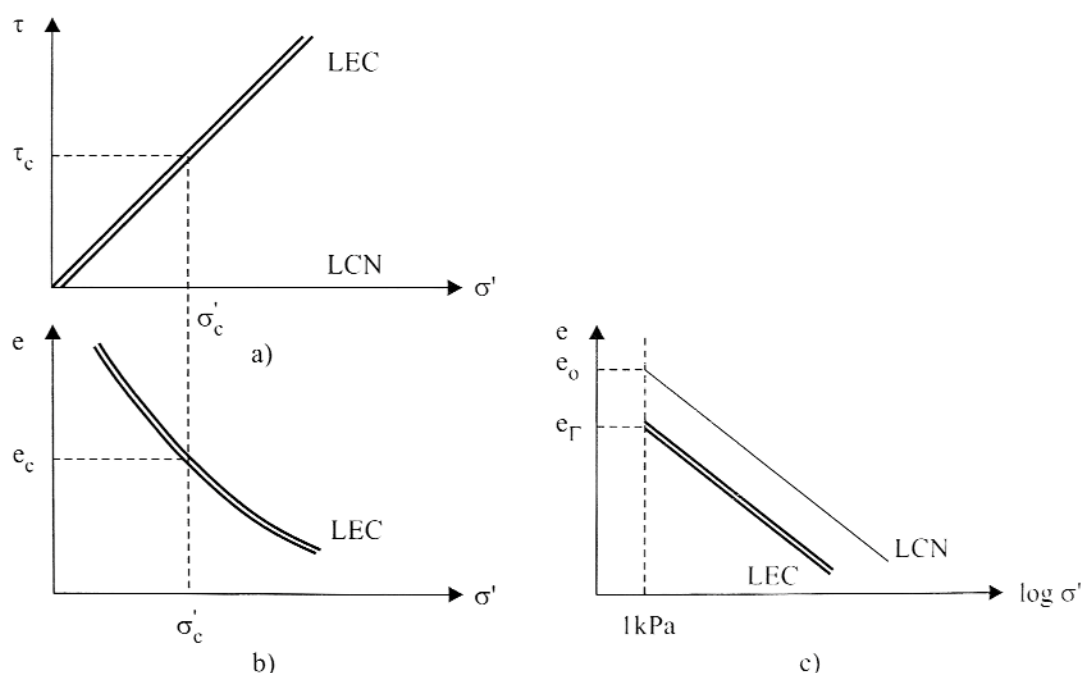


Figura 7.56 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): a) no plano (σ', τ) ; b) no plano (σ', e) ; c) no plano $(\log \sigma', e)$ (Maranha das Neves, 2013).

A análise da Figura 7.56 a e b permite concluir que, no estado crítico, há uma relação única entre σ' , τ e e . A Figura 7.56 c), onde se representa a tensão normal, σ' , em escala logarítmica, mostra que as linhas dos estados críticos (LEC) e de compressão normal (LCN) são paralelas e têm o mesmo gradiente.

A linha do estado crítico (LEC) é definida pelas equações:

$$\tau_c = \sigma'_c \text{tg} \phi'_c \quad (7.4)$$

$$e_c = e_\Gamma - C_c \log \sigma'_c \quad (7.5)$$

onde o índice c indica tensões e índices de vazios no estado crítico, o parâmetro e_Γ define a posição da LEC e C_c é o índice de compressibilidade.

A equação 7.1 traduz o critério de rotura de Mohr-Coulomb para a rotura quando a coesão efetiva é nula, sendo ϕ'_c o ângulo de resistência ao corte crítico.

A existência da LEC, assim como as suas características particulares eventualmente determinadas pelo tipo de consolidação e (ou) pelo modo de sollicitação, pode ser investigada pelas respetivas projeções nos planos (p', v) e (p', q) .

Relativamente à projeção no plano (p', v) , o estudo da LEC, e da própria LCN, é facilitado pela utilização do plano $(\ln p', v)$, onde as referidas linhas se apresentam retas e paralelas.

Na Figura 7.57 está representada a linha dos estados críticos (LEC) obtida a partir de ensaios triaxiais.

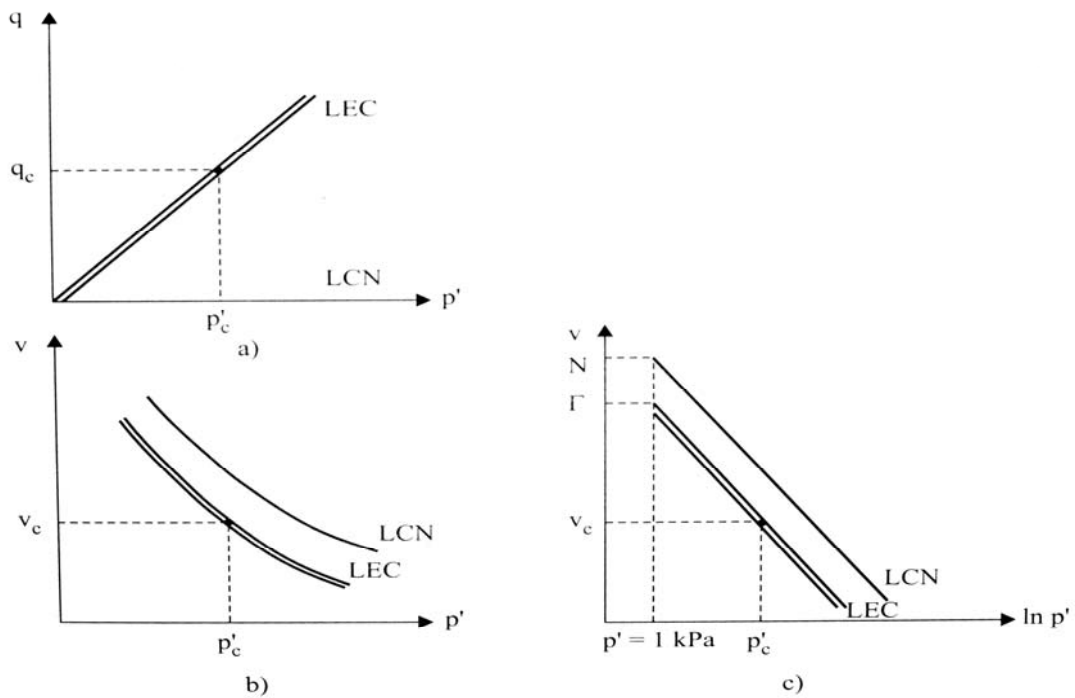


Figura 7.57 – Representação da linha dos estados críticos (LEC): a) no plano (q, p') ; b) no plano (v, p') ; c) no plano $(v, \ln p')$ (Maranha das Neves, 2013).

Como refere Maranhã das Neves (2013), nos ensaios triaxiais os solos atingem estados críticos nos quais continuam a sofrer distorção num estado constante (isto é, com volume e tensões efetivas constantes).

As equações da linha do estado crítico (LEC) representada na Figura 7.57 são:

$$q_c = M p'_c \quad (7.6)$$

$$v_c = \Gamma - \lambda \ln p'_c \quad (7.7)$$

representadas nas Figuras 7.56 a) e c), onde o índice c indica rotura última nos estados críticos. O símbolo M é equivalente a ϕ'_c e λ representa os gradientes da LEC e da LCN isotrópica. Uma vez que os parâmetros λ , Γ e M são propriedades intrínsecas dos materiais, podem ser considerados constantes para um dado solo.

Num ensaio triaxial com deformação axial de compressão, o parâmetro M relaciona-se com ϕ'_c através da seguinte expressão:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_c}{3 - \operatorname{sen} \phi'_c} \quad (7.8)$$

Como refere Coelho (2000), estes conceitos foram desenvolvidos para condições particulares de consolidação e sollicitação de solos. No entanto, tem-se procurado verificar a aplicabilidade destes conceitos a condições diferentes das originais, abrangendo, em particular, as situações de consolidação anisotrópica e corte em extensão. Ainda que os princípios subjacentes ao estabelecimento da Teoria do Estado Crítico sejam, em geral, observados nos programas de ensaio desenvolvidos, com esse objetivo, por diferentes autores, estes apresentam diferentes aproximações para o estudo do comportamento dos solos durante o corte.

Em relação ao tipo de consolidação, Atkinson *et al.* (1978) consideram a consolidação anisotrópica como um tipo particular de sollicitação, definida por uma relação constante, do tipo:

$$\frac{q}{p'} = \frac{3 \times (1 - K_0)}{1 + 2 \times K_0} \quad (7.9)$$

Este tipo de consolidação modifica o estado da amostra entre a LEC e a LCN. A linha definida durante a consolidação anisotrópica para tensões nunca antes experimentadas, designada por linha de compressão normal anisotrópica (LCNA), projeta-se no plano $(v, \ln p')$ como uma linha reta, situada entre a LEC e a LCN e com o mesmo declive destas, descrita pela equação:

$$v_c = \Gamma_0 - \lambda \ln p'_c \quad (7.10)$$

Na Figura 7.58 representam-se as linhas do estado crítico (LEC), de compressão normal (LCN) e compressão normal anisotrópica (LCNA).

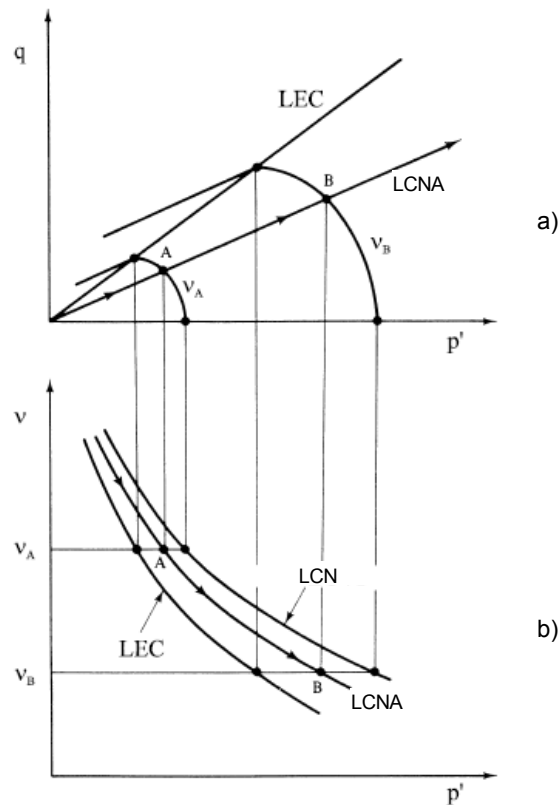


Figura 7.58 – Representação das linhas do estado crítico (LEC), de compressão normal (LCN) e compressão normal anisotrópica (LCNA): a) no plano (q, p') ; b) no plano (v, p') (Atkinson *et al.*, 1978).

Como já foi referido, no presente trabalho foram executados 8 ensaios triaxiais de compressão consolidados anisotropicamente.

Inicialmente, para verificar se em todos os ensaios se atingiu o estado crítico, isto é, se continuam a sofrer distorção num estado constante, são apresentadas na Figura 7.59 as trajetórias de tensões durante o corte no plano (q, ε_a) e (p', q) .

A análise da figura permite concluir que na generalidade todos os ensaios atingiram o estado crítico, com exceção do efetuado com tensão de consolidação de 568 kPa.

Verifica-se também que a trajetória de tensões desenvolvida durante o corte pela amostra submetida a um ensaio CIU, com tensão de consolidação de 85 kPa, não apresenta um desenvolvimento similar aos restantes ensaios.

Pelo exposto, estes dois ensaios não serão considerados na análise.

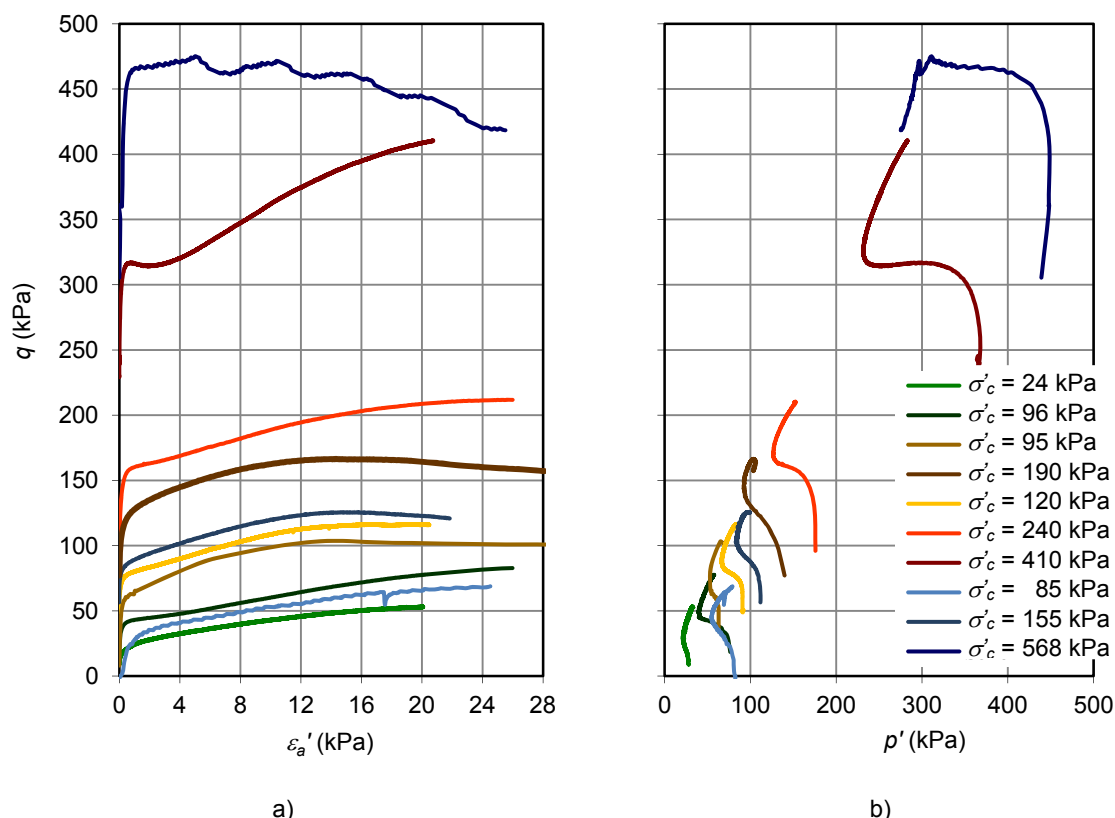


Figura 7.59 – Trajetória de tensões durante o corte obtida nos ensaios triaxiais: a) no plano (q, ϵ_a) ; b) no plano (p', q) .

Na Figura 7.60 apresentam-se as linhas LCNA e LEC, definidas com base nos resultados dos ensaios realizados sobre amostras consolidadas anisotropicamente. Tendo em consideração que os ensaios executados sobre as amostras retiradas à profundidade de 4,3 m correspondem a um tipo de solo com comportamento diferente do restante no que concerne ao valor de K_0 , foram traçadas duas linhas normais de compressão, LNCA1 e LNCA2. Simplificadamente, para a definição da linha dos estados críticos (LEC) todos os ensaios foram considerados uma vez que, no estado crítico, tendiam para o mesmo horizonte.

A equação da LEC ilustrada na Figura 7.60 é:

$$q = 1,417 p' \quad (7.11)$$

$$\nu = 2,2 - 0,0016 \ln p' \quad (7.12)$$

representadas nas Figuras 7.47 b) e c), respetivamente.

Desta forma, a LEC caracteriza-se pelos parâmetros $M = 1,417$; $\Gamma = 2,2$ e $\lambda = 0,0016$. Estes parâmetros correspondem a um ângulo de resistência ao corte crítico de 35° .

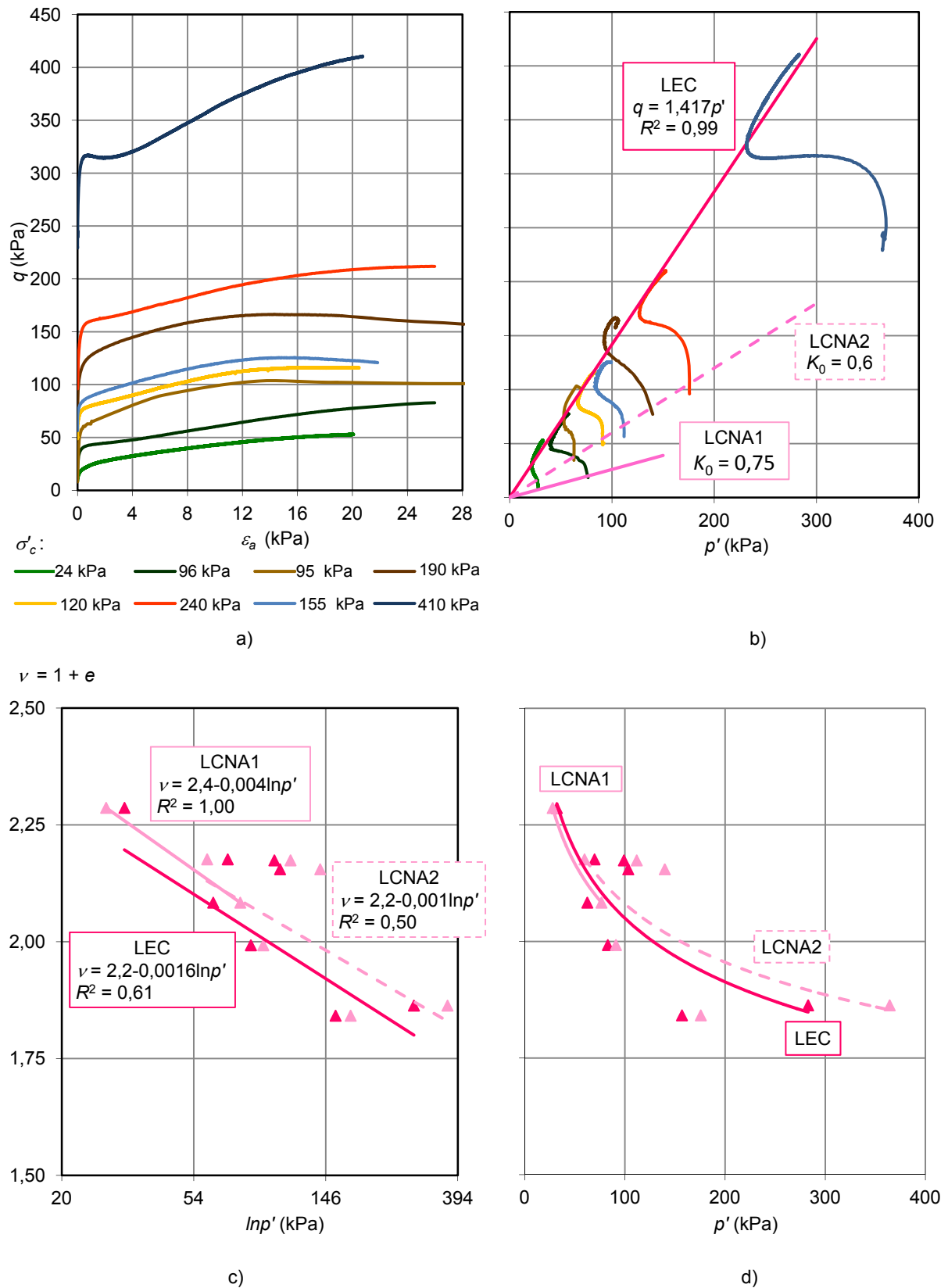


Figura 7.60 – Trajetória de tensões e linhas dos estados críticos (LEC) e compressão normal (LCNA) obtida a partir dos ensaios triaxiais: a) no plano (q, ε_a) ; b) no plano (p', q) ; c) no plano $(\nu, \ln p')$; d) no plano (ν, p') .

Verifica-se assim, de acordo com os resultados experimentais, que o ângulo de resistência ao corte crítico apresenta valores relativamente elevados. No entanto, a magnitude dos valores encontrados, se surpreende face à elevada plasticidade do solo natural, parece compatível com a sua composição granulométrica predominantemente siltosa, a qual confere a elevada componente atrítica da resistência.

A normalização das tensões ou dos volumes específicos iniciais pode ser muito útil quando se pretende comparar resultados de ensaios com diferentes tensões de consolidação ou com diferentes volumes específicos iniciais. Com a normalização é possível obter uma representação mais simples e útil.

A Figura 7.61 mostra a LEC e a LCNA num gráfico de eixos q/p'_c e p'/p'_c , isto é, normalizados em relação à pressão equivalente p'_c .

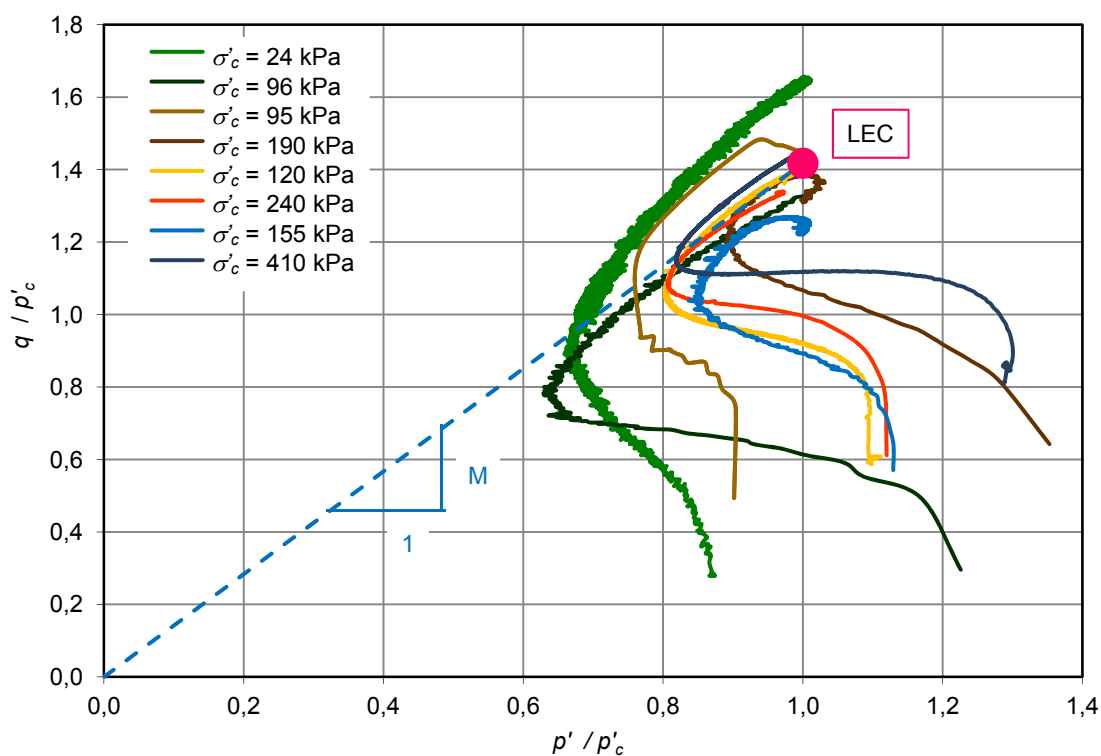


Figura 7.61 – Normalização da LEC e da LNCA em relação a p'_c .

A figura apresenta as projeções no plano p'/p'_c - q/p'_c dos caminhos de tensões seguidos, durante a fase de corte, sendo evidente que a superfície não é claramente estabelecida. No entanto, pode verificar-se que praticamente todas as amostras tendem inequivocamente para a LEC, com exceção da amostra com $\sigma'_c = 24$ kPa, em que a trajetória de tensões a ultrapassa.

7.7.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL

7.7.3.1 Parâmetros de resistência em tensões efetivas

Como já foi referido, foram realizados dois ensaios de extensão usando a câmara de *Stess-Path* (Viana da Fonseca, 1996). Os ensaios foram realizados com consolidação K_0 após a consolidação isotrópica das amostras.

A Figura 7.62 mostra a tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) em função da extensão axial (ε_a), e na Figura 7.63 mostram-se os excessos de pressão neutra gerados durante o corte.

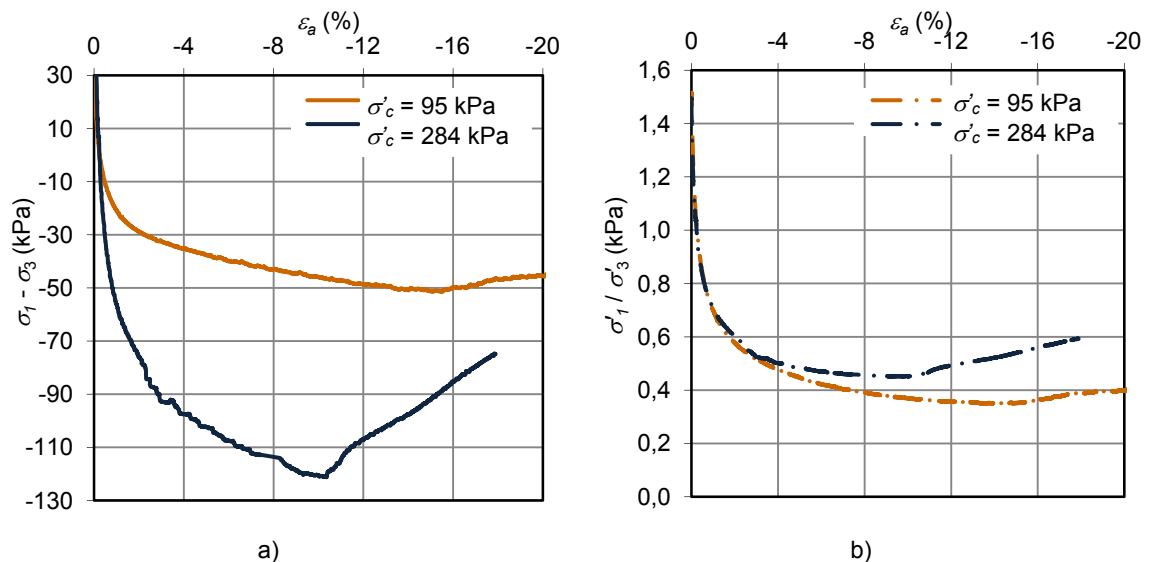


Figura 7.62 – Resultados dos ensaios de extensão triaxial: a) tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs extensão axial (ε_a); b) obliquidade das tensões efetivas principais (σ'_1 / σ'_3) vs extensão axial (ε_a).

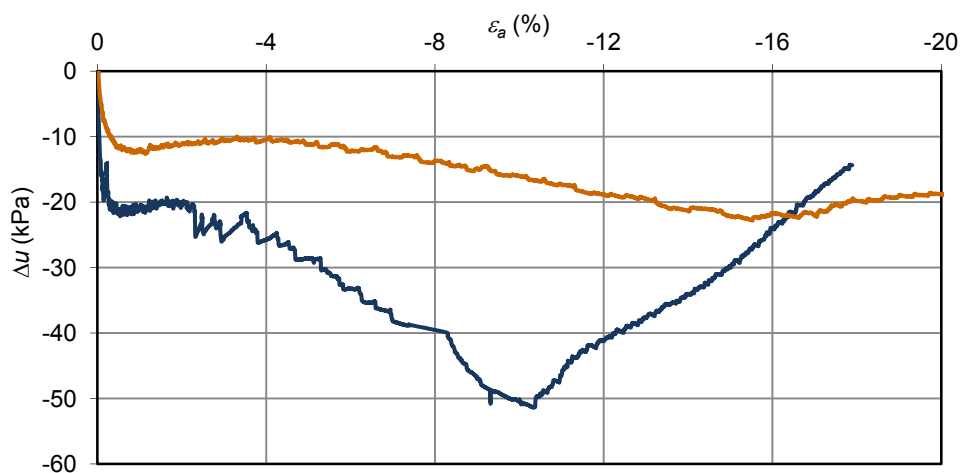


Figura 7.63 – Excesso de pressão neutra (Δu) vs extensão axial (ε_a) obtidos nos ensaios de extensão triaxial.

A evolução da tensão de desvio, da obliquidade de tensões efetivas principais e do excesso de pressão neutra é bastante semelhante no que concerne ao valor da extensão axial onde estes parâmetros assumem o valor máximo, pelo que a consideração de um ou de outro critério de rotura não irá com certeza influenciar os resultados obtidos.

Na Figura 7.64 apresenta-se as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios efetuados, num diagrama s' vs t . É também apresentada a envolvente de rotura.

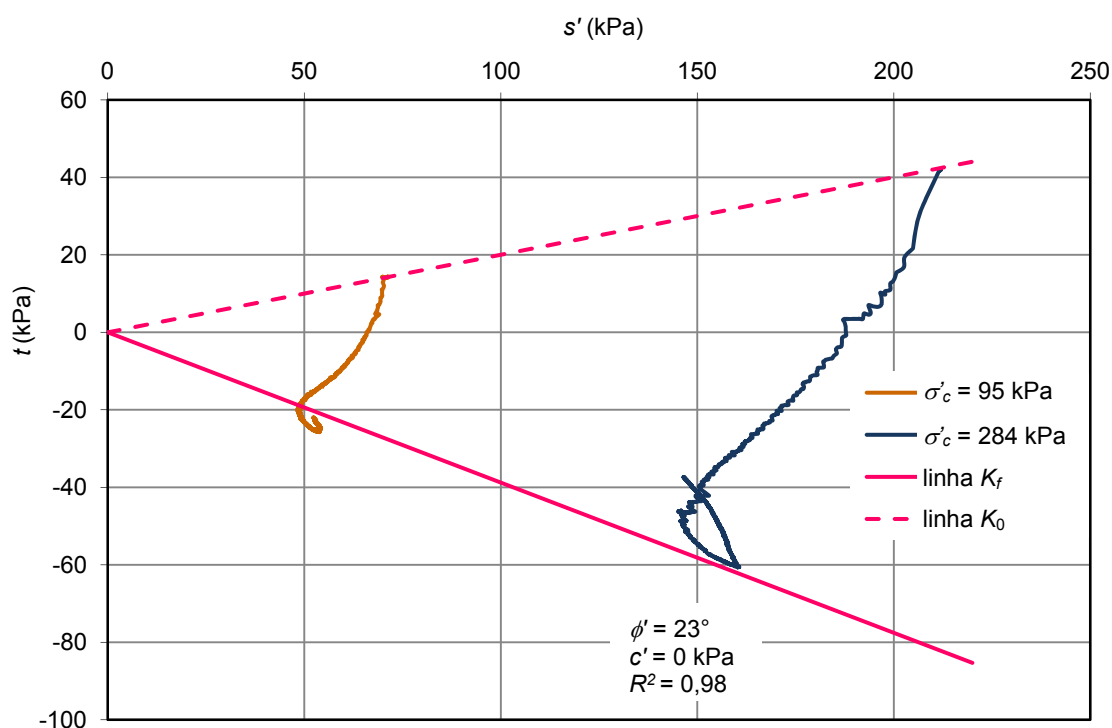


Figura 7.64 – Trajetórias de tensões efetivas no espaço s' , t em ensaios de extensão triaxial.

A envolvente de rotura obtida a partir da análise dos dois ensaios de extensão triaxial corresponde um ângulo de resistência ao corte de 23° e coesão efetiva nula. À semelhança do efetuado no estudo dos ensaios de compressão triaxiais, importa salientar que o valor obtido para o ângulo de resistência ao corte corresponde a forçar a reta a passar na origem.

A comparação dos resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte em ensaios de compressão e extensão triaxial permite concluir que o valor de ϕ' em compressão é bastante mais elevado do que o obtido em extensão. O quociente entre os ângulos de resistência ao corte em compressão e em extensão é de 1,58, resultado da mesma ordem de grandeza dos obtidos por Aguiar (1992) e Carvalho (2002).

7.7.3.2 Parâmetros de resistência em tensões totais

7.7.3.2.1 Resistência não drenada

A resistência não drenada foi calculada através da expressão 6.2 adotando como critério de rotura aquele que se baseia nos pontos correspondentes ao pico do excesso de pressão neutra.

A Figura 7.65a) mostra os resultados obtidos para a resistência não drenada em profundidade e o limite que pode ser considerado para a sua evolução em profundidade tendo por base o resultado obtido no ensaio triaxial onde a tensão de consolidação foi próxima da tensão efetiva vertical de repouso. Embora só se disponha de dois resultados, parece haver evidência de que a resistência não drenada obtida através dos ensaios de extensão triaxial é inferior à obtida em ensaios de compressão triaxial.

Dada a elevada dependência deste parâmetro com a tensão efetiva de consolidação do ensaio, representa-se na Figura 7.65b) a sua evolução com essa tensão. A observação da figura permite concluir que c_u cresce linearmente com σ'_c , sendo a razão entre os dois parâmetros de 0,22, mostrando que os solos em estudo são normalmente consolidados (Ladd *et al.*, 1977; Matos Fernandes, 2006), como seria de esperar.

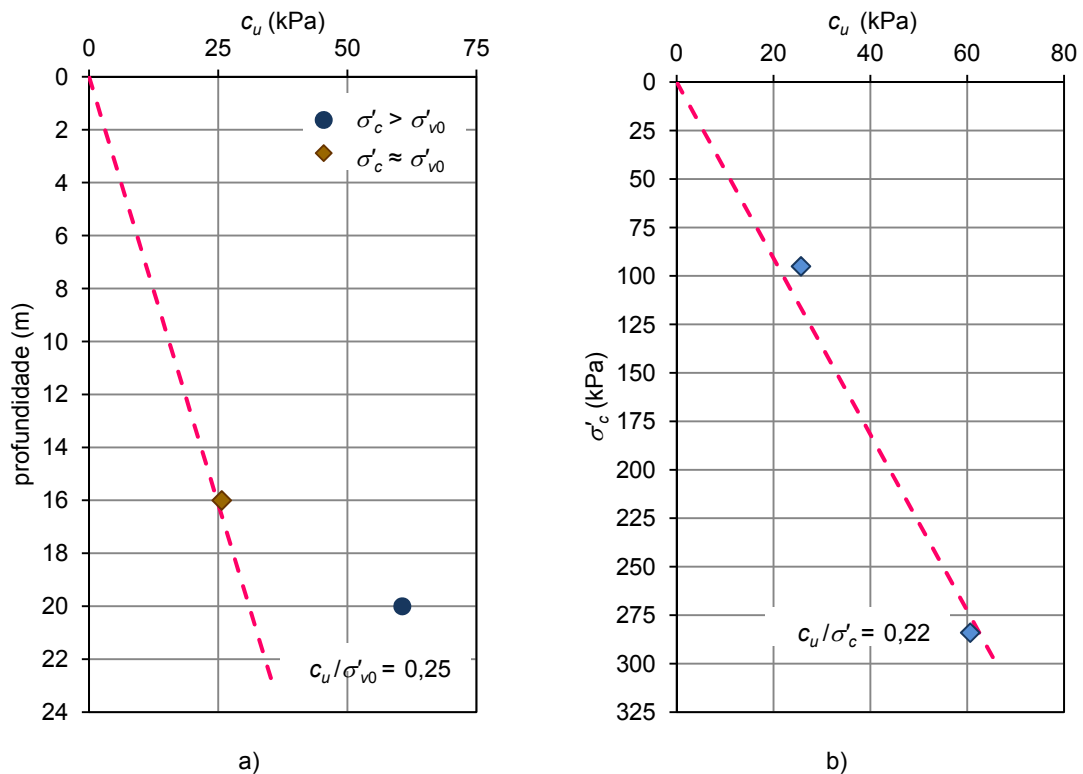


Figura 7.65 – Variação da resistência não drenada: a) em profundidade; b) com a tensão efetiva de consolidação do ensaio, em ensaios de extensão triaxial.

7.7.3.2.2 Parâmetro A_f de Skempton

A Figura 7.66 mostra a relação entre os valores de c_u/σ'_c e o parâmetro A_f obtido nos ensaios de extensão triaxial.

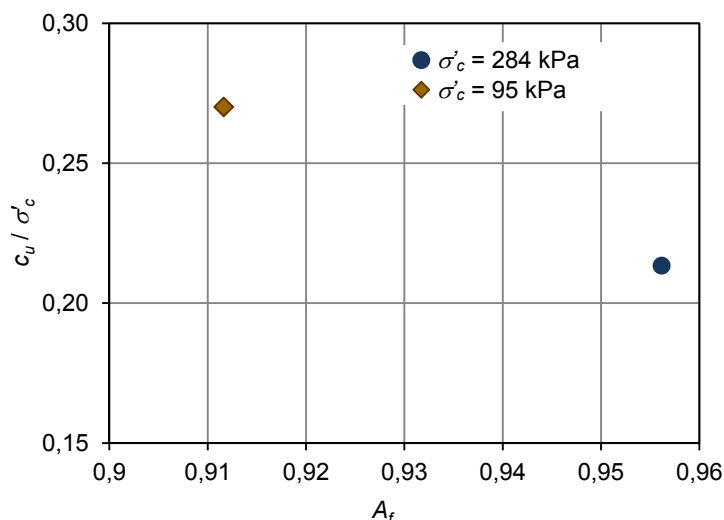


Figura 7.66 – Relação entre a razão c_u/σ'_c e o parâmetro A_f de Skempton para os resultados de ensaios de extensão triaxial.

A análise da figura mostra que o valor de c_u/σ'_c tende a ser mais baixo para maiores valores de A_f . Como era de esperar, o valor de A_f obtido através dos ensaios de extensão triaxial é superior ao obtido em ensaios de compressão triaxial.

7.7.3.2.3 Expressão teórica

De forma análoga ao efetuado para os resultados de ensaios de compressão, foram determinados os valores da resistência não drenada em função da profundidade, partindo da aplicação da expressão (Matos Fernandes, 2006):

$$c_u = \frac{c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi' + 2A_f \sin \phi'} + \sigma'_{v0} \frac{\sin \phi' (1 - A_f + K_0 A_f)}{1 - \sin \phi' + 2A_f \sin \phi'} \quad (7.13)$$

utilizando os valores dos parâmetros de resistência em tensões efetivas em extensão apresentados anteriormente, que foram de 23° para o ângulo de resistência ao corte e coesão efetiva nula, as tensões efetivas verticais em repouso, para K_0 o valor de 0,6 e tomando como valores do parâmetro A_f 0,75 e 0,78, de acordo com o calculado em 7.7.4.2.2.

A Figura 5.40 mostra os resultados experimentais apresentados anteriormente e os que se obtiveram por aplicação da expressão 5.18.

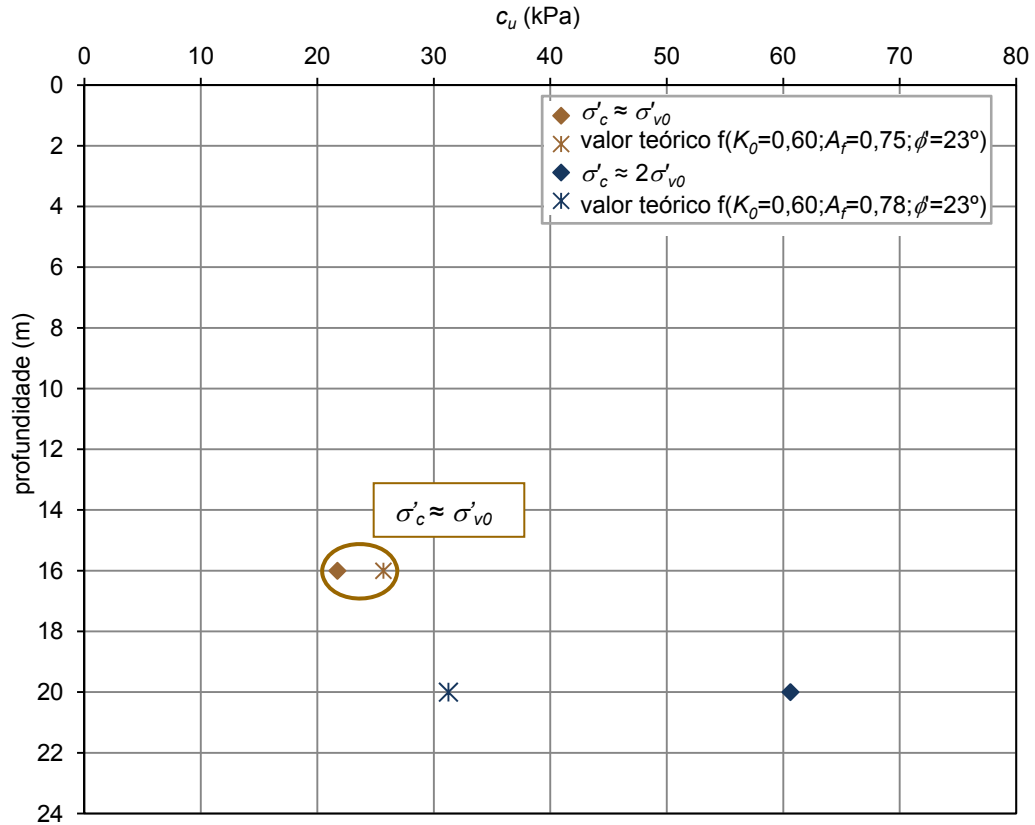


Figura 7.67 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial.

Como era esperado, a figura mostra uma boa concordância entre os valores obtidos para a resistência não drenada nos ensaios de extensão triaxial e os calculados a partir dos parâmetros de resistência em tensões efetivas e das tensões efetivas verticais de repouso.

7.7.3.2.4 Avaliação da anisotropia da resistência não drenada

Para o horizonte de 16,0 m foram ensaiadas duas amostras com a mesma tensão efetiva de consolidação ($\sigma'_c = 95$ kPa), uma sujeita a um ensaio de extensão triaxial e a outra a um ensaio de compressão triaxial.

Para este horizonte foi calculada a medida da anisotropia induzida do solo em termos de resistência não drenada (k_s) através da expressão:

$$k_s = \frac{c_u(h)}{c_u(v)} \quad (7.14)$$

onde $c_u(h)$ e $c_u(v)$ representam a resistência ao corte não drenada obtida nos ensaios de extensão e compressão triaxial, respetivamente.

A anisotropia do comportamento mecânico do solo é bem evidenciada pelo conjunto dos resultados dos ensaios de compressão e extensão triaxiais realizados sobre a amostra localizada a 16,0 m de profundidade, a partir da mesma tensão efetiva de consolidação. No Quadro 7.18 podem observar-se os valores dos parâmetros de resistência obtidos nestes ensaios, bem como o parâmetro da anisotropia induzida no solo, K_s .

Quadro 7.18 – Resultados obtidos para a resistência não drenada, c_u , a razão c_u / σ'_{vc} , o parâmetro A_f de Skempton e o parâmetro da anisotropia induzida no solo, K_s , em ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas do campo experimental

σ'_{vc} (KPa)	Tipo de ensaio	c_u (kPa)	c_u / σ'_{vc}	A_f	K_s
95	CK ₀ U	40,2	0,42	0,74	0,64
	EK ₀ U	25,7	0,27	0,91	

Como se pode verificar pelos valores de c_u e dos parâmetros c_u / σ'_{vc} e K_s a anisotropia da resistência não drenada é bastante marcada; as relações obtidas para a relação c_u / σ'_{vc} de 0,42 em compressão e de 0,27 em extensão, e para o parâmetro K_s de 0,64, revelam-se coerentes e concordantes com os dados habitualmente referidos para este tipo de solo. Deve salientar-se que valores próximos foram obtidos por Aguiar (1992) e por Carvalho (2002) em solos de Aveiro, como se pode verificar da análise do Quadro 7.19.

Quadro 7.19 – Resultados obtidos para o parâmetro da anisotropia induzida no solo, K_s , por Aguiar (1992) e Carvalho (2002)

Referência	K_s
Aguiar (1992)	0,4 – 0,5
Carvalho (2002)	0,7

A Figura 7.68 ilustra resultados da anisotropia de argilas normalmente consolidadas coligidos por Ladd (1991) confrontados com resultados análogos obtidos no âmbito do presente trabalho.

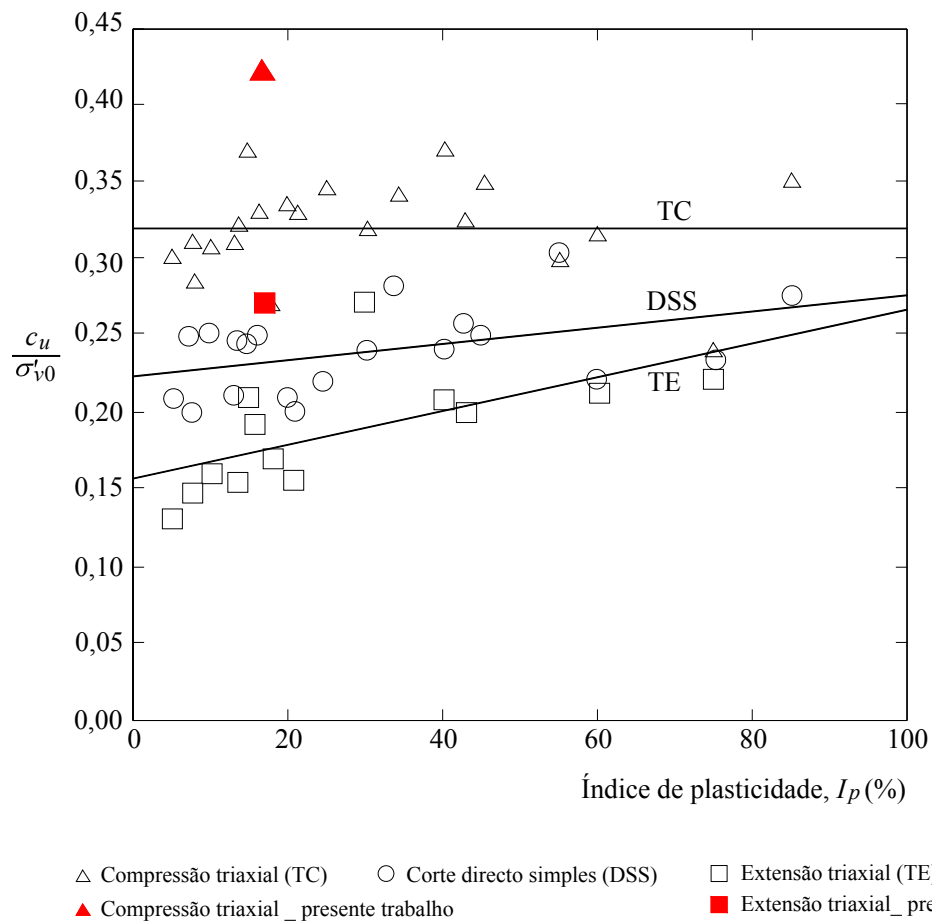


Figura 7.68 – Valores de c_u / σ'_{v0} de argilas normalmente consolidadas a partir de ensaios triaxiais de compressão e de extensão e de ensaios de corte direto simples coligidos por Ladd (1991) e confronto com resultados deste trabalho.

7.8 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

No presente capítulo apresentou-se os resultados dos ensaios realizados em laboratório sobre amostras intactas provenientes do campo experimental localizado em Cacia, Aveiro.

Inicialmente são apresentadas informações gerais sobre a região em estudo, localizando o campo experimental e em seguida são apresentados, tratados e comentados os resultados de ensaios de laboratório no sentido de identificar os perfis e propriedades do solo em estudo.

Os resultados apresentados incluem as características físicas e de identificação, a classificação de solos, os parâmetros de compressibilidade e de consolidação, o estado de tensão, os parâmetros de resistência em tensões efetivas e em tensões totais.

Em relação às características físicas e de identificação, os resultados obtidos são bastante coerentes com os que se apresentaram no Capítulo 4, tratando-se de um solo marcado pela predominância da componente siltosa, com percentagens superiores a 70 %.

O teor em matéria orgânica é significativo, podendo ser de 9 % na camada superficial, correspondente aos primeiros 4,5 m de profundidade, reduzindo esse valor até cerca de 5 % para 22 m de profundidade. Verifica-se a grande influência da matéria orgânica na definição dos limites de Atteberg, influenciando de forma significativa o índice de plasticidade. Este índice assume um valor médio de cerca de 21 % ou 10%, em função da forma de preparação da amostra, sendo o primeiro valor correspondente a amostras ensaiadas no estado natural e o segundo a amostras secas ao ar. Importa realçar a extraordinária redução da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, especialmente para profundidades menores, produzindo esta maiores efeitos sobre o limite de liquidez e o índice de plasticidade. Este fenómeno pode ser explicado pelo facto de a secagem do solo eliminar parte da matéria orgânica, sendo mais notória essa diminuição para profundidades menores, uma vez que a matéria orgânica tende a diminuir em profundidade.

No que respeita à compressibilidade, os ensaios edométricos indicam que o índice de compressibilidade (C_c) é em média de 0,57 e a razão $C_c/(1+e)$ é de 0,22. Para o índice de expansibilidade (C_s) o valor médio obtido foi de 0,044. Importa salientar que no conjunto dos ensaios efetuados, o índice de compressibilidade apresentando bastante concordância com os valores derivados dos modelos de regressão desenvolvidos no Capítulo 5.

Os resultados obtidos para a tensão de pré-consolidação e para o grau de sobreconsolidação indicam que com o aumento da profundidade dá-se uma passagem de depósitos ligeiramente sobreconsolidado para depósitos no estado normalmente consolidado. Esta conclusão confirma o

já relatado nos capítulos 4 e 5 no que concerne à existência de uma camada superficial com características diferentes, designada por camada dessecada.

Relativamente aos ensaios edométricos de longa duração, verificou-se que as curvas de compressão apresentam três zonas de resposta linear na escala semi-logarítmica do tempo com taxas muito distintas, originando diferentes valores de C_α para diferentes tempo de carregamento. Após a consolidação primária verifica-se que o declive do ramo $e\text{-log}t$ é relativamente baixo, sendo este período de tempo claramente superior a 1 dia. Numa segunda fase observa-se uma aceleração da taxa de fluência. Finalmente, numa terceira fase, aquela taxa parece tender para um valor praticamente nulo. Desta análise pode concluir-se que as determinações de C_α até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, tenderão a subestimar aquele parâmetro.

A evolução de C_α em profundidade permite verificar duas tendências distintas. Uma primeira, correspondente ao primeiro período de tempo onde o declive do ramo $e\text{-log}t$ é baixo, onde os valores de $C_{\alpha 1}$ são praticamente constantes em profundidade. Uma segunda, onde a taxa de fluência é consideravelmente mais elevada, sendo os valores de $C_{\alpha 2}$ maiores na zona superficial. A análise da evolução do teor em matéria orgânica em profundidade permite concluir que há uma coincidência quase perfeita entre essa evolução e a do parâmetro $C_{\alpha 2}$. Desta forma pode concluir-se que as determinações de C_α até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, não evidenciam a relação de dependência entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor em matéria orgânica.

No que concerne aos valores da razão $C_\alpha/(1+e)$, obtidos através da curva e por correlação com o índice de compressibilidade (expressão 5.6), verifica-se um bom ajuste entre os valores obtidos através da expressão desenvolvida no Capítulo 5 e os valores obtidos diretamente da curva considerando o período de tempo de 24 h, como seria de esperar uma vez que o modelo de regressão foi desenvolvido baseado em ensaios clássicos. Deve salientar-se, assim, que a previsão da razão $C_\alpha/(1+e)$ através da expressão 5.6 tenderá a subestimar aquele parâmetro.

De acordo com o sistema de classificação dos solos argilosos quanto à importância da consolidação secundária apresentado no Quadro 5.2 (Mesri, 1973) verificam-se duas classificações distintas. Uma primeira em que os solos exibem consolidação secundária média correspondente ao primeiro período de tempo onde o declive do ramo $e\text{-log}t$ é relativamente baixo. Uma segunda onde a taxa de fluência é mais elevada em que os solos exibem consolidação secundária muito alta. Pode pois concluir-se que as determinações de C_α até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, tenderão a subestimar a importância da consolidação secundária no processo de consolidação.

No que concerne aos ensaios OED7, OED8 e OED9, que após decorrido o tempo de fluência foram novamente submetidos a escalões de carregamento, pode verificar-se que, após a recarga, a curva retoma o andamento do ramo virgem, para uma tensão correspondente a $1,5\sigma'_{vf}$, iniciando que a deformação está concluída (Martins, 2005).

Em relação aos ensaios de compressão triaxial, a envolvente de rotura em tensões efetivas fornece um ângulo de resistência ao corte de cerca de 36° e coesão nula. Note-se que este valor é bastante superior ao obtido com o tratamento dos elementos do conjunto dos solos silto-argilosos moles apresentado no capítulo 6, podendo ser em parte justificado pela percentagem elevada da fração siltosa. Deve no entanto referir-se que este valor elevado foi também encontrado por Aguiar (1992), Carvalho (2002) e Bonito (2008) em trabalhos desenvolvidos na região.

O tratamento dos ensaios de extensão triaxial permitiu identificar uma envolvente de rotura corresponde um ângulo de resistência ao corte de 23° e coesão efetiva nula.

A comparação dos resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte em ensaios de compressão e extensão triaxial permite concluir que o valor de ϕ' em compressão é bastante mais elevado do que o obtido em extensão. No entanto Aguiar (1992) e Carvalho (2002), em estudos conduzidos sobre solos com características semelhantes, chegaram a valores da mesma ordem de grandeza.

Relativamente à anisotropia da resistência não drenada pode concluir-se que é bastante marcada nestes materiais, podendo corroborar-se esta conclusão pelos valores de c_u e dos parâmetros c_u / σ'_{vc} e K_s ; as relações obtidas para a relação c_u / σ'_{vc} de 0,42 em compressão e de 0,27 em extensão, e para o parâmetro K_s , de 0,64. Verifica-se que estas grandezas se revelam coerentes e concordantes com os dados habitualmente referidos para este tipo de solo.

A LEC obtida com base nos ensaios de compressão triaxial efetuados caracteriza-se pelos parâmetros $M = 1,417$; $I = 2,2$ e $\lambda = 0,0016$, correspondentes a um ângulo de resistência ao corte crítico de 35° .

8

CAMPO EXPERIMENTAL ENSAIOS DE CAMPO

8.1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas são notáveis os desenvolvimentos na caracterização geotécnica por ensaios de campo. Novos e modernos equipamentos foram introduzidos visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições de subsolo, possibilitando uma maior fiabilidade nos resultados adquiridos e nas metodologias de análise e interpretação dos resultados.

Este capítulo tem por objetivo a caracterização, através de ensaios de campo, do depósito aluvionar objeto de estudo neste trabalho. Para tal, inicialmente, é efetuada uma descrição dos ensaios de campo realizados detalhando-se a metodologia adotada na execução dos mesmos. São também apresentados os resultados obtidos bem como a sua interpretação à luz das mais recentes metodologias da Mecânica dos Solos.

No campo experimental foi executado um ensaio com o dilatômetro de Marchetti (DMT), dois ensaios com o cone-penetrométrico holandês sísmico (SCPTU1 e SCPTU2) com três ensaios de dissipação e seis ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT).

A posição relativa dos ensaios de campo realizados encontra-se representada na Figura 8.1.

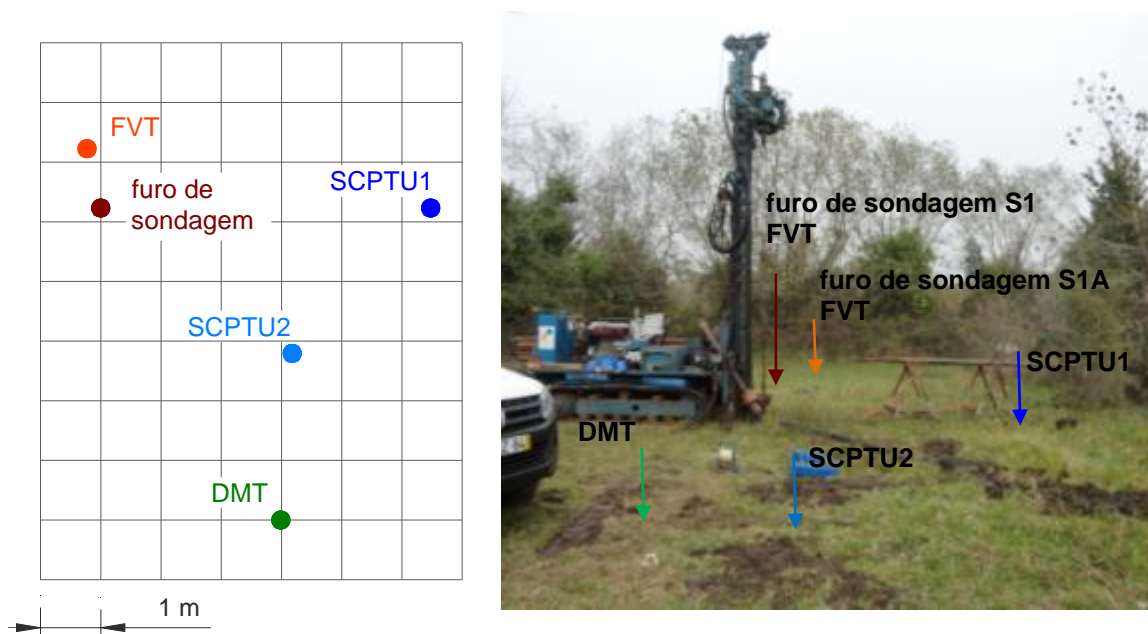


Figura 8.1 – Planta do Campo Experimental com a localização relativa dos ensaios realizados (fotografia da autora).

8.2 ENSAIO COM O DILATÓMETRO MARCHETTI (DMT)

8.2.1 METODOLOGIA

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido em Itália pelo Professor Silvano Marchetti, investigador responsável pela conceção e construção do equipamento como também pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (Marchetti, 1975, 1980, 1997). Esta técnica desenvolvida na década de 1970 foi normalizada na Europa no Eurocódigo 7 – Parte 2 (2007).

O equipamento necessário à realização do ensaio consiste num sistema de cravação, numa lâmina dilatométrica, uma unidade de controlo de pressão (dotada de um sinal acústico), um cabo elétrico, um sistema de calibração e uma unidade de pressão. Na Figura 8.2 estão representados os componentes descritos.



a)



b)



c)



d)



e)



Figura 8.2 – Equipamento necessário para a realização do ensaio DMT: a) sistema de cravação; b) unidade de controlo de pressão, cabo elétrico e unidade de pressão; c) trem de varas; d) unidade de controlo de pressão; e) lâmina dilatométrica (fotografias da autora).

O procedimento do ensaio, conforme recomendação da ASTM Sub-Committee D 180210 (1986), consiste na penetração de uma lâmina dilatométrica verticalmente no interior da massa de solo, utilizando preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. A penetração é interrompida a cada 20 cm, procedendo-se imediatamente à expansão da membrana de aço (diafragma). A expansão da membrana permite a obtenção de três leituras: i) leitura A, corresponde ao momento em que a membrana deixa de estar em contato com o disco sensor onde se encontra alojada, equivalendo a um deslocamento de 0,05mm; ii) leitura B, corresponde ao momento em que o centro da membrana se desloca 1,1 mm na direção normal ao plano da mesma; iii) leitura C, corresponde ao momento em que, em descarga lenta, a membrana volta a estar em contacto com o disco sensor.

Após efetuadas as leituras A, B e C, procede-se a uma correção em função da rigidez da membrana e determina-se a pressão inicial da expansão da membrana (p_0), a pressão final da expansão da membrana (p_1) e a pressão final na descarga (p_2). A determinação destas pressões é realizada utilizando seguintes expressões:

$$p_0 = 1,05(A - Z_m - \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (8.1)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (8.2)$$

$$p_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (8.3)$$

em que ΔA e ΔB são correções efetuadas devido à rigidez da membrana, A, B e C são leituras efetuadas no decurso do ensaio e Z_m é o zero do manómetro de medição de pressão.

A partir destas pressões calculam-se os três seguintes parâmetros, designados por índice do material, módulo dilatométrico e índice de tensão horizontal, respetivamente:

$$I_{DMT} = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (8.4)$$

$$E_{DMT} = 34,7(p_1 - p_0) \quad (8.5)$$

$$K_{DMT} = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (8.6)$$

em que u_0 é o valor da pressão neutra de equilíbrio e σ'_{v0} é a tensão efetiva vertical de repouso à profundidade do ensaio.

8.2.2 RESULTADOS

No campo experimental foi realizado um ensaio dilatométrico localizado o mais próximo possível dos ensaios SCPTU e do local onde foram recolhidas as amostras, como se pode observar na Figura 8.1.

Marchetti (1980) estabeleceu um conjunto de correlações empíricas entre os índices dilatométricos (I_{DMT} , E_{DMT} e K_{DMT} – todos eles função das pressões acima referenciadas) e as principais propriedades de comportamento do solo. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 8.3.

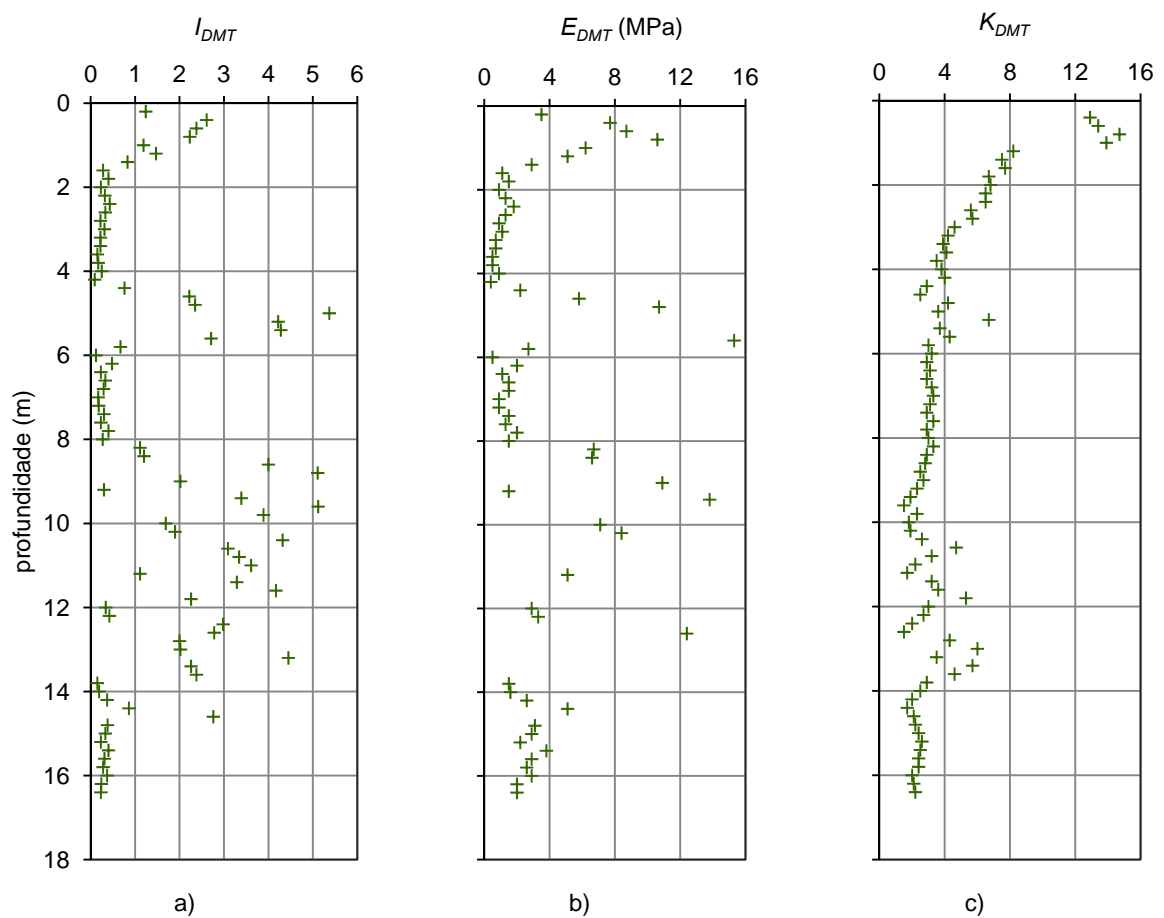


Figura 8.3 – Resultados obtidos no ensaio DMT: a) índice do material; b) módulo dilatométrico; c) índice de tensão horizontal.

8.2.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E ESTADO DE TENSÃO

8.2.3.1 Identificação estratigráfica do subsolo

O ensaio com o dilatômetro de Marchetti não permite a recolha de amostras. No entanto, não impede de estabelecer um perfil estratigráfico dos solos atravessados com base no índice do material, I_{DMT} .

Verifica-se que há uma elevada precisão na correlação de I_{DMT} com a granulometria do solo, como mostra o Quadro 8.1 (Marchetti, 1980).

Quadro 8.1 – Classificação de solos a partir do índice do material, I_{DMT} , do DMT (Marchetti, 1980)

Argilas		Siltes			Areias		
Sensíveis	Normais	Siltosas	Argilosos	Puros	Arenosos	Siltosas	Puras
$I_{DMT} < 0,1$	$0,1 < I_{DMT} < 0,35$	$0,35 < I_{DMT} < 0,6$	$0,6 < I_{DMT} < 0,9$	$0,9 < I_{DMT} < 1,2$	$1,2 < I_{DMT} < 1,8$	$1,8 < I_{DMT} < 3,3$	$3,3 > I_{DMT}$

Na Figura 8.4 representa-se esta classificação aplicada ao caso em estudo. Verifica-se que podem ser identificadas três zonas de solos argilosos (sensíveis, normais ou siltosos) e silto-argilosos, respetivamente, entre os 1,5 m e 4,5 m, os 6,0 m e 8,3 m e a partir dos 14,0 m. Nos restantes horizontes os siltes (puros ou arenosos) e as areias (siltosas ou puras) predominam.

A análise da classificação de solos permite identificar uma zona de siltes arenosos e (ou) areias siltosa, compreendida entre os 4,5 m e os 14,0 m de profundidade. Desta forma, à semelhança do efetuado no Capítulo 7, nos pontos seguintes serão apenas apresentados os resultados para profundidades inferiores a 4,5 m e superiores a 14,0 m.

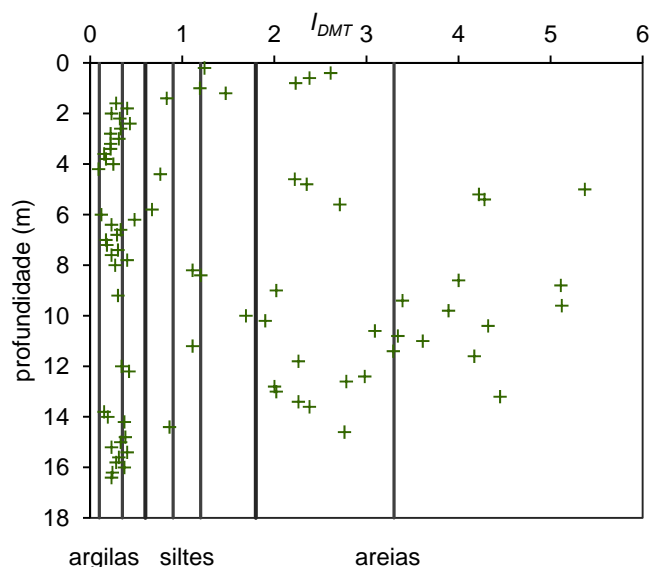


Figura 8.4 – Classificação do solo com base no índice do material (I_{DMT}).

8.2.3.2 Peso volúmico, γ

Marchetti & Crapps (1981) estabeleceram o diagrama que se apresenta na Figura 8.5 baseado nos valores de I_{DMT} e E_{DMT} , que permite uma estimativa do peso volúmico do solo. A experiência em solos portugueses confirma a grande precisão ($\pm 1\text{kN/m}^3$) na avaliação deste parâmetro (Cruz, 1995).

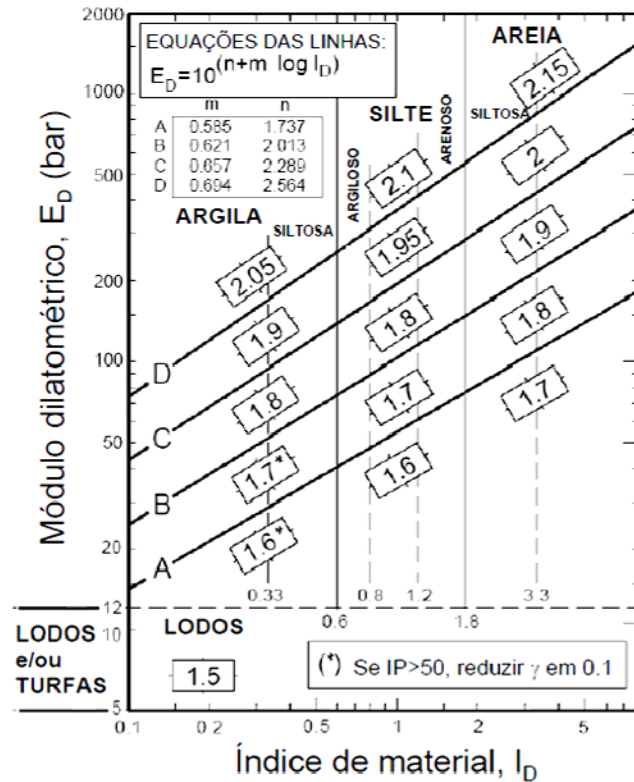


Figura 8.5 – Classificação do solo e estimativa de γ_w com base no índice do matéria e no módulo dilatométrico (adaptado de Marchetti e Crapps, 1981).

Mais tarde, Mayne *et al.* (2001) apresenta a seguinte expressão para estimar o peso volúmico do solo a partir do índice dilatométrico e do módulo dilatométrico:

$$\gamma = 1,12\gamma_w \left(\frac{E_{DMT}}{p_a}\right)^{0,1} (I_{DMT})^{-0,05} \quad (8.7)$$

Na Figura 8.6 apresenta-se o valor do peso volúmico do depósito estimado a partir da equação 8.7.

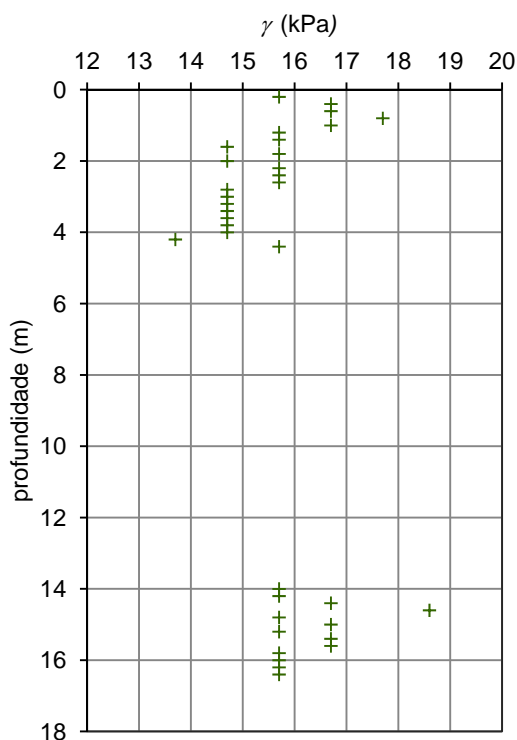


Figura 8.6 – Evolução em profundidade do peso volúmico do solo estimado a partir do ensaio DMT (equação 8.7).

Verifica-se que nos horizontes correspondentes aos solos moles (argilas e siltes argilosos) o valor médio do peso volúmico aumenta ligeiramente em profundidade, passando de um valor médio de 15,2 kN/m³, para profundidade até os 4,5 m, para 16,0 kN/m³, para profundidades superiores a 14,0 m.

8.2.3.3 Coeficiente de impulso em repouso, K_0

Marchetti (1980) correlaciona o coeficiente de impulso em repouso com o índice de tensão horizontal através da seguinte expressão:

$$K_0 = \left(\frac{K_{DMT}}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (8.8)$$

Jamiolkowski *et al.* (1988) recomendam a limitação da expressão anteriormente referida a solos brandos a medianamente duros, que apresentem valores de I_{DMT} inferiores a 1,2.

Powell & Uglow (1988), depois de executarem ensaios SBPT e DMT em solos argilosos brandos a médios e sobreconsolidados, sugeriram uma divisão entre argilas recentes (idade inferior a 60 mil anos) e argilas envelhecidas (idade superior a 70 milhões de anos), não fazendo qualquer

sugestão para idades intermédias. Assim, para o caso em estudo (argilas recentes) os autores propõem a expressão:

$$K_0 = 0,34 \times K_{DMT}^{0,55} \quad (8.9)$$

O índice de tensão horizontal está diretamente relacionado com a história de tensões já aplicadas ao solo. Desta forma, em solos normalmente consolidados este índice é constante em profundidade assumindo valores que oscilam entre 1,8 e 2,3. Em solos sobreconsolidados o valor de K_{DMT} é superior a 2,0 e diminui com o aumento da profundidade.

A Figura 8.7 apresenta o índice de tensão horizontal e o coeficiente de impulso em repouso determinado através das expressões acima referidas.

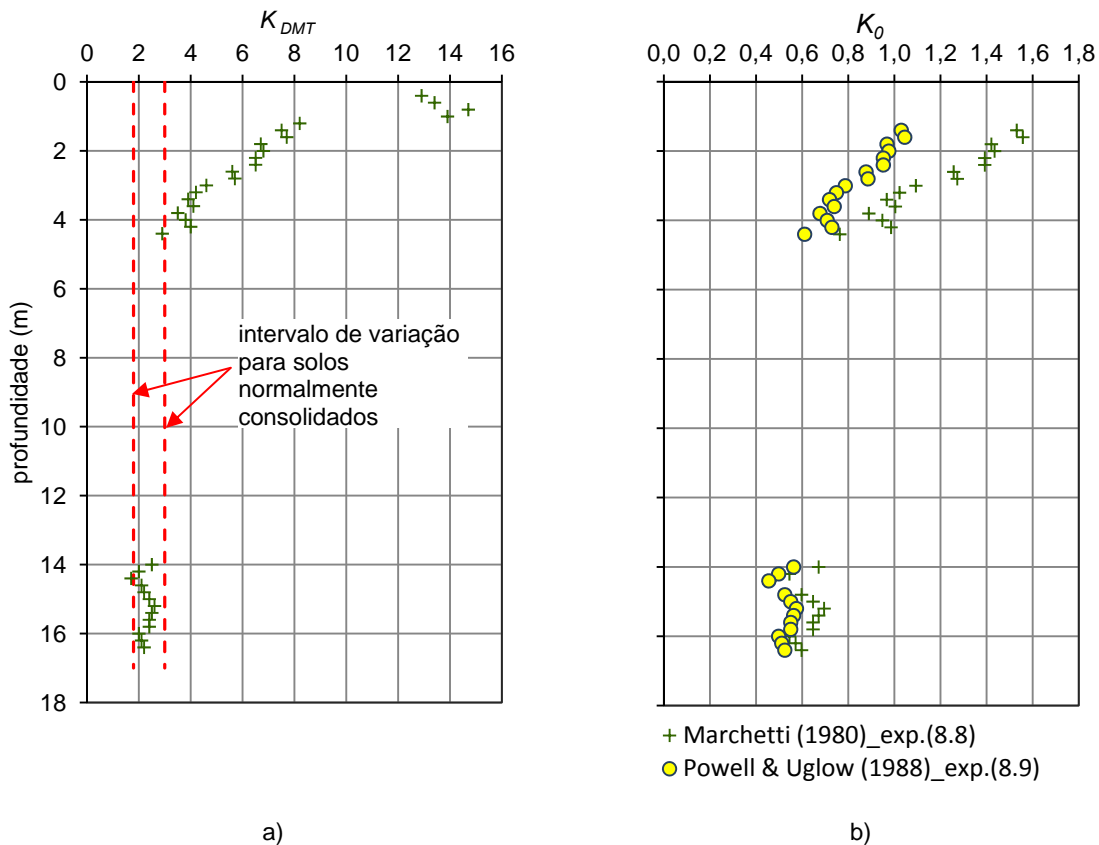


Figura 8.7 – Evolução em profundidade de: a) índice de tensão horizontal; b) coeficiente de impulso em repouso obtido a partir do índice de tensão horizontal.

Pode verificar-se que para profundidades superiores a 14,0 m o valor do índice de tensão horizontal varia entre os limites acima referidos e que nesses casos o coeficiente de impulso em repouso é praticamente constante em profundidade oscilando entre 0,46 e 0,60, quando determinado através do modelo de regressão apresentado por Powell & Uglow (1988), e entre 0,50 e 0,70, quando determinados através da expressão proposta por Marchetti (1980).

Nos primeiros 4,5 m de profundidade o valor de K_0 é superior, refletindo a crosta dessecada com propriedades diferentes do resto do depósito, devendo ser salvaguardado o facto de a estimativa de K_0 através dos resultados obtidos no ensaio DMT ter menor precisão nas zonas sobreconsolidadas dos depósitos.

Na crosta sobreconsolidada, devido à sucção da água nos poros, as tensões efetivas vertical e horizontal tendem a ser muito próximas, logo K_0 deve ser próximo da unidade, como se verifica na aplicação da expressão proposta por Powell & Uglow (1988). Neste horizonte a expressão desenvolvida por Marchetti (1980) não reflete o comportamento destes solos.

8.2.3.4 Grau de sobreconsolidação, R_{OC}

Marchetti (1980) sugere que o perfil de variação do índice de tensão horizontal, K_{DMT} , com a profundidade pode servir de indicativo da história de tensão do solo. Reconhecendo o padrão de variação de K_{DMT} , Marchetti (1980), mostrou a dependência entre o grau de sobreconsolidação e o coeficiente de impulso através da equação:

$$R_{OC} = (0,5K_{DMT})^{1,56} \quad (8.10)$$

O autor restringiu a utilização da equação a solos com I_{DMT} entre 0,2 e 2,0. A equação tem ainda um campo de aplicação restringido a solos com histórias de tensões simples e que não tenham sido sujeitos a fenómenos de envelhecimento, cimentação ou endurecimento tixotrópico, os quais a acontecerem, promovem valores sobrestimados.

Na literatura internacional podem ser encontradas várias correlações semelhantes à apresentada por Marchetti (1980). Powell & Uglow (1988), para argilas jovens, sugerem:

$$R_{OC} = (0,24K_{DMT})^{1,32} \quad (8.11)$$

Lunne *et al.* (1989) propõem as seguintes correlações, a aplicar a solos argilosos, com um grau de incerteza de cerca de 30%:

$$R_{OC} = (0,30K_{DMT})^{1,17} \text{ para } c_u/\sigma'_{v0} < 0,8 \quad (8.12)$$

$$R_{OC} = (0,27K_{DMT})^{1,17} \text{ para } c_u/\sigma'_{v0} > 0,8 \quad (8.13)$$

Kamei & Iwasaki (1994), com base numa extensa base de dados, apresentam um modelo de regressão muito semelhante à equação proposta por Marchetti (1980):

$$R_{OC} = 0,34K_{DMT}^{1,43} = (0,47K_{DMT})^{1,43} \quad (8.14)$$

Na Figura 8.8 representa-se a variação do grau de sobreconsolidação em profundidade segundo as várias propostas apresentadas.

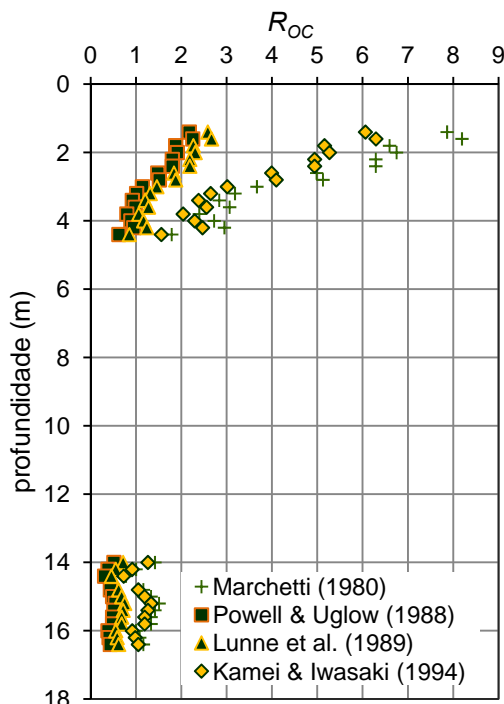


Figura 8.8 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação obtido a partir dos resultados do DMT.

Pode verificar-se que a expressão proposta por Marchetti (1980) fornece o limite superior e a apresentada por Powell & Uglow (1988) o limite inferior do valor do R_{OC} . Conclui-se que as propostas de Marchetti (1980) e de Kamei & Iwasaki (1994) apresentam valores muito semelhantes e as apresentadas por Powell & Uglow (1988) e Lunne *et al.* (1989) também fornecem valores muito parecidos do R_{OC} . No entanto, os valores obtidos nestas últimas para profundidades superiores a 14,0 m não são verossímeis com o que seria de esperar para estes solos, fornecendo valores inferiores à unidade.

A tendência assumida pelos valores do R_{OC} obtidos a partir das propostas de Marchetti (1980) e de Kamei & Iwasaki (1994) é semelhante, pelo que se pode concluir que este assume um valor que oscila entre 1,0 e 2,0 para profundidades superiores a 14 m, sendo mais elevados na camada superficial correspondente à dessecação do solo.

8.2.4 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

8.2.4.1 Resistência não drenada, c_u

Marchetti (1980) sugere a estimativa da resistência não drenada em função do índice de tensão horizontal através da expressão 6.14 apresentada no capítulo 6.

Os resultados obtidos para a variação da resistência não drenada (c_u) e da resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva vertical inicial (c_u/σ'_{v0}) em profundidade apresentam-se na Figura 8.9, onde se mostra também os limites que podem ser considerados para a evolução em profundidade de c_u .

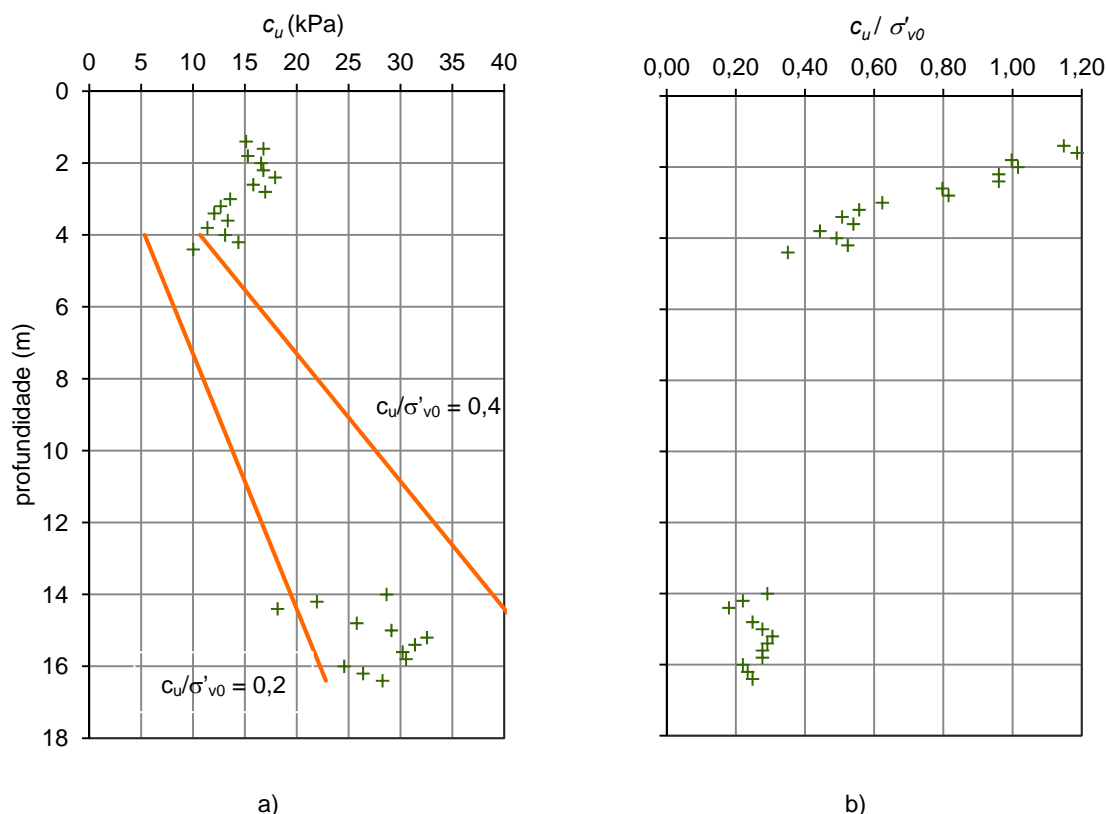


Figura 8.9 – Evolução em profundidade da: a) resistência não drenada obtida a partir dos resultados do DMT; b) razão da resistência não drenada pela tensão efetiva vertical de repouso.

Pode verificar-se que a evolução em profundidade da resistência não drenada é típica de um depósito argiloso recente e que a crosta superficial corresponde aos primeiros 4,5 m do depósito, valor este concordante com o já mencionado aquando do estudo do coeficiente de impulso em repouso (8.2.3.3) e do grau de sobreconsolidação (8.2.3.4).

De acordo com a classificação com base na consistência proposta por Terzaghi & Peck (1948), nos primeiros 4,5 m os solos ocorrentes são muito moles a moles. A partir dos 14,0 m são

classificados com consistência mole a média. Segundo a proposta de Craig (2004) a consistência do depósito é muito mole nos primeiros 4,5 m e mole para profundidades superiores a 14,0 m.

8.2.4.2 Módulo de distorção elástico, G_0

Desde a década de 80 que têm vindo a ser feitas várias tentativas de relacionar o módulo de distorção elástico com o módulo dilatométrico para solos argilosos (Lunne *et al.*, 1989):

$$G_0/E_{DMT} = 7,5 \quad (8.15)$$

Cruz (2010) encontra, mais tarde, uma correlação aplicável a solos sedimentares portugueses, em que intervém também o índice dilatométrico, ficando a expressão:

$$G_0/E_{DMT} = 3,318I_{DMT}^{-0,671} \quad (8.16)$$

Na Figura 8.10 apresenta-se a variação do módulo de distorção elástico (muito pequenas deformações) calculado através das expressões 8.15 e 8.16 e os respectivos valores médios.

Verifica-se que aplicando a expressão 8.15 o módulo de distorção elástico apresenta uma variabilidade substancialmente mais elevada do que com a expressão 8.16. No entanto, considerando o valor médio em profundidade a diferença não é significativa.

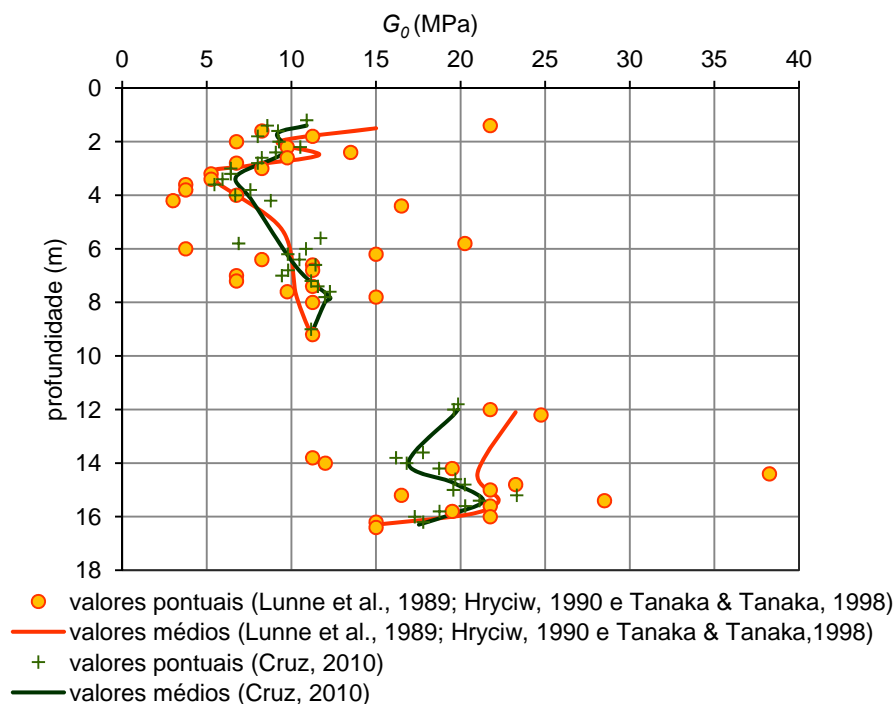


Figura 8.10 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir dos resultados do DMT.

8.2.4.3 Módulo de deformabilidade confinado, M

Marchetti (1980) procurou estabelecer uma ligação entre E_{DMT} e o módulo de deformabilidade tangente confinado (M), definido como:

$$M = \Delta\sigma'_v / \Delta\varepsilon_v \quad (8.17)$$

Com base nos dados obtidos das campanhas de caracterização geotécnica, Marchetti (1980) verificou que não existe uma proporcionalidade única entre M e E_{DMT} , sendo que a razão $R_M = M / E_{DMT}$ tende a aumentar com o incremento de K_{DMT} . Embora não tenha sido objeto de estudo exaustivo, o autor conclui que I_{DMT} parece ter menor influência na correlação do que K_{DMT} , salvo nos casos em que este índice apresente valores muito reduzidos. Assim, os módulos de deformabilidade dos diferentes tipos de solo devem ser calculados segundo leis de variação similares.

Com base nestas constatações, o autor apresenta as seguintes expressões para o cálculo do módulo de deformabilidade confinado:

$$M = R_M \times E_{DMT} \quad (8.18)$$

$$R_M = 0,14 + 2,36 \times \log(K_{DMT}) \text{ para } I_{DMT} < 0,6 \quad (8.19)$$

$$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \times \log(K_{DMT}) \text{ para } 0,6 < I_{DMT} < 3,0 \quad (8.20)$$

$$R_M = 0,5 + 2 \times \log(K_{DMT}) \text{ para } I_{DMT} > 3,0 \quad (8.21)$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 \times \log(K_{DMT}) \text{ para } K_{DMT} > 10 \quad (8.22)$$

$$R_{M0} = 0,14 + 0,36 \times (I_{DMT} - 0,6) / 2,4 \quad (8.23)$$

O valor mínimo admissível de R_M é de 0,85, pelo que se o cálculo fornecer valores inferiores, devesse ser tomado o valor de 0,85 para este parâmetro.

Lacasse & Lunne (1982), Hayes (1983), Campanella & Robertson (1983) e Aas *et al.* (1984) testaram a correlação apresentada por Marchetti (1980) e verificaram que a mesma se aplica com grande razoabilidade em solos argilosos brandos a médios e em solos arenosos normalmente consolidados com predominância de minerais siliciosos.

A Figura 8.11 apresenta a variação do módulo de deformabilidade confinado em profundidade de acordo com as expressões acima apresentadas.

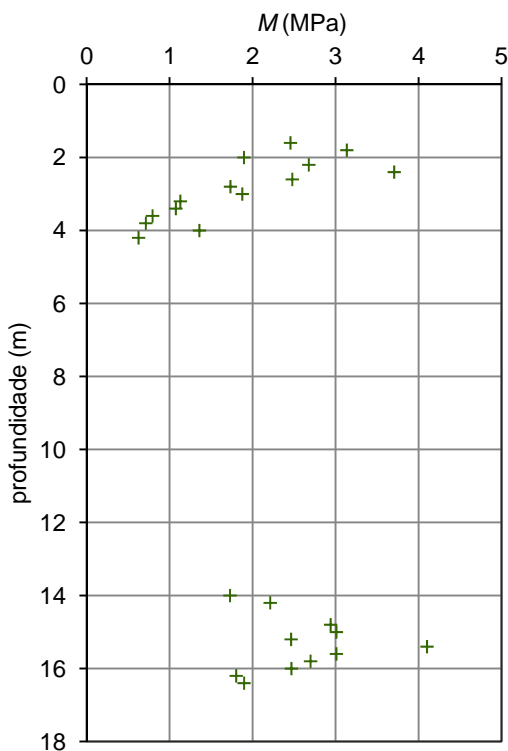


Figura 8.11 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido a partir dos resultados do DMT (equação 8.18).

8.2.4.4 Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ'

Marchetti (1980), tendo por base a verificação do crescimento de K_{DMT} com q_t obtido no ensaio CPTU (ver 8.3.1), propõe duas correlações empíricas que permitem estimar um valor máximo e um valor mínimo para o ângulo de resistência ao corte:

$$\phi'_{m\acute{a}x.} = 31 + K_{DMT} / (0,236 + 0,066K_{DMT}) \quad (8.24)$$

$$\phi'_{m\acute{i}n.} = 28 + 14,6 \log K_{DMT} - 2,1(\log K_{DMT})^2 \quad (8.25)$$

Na Figura 8.12 são apresentados os resultados da aplicação das correlações apresentadas ao solo em estudo.

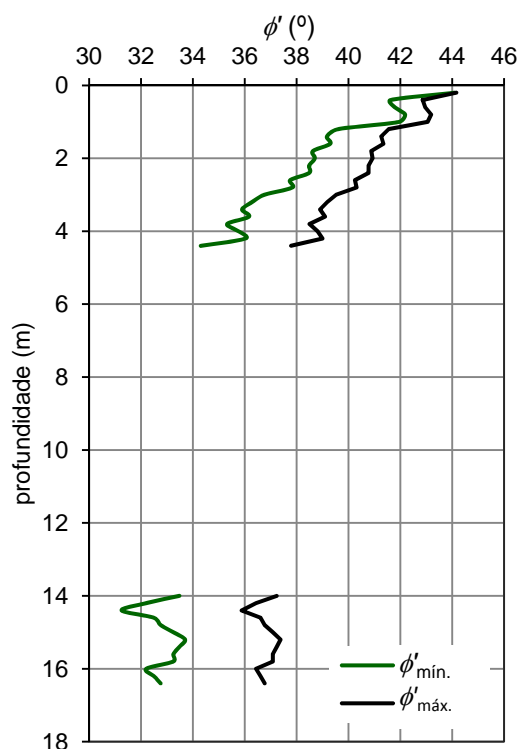


Figura 8.12 – Evolução em profundidade do intervalo de variação do ângulo de resistência ao corte obtido a partir dos resultados do DMT (equações 8.24 e 8.25).

A análise da figura permite distinguir dois comportamentos distintos. Nos primeiros 4,5 m de profundidade o ângulo de resistência ao corte tende a diminuir em profundidade, variando entre cerca de 44° e 34°. Na parte inferior do maciço verifica-se um comportamento bem mais uniforme, variando o ângulo de resistência ao corte médio entre 33° e 39° conforme se utiliza a expressão 8.24 ou 8.25, respetivamente.

8.3 ENSAIO COM O CONE-PENETRÓMETRO HOLANDÊS SÍSMICO (CONE-PENETRATION TEST, SCPTU)

8.3.1 METODOLOGIA

Os ensaios com o cone-penetrométrico, conhecidos pelas siglas CPT (Cone Penetration Test) e CPTU (Piezocone Penetration Test) são das mais importantes ferramentas de prospeção geotécnica. As primeiras referências ao ensaio remontam à década de 30 do século passado na Holanda (Barentsen, 1936; Boonstra, 1936). Na década de 60 ocorre a generalização do penetrometro elétrico, no qual a resistência à penetração e o atrito lateral são medidos por transdutores colocados imediatamente acima do cone. No entanto, só na década de 80 são desenvolvidos os piezocones (CPTU), que são cones munidos de uma zona porosa ligada a um

transdutor, que torna possível obter a pressão da água nos poros, correspondente ao nível hidrostático somado do excesso criado pela penetração da ponteira cónica no terreno. No final da década de 80, Campanella *et al.* (1986) incorporou um sensor adicional ao piezocone que permite a medição da velocidade das ondas de corte, designando-se desta forma o ensaio por ensaio com o cone penetrométrico sísmico (SCPT/SCPTU).

Como já foi referido, foram realizados dois ensaios SCPTU, designados por SCPTU1 e SCPTU2, perto do local onde foram recolhidas as amostras intactas, incluindo um e dois ensaios de dissipação, respetivamente.

Os ensaios consistiram na cravação contínua no solo, por meio de um sistema hidráulico, de uma ponteira cónica a uma velocidade constante de 20 mm/s. O equipamento utilizado foi o piezocone, que além das medidas elétricas da pressão necessária para cravar a ponteira cónica (q_c) e do atrito lateral (f_s) permite a contínua monitorização das pressões da água nos poros, u_2 , geradas durante o processo de cravação. Para além das três grandezas referidas, o *software* que acompanha o aparelho permite o cálculo da chamada razão atrítica, R_f , de expressão:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \quad (8.26)$$

Neste equipamento, o filtro anelar encontra-se colocado imediatamente atrás da ponteira cónica (daí o símbolo u_2 para a pressão da água). O uso do piezocone tornou necessária a correção dos valores tomados para a resistência de ponta, passando a ser usado o parâmetro q_t em vez de q_c . Este parâmetro representa a resistência total que o solo oferece à penetração da ponteira cónica e obtém-se através da soma da de q_c com a razão da resultante das pressões da água na coroa circular (pelo facto de imediatamente acima do cone existir o filtro em forma de anel) pela área da base do cone.

Como já referido, nos dois ensaios SCPTU efetuados foram geradas ondas sísmicas de corte (ondas S) na superfície do terreno através de pancadas laterais proferidas por um martelo numa placa de madeira com tiras de aço colocada na superfície do terreno. As ondas S geradas dessa forma foram captadas pelo geofone horizontal localizado no topo do piezocone. O sinal elétrico foi registado pelo sistema de aquisição de dados.

Nos ensaios realizados foram efetuadas três medições da variação da dissipação (aumento ou diminuição) dos excessos de pressão neutra no tempo, após a paragem da penetração de ponteira do SCPTU.

Na Figura 8.13 estão representados os componentes necessários à realização do ensaio.



a)



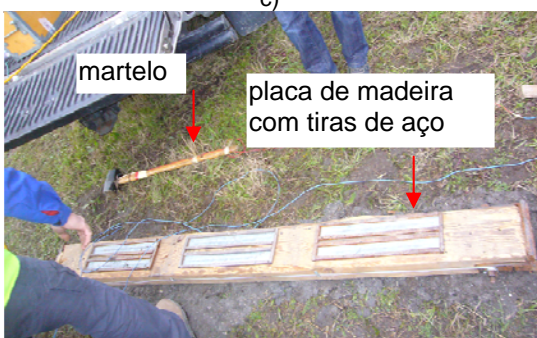
b)



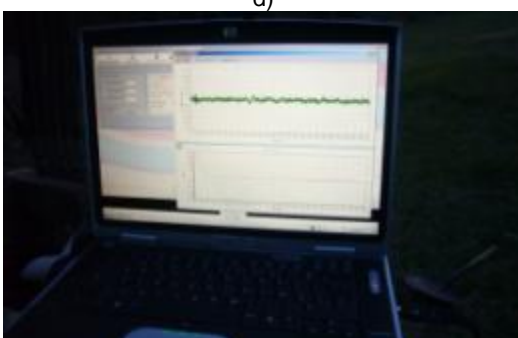
c)



d)



e)



f)

Figura 8.13 – Equipamento necessário para a realização do ensaio SCPTU: a) sistema de cravação; b) piezocone; c) saturação do filtro anelar; d) trem de varas; e) martelo e placa de madeira com tiras de aço; f) sistema de aquisição de resultados (fotografias da autora).

8.3.2 RESULTADOS

As curvas obtidas nos ensaios efetuados no campo experimental encontram-se esquematizadas nas Figuras 8.14, 8.15 e 8.16.

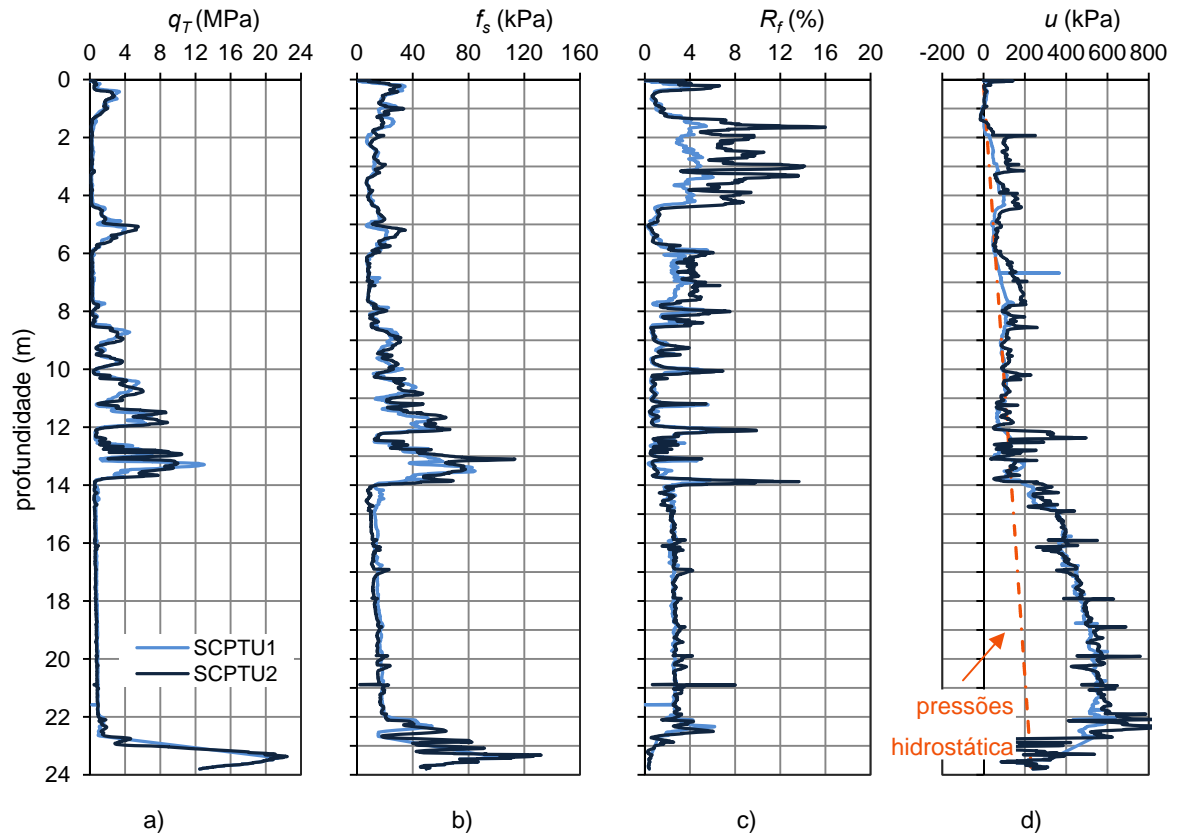


Figura 8.14 – Valores obtidos nos ensaios SCPTU1 e SCPTU2: a) resistência total de ponta; b) resistência lateral; c) razão atrítica; d) pressão na água dos poros.

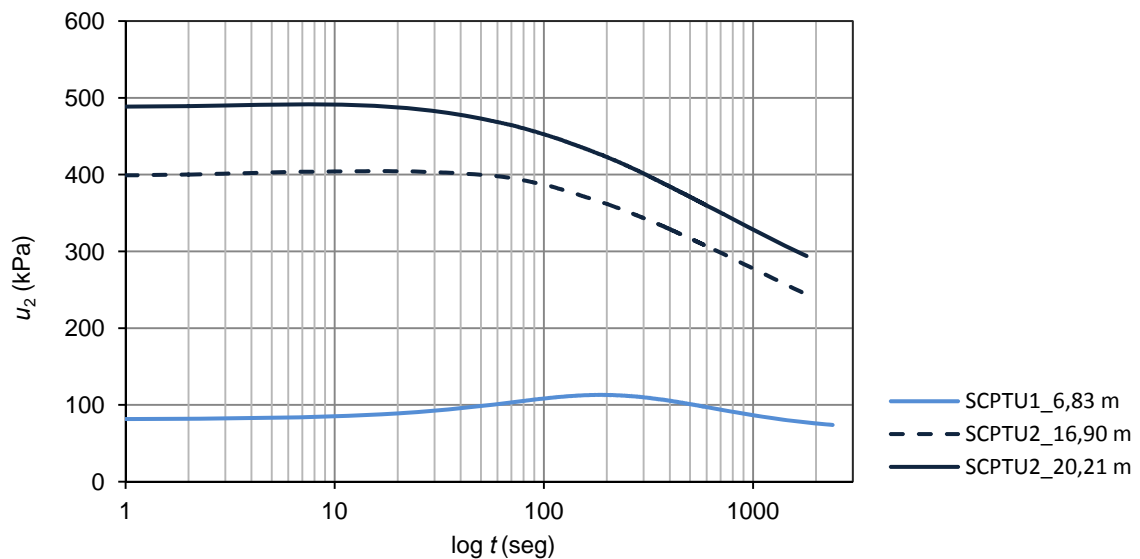


Figura 8.15 – Curvas de dissipação.

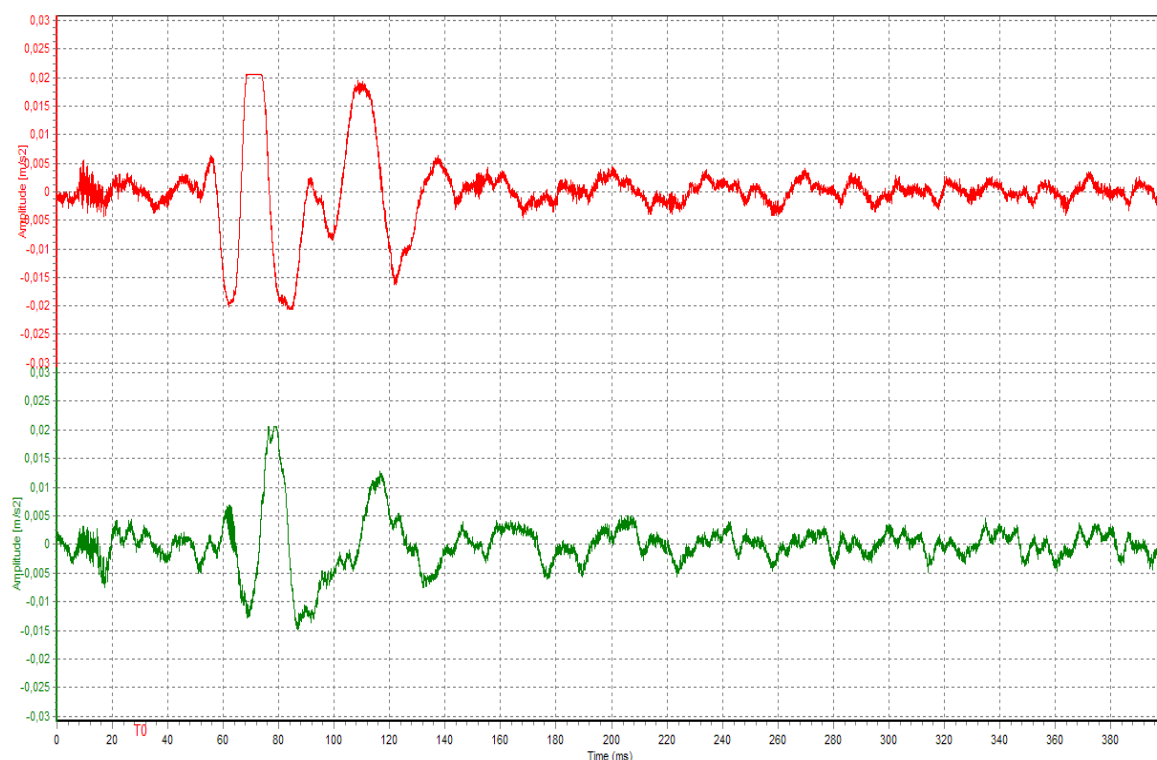


Figura 8.16 – Registos sísmicos obtidos às profundidades de 5 m e 6 m.

8.3.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E ESTADO DE TENSÃO

8.3.3.1 Identificação estratigráfica do subsolo

i. *Classificação de Robertson (1990)*

Robertson (1990) apresentou uma carta para classificação de solos que relaciona a resistência do cone normalizada, Q_t , com a razão atrítica normalizada, F_r .

Desta forma, apresenta-se na Figura 8.17 a classificação do solo em profundidade para os dois ensaios efetuados, SCPTU1 e SCPTU2. De modo a facilitar a leitura dos gráficos e dos perfis geotécnicos, optou-se por agrupar as classificações correspondentes a siltes arenosos, areias argilosas, areias siltosas, areias limpas, areias com cascalho e solos finos muito duros. Foram discretizadas as classificações referentes a solos orgânicos, argilas, argilas siltosas e siltes argilosos, uma vez que são estes solos objeto de estudo no presente trabalho.

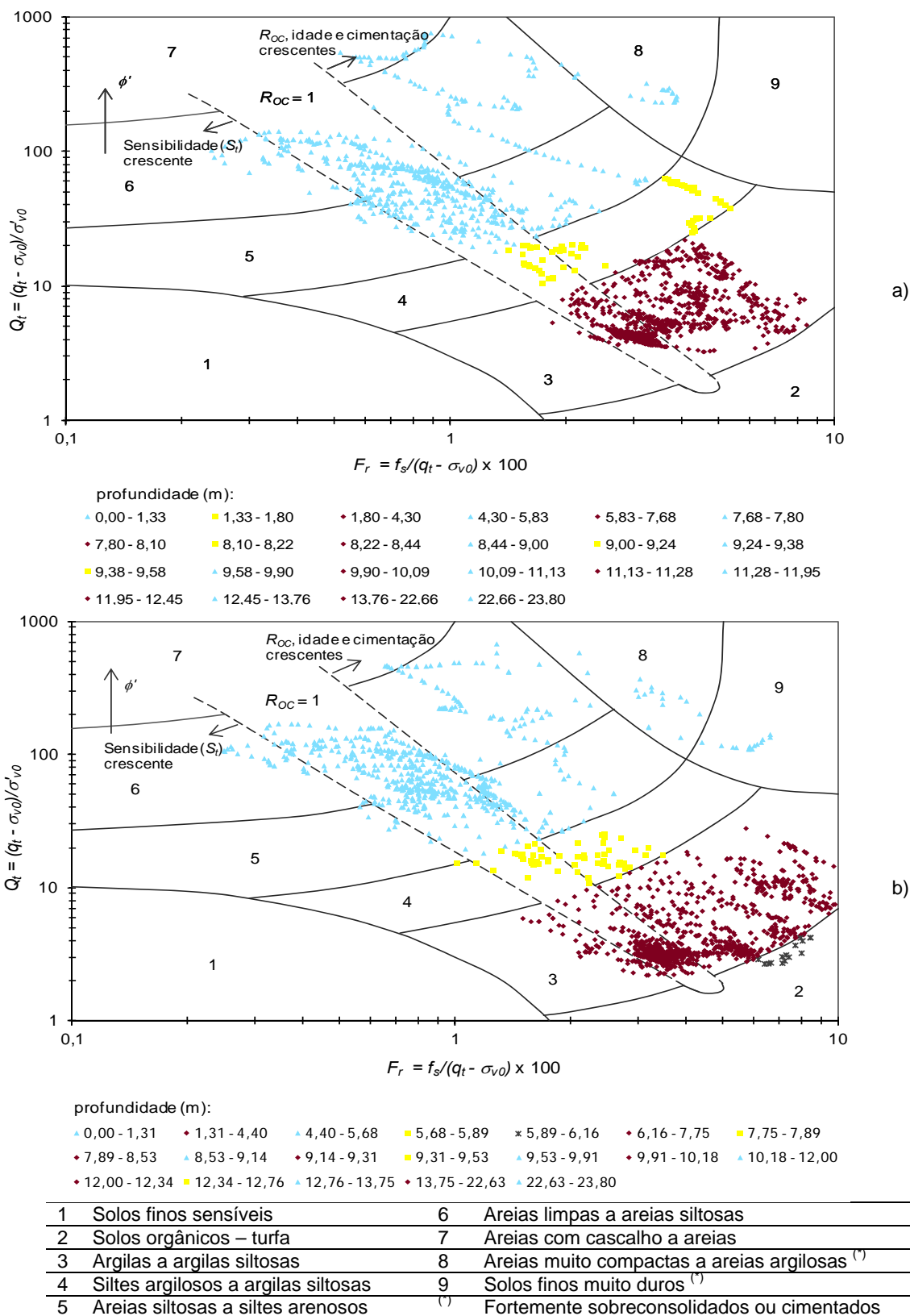


Figura 8.17 – Carta de classificação do solo a partir do critério de Robertson (1990): a) SCPTU1; b) SCPTU2.

Analisando os resultados de cada ensaio individualmente em profundidade, é possível gerar os perfis geotécnicos de classificação do solo segundo esta proposta, como se ilustra na Figura 8.18.

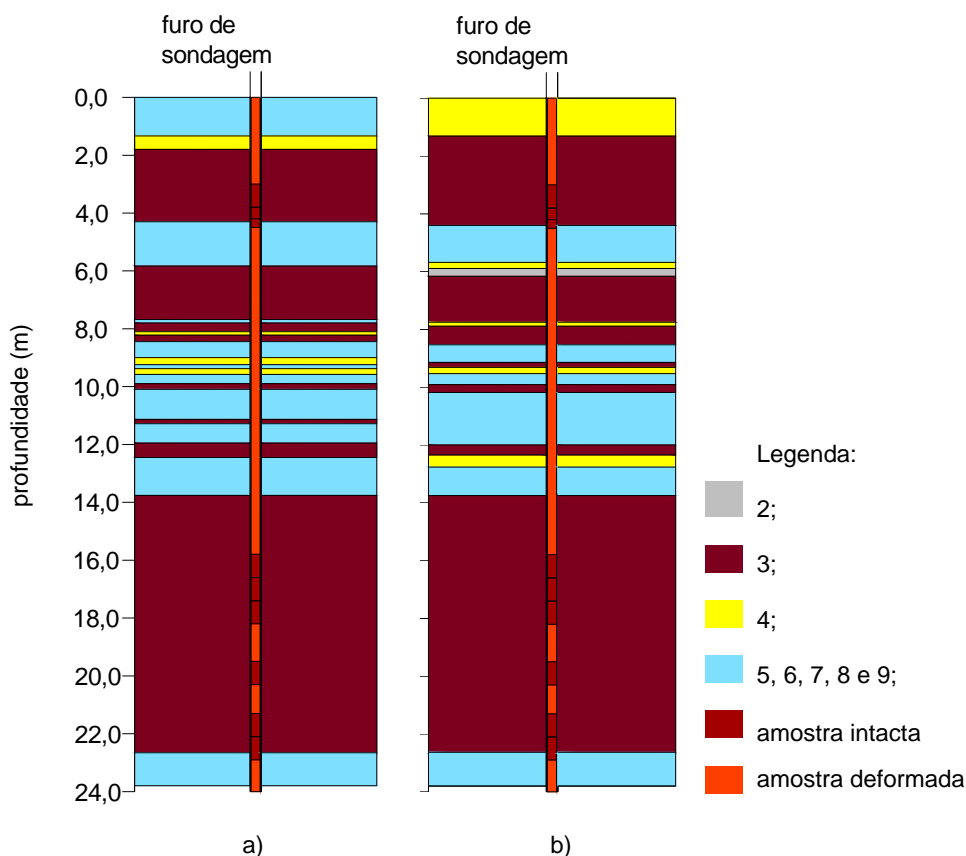


Figura 8.18 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo o critério de Robertson (1990): a) SCPTU1; b)SCPTU2.

Os resultados refletem uma classificação com uma dispersão considerável em profundidade. No entanto, a classificação obtida nos dois ensaios efetuados é semelhante. Verifica-se que o universo onde as amostras intactas foram recolhidas se encontra dentro da classificação 3, correspondendo a solos argilosos a argilas siltosas.

ii. Classificação de Eslami & Fellenius (1997)

Eslami & Fellenius (1997), com o objetivo de investigar o uso dos dados obtidos no ensaio CPTU para o dimensionamento de estacas, embora também aplicável a outros projetos geotécnicos, compilaram uma base de dados relacionando resultados obtidos em ensaios CPTU com resultados de ensaios laboratoriais. Foram estudados 20 locais diferentes em cinco países, sendo que em metade desses casos tinham sido realizados ensaios com piezocone.

Com os resultados obtidos, Eslami & Fellenius (1997) elaboraram um gráfico que classifica o solo numa das cinco categorias do Quadro 8.2. Note-se que esta classificação não é válida para solos cimentados nem argilas muito duras.

Quadro 8.2 – Classificação de solos a partir do índice do material, I_{DMT} , do DMT (Marchetti, 1980)

Zona	Comportamento do solo
1	Argilas muito moles e/ou solos sensíveis e (ou) colapsíveis
2	Argila e (ou) silte
3	Silte argiloso e/ou argila siltosa
4a	Silte arenoso
4b	Areia siltosa
5	Areia e cascalho arenoso

O gráfico em causa relaciona a chamada resistência de ponta efetiva, q_E , com o atrito lateral, f_s . A resistência de ponta efetiva, segundo Eslami & Fellenius (1997), é obtida através da seguinte expressão:

$$q_E = q_t - u_2 \quad (8.27)$$

em que q_t é resistência total mobilizada no ensaio e u_2 representa as pressões neutras medidas durante o processo de cravação.

Desta forma, apresenta-se na Figura 8.19 a classificação do solo em profundidade segundo Eslami & Fellenius (1997) para os dois ensaios em estudo. À semelhança do que foi estabelecido quando se aplicou a classificação de Robertson (1990), optou-se por agrupar as classificações correspondentes a siltes arenosos, areias siltosas, areias e cascalhos arenosos, sendo discretizadas as classificações referentes a argilas muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis, argilas, argilas siltosas, siltes argilosos e siltes, sendo estes os solos interessados no estudo.

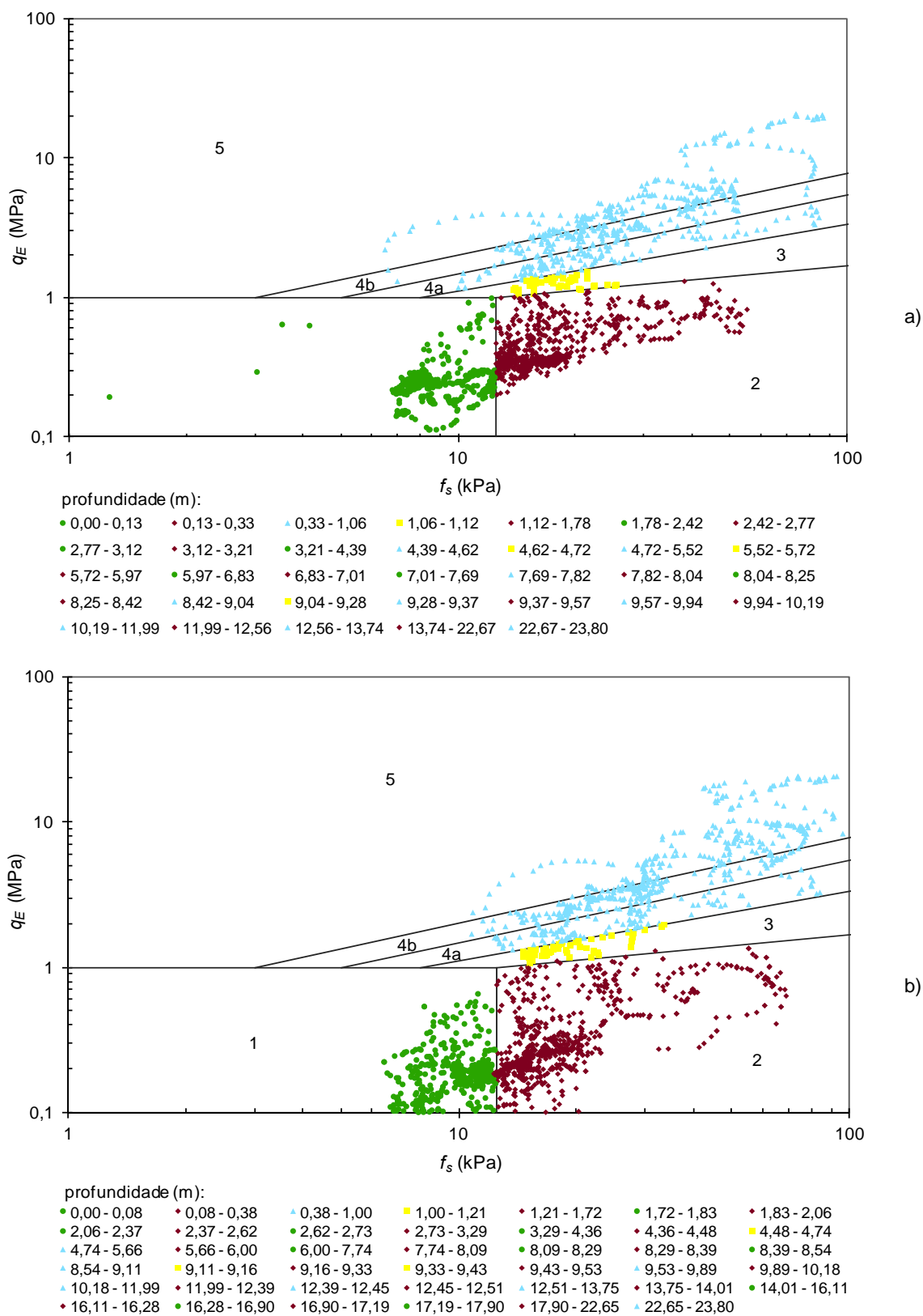


Figura 8.19 – Carta de classificação do solo a partir do: a) SCPTU1; b) SCPTU2 (adaptado de Eslami & Fellenius, 1997).

Analisando os resultados de cada ensaio individualmente em profundidade, é possível gerar os perfis geotécnicos de classificação do solo segundo esta proposta, como se ilustra na Figura 8.20.

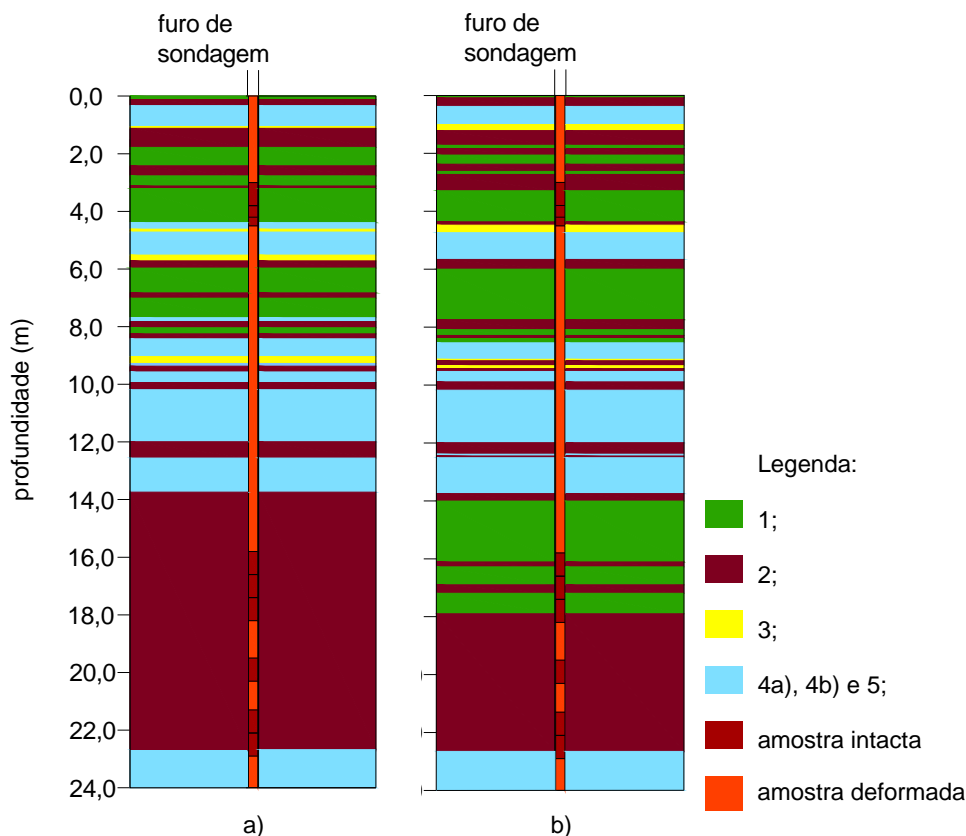


Figura 8.20 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo o critério de Eslami & Fellenius (1997): a) SCPTU1; b) SCPTU2.

Esta classificação apresenta, tal como a anterior, bastante variabilidade em profundidade. Verifica-se também que a classificação obtida nos dois ensaios SCPTU efetuados é ligeiramente diferente nos horizontes entre os 14 m e 18 m, sendo identificada uma zona correspondente a solos argilosos muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis no perfil geotécnico obtido através do ensaio SCPTU2. Desta forma, observa-se que segundo esta classificação as amostras intactas foram recolhidas nos horizontes correspondentes a solos argilosos ou solos siltosos (classificação 2) e solos argilosos muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis (classificação 1).

iii. *Comparação dos resultados da classificação do solo segundo os métodos de Robertson (1990), e de Eslami & Fellenius (1997)*

Neste ponto será feita a comparação dos resultados obtidos da classificação do solo segundo os dois métodos abordados. Na Figura 8.21 são apresentados os perfis geotécnicos correspondentes. Da análise efetuada, conclui-se que nos horizontes interessados no estudo, isto é, referente às profundidades onde foram recolhidas as amostras intactas, os solos envolvidos são solos argilosos a argilo siltosos. Dentro desta classificação os perfis geotécnicos obtidos através da classificação de Eslami & Fellenius (1997) detetam uma zona predominantemente constituída por solos argilosos muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis.

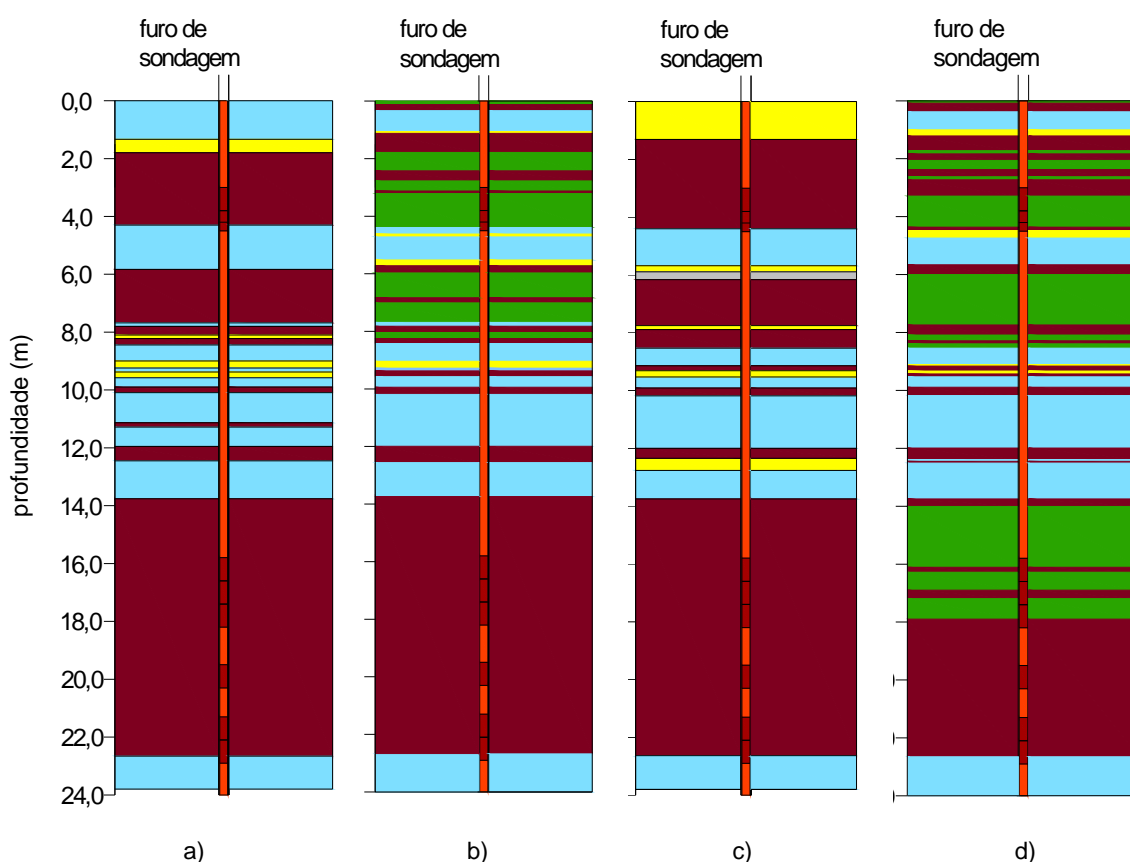


Figura 8.21 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade: a) SCPTU1, Robertson (1990); b) SCPTU1, Eslami & Fellenius (1997); c) SCPTU2, Robertson (1990); b) SCPTU2, Eslami & Fellenius (1997).

8.3.3.2 Coeficiente de impulso em repouso, K_0

Powell & Lunne (2005) referem que na atualidade não existem métodos de interpretação verdadeiramente fiáveis para a determinação de K_0 a partir dos resultados do ensaio CPTU. Contudo, os autores referem que uma estimativa grosseira deste parâmetro pode ser conseguida pelas propostas de Kulhawy & Mayne (1990) e de Sully & Campanella (1991), dadas respetivamente pelas seguintes expressões:

$$K_0 = 0,5 + 0,11\Delta_{ul}/\sigma'_{v0} \quad (8.28)$$

$$K_0 = 0,1Q_t \quad (8.29)$$

A Figura 8.22 apresenta o coeficiente de impulso em repouso determinado através das expressões referidas.

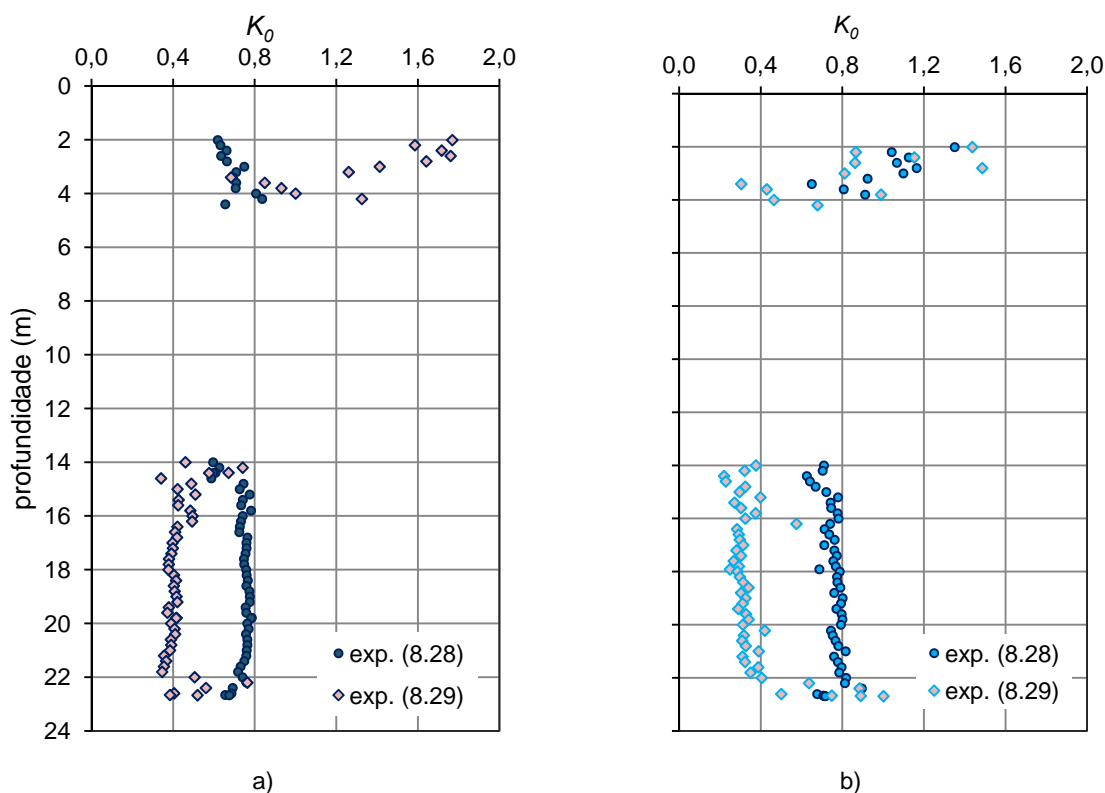


Figura 8.22 – Evolução em profundidade do coeficiente de impulso em repouso a partir dos resultados do CPTU: a) SCPTU1; b) SCPTU2.

Pode concluir-se que as expressões fornecem resultados bastante dispersos. No entanto, pode verificar-se que no segundo horizonte interessado o coeficiente de impulso em repouso é praticamente constante em profundidade oscilando entre 0,20 e 0,60, quando determinado através do modelo de regressão apresentado por Kulhawy & Mayne (1990), e entre 0,60 e 0,80, quando determinados através da expressão proposta por Sully & Campanella (1991). Verifica-se que nos

primeiros 4,00 m de profundidade o valor de K_0 é superior, refletindo a crosta dessecada com propriedades diferentes do resto do depósito e o fenômeno da sucção da água nos poros.

8.3.3.3 Grau de sobreconsolidação, R_{OC}

Nas últimas duas décadas têm sido propostos vários modelos de regressão com o objetivo de estimar o valor do grau de sobreconsolidação a partir dos resultados obtidos nos ensaios CPTU. Os modelos referidos resultam tanto da abordagem racional (teórica) do problema em questão, como da experiência acumulada.

Mayne (1991) desenvolveu estudos com recurso à teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica, tendo proposto a expressão:

$$R_{OC} = 2 \left[\frac{1}{1,95M+1} \left(\frac{q_c - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (8.30)$$

em que M é o fator de estado crítico obtido através de:

$$M = [(6 \text{sen} \phi') / (3 - \text{sen} \phi')] \quad (8.31)$$

Chen & Mayne (1996), trabalhando sobre uma extensa base de dados, resultante da compilação dos resultados provenientes de 205 campos experimentais em todo o mundo, referem que as expressões a utilizar em solos argilosos deverão ser:

$$\sigma'_p = k_1 (u_2 - u_0) \quad (8.32)$$

$$\sigma'_p = k_2 (q_t - \sigma_{v0}) \quad (8.33)$$

$$\sigma'_p = k_3 (q_t - u_2) \quad (8.34)$$

nas quais, atendendo às melhores correlações obtidas, são recomendadas a utilização de $k_1 = 0,530$, $k_2 = 0,305$ e $k_3 = 0,500$.

Leroueil *et al.* (1995) verificaram que para argilas do leste do Canadá a constante k_2 deveria ser tomada igual a 0,28, valor confirmado por Mesri (2001) em solos moles inorgânicos siltosos e argilosos. Mesri (2001) recomenda que em solos moles orgânicos, siltosos e argilosos, o valor de k_2 deve ligeiramente inferior, igual a 0,24. Deve referir-se que no caso de solos sobreconsolidados, nos quais tendencialmente se desenvolvem excessos de pressão neutra negativos durante o processo de cravação da ponteira cônica, as correlações acima referidas tornam-se inaplicáveis.

Mais recentemente, Trevor & Mayne (2004), baseados na teoria dos estados críticos, propuseram uma adaptação da expressão 8.30, elevando-a a um expoente igual a 1,33:

$$R_{OC} = 2 \left[\frac{1}{1,95M+1} \left(\frac{q_c - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{1,33} \quad (8.35)$$

Na Figura 8.23 representa-se a variação do grau de sobreconsolidação em profundidade segundo as várias propostas apresentadas.

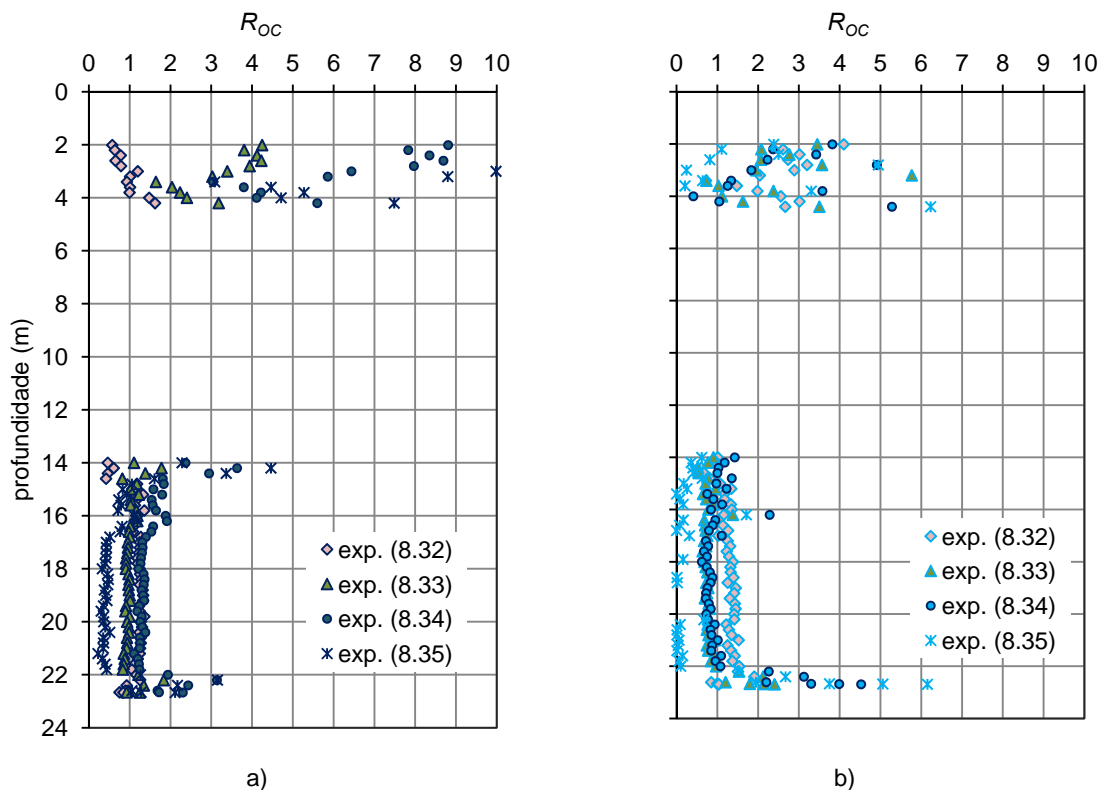


Figura 8.23 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação a partir dos resultados do CPTU: a) SCPTU1; b) SCPTU2.

A observação da figura permite concluir que a aplicação da expressão 8.35 não conduz a resultados verossímeis, sendo estes bastante inferiores ao esperado para estes solos, assumindo mesmo valores praticamente nulos para profundidades superiores a 14,0 m.

A aplicação das restantes expressões aos horizontes estudados permite verificar resultados bastante dispersos nos primeiros 4,5 m de profundidade, embora para profundidades superiores a 14,0 m pareça haver uma convergência dos resultados, havendo pequena oscilação em torno do valor médio de 1,3.

8.3.4 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

8.3.4.1 Resistência não drenada, c_u

A Figura 8.24 ilustra a evolução da resistência não drenada em profundidade obtida por correlação com o valor de q_t para valores de N_{kt} iguais a 9 e 12, conforme descrito em 6.4.2.

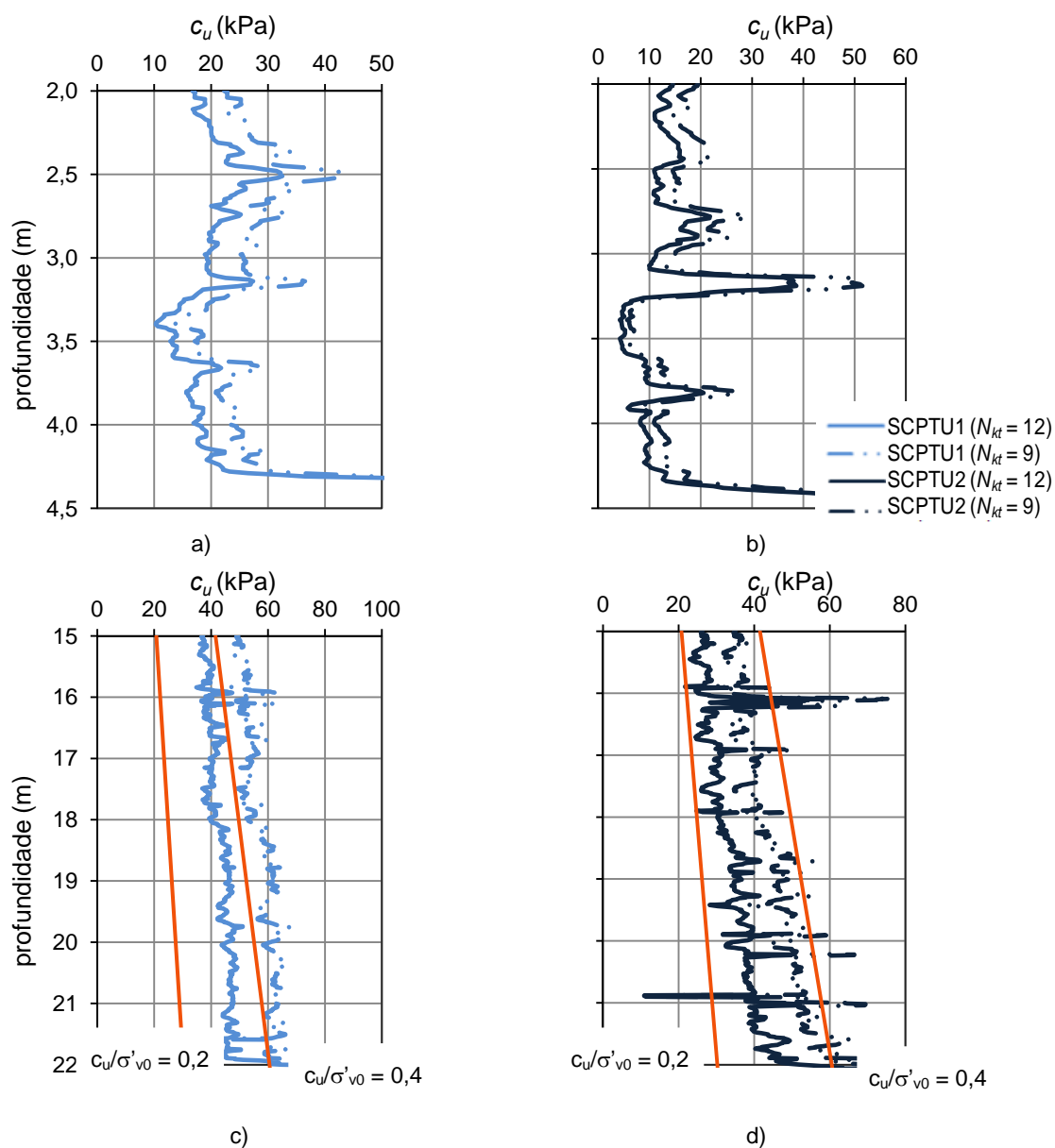


Figura 8.24 – Evolução em profundidade da resistência não drenada obtida através dos resultados dos ensaios CPTU: a) SCPTU1: 2 - 4 m; b) SCPTU2: 2-4 m; c) SCPTU1: 15-22 m; d) SCPTU2:15-22 m.

Pode verificar-se que a evolução em profundidade da resistência não drenada é típica de um depósito argiloso recente e que a crosta superficial corresponde aos primeiros 4,5 m do depósito.

8.3.4.2 Módulo de distorção elástico, G_0

8.3.4.2.1 Introdução

Assumindo um comportamento elástico linear do solo, o módulo de distorção elástico, G_0 , pode ser obtido através da velocidade das ondas de corte, V_s , através da seguinte expressão:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (8.36)$$

em que ρ é a massa volúmica (total) do solo à profundidade em causa e g é a aceleração da gravidade.

8.3.4.2.2 Metodologia do ensaio para determinação de V_s

Neste trabalho, para o registo das ondas de corte (ondas S), foi utilizada uma fonte de energia sísmica geradora de impulsos sísmicos por impacto. Essa fonte, constituída por uma viga de madeira com um comprimento de 2,2 m, foi colocada a 2,0 m do ponto de cravação do piezocone. A mesma foi carregada verticalmente, permitindo deste modo a geração à superfície de ondas de corte polarizadas horizontalmente por atuação de um martelo sísmico nos extremos opostos desta fonte, como mostra a Figura 8.25.



Figura 8.25 – Geração de ondas de sísmica de corte (fotografia da autora).

A medição da velocidade de propagação das ondas S é, na generalidade dos casos, efetuada em intervalos de 1 m de profundidade, coincidindo normalmente com os pontos de mudança de vara. No presente trabalho, tendo em conta que se pretendia estudar os solos silto-argilosos moles ocorrentes, as profundidades de investigação foram definidas em conformidade com a interseção desses materiais.

Os registos sísmicos foram efetuados com recurso ao software SC1-DAC/1.5® “Seismic Cone Data Acquisition” e o tratamento da informação foi realizado com recurso ao software SC1-RAV/2.0® – “Seismic Cone Data Reduction, Analysis, and Display”, (U.S. Patent #5,177,709; Canadian Patent #2,077,387).

8.3.4.2.3 Tratamento e interpretação dos resultados para determinação de V_s

Para o tratamento dos resultados foram utilizados dois métodos interpretativos para a avaliação da velocidade de propagação das ondas de corte (V_s), sendo eles o Método da Inversão da Polaridade (*Reverse Polarity Technique*) e o Método da Correlação Cruzada (*Cross-Correlation Technique*).

O Método da Inversão da Polaridade recorre a dois registos sísmicos de polaridade invertida, gerados à superfície e registados a uma mesma profundidade, que são comparados com outros dois registos sísmicos, correspondentes a uma profundidade subsequente. Após filtragem dos sinais (caso seja necessário), são marcados os pontos correspondentes ao cruzamento do sinal sísmico devido à inversão da polaridade. Normalmente, essa marcação é efetuada no ponto anterior ao sinal de maior amplitude. Conhecendo a diferença de profundidade do registo dos sinais e o diferencial de tempo dos pontos de referência da inversão do sinal é possível estimar a velocidade de propagação da onda de corte nesse horizonte.

A Figura 8.26 mostra os registos sísmicos sem filtragem, relativos à propagação das ondas de corte no ensaio SCPTU2 e na Figura 8.27 apresentam-se os mesmos resultados filtrados (Filtro Passa-Banda 50-250 Hz).

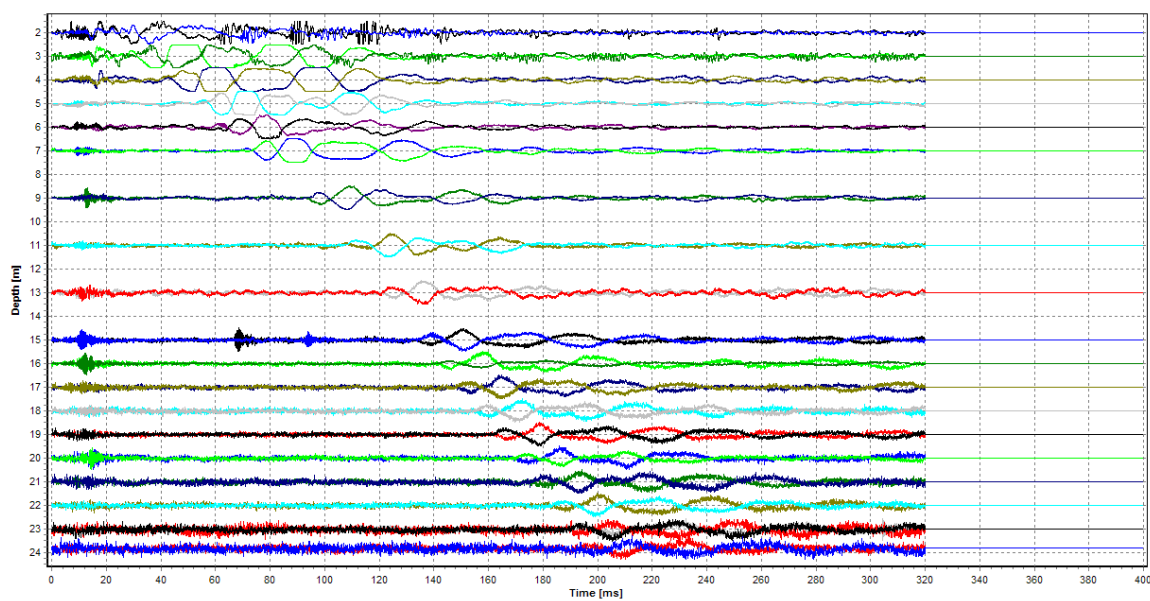


Figura 8.26 – Método da inversão da polaridade aplicado à avaliação da velocidade de propagação da onda de corte no ensaio SCPTU2.

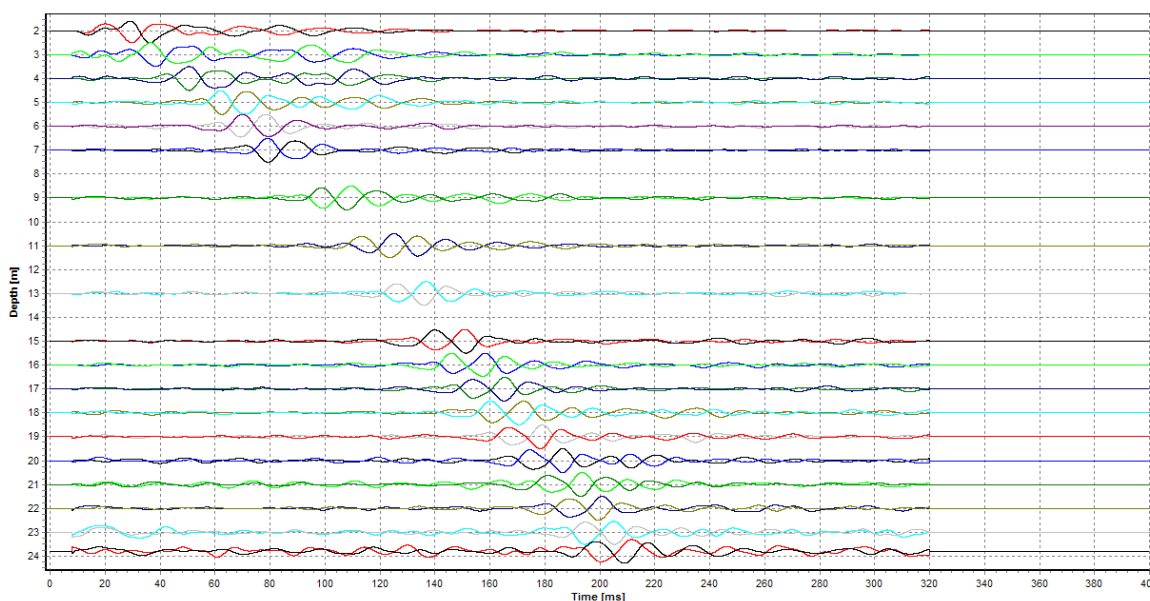


Figura 8.27 – Resultados dos sinais sísmicos filtrados, obtidos pelo método da inversão da polaridade no ensaio SCPTU2.

Na Figura 8.28 apresenta-se a interpretação dos resultados que permitiu avaliar a ordem de grandeza da velocidade de propagação das ondas de corte.

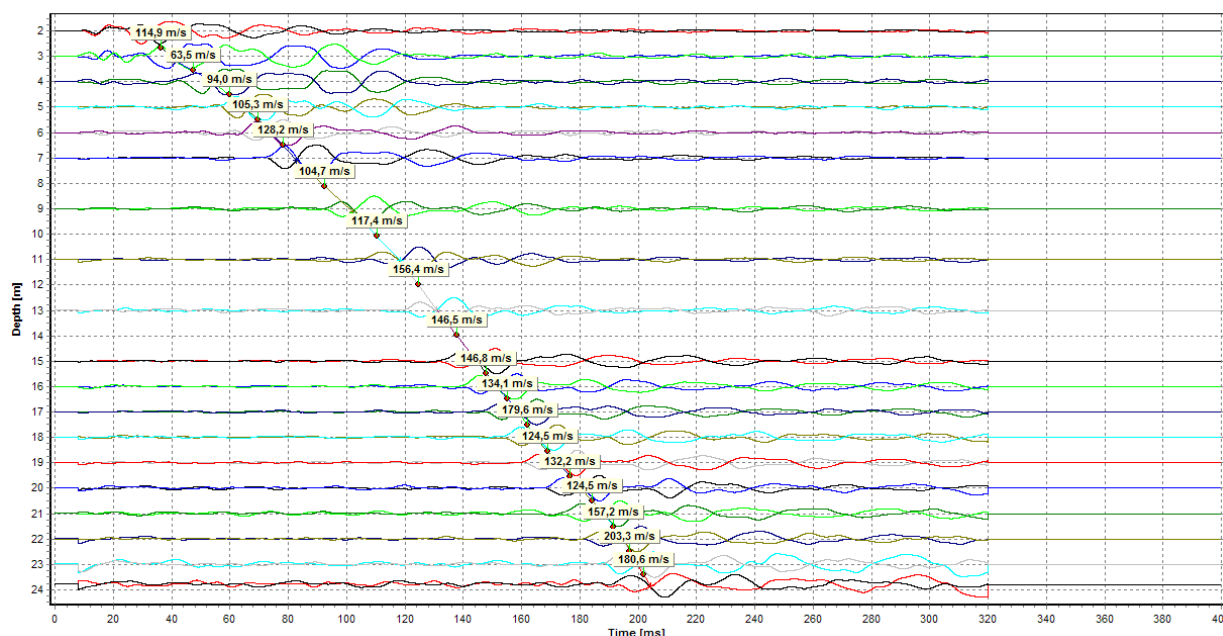


Figura 8.28 – Velocidade de propagação das ondas de corte, avaliadas pelo método da inversão da polaridade no ensaio SCPTU2

Os resultados obtidos permitem verificar que os sinais sísmicos apresentam excelente qualidade, sendo visível de forma clara a inversão da polarização das ondas de corte. No entanto, deve ser referido que os sinais obtidos nos ensaios sísmicos perto da superfície apresentam menor qualidade, motivada fundamentalmente pela chegada menos espaçada no tempo dos sinais propagados pelo terreno e pelo trem de varas.

Como já foi referido, no tratamento dos resultados foi também utilizado o Método da Correlação Cruzada.

Este método permite obter velocidades de intervalo a partir da aplicação do operador, a chamada correlação cruzada, a dois sinais sísmicos referentes a profundidades distintas. A ordenada máxima da correlação cruzada corresponde em abcissas ao atraso temporal relativo entre as duas ondas, sendo assumido como o tempo de propagação ao longo do incremento espacial em profundidade. Quando comparado com o Método da Inversão da Polaridade, apresenta quatro grandes vantagens, nomeadamente: i) não ser uma técnica que depende da decisão humana para estipular tempos de chegada; ii) considera todo o sinal sísmico em vez de um único ponto; iii) o valor máximo da correlação cruzada fornece uma medida da similaridade entre os dois sinais sísmicos; iv) permite obter duas velocidades independentes a partir de sinais de polaridade opostos sendo possível, desta forma, escolher a mais fiável.

Na Figura 8.29 apresenta-se como exemplo os sinais sísmicos, com polarização à esquerda, obtidos às profundidades de 5 m e 6 m. Neste campo foi definido o início do tempo para análise.

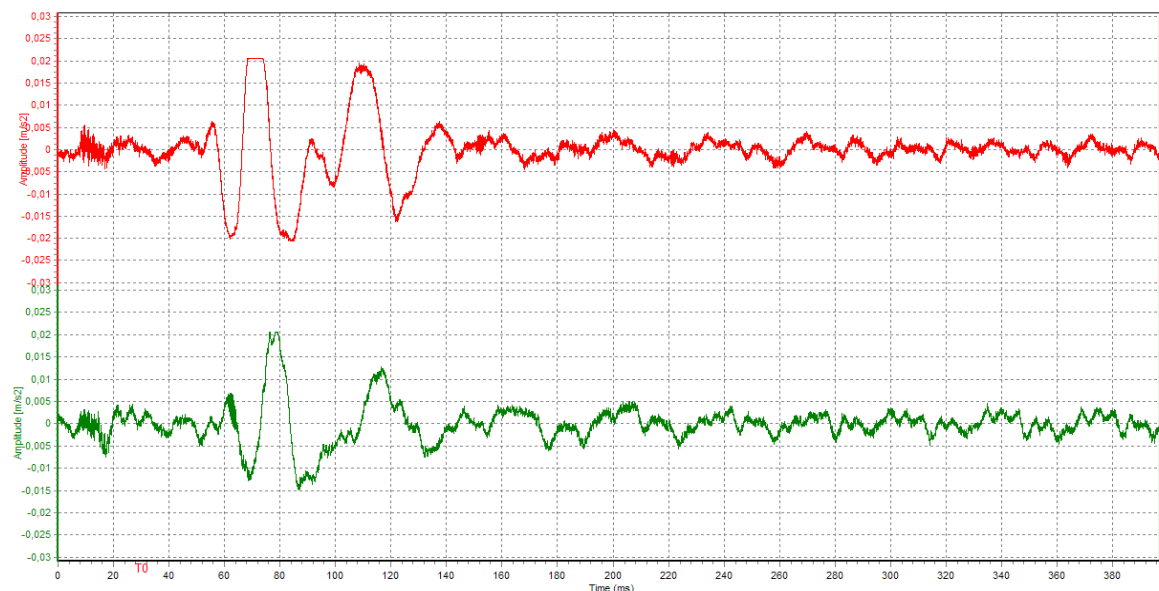
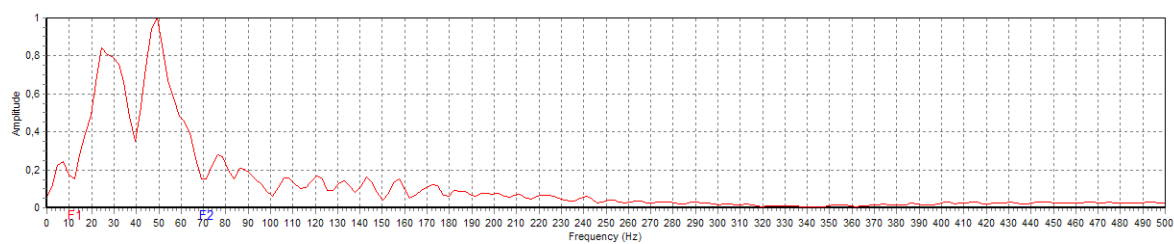
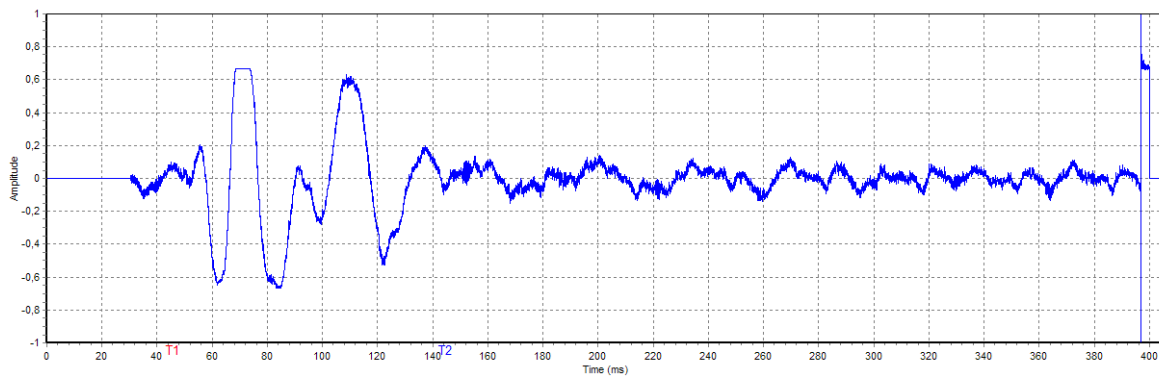


Figura 8.29 – Registos sísmicos obtidos às profundidades de 5 m e 6 m.

Na Figura 8.30 são definidos no espectro de frequências o campo de filtragem (F1 a F2), bem como o campo de velocidades (T1 a T2) do registo obtido a 5 m de profundidade no ensaio SCPTU2. Estes resultados, depois de tratados, serão cruzados com o registo obtido a 6 m de profundidade, como se ilustra na Figura 8.32.



a)



b)

Figura 8.30 – Parâmetros de tratamento do registo sísmico SCPTU2 obtido à profundidade de 5 m a utilizar na correlação-cruzada: a) campo de filtragem (F1 a F2); b) campo de velocidades (T1 a T2).

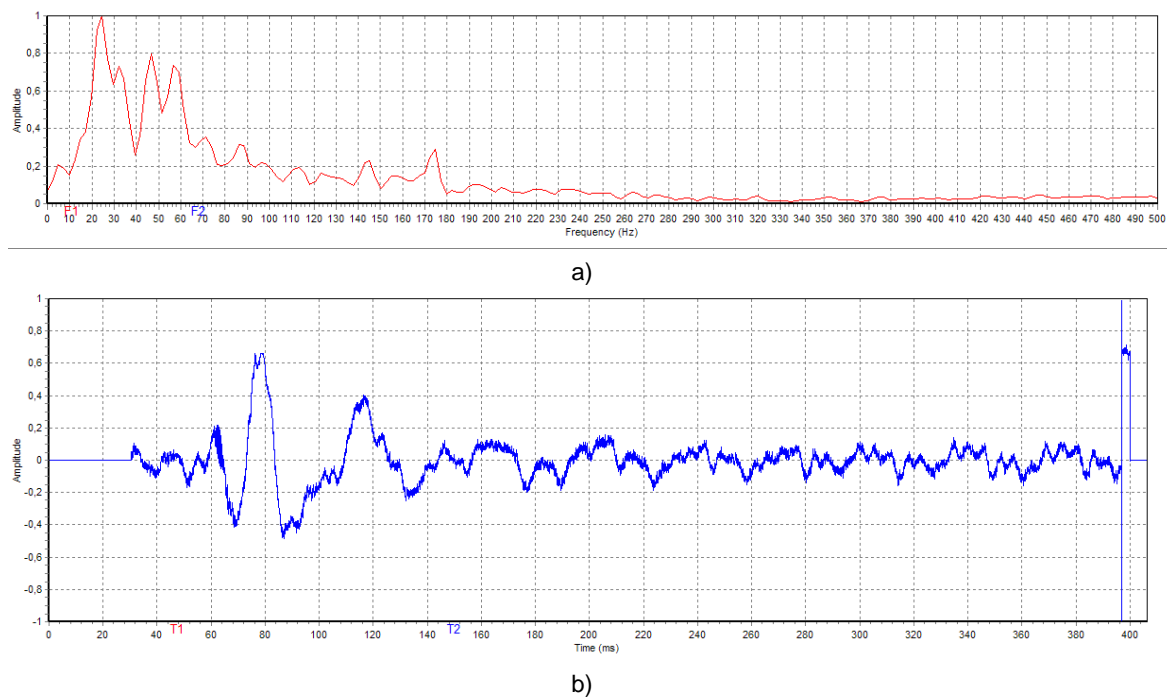


Figura 8.31 – Parâmetros de tratamento do registo sísmico SCPTU2 obtido à profundidade de 6 m a utilizar na correlação-cruzada: a) campo de filtragem (F1 a F2); b) campo de velocidades (T1 a T2).

Na Figura 8.32 apresentam-se os registos dos sinais sísmicos, virgens e filtrados, relativos às profundidades de 5 m e 6 m, respetivamente.

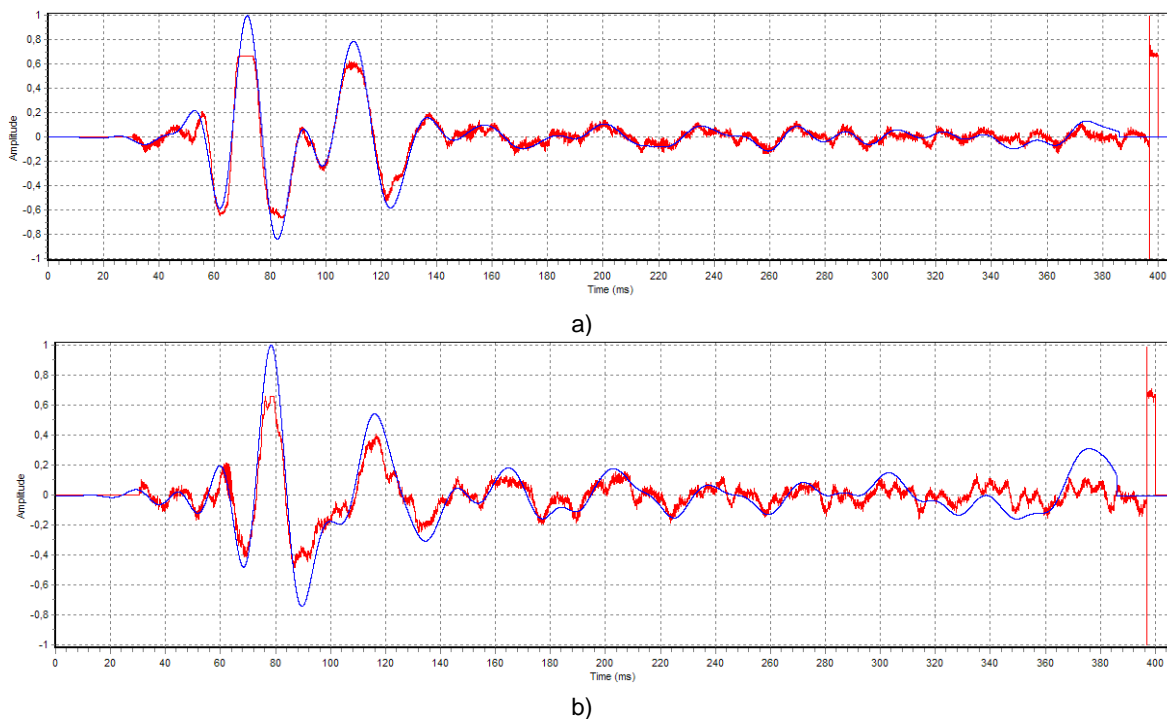


Figura 8.32 – Registos sísmicos filtrados à profundidade: a) 5 m; b) 6 m.

Na Figura 8.33 é apresentada a função de correlação cruzada. O maior sinal positivo da função de correlação cruzada é indicativo do *off-set* dos sinais sísmicos.

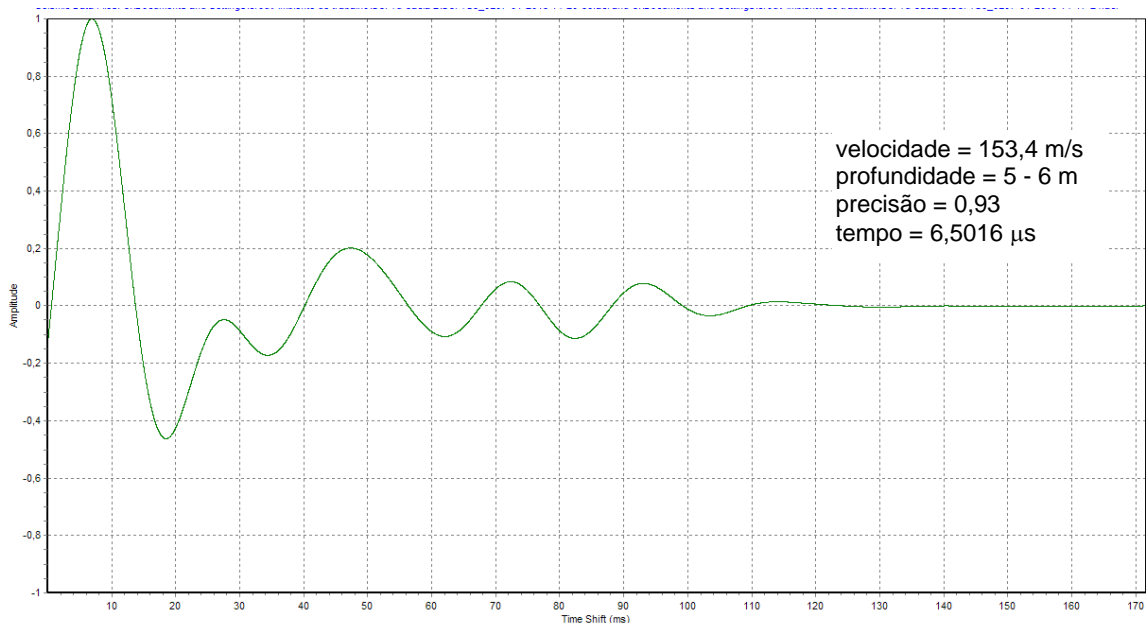


Figura 8.33 – Função de correlação cruzada dos sinais sísmicos obtidos às profundidades de 14 -15 m.

Deve ser salientado que o método da inversão da velocidade foi apenas considerado para avaliar a velocidade de propagação das ondas de corte (S), quando no método da correlação cruzada foram obtidos coeficientes de correlação inferiores a 0,85.

Os resultados obtidos pelos dois métodos de avaliação da velocidade de propagação da onda de corte (Inversão da Polaridade e Correlação Cruzada), mesmo em termos médios, para o conjunto dos materiais penetrados (areias e lodos) revelam valores de V_s inferiores a 200 m/s. Nas Figuras 8.34 e 8.35 são ilustrados os perfis de velocidade de propagação da onda de corte obtidos nos dois ensaios SCPTU.

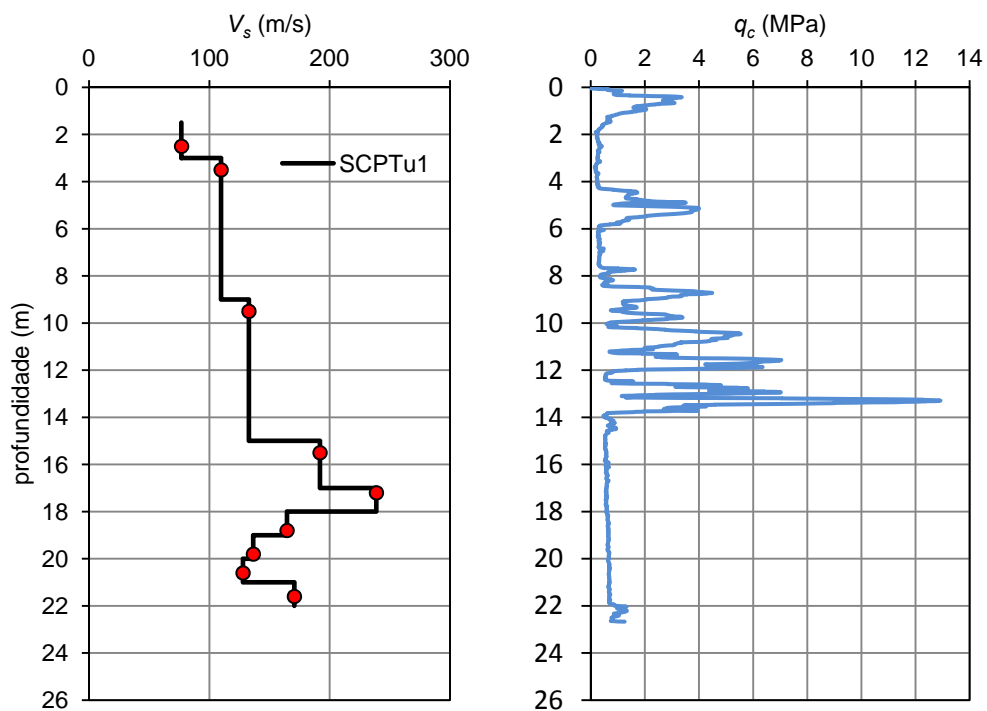


Figura 8.34 – SCPTU1, variação em profundidade: a) campo de velocidades V_s ; b) resistência do cone, q_c .

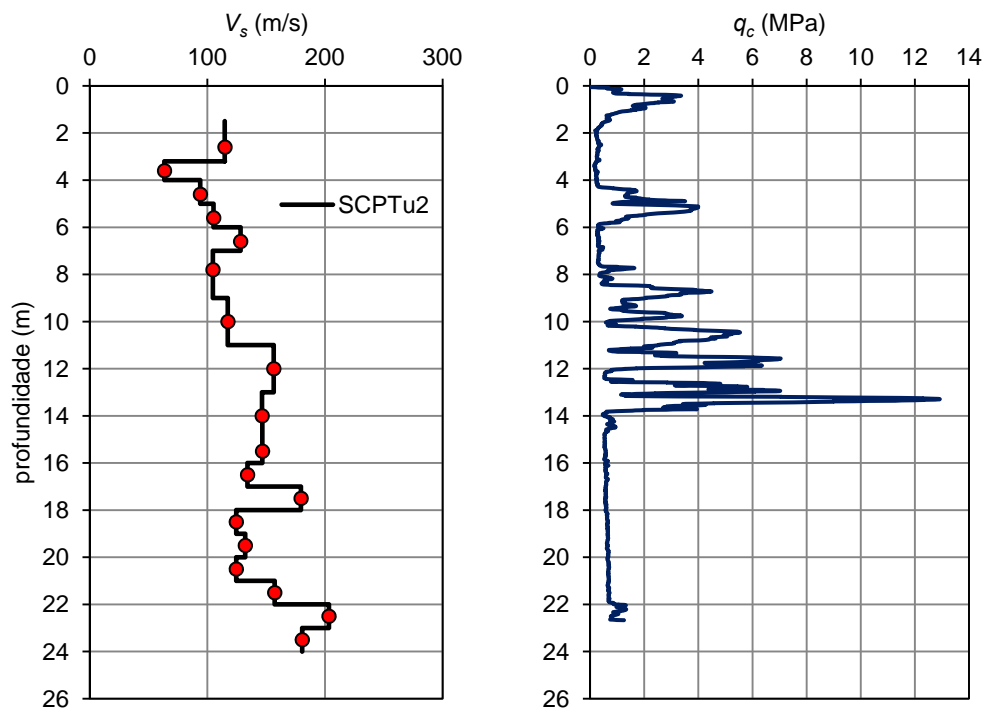


Figura 8.35 – SCPTU2, variação em profundidade: a) campo de velocidades V_s ; b) resistência do cone, q_c .

8.3.4.2.4 Discussão dos resultados de G_0

A aplicação da expressão 8.36 aos resultados obtidos para a velocidade das ondas de corte em profundidade, permitiu obter o desenvolvimento em profundidade do módulo de distorção elástico, G_0 , apresentado na Figura 8.36.

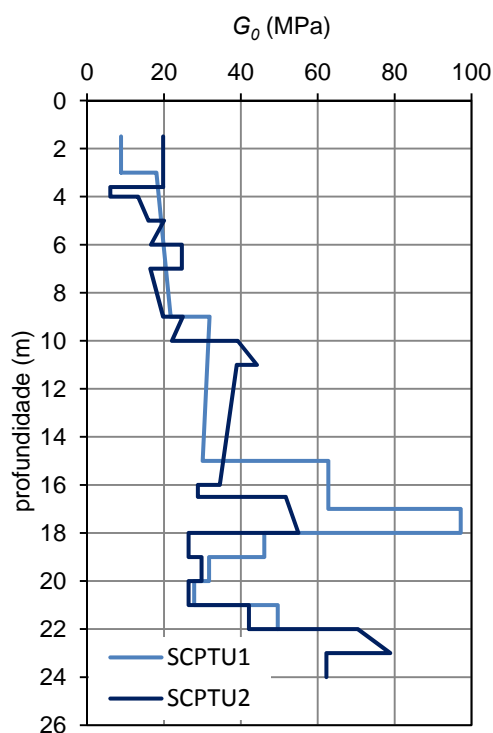


Figura 8.36 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir do ensaio do cone-sísmico.

Verifica-se que o módulo de distorção elástico aumenta em profundidade, assumindo valores que oscilam entre 5 MPa e 20 MPa, nos horizontes onde foram recolhidas as primeiras amostras intactas, aumentando para 25 MPa a 100 MPa, para as profundidades entre os 14 m e os 24 m.

8.3.4.3 Módulo de deformabilidade confinado, M

Senneset *et al.* (1989), considerando os níveis de tensão envolvidos no CPTU, propuseram um modelo de regressão para a estimativa do módulo edométrico com aplicação a solos argilosos normalmente consolidados, dada pela expressão:

$$M = \alpha(q_t - \sigma_{v0}) \quad (8.37)$$

com α a variar entre 4 e 8, sendo 5 o valor mais frequentemente adotado.

Mayne (2001), propôs uma correlação com módulo de distorção máximo, G_0 , dada por:

$$M = 0,1G_0 \quad (8.38)$$

A Figura 8.37 mostra a evolução do módulo de deformabilidade confinado obtido através das expressões referidas.

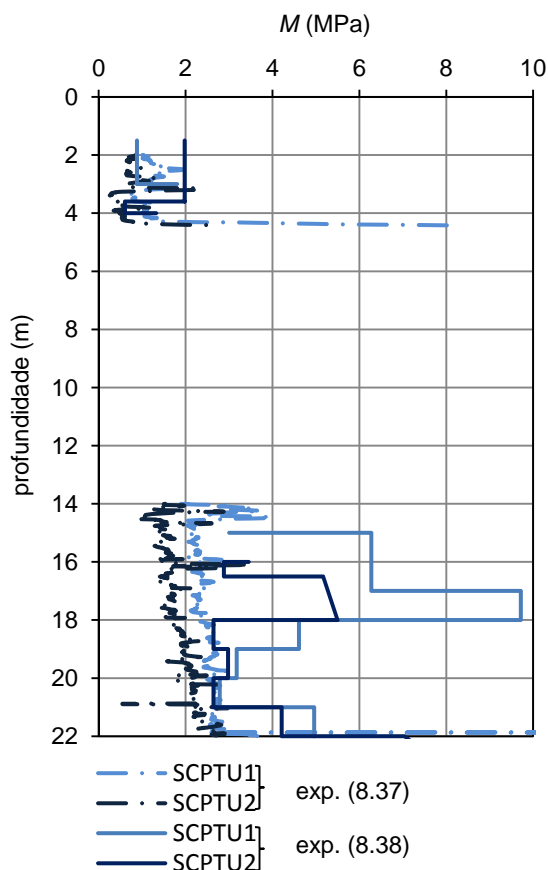


Figura 8.37 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido a partir dos resultados do CPTU.

A aplicação das duas expressões resulta em valores diferentes do módulo de deformabilidade confinado. No entanto, verifica-se que esta grandeza aumenta em profundidade, assumindo valores que oscilam entre cerca de 0,2 MPa a 3,0 MPa, nos horizontes onde foram recolhidas as primeiras amostras intactas, aumentando para 1,0 MPa a 10,0 MPa, para as profundidades entre os 14 m e os 24 m.

8.3.4.4 Coeficientes de consolidação, c_v e c_h

Os parâmetros de velocidade de consolidação podem ser determinados a partir da medição da variação da dissipação (aumento ou diminuição) dos excessos de pressão neutra no tempo, após a paragem da penetração de ponteira do SCPTU.

Como já foi referido, no campo experimental foram realizados três ensaios de dissipação, um no ensaio SCPTU1 e dois no ensaio SCPTU2. Note-se que nos três ensaios realizados o filtro e o transdutor de pressões estavam posicionados na parte cilíndrica acima da base do cone.

Na Figura 8.38 ilustram-se as curvas de dissipação normalizadas, isto é, normalizando a pressão neutra em relação à pressão neutra no início da dissipação, u_i , e em pressão neutra de equilíbrio *in situ*, u_0 . O excesso de pressão neutra normalizado, $\Delta u(t)/\Delta u(0)$, no tempo t , é expresso por:

$$\frac{\Delta u(t)}{\Delta u(0)} = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (8.39)$$

sendo, u_t a pressão neutra no tempo t , u_i a pressão neutra no instante onde começou a dissipação do excesso de pressão neutra e u_0 a pressão neutra de repouso.

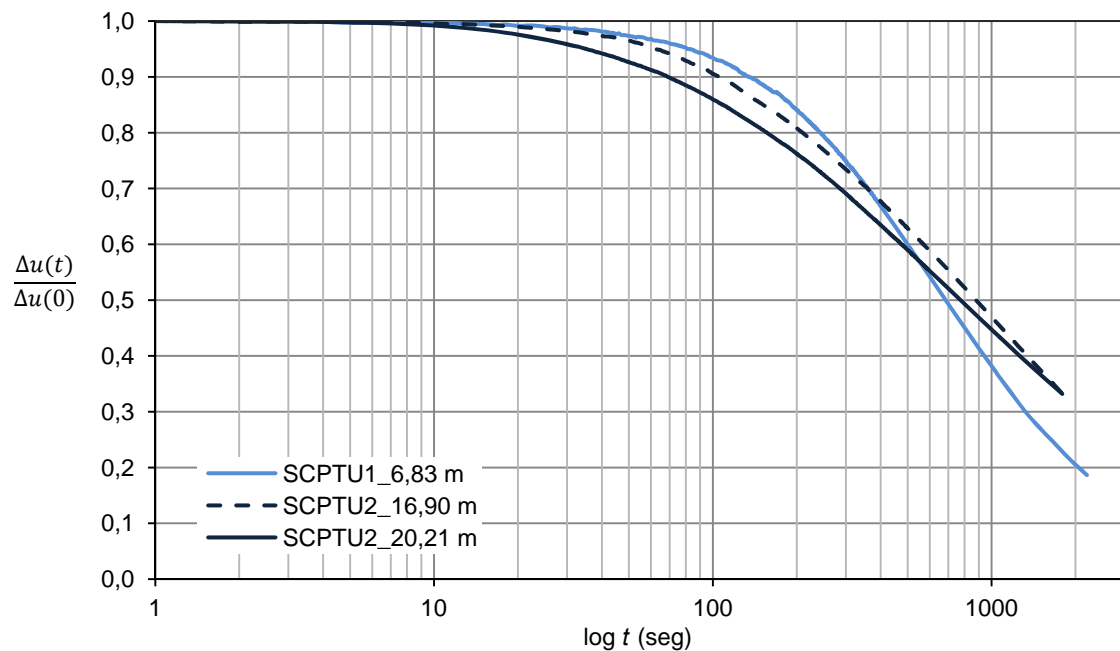


Figura 8.38 – Curvas normalizadas nos ensaios de dissipação realizados com o CPTU.

Várias soluções teóricas e semi-empíricas foram apresentadas nas quais se derivam o coeficiente de consolidação a partir destes resultados. Das várias formulações releva-se as de Torstenssen (1975, 1977) e as de Houlsby & Teh (1991).

Torstenssen (1975, 1977) desenvolveu um modelo de interpretação baseada nas teorias da cavidade cilíndrica em que as pressões neutras iniciais são calculadas considerando um modelo constitutivo elasto-plástico e o tema da expansão cilíndrica. Usa-se, então, a consolidação unidimensional linear não acoplada para avaliar a dissipação das pressões neutras. Torstenssen (1977) sugeriu que o coeficiente de consolidação devia ser interpretado para 50% da dissipação a partir da expressão:

$$c_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} r_0^2 \quad (8.40)$$

sendo T_{50} o fator tempo dado pelas soluções teóricas, t_{50} medido a 50% de dissipação e r_0 o raio do furo de penetração (modelo cilíndrico) com raio do penetrómetro equivalente num modelo esférico.

Houlsby & Teh (1991) propuseram uma interpretação baseada em análises através do método dos elementos finitos (com grandes deformações) da geração de pressões neutras no processo de penetração e análises em diferenças finitas das dissipações dos excessos de pressão neutra, assim calculados. Usaram uma aproximação do tipo da teoria de Baligh & Levadoux (1986) mas incluíram o efeito da variação do índice de rigidez (I_R), que é um parâmetro tipológico do maciço em questão e que pode ser definido experimentalmente. Houlsby & Teh (1991) sugeriram usar um fator tempo adimensional modificado, T^* , dado no Quadro 8.3 e definido por:

$$T^* = \frac{c_h t}{R^2 I_R^{0,5}} \quad (8.41)$$

em que c_h é o coeficiente de consolidação na direção perpendicular ao eixo do cone, tipicamente horizontal, R é o raio do cone (tipicamente cerca de 35,7 mm) e o índice de rigidez, I_R , obtém-se através da expressão:

$$I_R = \frac{G}{c_u} \quad (8.42)$$

sendo G o módulo de distorção do solo e c_u a resistência não drenada.

Na indisponibilidade de resultados de ensaios de campo que permitam a determinação de I_R , este pode ser estimado a partir da relação empírica proposta de Keaveny & Mitchel (1986) dada por:

$$I_R \approx \frac{\exp\left(\frac{137-I_P}{23}\right)}{1+\ln\left[1+\frac{(R_{OC}+1)^{3,2}}{26}\right]^{0,8}} \quad (8.43)$$

Quadro 8.3 – Fator tempo admissível modificado para determinação de c_h (Houlsby & Teh, 1991)

Grau de consolidação	c_h
20%	0,038
30%	0,078
40%	0,142
50%	0,245
60%	0,439
70%	0,804
80%	1,600

Nota. Valores válidos para u_1 (filtro no cone) e u_2 (filtro acima do cone)

Estudos de sensibilidade mostram que a aplicação da equação 8.38 para um grau de consolidação de 50%, isto é, entrando no segundo membro com t_{50} , o instante que no ensaio correspondeu a 50% de dissipação do excesso de pressão neutra, minimiza os erros associados com a medição da pressão neutra inicial, bem como com as estimativas da pressão neutra de equilíbrio (Baligh & Levadoux, 1986).

A determinação do coeficiente de consolidação horizontal ou radial foi feita a partir das curvas de dissipação normalizadas apresentadas na Figura 8.39 e utilizando a expressão proposta por Houlsby & Teh (1991), conforme a expressão 8.41. Adotou-se uma faixa para os coeficientes de consolidação horizontal baseada nos índices de rigidez iguais a 50 e 500 (Viana da Fonseca, 2005).

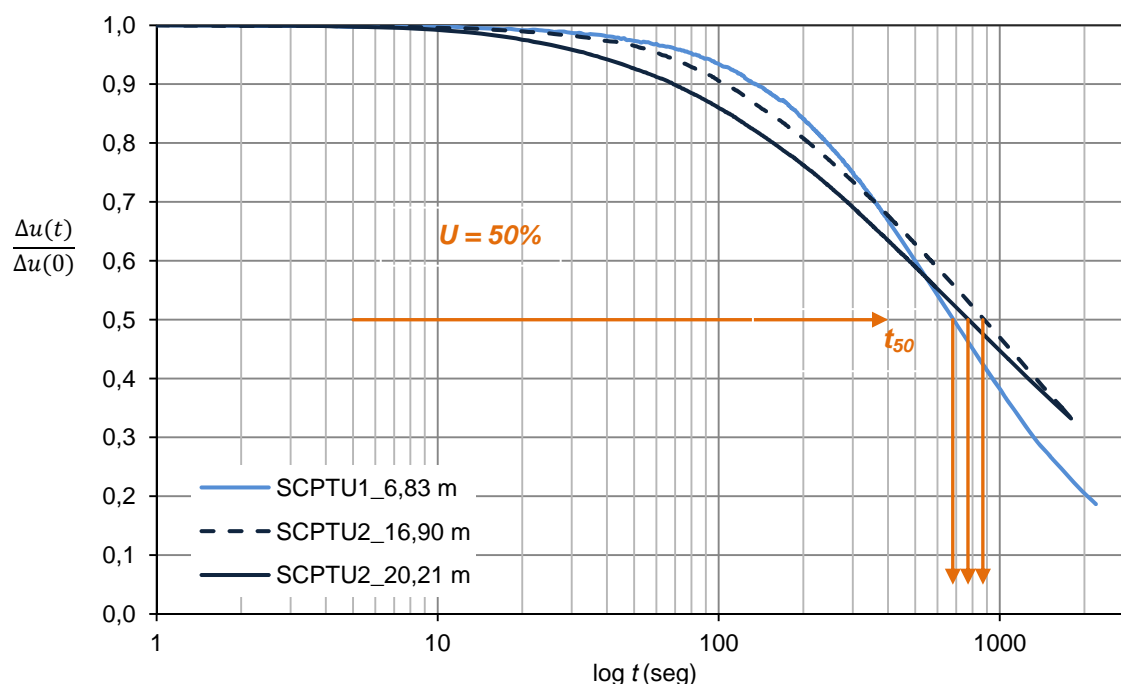


Figura 8.39 – Determinação de t_{50} .

Para a estimativa dos valores do coeficiente de consolidação vertical, c_v , considerou-se uma proporção entre os coeficientes de permeabilidade (admitindo que os coeficientes de compressibilidade são equivalentes nas duas direções). Desta forma, o coeficiente de consolidação vertical obtém-se através da expressão:

$$c_v = c_h \frac{k_v}{k_h} \quad (8.44)$$

sendo a relação entre os coeficientes de permeabilidade estimada recorrendo aos valores propostos por Jamiolkowski *et al.* (1985) representados no Quadro 8.4.

Quadro 8.4 – Gama provável da relação entre k_h e k_v *in situ* para argilas moles (Jamiolkowski *et al.*, 1985)

Natureza da argila	k_h / k_v
Sem fábrica evidente, ou ligeira macro-fábrica; depósitos bastante homogêneos	1-1,5
Razoável e substancial fábrica estabelecida (por exemplo, argilas sedimentares com lentículas descontínuas e camadas de material mais permeável)	2-4
Argilas comprimidas e depósitos fortemente estratificados e permeáveis	3-15

Os resultados obtidos para os coeficientes de consolidação vertical, c_v , e horizontal, c_h , são apresentados no Quadro 8.5. Como já foi referido, os cálculos foram efetuados considerando I_R

igual a 50, 500 e calculado através da expressão 8.43. Note-se que para a profundidade 6,83 m não se dispunha do valor do índice de plasticidade, pelo que no cálculo de I_R se considerou o valor de I_P igual ao da profundidade de 3,95 m.

Quadro 8.5 – Coeficientes de consolidação, c_v e c_h

Ensaio	Profundidade (m)	t_{50} (s)	I_R	c_h (m^2/s)	k_h / k_v	c_v (m^2/s)
SCPTU1	6,83	680	50	$3,247 \times 10^{-06}$	1,5	$2,165 \times 10^{-06}$
			232	$7,000 \times 10^{-06}$		$4,667 \times 10^{-06}$
			500	$1,027 \times 10^{-05}$		$6,845 \times 10^{-06}$
SCPTU2	16,90	870	50	$2,538 \times 10^{-06}$	$1,692 \times 10^{-06}$	
			205	$5,140 \times 10^{-06}$	$3,427 \times 10^{-06}$	
	20,21	770	500	$8,025 \times 10^{-06}$	$5,350 \times 10^{-06}$	
			50	$2,868 \times 10^{-06}$	$1,912 \times 10^{-06}$	
			134	$4,686 \times 10^{-06}$	$3,124 \times 10^{-06}$	
			500	$9,068 \times 10^{-06}$	$6,045 \times 10^{-06}$	

Na Figura 8.40 representam-se os resultados obtidos em comparação com valores obtidos por Robertson *et al* (1998) e por Jones & Van Zyl (1981).

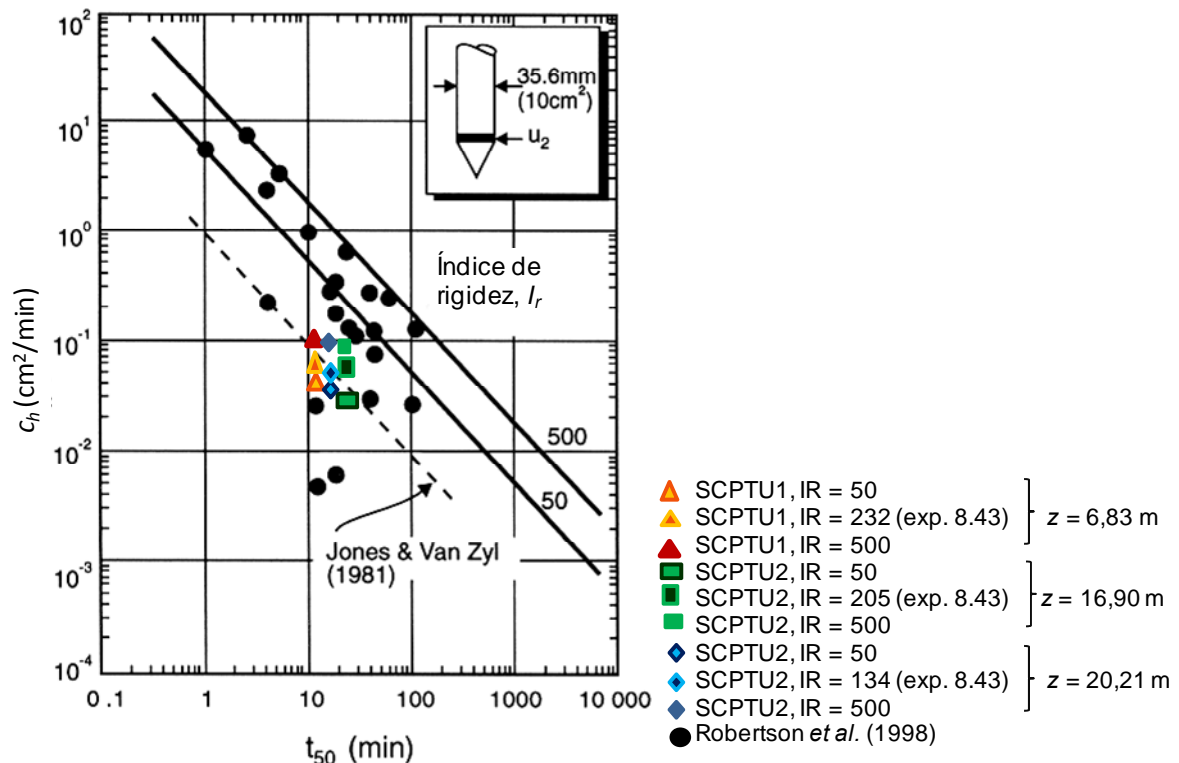


Figura 8.40 – Coeficiente de consolidação horizontal em função de t_{50} .

A análise da figura sugere que os resultados obtidos no campo experimental são bastante concordantes com a reta apresentada por Jones & Van Zyl (1981).

8.3.4.5 Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal, k_h

Baligh & Levadoux (1980) recomendaram que o coeficiente de permeabilidade horizontal seja estimado por:

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2,3\sigma'_{v0}} RR c_h \quad (8.45)$$

sendo RR a razão de compressão na zona sobreconsolidada, representando a deformação por ciclo logarítmico da variação da tensão efetiva na recompressão, podendo ser determinada em ensaios de consolidação em laboratório. Na ausência de ensaios laboratoriais que permitam a determinação de RR , os autores recomendam e valores entre $0,5 \times 10^{-2}$ a 2×10^{-2} .

O Quadro 8.6 apresenta um resumo dos parâmetros considerados bem como os resultados obtidos para a determinação do coeficiente de permeabilidade na direção horizontal.

Quadro 8.6 – Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal, k_h

Ensaio	Profundidade (m)	I_R	c_h (m ² /s)	σ'_{v0} (kPa)	RR	k_h (m/s)
SCPTU1	6,83	50	$3,247 \times 10^{-06}$	42,97		$3,223 \times 10^{-09}$
		232	$4,632 \times 10^{-06}$			$6,948 \times 10^{-09}$
		500	$1,027 \times 10^{-05}$			$1,019 \times 10^{-08}$
SCPTU2	16,90	50	$2,538 \times 10^{-06}$	116,11	0,01	$9,323 \times 10^{-10}$
		205	$4,815 \times 10^{-06}$			$1,888 \times 10^{-09}$
		500	$8,025 \times 10^{-06}$			$2,948 \times 10^{-09}$
SCPTU2	20,21	50	$2,868 \times 10^{-06}$	138,92		$8,804 \times 10^{-10}$
		134	$4,113 \times 10^{-06}$			$1,439 \times 10^{-09}$
		500	$9,068 \times 10^{-06}$			$2,784 \times 10^{-09}$

Na Figura 8.41 representam-se os resultados obtidos em comparação com valores obtidos por Robertson *et al* (1992) e por Schmertmann (1974). Pode concluir-se que os valores obtidos são bastante concordantes com as tendências apresentadas pelos referidos autores.

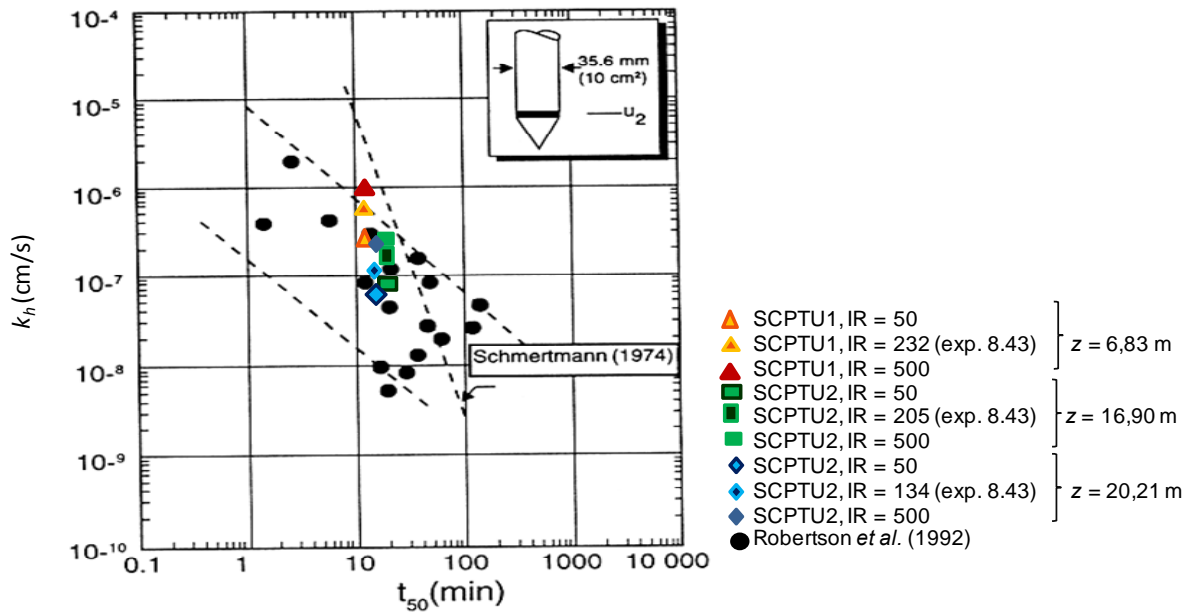


Figura 8.41 – Coeficiente de permeabilidade na direção horizontal em função de t_{50} .

8.3.5 METODOLOGIA UNIFICADA DE INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DO CPTU (ROBERTSON, 2009, 2010, 2012)

8.3.5.1 Identificação estratigráfica do subsolo

A abordagem unificada foi inicialmente proposta por Robertson (2009) com o objetivo de permitir a interpretação dos resultados do ensaio CPT ou CPTU de uma forma mais abrangente e para uma maior variedade de classificação de solos.

Com esta metodologia é possível determinar o índice de comportamento do material, I_c , que permite avaliar qualitativamente o comportamento tipo do solo, isto é, perceber se o solo em estudo tem um comportamento idêntico ao de uma argila ou de um silte, por exemplo.

O índice de comportamento do material, I_c , é determinado através da expressão:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (8.46)$$

sendo:

$$F_r = [f_s / (q_t - \sigma_{vo})] \times 100 \quad (8.47)$$

e

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{vo}) / p_a] (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (8.48)$$

em que:

$$n = 0.381(I_c) + 0.05(\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15 \quad (8.49)$$

Note-se que como o parâmetro Q_{tn} é obtido em função do parâmetro n , que por sua vez se obtém com recurso ao próprio I_c . Desta forma, o processo de determinação deste último obriga necessariamente à aplicação de um processo iterativo de cálculo. Para o efeito, inicialmente é necessário conhecer a posição do nível freático e atribuir um peso volúmico (γ) ao solo e admitir um valor para o parâmetro n , que inicialmente pode ser tomado igual a 1,0 ou 0,5, caso o comportamento seja de uma argila ou de uma areia, respetivamente.

No Quadro 8.7 encontra-se representado o comportamento tipo do solo em função do índice de comportamento, I_c .

Quadro 8.7 – Comportamento tipo do solo em função do índice de comportamento, I_c (Robertson, 2009)

Zona	Comportamento tipo do solo	I_c
1	Solos finos sensíveis	não aplicável
2	Solos orgânicos – turfa	>3,6
3	Argilas a argilas siltosas	2,95 – 3,6
4	Siltos argilosos a argilas siltosas	2,6 – 2,95
5	Areias siltosas a siltos arenosos	2,05 – 2,6
6	Areias limpas a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	não aplicável
9	Solos finos muito duros *	não aplicável

*fortemente sobreconsolidados ou cimentados

De igual forma, pode ser utilizada a carta representada na Figura 8.42 para analisar o comportamento tipo do solo e também para comparar a proximidade da localização de um determinado ponto numa zona em relação às outras. As zonas numeradas dizem respeito à coluna “Zona”, do Quadro 8.7, e os eixos do ábaco correspondem aos parâmetros F_r e Q_m através dos quais se calcula o índice I_c .

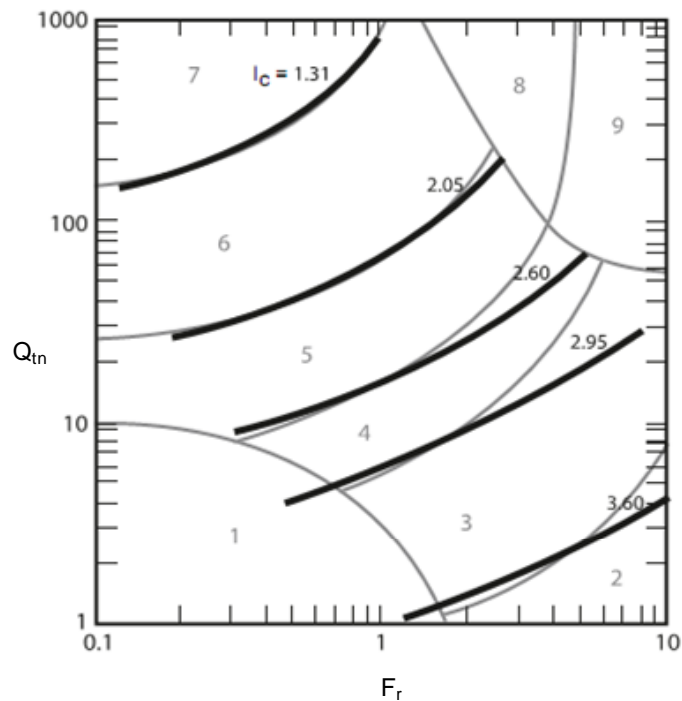


Figura 8.42 – Linhas de contorno associadas ao índice de comportamento, I_c (Robertson, 2009).

Em termos indicativos, o parâmetro n pode ser representado sob a forma ábaco, e conforme se verifica na Figura 8.43, o comportamento tipo do solo tende a ser mais argiloso quando se aproxima de linha $n = 1,0$ e mais arenoso quando $n = 0,5$. Tendo em linha de conta estes valores é possível adotar um valor intermédio para iniciar o processo iterativo de cálculo do I_c .

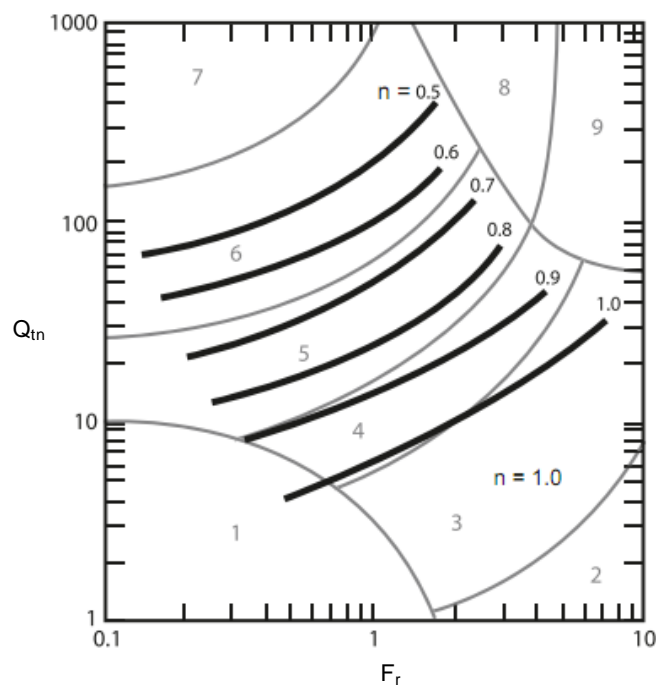


Figura 8.43 – Linhas de contorno associadas ao parâmetro n (Robertson, 2009).

A aplicação da abordagem descrita ao caso em estudo para a classificação do solo em profundidade apresenta-se na Figura 8.44. Tal como efetuado em 8.3.3.1, no sentido de facilitar a leitura dos perfis geotécnicos, optou-se por agrupar as classificações correspondentes a siltes arenosos, areias argilosas, areias siltsas, areias limpas, areias com cascalho e solos finos muito duros. Foram discretizadas as classificações referentes a solos orgânicos, argilas, argilas siltsas e siltes argilosos uma vez que são estes solos objeto de estudo no presente trabalho.

Tal como já observado, os resultados refletem uma classificação com uma dispersão considerável em profundidade. No entanto, a classificação obtida nos dois ensaios efetuados é semelhante. Verifica-se que o universo onde as amostras intactas foram recolhidas se encontra dentro da classificação 3, correspondendo a solos argilosos a argilas siltsas.

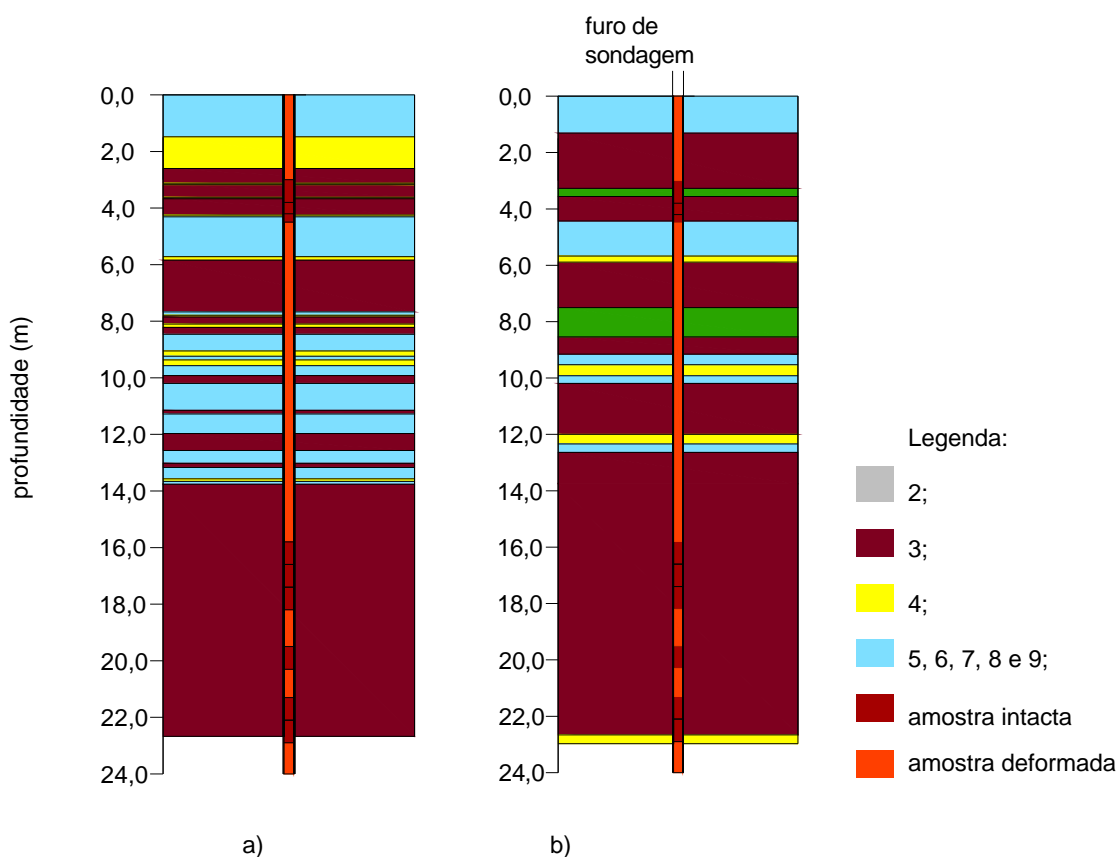


Figura 8.44 – Perfis geotécnicos de classificação do solo em profundidade segundo Robertson (2009): a) SCPTU1; b) SCPTU2.

Da comparação entre os perfis obtidos através das duas metodologias propostas por Robertson (1990, 2009) não se identificam diferenças significativas nos dois horizontes em estudo. Verifica-se que a aplicação da metodologia unificada (Robertson, 2009) não influencia a classificação obtida em 8.3.3.1.

8.3.5.2 Grau de sobreconsolidação, R_{OC}

Para o cálculo do grau de sobreconsolidação, Been *et al.* (2012), apresentam a seguinte expressão:

$$R_{OC} = (2,625 + 1,75 \log F_r)^{-1,25} (Q_{tn})^{1,25} \quad (8.50)$$

Deve referir-se que esta proposta só se aplica aos solos com valores de I_c superiores a 2,95, ou seja, solos com comportamento tipo argilas a argilas siltosas ou solos orgânicos.

A Figura 8.45 mostra a variação do grau de sobreconsolidação considerando esta proposta. Pode verificar-se que os primeiros 4,5 m de profundidade apresentam um valor do grau de sobreconsolidação típico de solo sobreconsolidado, tendendo este parâmetro a diminuir com a profundidade, assumindo valores muito próximos da unidade para profundidades superiores a 14 m. Verifica-se uma boa concordância entre estes resultados e os obtidos por correlação com os parâmetros derivados dos ensaios DMT e também pelas propostas apresentadas por Trevor & Mayne (2004) baseadas na teoria dos estados críticos aplicadas aos parâmetros do ensaio CPTU.

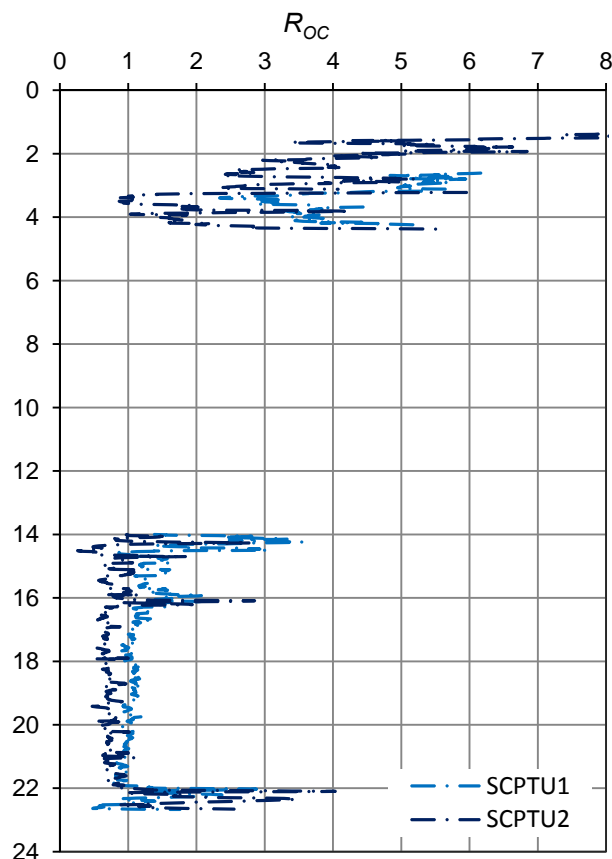


Figura 8.45 – Evolução em profundidade do grau de sobreconsolidação obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.50).

8.3.5.3 Resistência não drenada, c_u

A resistência não drenada foi determinada pela expressão proposta por Robertson (2009):

$$(c_u/\sigma'_{vo}) = Q_{tn}/N_{kt} \quad (8.51)$$

Como já referido, N_{kt} assume frequentemente valores dentro do intervalo 9 a 12 para argilas normalmente consolidadas e pode assumir valores de 12 a 20 para argilas sobreconsolidadas.

Robertson (2012), apresenta uma expressão que relaciona N_{kt} com F_r , referindo que este último parâmetro é o que melhor traduz a sensibilidade do solo, fator este que deve ser contabilizado no cálculo de N_{kt} . Desta forma:

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \log F_r \quad (8.52)$$

Na Figura 8.46 representa-se a evolução em profundidade do parâmetro N_{kt} , de acordo com a expressão anterior e da resistência não drenada, c_u .

Da análise da Figura 8.46a), onde se representa a evolução do parâmetro N_{kt} em profundidade, verifica-se que este varia consideravelmente nos primeiros 4,5 m de profundidade. No entanto, para profundidade superiores a 14 m, correspondentes a solos normalmente consolidados (ver 8.3.5.2), o parâmetro é praticamente constante e igual a 14.

Relativamente à evolução em profundidade da resistência não drenada, tal como já verificado em 8.2.4.2 e em 8.2.4.2, é típica de um depósito argiloso recente e que a crosta superficial corresponde aos primeiros 4,5 m do depósito, valor este concordante com o já mencionado nos pontos onde se efetuou o estudo do coeficiente de impulso em repouso e do grau de sobreconsolidação.

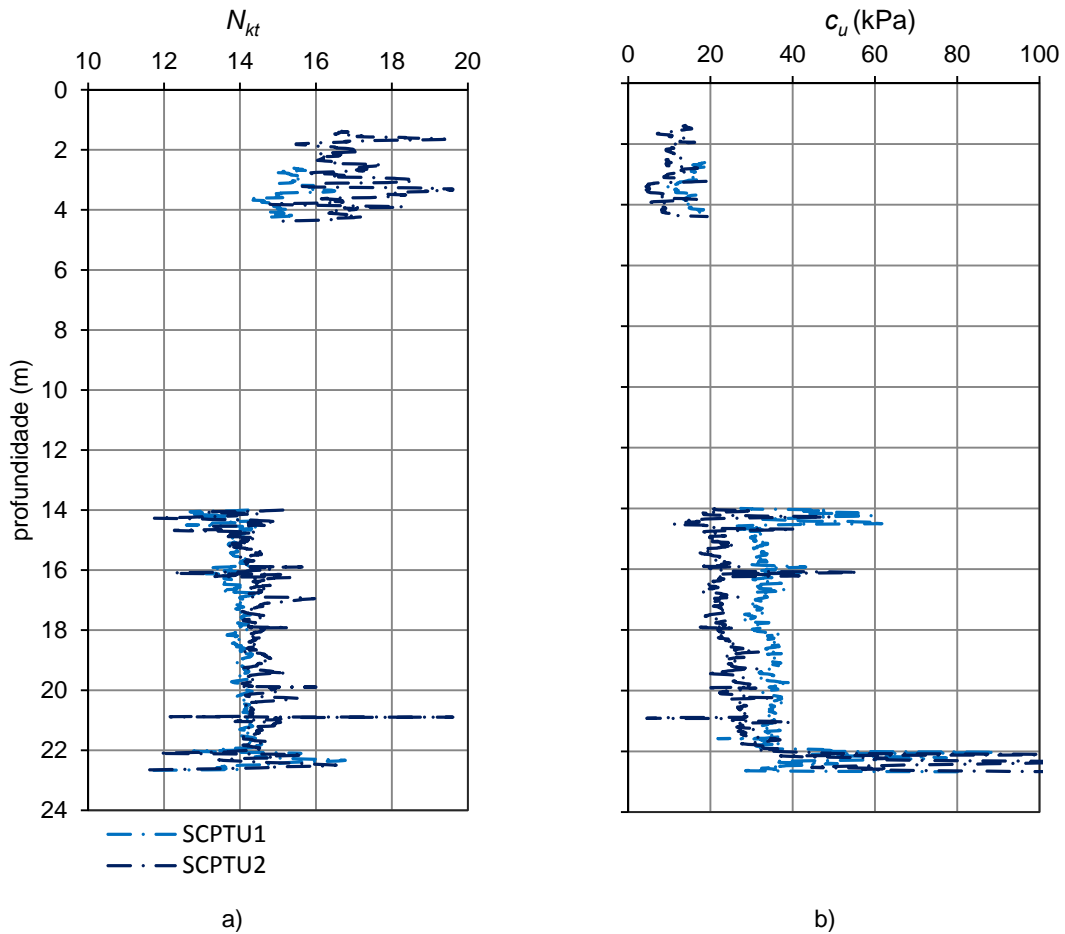


Figura 8.46 – Evolução em profundidade de: a) N_{kt} de acordo com a equação 8.52; b) c_u de acordo com a equação 8.51.

Na Figura 8.47 representa-se a evolução em profundidade da razão c_u/σ'_{v0} e também os valores obtidos através da expressão proposta por Wroth (1984) que, com base na teoria dos estados críticos, relaciona c_u/σ'_{v0} com o ângulo de resistência ao corte e com o grau de sobreconsolidação, através da expressão:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = 1/2 \text{sen}\phi' R_{OC}^\Lambda \quad (8.53)$$

sendo $\Lambda=1-C_s/C_c$.

Os parâmetros adotados foram: $\phi'=35,0$ (de acordo com o obtido em 7.7.3.4) e para C_c , C_s e R_{OC} foram considerados os resultados obtidos nos ensaios edométricos convencionais (apresentados em 7.6.3.2).

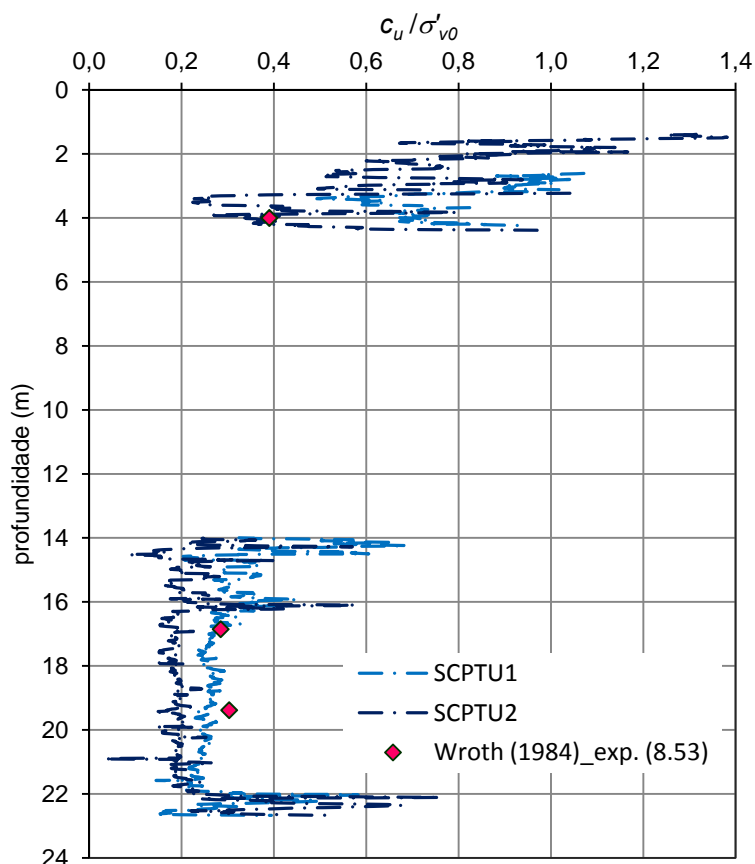


Figura 8.47 – Evolução em profundidade da razão c_u/σ'_{v0} obtida a partir dos resultados do CPTU.

Os valores da razão c_u/σ'_{v0} mostram haver indícios de um depósito com comportamento normalizado com os valores a diminuírem com a profundidade. Verifica-se também uma forte concordância com os resultados obtidos por aplicação da proposta de Wroth (1984).

8.3.5.4 Módulo de distorção elástico, G_0

O módulo de distorção elástico ou inicial foi calculado através da expressão (Robertson, 2009):

$$G_0 = G_{m\acute{a}x} = \alpha_G(q_t - \sigma_{v0}) \quad (8.54)$$

em que:

$$\alpha_G = (\rho/p_a)\alpha_{vS} \quad (8.55)$$

sendo ρ a massa volúmica do solo, p_a a pressão atmosférica e α_{vS} dado por:

$$\alpha_{vS} = 10^{(0.55I_c + 1.68)} \quad (8.56)$$

A Figura 8.48 apresenta os resultados obtidos para a evolução do módulo de distorção elástico, G_0 , em profundidade.

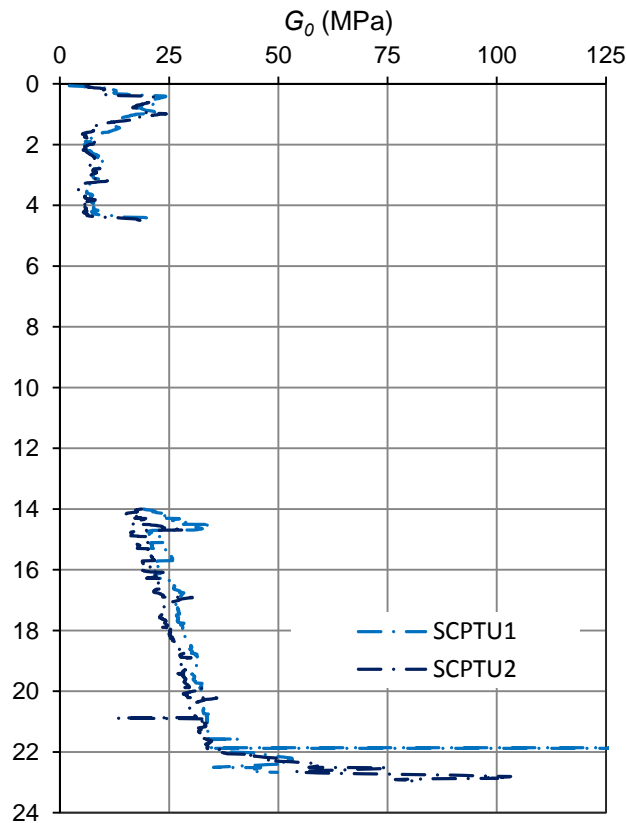


Figura 8.48 – Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtida a partir dos resultados do CPTU (equação 8.54).

A análise da figura evidencia dois comportamentos distintos. Nos primeiros 4,5 m o módulo de distorção elástico mantém-se praticamente constante, oscilando entre os 5 MPa e 25 MPa. No segundo horizonte estudado, referente a profundidades superiores a 14,0 m, o seu valor cresce em profundidade, aumentando de 20 MPa a 40 MPa, e para 14,0 m e 22,0 m, respetivamente.

8.3.5.5 Módulo de deformabilidade confinado, M

Para o cálculo do módulo de deformabilidade confinado, Robertson (2009) propõe uma expressão que define o parâmetro α em função de I_c e dependente deste ou de Q_m . A expressão apresentada é:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0}) \quad (8.57)$$

sendo α_M obtido da seguinte forma:

$$I_c \begin{cases} > 2,2 \\ < 2,2 \end{cases} \begin{cases} \alpha_M = Q_{tn} \text{ quando } Q_{tn} \leq 14 \\ \alpha_M = 14 \text{ quando } Q_{tn} > 14 \end{cases} \quad (8.58)$$

$$\alpha_M = 0,03[10^{(0,55I_c+1,68)}]$$

A Figura 8.49 mostra a evolução do módulo de deformabilidade confinado obtido através das expressões referidas.

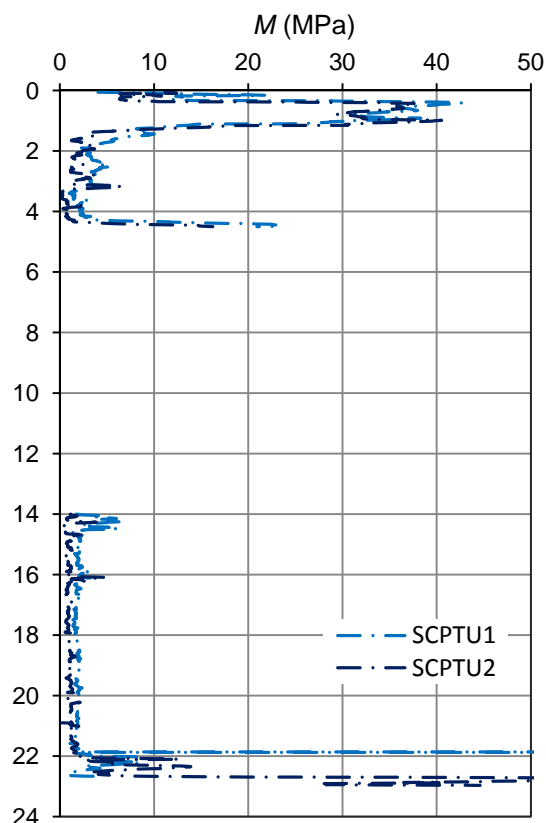


Figura 8.49 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.57).

A análise da figura permite concluir que nos horizontes interessados pelo estudo o módulo de deformabilidade aumenta ligeiramente em profundidade, variando entre cerca de 0,5 MPa e 40,0 MPa até aos 4,5 m e entre 1,0 MPa e 5,0 MPa para profundidades superiores a 14,0m.

8.3.5.6 Ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ'

O ângulo de resistência ao corte foi obtido através da seguinte expressão (Robertson (2009)):

$$\phi_{CS}' = \phi'_{cv} + 14,44[\log Q_{tn,cs}] - 22,31 \quad (8.59)$$

onde $\phi'_{cv} = 35,0^\circ$ (de acordo com o obtido em 7.7.3.4.1) e $Q_{m,CS}$ dado por:

$$Q_{tn,cs} = K_c \times Q_{tn} \quad (8.60)$$

sendo, nos horizontes interessados, $I_C > 1,64$:

$$K_c = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \quad (8.61)$$

Na Figura 8.50 representa-se a evolução em profundidade do ângulo de resistência ao corte do solo. Pode verificar-se que no primeiro horizonte estudado, correspondente aos primeiros 4,5 m ϕ'_{CS} diminui em profundidade, variando entre 46° e 39°. Para profundidades superiores a 14,0 m, ϕ'_{CS} é praticamente constante e igual a 36°.

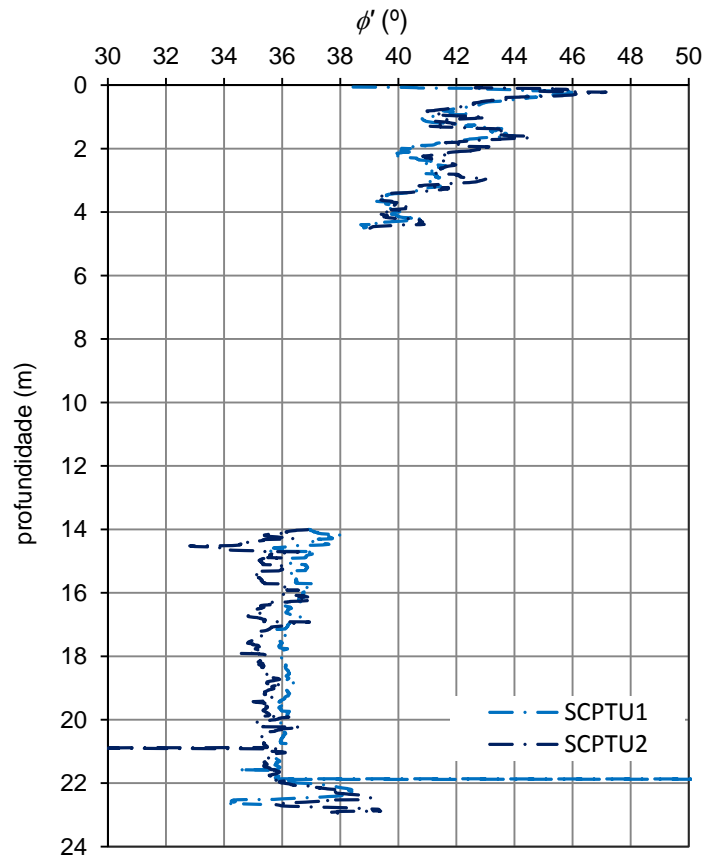


Figura 8.50 – Evolução em profundidade do ângulo de resistência ao corte obtido a partir dos resultados do CPTU (equação 8.59).

8.4 ENSAIO DE CORTE ROTATIVO *IN SITU* (FIELD VANE TEST)

8.4.1 METODOLOGIA

Com o objetivo de determinar a resistência ao corte em condições não drenadas foram realizados seis ensaios de corte rotativo *in situ* distribuídos por dois furos de sondagem de acordo com os procedimentos recomendados pelo Eurocódigo 7-ISO22476-9 (2009) e pela norma ASTM D2573-01 (2001).

O equipamento utilizado corresponde a um GEONOR H -10 concebido de forma a permitir a sua cravação direta a partir da superfície do terreno, sem necessidade de furacão prévia. O equipamento consiste numa unidade de medição do torque ao qual são acopladas varas duplas de posicionamento e o molinete. O aparelho apresenta-se equipado com dois molinetes com dimensões de 55 mm×110 mm e 65 mm×130 mm para permitir avaliar o valor da resistência ao corte não drenada situado entre 0-60 kPa e 0-100 kPa, respetivamente. O molinete H-10 foi calibrado no laboratório resultando uma tabela de calibração específica. A calibração foi realizada num aparelho constituído por uma alavanca (braço) posteriormente carregada com pesos. O instrumento foi fixado à base do aparelho de calibração e o veio interior foi rodado pela alavanca. Desta forma, a mola é deformada por um incremento do momento quando se aumentam os pesos. O ponteiro, que se encontra diretamente ligado à mola, indica a deflexão da mesma, bem como o número de divisões na escala para um dado momento. Em seguida a deflexão é convertida em graus de deformação da mola. Em seguida foi construída uma tabela de calibração que inclui a deflexão da mola para uma determinada força (torque).

Depois de calibrado o equipamento foi transportado para o local do campo experimental onde o molinete depois de cravado estaticamente a velocidade constante (20 mm/s), sem vibrações ou rotações, até à posição de ensaio, foi sujeito a uma rotação a velocidade constante (0,1 – 0,2/s), promovendo o corte por rotação do solo, em condições não drenadas. Durante a cravação, o conjunto molinete e o revestimento de proteção das pás, foi conduzido até uma profundidade de 5 vezes o diâmetro do molinete, sendo o último troço de cravação executado pelo molinete livre até à cota pretendida.

Os valores do momento torsor foram obtidos em intervalos regulares de deformação angular, até atingir a rotura do solo (M_{tf}). A continuação da rotação do molinete à mesma velocidade após a rotura conduziu à diminuição gradual da resistência até atingir um patamar de estabilização (M_{res}). Considerou-se que esse patamar foi atingido quando as pás descreveram uma rotação de 180°,

incluindo a rotação correspondente ao ângulo fictício da rigidez da mola do aparelho (θ^*). Depois da rotação deste ângulo ($180^\circ + \theta^*$), determinou-se a resistência remoldada do solo.

Na Figura 8.51 estão representados os componentes necessários à realização do ensaio.



Figura 8.51 – Ensaio de corte rotativo *in situ* (*field vane test*): a) equipamento GEONOR H10 durante a realização do ensaio; b) unidade de medição do torque; c) molinete e invólucro protetor (fotografias da autora).

8.4.2 RESULTADOS

Adotando uma velocidade de rotação das pás do molinete de $12^\circ/\text{minuto}$, foram efetuadas leituras, a cada 15 segundos, do momento torsor necessário para a rotação até mobilizar a resistência máxima. Quando possível, os ensaios prosseguiram até se atingir a resistência mínima, designada neste trabalho por resistência residual.

As curvas obtidas nos ensaios efetuados no campo experimental encontram-se esquematizadas nas Figuras 8.51 e 8.52, suscitando a sua observação de algumas reflexões.

Como já foi referido, foram realizados seis ensaios às profundidades 15,05 m, 18,75 m, 3,65 m, 15,55 m, 17,55 m e 18,55 m distribuídos por dois furos de sondagem.

No furo de sondagem designado por S1, onde foram recolhidas as amostras intactas, foram realizados ensaios às profundidades de 15,05 m e 18,75 m, utilizando o molinete com dimensões de 65 mm×130 mm e esperando cerca de 2 minutos entre a inserção do molinete e o início do ensaio. Verificou-se que os resultados obtidos nestes ensaios eram claramente inaceitáveis pois o momento torsor não parava de aumentar. Após a execução dos ensaios, e procurando encontrar explicação para o sucedido, fez-se uma recolha de amostra deformada e verificou-se que o solo a esta profundidade apresentava grande quantidade de conchas. Este fenómeno foi mais evidente à profundidade de 15,05 m pois sentia-se claramente uma estabilização do momento torsor e subitamente este aumentava até voltar a estabilizar.

Para dissipar as dúvidas relativamente aos resultados obtidos foi efetuado um furo destinado unicamente à realização dos ensaios de corte rotativo *in situ*, designado por S1A, próximo do local onde tinham sido executados os primeiros dois ensaios. Inicialmente foi executado um ensaio à profundidade de 3,65 m utilizando o mesmo molinete que nos ensaios anteriores e esperando cerca de 5 minutos entre a inserção do molinete e o início do ensaio.

Em seguida foram executados os ensaios às profundidades 15,55 m, 17,55 m e 18,55 m com um molinete de dimensões inferiores (55×110 mm), mais concordantes com os valores expectáveis para a resistência não drenada. Na profundidade 18,55 m não foi possível executar o ensaio no solo remoldado devido à impossibilidade física de rodar a manivela que provocaria a rotação do molinete no fundo do furo.

Pelo exposto a autora apresenta os resultados, mas com bastantes reservas no que concerne à validade dos mesmos, não os tendo como representativos do solo em estudo.

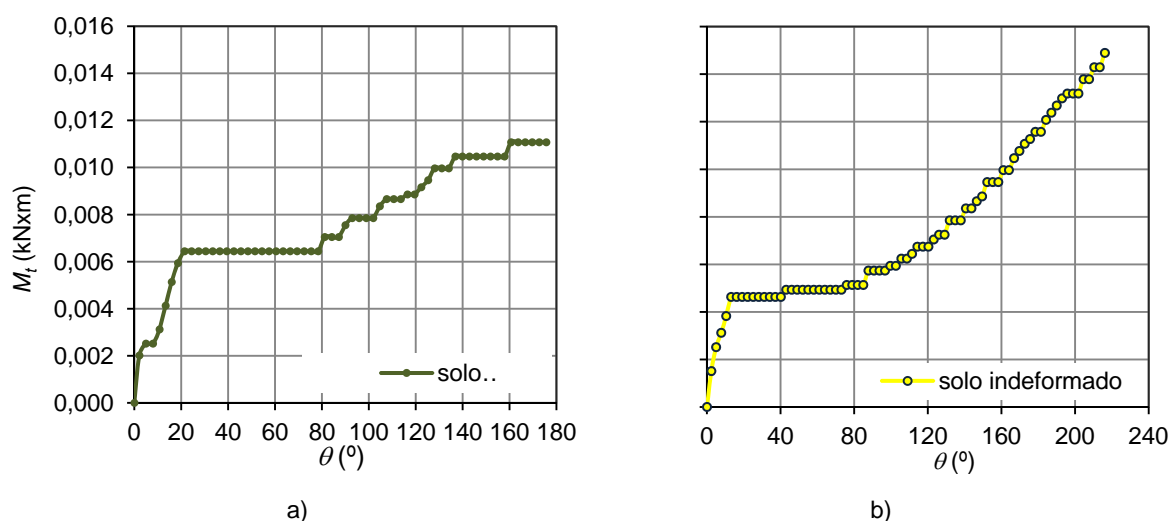


Figura 8.52 – Diagramas do momento torsor *versus* ângulo de rotação na sondagem S1 às profundidades: a) 15,05 m; b) 18,75 m.

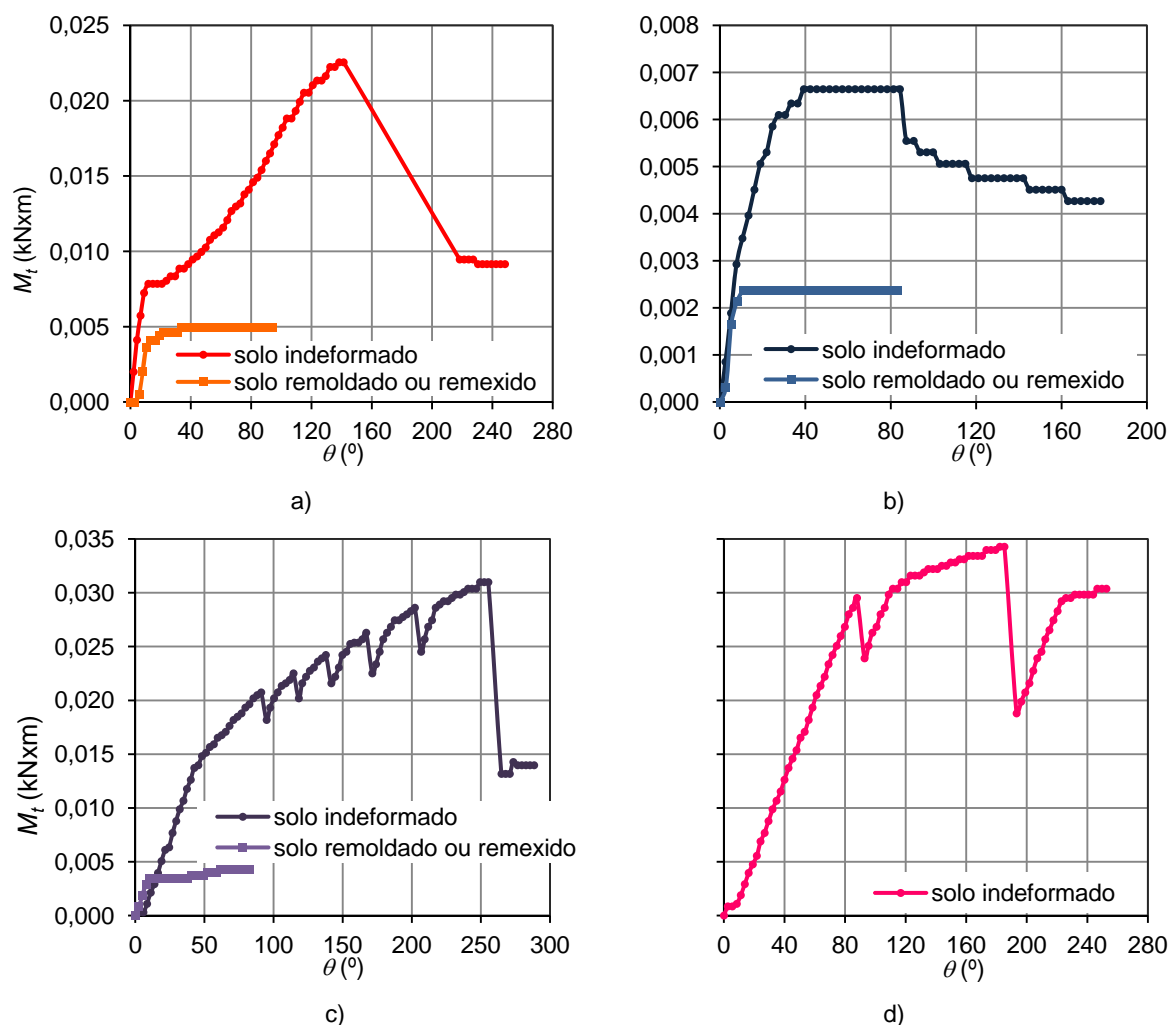


Figura 8.53 – Diagramas do momento torsor *versus* ângulo de rotação na sondagem S1A às profundidades: a) 3,65 m; b) 15,55 m; c) 17,55; d) 18,55m.

8.5 CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Neste capítulo foi efetuado o tratamento dos resultados obtidos em ensaios de campo, nomeadamente, o dilatómetro de Marchetti (DMT), o cone-penetrométrico holandês sísmico com dissipação (SCPTU) e de corte rotativo *in situ* (FVT) com o objetivo de caraterizar os solos silto-argilosos moles ocorrentes no campo experimental.

A análise conjunta dos resultados de ensaios de campo realizados permite tecer algumas considerações acerca das características físicas e mecânicas destes solos particulares.

Em relação às características físicas e estado de tensão dos horizontes estudados, são resumidos no Quadro 8.8 os valores considerados mais representativos.

Quadro 8.8 – Características físicas e estado de tensão

Ensaio	Prof. (m)	Classificação estratigráfica	Parâmetro		
			γ (kN/m ³)	K_0	R_{OC}
DMT	até 4,5	Solos argilo-siltosos e silto-argilosos, evidenciando algumas intercalações muito finas de siltes puros	15,2	0,60 – 1,50	1,0 – 7,0
	14,0 – 22,0		16,0	0,35 – 0,80	0,5 – 2,0
CPTU	até 4,5	Solos argilo-siltosos e silto-argilosos, evidenciando algumas intercalações muito finas de siltes puros	--	0,20 – 0,80	0,5 – 10,0
	14,0 – 22,0		--	0,20 – 0,80	0,3 – 3,0

No que concerne às características mecânicas, os valores obtidos para os vários parâmetros encontram-se representados no Quadro 8.9.

Quadro 8.9 – Características mecânicas

Ensaio	Prof. (m)	Parâmetro								
		c_u (kPa)	S_t	ϕ'	ϕ'_{CS}	G_0 (MPa)	M (MPa)	$c_v \times 10^{-6}$ (m ² /s)	$c_h \times 10^{-6}$ (m ² /s)	$k_h \times 10^{-9}$ (m/s)
DMT	até 4,5	10-20	--	34-41	--	3-14	0,5-4,0	--	--	--
	14,0 – 22,0	25-35	--	32-37 ⁽¹⁾	--	11-40	1,7-4,1	--	--	--
CPTU	até 4,5	5-50	--	--	38-42	5-20	0,3-2,0	--	--	--
	14,0 – 22,0	20-70	--	--	36	25-100	2,0-10,0	1,7-6,0	2,5-9,1	0,9-2,8

⁽¹⁾ valor obtido para profundidades compreendidas entre 16,0 m e 16,5 m.

9

CAMPO EXPERIMENTAL CONFRONTO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

9.1 INTRODUÇÃO

Para a avaliação do comportamento do depósito aluvionar foi realizado um número significativo de ensaios de laboratório e de campo.

Os ensaios laboratoriais incluíram ensaios de identificação e de caracterização física bem como ensaios triaxiais de compressão e de extensão com consolidação isotrópica e anisotrópica, para diferentes tensões de consolidação, e ensaios edométricos clássicos e de longa duração, sobre amostra intactas.

A caracterização de campo compreendeu a realização de duas sondagens de furação à rotação, acompanhadas de colheita de amostras (remexidas, em grande número, e 9 amostras intactas) e de ensaios de corte rotativo (*vane test*), de duas sondagens de penetração com o cone-penetrómetro sísmico (SCPTU1 e SCPTU2), acompanhadas de três ensaios de dissipação contínuos, e, ainda, a realização de ensaios com o dilatómetro de Marchetti (DMT) ao longo de uma dada vertical.

Os princípios de funcionamento dos equipamentos, os procedimentos dos ensaios, os resultados obtidos, bem como o seu tratamento e discussão foram abordados nos capítulos 7 e 8, no que concerne aos ensaios de laboratório e de campo, respetivamente.

Este capítulo tem como objetivo a comparação e a discussão dos resultados obtidos para os diversos parâmetros considerando a totalidade dos ensaios executados nos horizontes de solos

silto-argilosos moles. Deve referir-se que os perfis obtidos nos ensaios de campo chegam a atingir cerca de 24,0 m de profundidade, atravessando camadas com características físicas e mecânicas distintas. No entanto, as profundidades às quais foram recolhidas as amostras intactas, correspondentes a solos silto-argilosos moles, situam-se entre 3,0 m e 4,5 m, entre 15,8 m e 20,3 m e entre 21,3 m e 22,9 m. Desta forma, a parametrização que se faz nos pontos seguintes é correspondente apenas a essas profundidades.

Deve também ser referido que, dadas as semelhanças entre os resultados obtidos nos ensaios SCPTU1 e SCPTU2, para simplificação das figuras só se apresentam os valores obtidos no ensaio SCPTU1.

9.2 CARATERÍSTICAS FÍSICAS E ESTADOS DE TENSÃO

9.2.1 PESO VOLÚMICO, γ

O peso volúmico, γ , foi avaliado em laboratório sobre amostras intactas (ASTM D 2937-94), através da pesagem e da medição da altura e do diâmetro interior do amostrador.

No que concerne aos ensaios de campo, apenas se reconhece ao DMT a capacidade de avaliar consistentemente o peso volúmico dos solos relacionando-o com os índices dilatométricos I_{DMT} e E_{DMT} (ver 8.2.3.2). Relativamente ao ensaio CPTU são reconhecidas pela maioria dos investigadores as grandes limitações do ensaio para esse fim.

A Figura 9.1 mostra a evolução em profundidade do peso volúmico determinado em laboratório sobre amostras intactas e através da correlação proposta por Mayne *et al.* (2001) com base nos resultados obtidos no ensaio DMT.

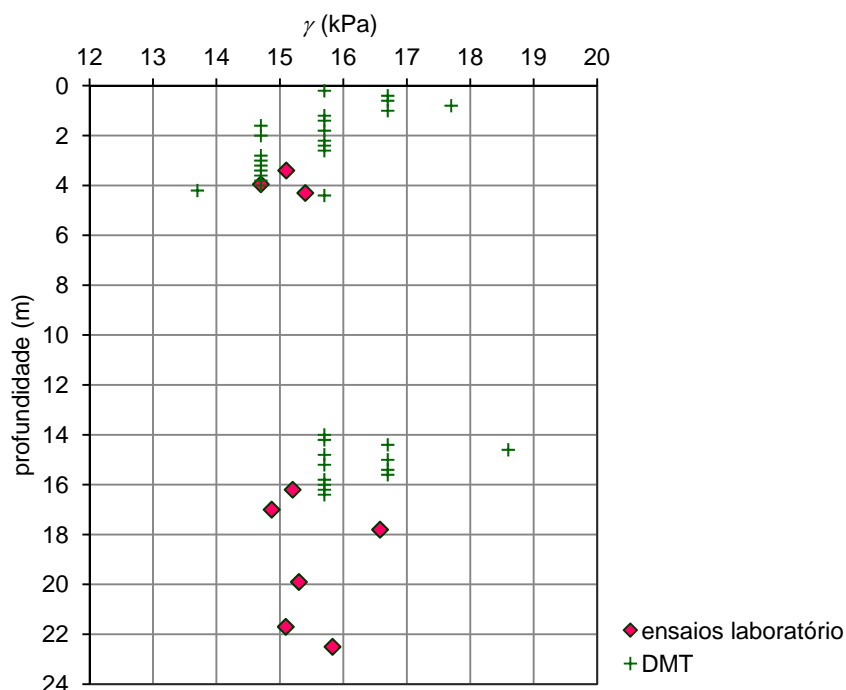


Figura 9.1 - Variação em profundidade do peso volúmico determinado em laboratório e através da correlação proposta por Mayne *et al* (2001).

A análise da figura mostra uma elevada concordância entre os resultados obtidos através da proposta de Mayne *et al.* (2001) com os valores obtidos em laboratório.

A tentativa de comparar os valores de γ estimados com o DMT com os valores determinados a partir da amostragem intacta deve ter em conta o facto de o ensaio DMT ter sido executado a uma distância em planta de cerca de 5 m do local onde foram recolhidas as amostras intactas. Desta forma, para os resultados serem comparáveis admite-se que os perfis possuem pouca variabilidade espacial nas características físicas entre os dois locais.

Na Figura 9.2 são comparados os resultados de campo com os de laboratório obtidos à mesma profundidade.

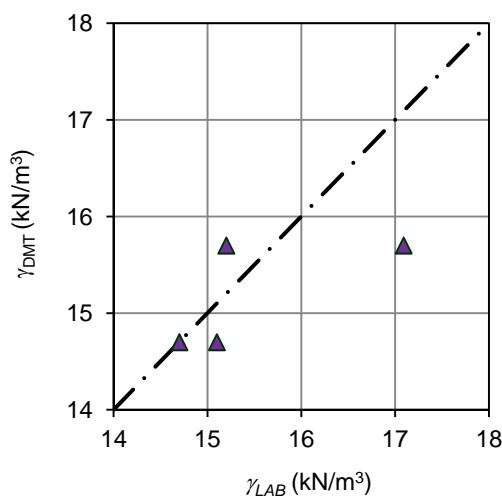


Figura 9.2 - Comparação entre os valores de γ obtidos em laboratório e através do DMT.

Tendo como referência γ_{LAB} , a observação da figura sugere que os resultados obtidos através do ensaio DMT subestimam o valor do peso volúmico. No entanto, essa diferença é sempre inferior a 1 kN/m³, traduzindo-se em erros inferiores a 10%, confirmando os resultados obtidos por Cruz (1995), ao realizar um número significativo de ensaios em solos transportados portugueses de diferentes regiões.

Tendo em conta a grande homogeneidade nos resultados obtidos, a autora situa o peso volúmico nos horizontes interessados entre 15 e 16 kN/m³.

9.2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

São conhecidos sistemas de classificação dos solos com base na interpretação dos parâmetros obtidos nos ensaios DMT e CPTU.

No caso do DMT, a Figura 8.4 serve de base à classificação dos solos com base no índice do material, I_{DMT} . Verifica-se que nos horizontes estudados, correspondentes às profundidades de 3,0 m a 4,5 m e 15,8 m a 16,5 m, o solo é classificado como argila a argila siltosa. São observadas duas singularidades: à profundidade de 14,6 m, em que o solo é classificado como silte argiloso, e à profundidade de 14,8 m, em que o solo é classificado como areia.

No caso do CPTU foram consideradas as propostas de Robertson (1990), de Robertson (2009) e de Eslami & Fellenius (1997). Como já foi referido em 8.3.3.1, nos horizontes interessados no estudo os solos envolvidos são solos argilosos a argilas siltosas. Dentro desta classificação os perfis geotécnicos obtidos através da classificação de Eslami & Fellenius (1997) detetam uma zona predominantemente constituída por solos argilosos muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis.

Dos sistemas de classificação apresentados resultam designações aceitáveis comparativamente à amostragem intacta, excetuando o primeiro nível amostrado em que a análise granulométrica efetuada evidencia uma componente arenosa com bastante significado, não detetada no sistema de classificação dos solos com base nos ensaios DMT e CPTU.

No Quadro 9.1 são apresentados conjuntamente os resultados dos ensaios de campo realizados e a Classificação Unificada de solos.

Quadro 9.1 - Classificação dos solos segundo resultados dos ensaios DMT, CPTU e ensaios laboratoriais (Classificação Unificada)

Profundidade (m)	DMT		CPTU		Classificação Unificada
	Marchetti (1980)	Robertson (1990, 2009)	Eslami & Fellenius (1992)		
3,8 – 4,1	Argilas	Argilas a argilas siltosas	Argilas muito moles e (ou) solos sensíveis e (ou) colapsíveis		OH - Siltes orgânicos arenosos
15,8 – 17,4	Argilas	Argilas a argilas siltosas	Argilas e (ou) siltes		MH – Siltes elásticos
19,5 – 20,3	--	Argilas a argilas siltosas	Argilas e (ou) siltes		MH – Siltes elásticos
21,3 – 22,9	--	Argilas a argilas siltosas	Argilas e (ou) siltes		OH – Siltes orgânicos

Relativamente ao ensaio CPTU, a análise do quadro permite verificar que, com exceção do primeiro horizonte estudado, em termos da granulometria os resultados de campo e os de laboratório correspondem a designações muito similares.

No entanto, a componente orgânica dos solos não está explicitada nos sistemas gráficos, ou seja, na zona 2 dos sistemas propostos por Robertson (1990, 2009). Como refere Bonito (2008), tal comportamento pode ser explicado pelo facto de nos sistemas de classificação baseados no CPTU os designados “solos orgânicos” apresentarem teores em matéria orgânica superiores aos solos em estudo e (ou) corresponderem a materiais turfosos. Ora, apesar da evidente natureza mole nos níveis amostrados, é possível que a baixa resistência à penetração do cone, q_c , seja fundamentalmente controlada pelas características granulométricas da fração inorgânica (argilas siltosas, às vezes algo arenosas), sendo mais reduzida a influência da componente orgânica, razão pela qual se situam principalmente na zona 3 dos sistemas de classificação propostos por Robertson (1990, 2009).

Da comparação entre os resultados obtidos em laboratório e os do DMT verifica-se que existe uma correspondência que se pode considerar satisfatória.

9.2.3 COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO, K_0

O ensaio DMT, dada a sua concetualização e modo de execução, é uma das melhores ferramentas para avaliação do coeficiente de impulso em repouso.

Neste trabalho, a avaliação do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi realizada com base nos ensaios de campo, nomeadamente o dilatómetro de Marchetti (DMT) e o cone-sísmico (SCPTU).

Desta forma, para a estimativa de K_0 a partir dos ensaios DMT foram consideradas as propostas de Marchetti (1980) e de Powell & Uglow (1988), dadas pelas expressões (8.8) e (8.9), respetivamente. Para a determinação de K_0 com base nos resultados dos ensaios SCPTU foram estudadas as propostas de Kulhawy & Mayne (1990) e Sully & Campanella (1991). Os resultados obtidos encontram-se representados na Figura 9.3.

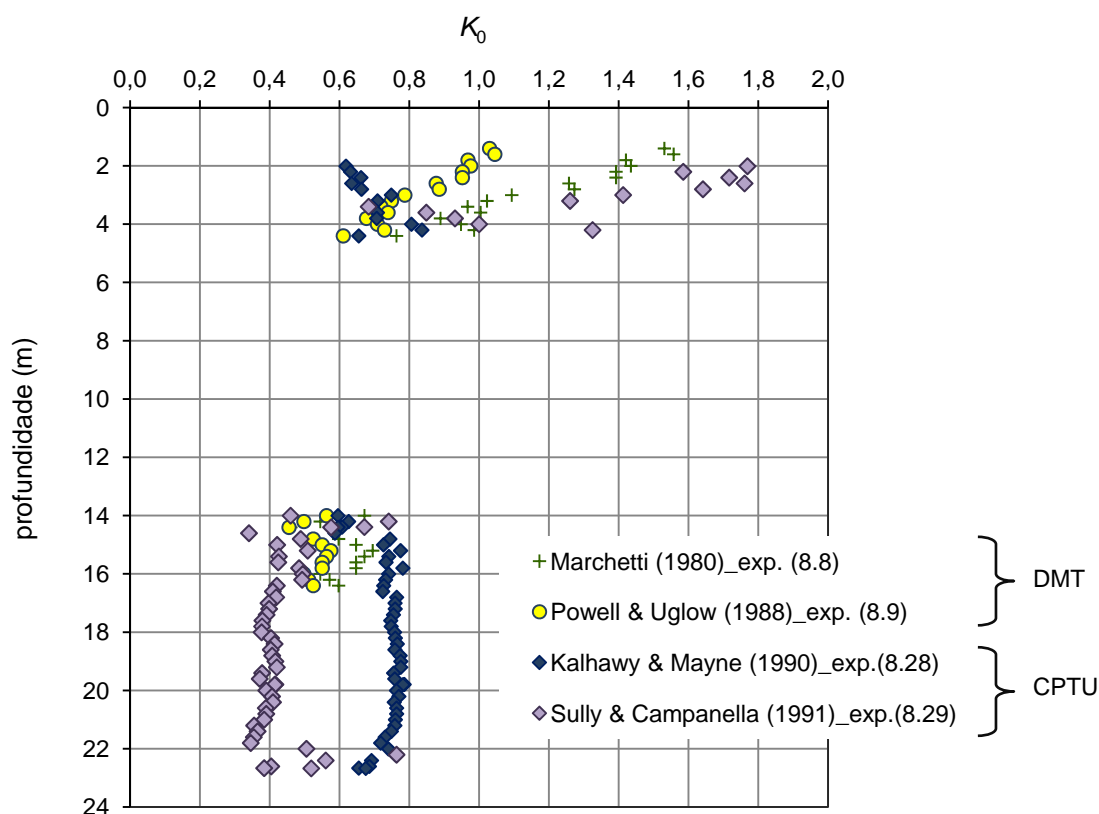


Figura 9.3 - Comparação entre os valores de K_0 obtidos através de ensaios de campo: DMT e CPTU.

A análise da figura relativamente aos resultados obtidos a partir dos modelos de regressão que fornecem o valor de K_0 em função de K_{DMT} , permite concluir que o coeficiente de impulso em repouso diminui até aos 4,5 m de profundidade. Para profundidades maiores do que 14,0 m, embora com valores distintos em função da expressão utilizada, K_0 mantendo-se sensivelmente constante.

Desta forma, para o primeiro nível amostrado o valor de K_0 oscila entre 0,6 e 1,05 e entre 0,7 e 1,6, com base nas correlações de Powell & Uglow (1988) e de Marchetti (1980), respetivamente.

Deve referir-se que valores significativamente superiores a 1,0 na crosta superficial não são razoáveis, pelo que a autora considera os valores fornecidos por Powell & Uglow (1988) mais consistentes.

No segundo nível amostrado, isto é, para profundidades superiores a 14,0 m, este índice assume um valor médio de 0,6.

Tendo em conta o exposto, a autora situa o coeficiente de impulso em repouso de valor igual a 0,75 para profundidades inferiores a 4,5 m e 0,60 para profundidades superiores a 14,0 m.

9.2.4 GRAU DE SOBRECONSOLIDAÇÃO, R_{OC}

Na prática geotécnica a estimativa do grau de sobreconsolidação, R_{OC} , é normalmente utilizada para a avaliação da história das tensões. É largamente reconhecido o potencial tanto do DMT como do CPTU na estimativa deste parâmetro, tendo sido propostas diversas expressões de natureza empírica com o referido propósito.

Neste trabalho, a avaliação do grau de sobreconsolidação foi realizada com base nos ensaios de campo, nomeadamente o DMT e o CPTU, e em laboratório, neste caso a partir da estimativa da tensão de pré-consolidação através do ensaio edométrico.

Para a determinação de R_{OC} com base nos resultados obtidos no ensaio DMT foram utilizadas as correlações propostas por Marchetti (1980) e por Powell & Uglow (1988), como apresentado em 8.2.3.4. Para o CPTU foram utilizadas as correlações propostas por Chen & Mayne (1996), Trevor & Mayne (2004) e Been *et al.* (2012), referidas em 8.3.3.3 e 8.3.5.2.

A tensão de pré-consolidação foi determinada a partir do ensaio edométrico descrevendo-se a metodologia seguida em 8.3.5.2.

A Figura 9.4 apresenta os resultados obtidos considerando as várias abordagens apresentadas.

Verifica-se que no primeiro horizonte estudado, correspondente aos primeiros 4,5 m de profundidade, há uma dispersão elevada no valor do grau de sobreconsolidação em função da metodologia adotada para a sua quantificação. No entanto, com exceção da expressão 8.32 proposta por Chen & Mayne (1996), todos os resultados refletem a presença de uma camada com características resistentes superiores.

Para profundidades superiores a 14,0, os valores obtidos através das expressões 8.10, 8.14, 8.32, 8.33 e 8.34 revelam bastante concordância, podendo concluir-se que este horizonte corresponde a solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados. No entanto, os modelos 8.11, 8.12 e 8.35 não parecem fornecer valores razoáveis para este índice, pois os resultados são inferiores à unidade.

Dever ser salientado que é particularmente assinalável o ajuste entre os resultados de laboratório (ensaios edométricos) e a solução proposta pela equação 8.33.

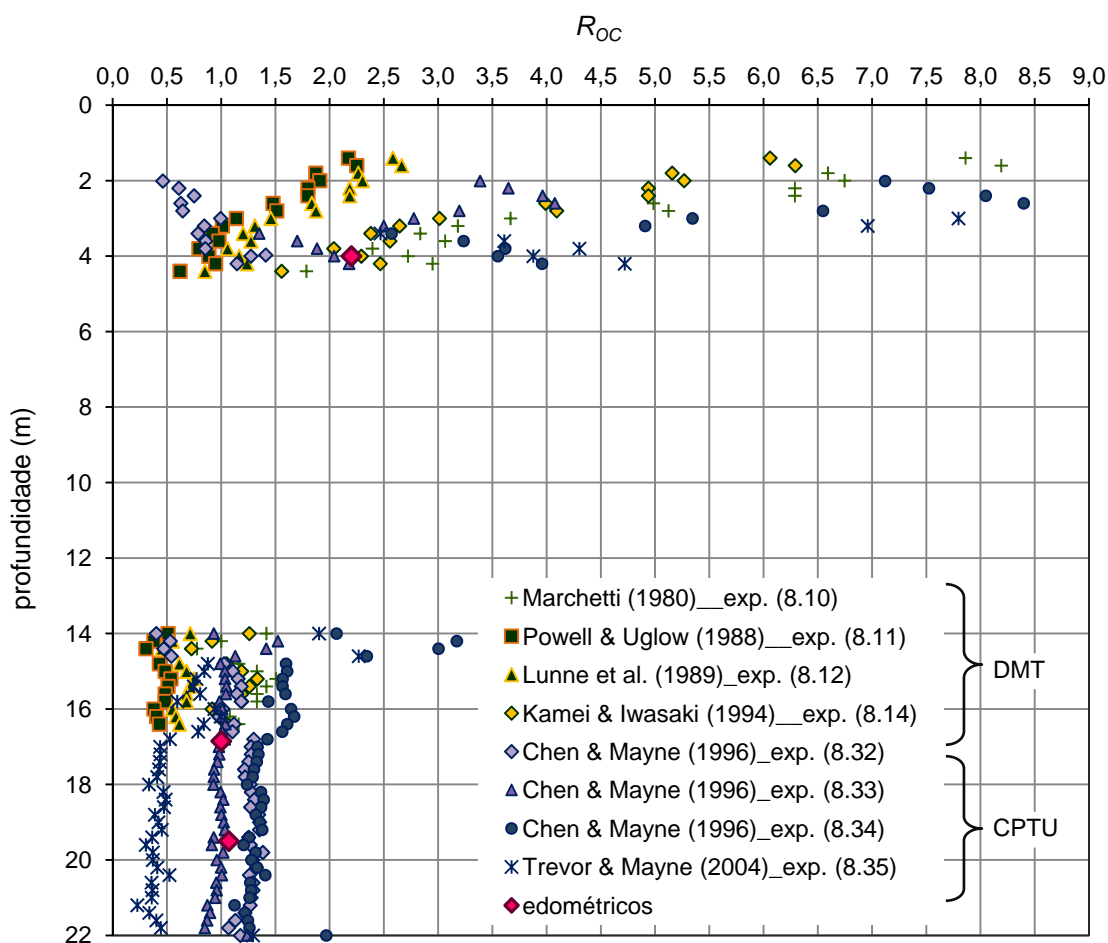


Figura 9.4 - Comparação entre os valores de R_{OC} obtidos através de ensaios laboratoriais e de campo.

9.3 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

9.3.1 RESISTÊNCIA NÃO DRENADA, c_u

A avaliação da resistência não drenada com base nos ensaios de campo foi efetuada através de correlações entre este parâmetro e os resultados obtidos nos ensaios DMT e CPTU.

A resistência não drenada foi também obtida através dos resultados de ensaios de laboratório, nomeadamente os triaxiais. Nos casos em que a tensão de consolidação utilizada foi próxima da tensão efetiva vertical de repouso, os resultados obtidos são comparáveis com os restantes. Já os ensaios triaxiais realizados com tensões de consolidação de 190 kPa, 240 kPa, 480 kPa e 568 kPa, identificados com um círculo vermelho na Figura 9.5, forneceram valores da resistência não drenada que não podem comparar-se com os ensaios *in situ*, uma vez que correspondem a amostras ensaiadas sob tensões efetivas muito distintas (mais elevadas).

A Figura 9.5 ilustra os resultados obtidos nos diversos ensaios.

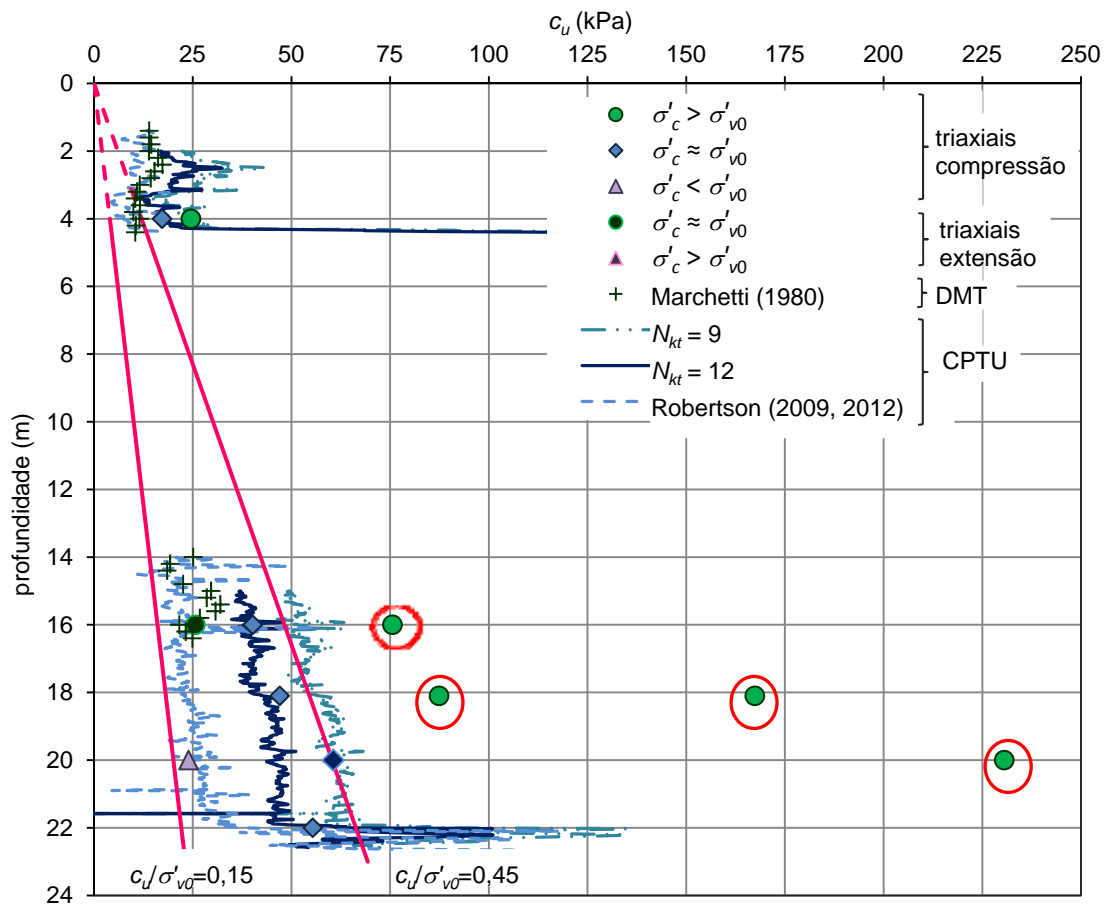


Figura 9.5 - Evolução em profundidade da resistência não drenada obtida através de ensaios laboratoriais e de campo.

Analisando os resultados para profundidades superiores a 14,0 m, pode verificar-se que os valores obtidos através dos ensaios DMT, CPTU e triaxiais são razoavelmente concordantes, apresentando a mesma tendência de evolução em profundidade e com valores que se situam entre os limites inferior e superior expectáveis para estes solos, nomeadamente $0,15\sigma'_{v0}$ e $0,45\sigma'_{v0}$. Como foi já referido, os ensaios triaxiais passíveis de comparação são aqueles em que σ'_c é próxima de σ'_{v0} .

Como era esperado, devido às características resistentes diferentes da camada superficial, estes limites não se aplicam nos primeiros 4,5 m de profundidade. Mais uma vez se verificam evidências de uma camada dessecada com características resistentes superiores às do resto de depósito.

Pelo exposto, na zona correspondente à camada normalmente consolidada, a autora indica que o valor da resistência não drenada seja estimado considerando a razão c_u / σ'_{v0} compreendida entre 0,15 e 0,45.

Na Figura 9.6a representa-se, para os ensaios triaxiais, a evolução da razão da resistência não drenada pela tensão de consolidação efetiva do ensaio em função desta tensão e na Figura 9.6b a evolução em profundidade da razão da resistência não drenada pela tensão efetiva vertical de repouso, para os ensaios DMT e CPTU.

Verifica-se que os valores da razão c_u/σ'_{v0} e de c_u/σ'_c diminuem em profundidade tendendo para uma faixa de valores entre 0,20 e 0,40, frequentemente encontrada na bibliografia para solos do mesmo tipo (Jamiolkowski *et al.*, 1985).

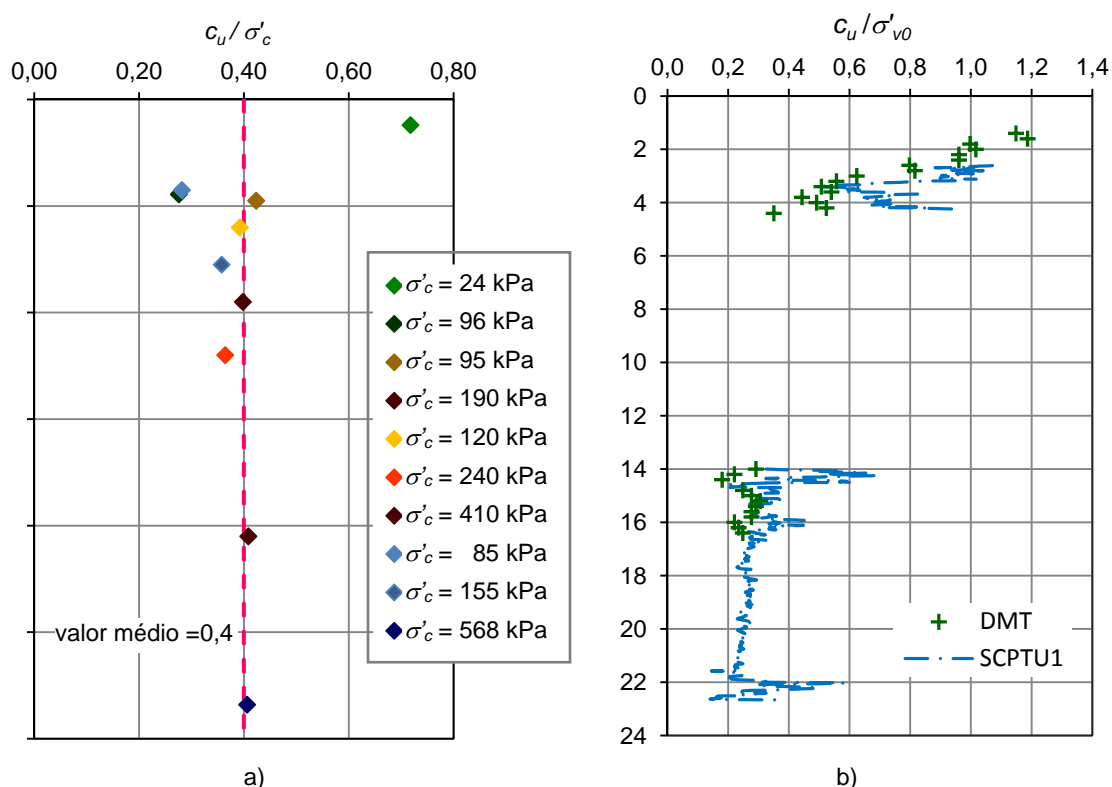


Figura 9.6 - a) Razão entre a resistência não drenada obtida nos ensaios triaxiais pela tensão efetiva de consolidação do ensaio *versus* tensão efetiva de consolidação do ensaio; b) razão entre a resistência não drenada obtida nos ensaios de campo pela tensão efetiva vertical de repouso *versus* profundidade.

9.3.2 ÂNGULO DE RESISTÊNCIA AO CORTE EM TENSÕES EFETIVAS, ϕ'

Os ensaios de laboratório, nomeadamente o estudo da composição granulométrica e os ensaios triaxiais permitiram verificar que, apesar da consistência mole dos solos estudados, extremamente influenciada pelo conteúdo em matéria orgânica, está presente uma componente siltosa que lhes confere valores expressivos de ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas, ϕ' .

A determinação do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas através de ensaios de campo foi realizada com base nos ensaios DMT e CPTU, como detalhado no Capítulo 8. A determinação

com base em ensaios laboratoriais foi efetuada a partir dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados, como referido no Capítulo 7.

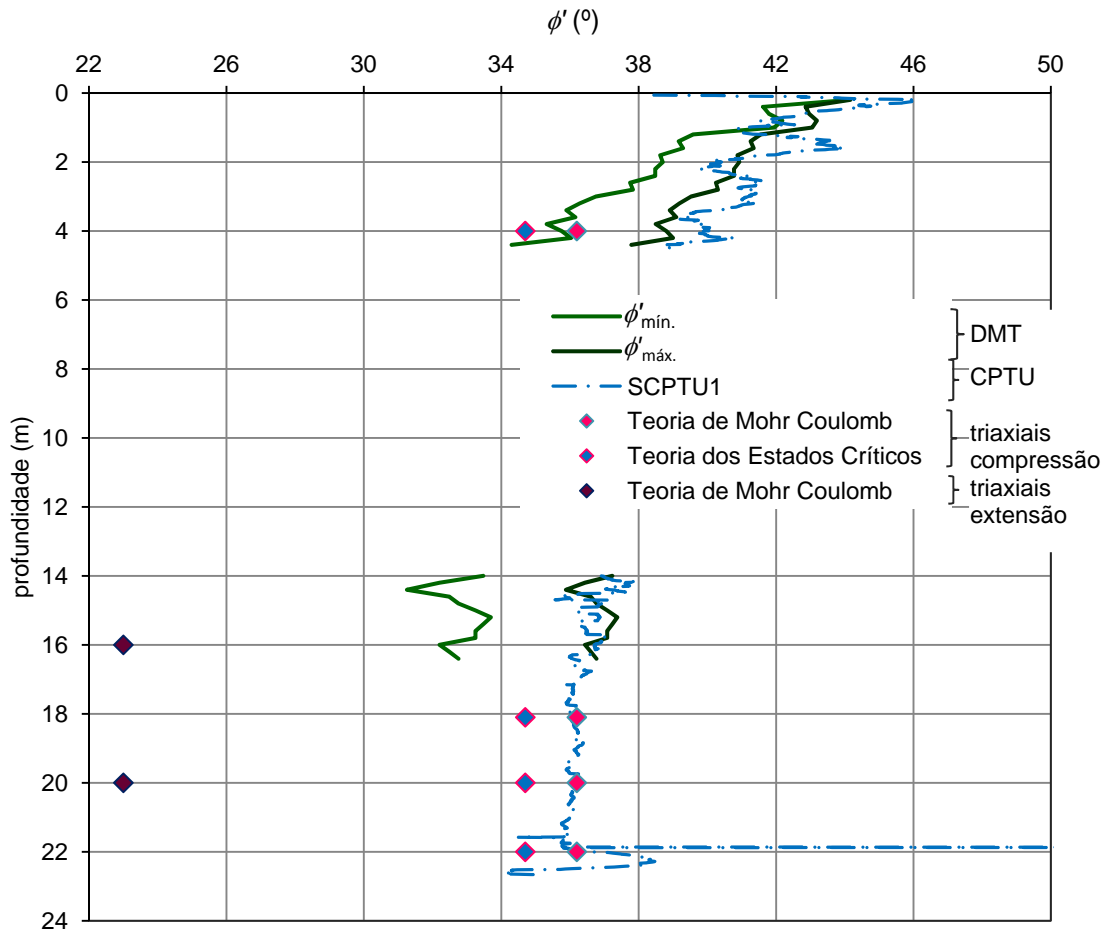


Figura 9.7 - Evolução em profundidade do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas através de ensaios laboratoriais e de campo.

Analisando os resultados apresentados nos ensaios triaxiais, verifica-se que, para as profundidades estudadas, o solo possui características semelhantes. Com efeito, considerando uma envolvente de rotura a partir da análise do conjunto de resultados, obteve-se um ângulo de resistência ao corte de $36,2^\circ$. Por seu turno, a análise dos ensaios triaxiais à luz da teoria dos estados críticos forneceu um valor de $35,0^\circ$.

A análise dos resultados obtidos através de modelos de regressão baseados nos ensaios DMT e CPTU permite concluir que, na crosta dessecada, correspondente aos primeiros 4,5 m de profundidade, estas metodologias não são credíveis, evidenciando uma camada com um valor do ângulo de resistência ao corte muito superior ao que seria de esperar para estas formações.

Para profundidades superiores a 14,0 m, os resultados obtidos por correlação com os valores obtidos no ensaio DMT fornecem um limite de variação para o ângulo de resistência ao corte que parece englobar de forma satisfatória os resultados dos ensaios de compressão triaxial.

A aplicação da metodologia unificada proposta por Robertson (2009) para os resultados do CPTU neste horizonte fornece um valor constante do ângulo de resistência ao corte sensivelmente igual a 36° . A comparação desta metodologia com os resultados dos ensaios triaxiais é bastante satisfatória no horizonte correspondente aos solos lodosos normalmente consolidados.

De uma forma geral, para o horizonte correspondente aos solos lodosos normalmente consolidados pode concluir-se que parece existir uma boa concordância entre os valores obtidos nos ensaios de laboratório (triaxiais) e as propostas dos ensaios CPTU e DMT para avaliação do ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas aplicada a solos silto-argilosos moles.

9.3.3 MÓDULO DE DISTORÇÃO ELÁSTICO, G_0

O módulo de distorção elástico foi obtido através de correlação deste parâmetro com o módulo dilatométrico fornecido pelo ensaio DMT através das expressões 8.15 e 8.16 propostas por Lunne *et al.* (1989) e por Cruz (2010), respetivamente. Com base nos resultados obtidos nos ensaios SCPTU, foi possível calcular G_0 através da expressão teórica 8.36, que o relaciona com a velocidade das ondas de corte, V_s , e com base na expressão 8.54, proposta por Robertson (2009), que o relaciona com a resistência total do cone, q_t . A sua evolução em profundidade encontra-se representada na Figura 9.8.

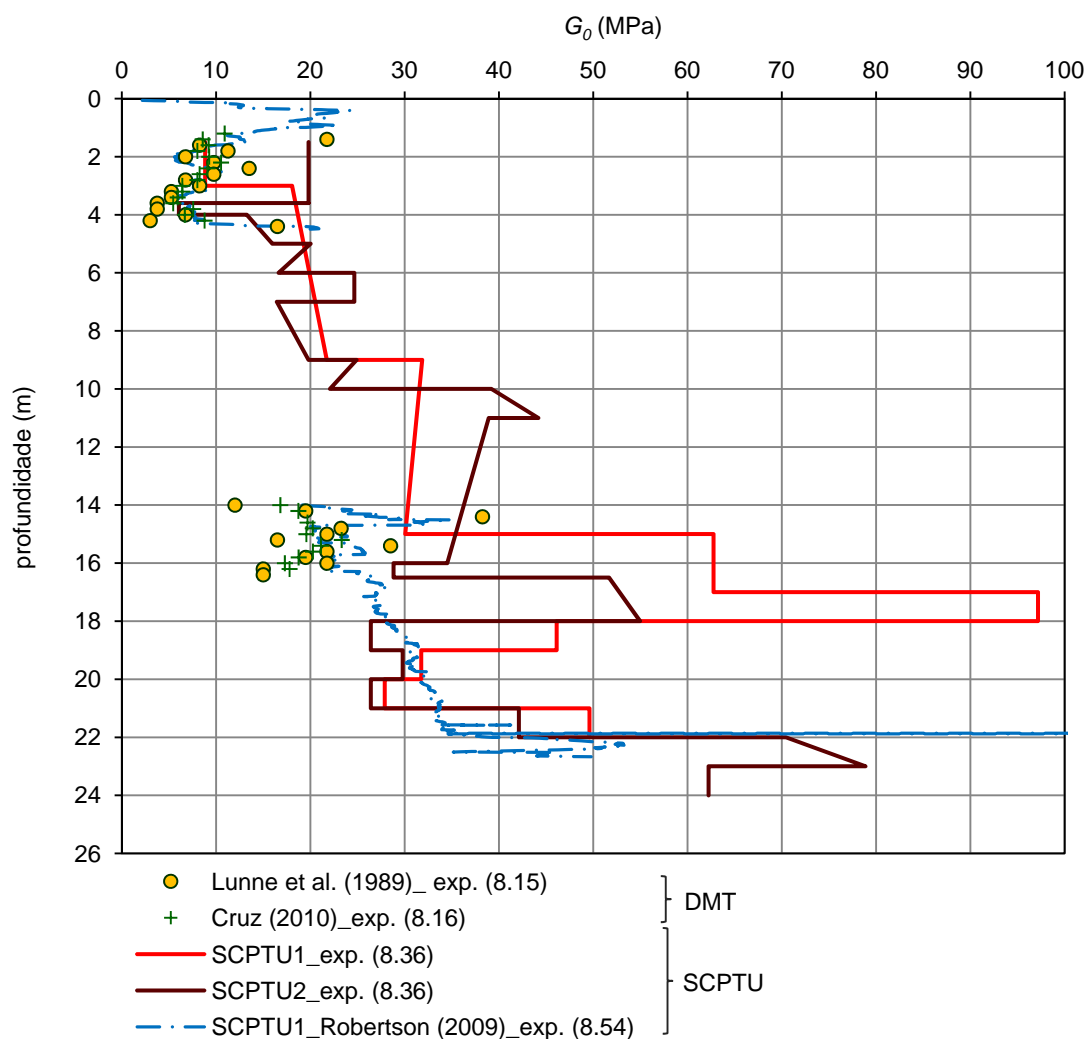


Figura 9.8 - Evolução em profundidade do módulo de distorção elástico obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.

Pode verificar-se que os valores obtidos através das expressões baseadas nos resultados do ensaio DMT são, na generalidade, inferiores aos dados pela aplicação da expressão teórica. A divergência demonstrada é mais evidente para maiores profundidades, embora mesmo nas zonas superficiais a diferença entre os valores seja acentuada.

A análise dos resultados obtidos através da formulação proposta por Robertson (2009) permite verificar uma maior concordância com os valores derivados do DMT do que com os fornecidos pela expressão teórica.

Tendo em conta as observações realizadas, pode concluir-se que os resultados obtidos pelo dilatómetro de Marchetti não melhoram significativamente o conhecimento sobre o módulo de distorção elástico do solo em estudo. A mesma conclusão pode ser retirada no que concerne aos ensaios SCPTU com a aplicação de Robertson (2009).

9.3.4 MÓDULO DE DEFORMABILIDADE CONFINADO, M

A avaliação do módulo de deformabilidade confinado com base em ensaios de campo foi efetuada através de correlações entre este parâmetro e parâmetros obtidos nos ensaios com o DMT e SCPTU. Nos ensaios laboratoriais foi determinado o módulo edométrico.

A Figura 9.9 mostra a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado, M , obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.

Deve referir-se que os valores do módulo de deformabilidade confinado passíveis de comparação são os obtidos para o escalão de carga contendo σ'_{v0} .

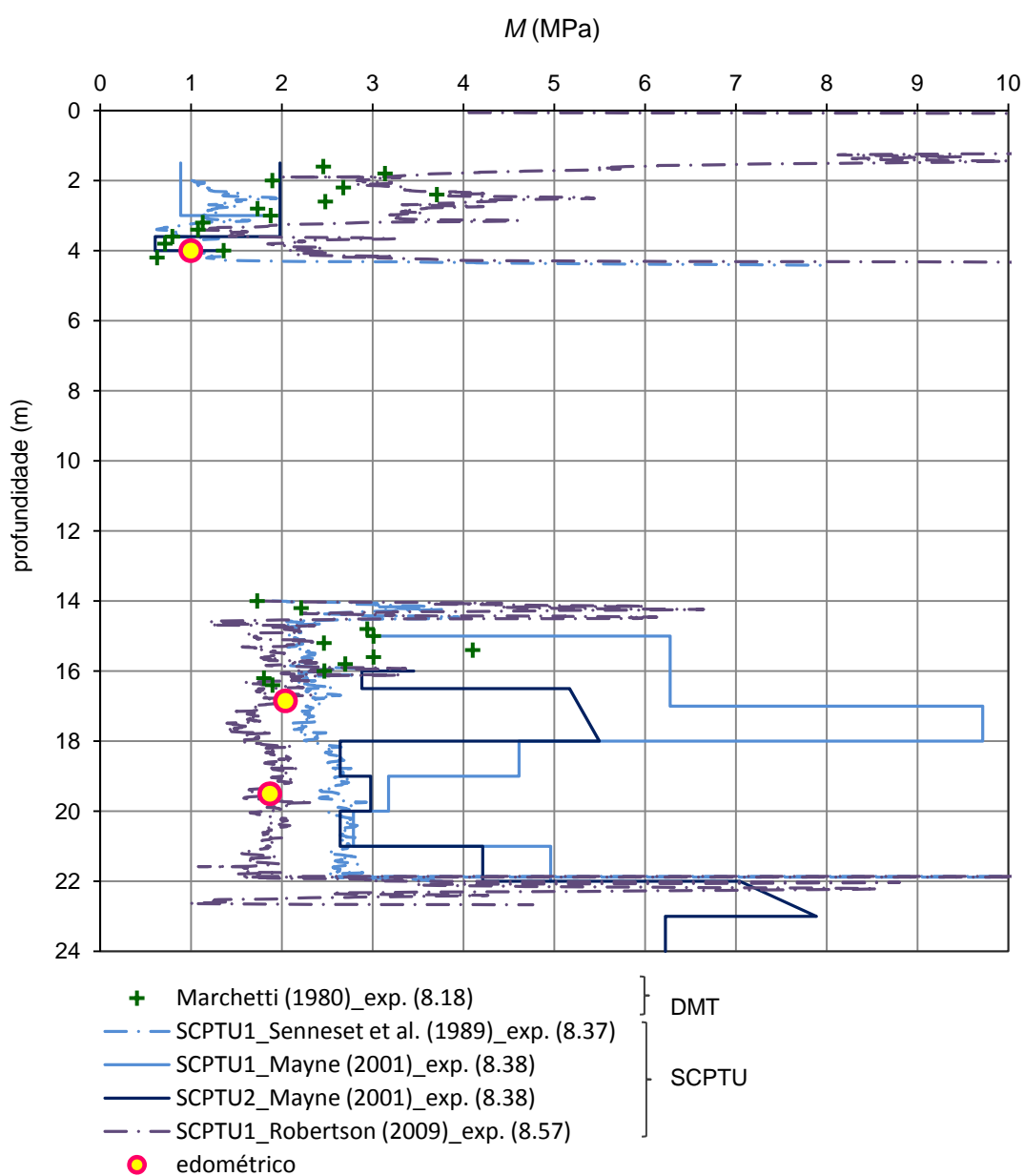


Figura 9.9 - Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade confinado obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.

O módulo de deformabilidade confinado pode ser obtido com base nos ensaios CPTU através de duas vias distintas, com base em G_0 e q_t . A aplicação da proposta de Mayne (2001), baseada em G_0 , fornece valores superiores aos obtidos pelas propostas de Senneset *et al.* (1989) e Robertson (2009), baseadas em q_t .

A análise da figura permite verificar que os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais são mais concordantes com os obtidos por correlação com o parâmetro q_t e bastante inferiores aos obtidos através do DMT.

9.3.5 COEFICIENTE DE CONSOLIDAÇÃO, c_v

A determinação do coeficiente de consolidação foi efetuada com base nos ensaios de dissipação do excesso de pressão neutra realizados às profundidades de 6,8 m, 16,9 m e 20,2 m e também a partir dos resultados dos ensaios edométricos. Note-se que os valores de c_v relativos aos ensaios de dissipação foram obtidos a partir de c_h e considerando $k_h/k_v = 1,5$ (Jamiolkowski *et al.*, 1985).

A Figura 9.10 mostra a evolução em profundidade do coeficiente de consolidação. Relativamente aos ensaios edométricos deve referir-se que os valores do coeficiente de consolidação passíveis de comparação são os obtidos para o escalão de carga contendo σ'_{v0} .

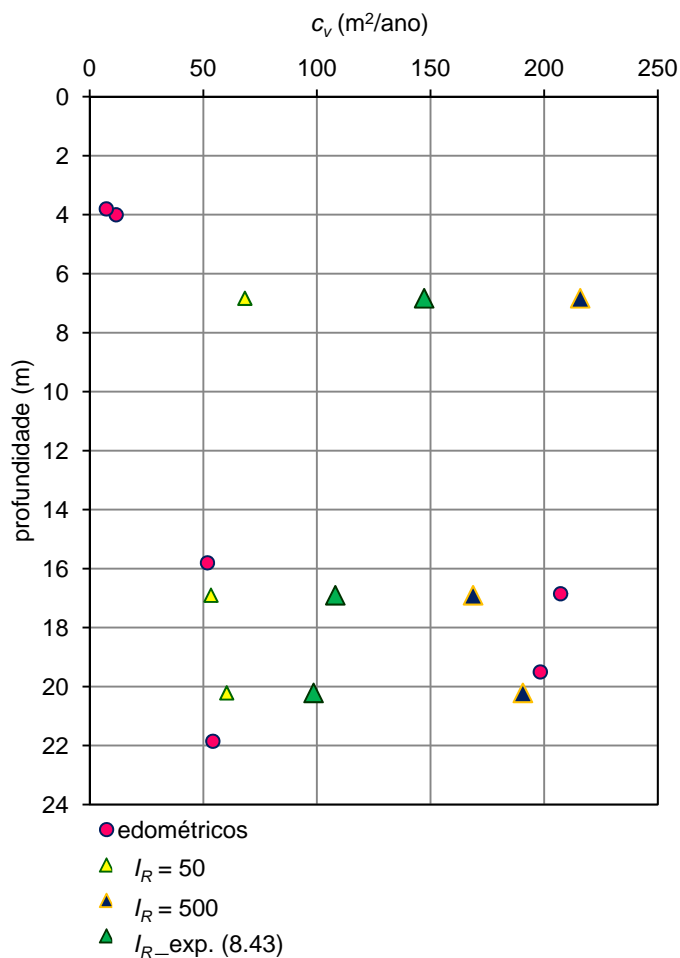


Figura 9.10 - Evolução em profundidade do coeficiente de consolidação, c_v , obtido através de ensaios laboratoriais e de campo.

A análise da figura permite concluir que os valores de c_v obtidos através dos ensaios de dissipação, para cada I_r considerado, são praticamente constantes em profundidade. No entanto, na sua generalidade, são consideravelmente diferentes dos obtidos nos ensaios edométricos. Apenas se verifica uma boa concordância para profundidades superiores a 16,0 m e considerando I_R igual a 500.

Pelo exposto, pode concluir-se que a expressão 8.43, que relaciona o I_R com o I_P e com o R_{OC} não parece fornecer um valor aceitável para estes solos.

10

PROPOSTA DE PARAMETRIZAÇÃO DOS SOLOS SILTO-ARGILOSOS MOLES DE PORTUGAL

10.1 RESUMO E CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Do ponto de vista do interesse geotécnico, o litoral português é dominado pela ocorrência de terrenos cuja gênese está associada a episódios recentes à escala temporal geológica. Em particular, nos vales fluviais do litoral os solos mais superficiais, quando apresentam predominância da fração fina (silte e argila), são caracterizados pela sua alta compressibilidade e baixa capacidade resistente, razão pela qual colocam frequentemente delicados e complexos desafios à engenharia geotécnica.

Trata-se pois de solos silto-argilosos moles, com conteúdo mais ou menos elevado de matéria orgânica, por vezes designados por lodos, cuja formação ocorreu após o fim da última glaciação (Holocénico). Constituem depósitos de espessuras muito variáveis, pelo que, frequentemente, se impõe a adoção de fundações profundas e (ou) a necessidade de recorrer a técnicas de melhoramento e reforço dos maciços.

No dimensionamento geotécnico, a previsão do comportamento dos solos moles requer pois especial atenção, pelo que a caracterização do seu comportamento tensão-deformação é um aspeto crítico. A desejável conciliação entre a caracterização geotécnica por ensaios de campo e de laboratório é frequentemente prejudicada por problemas na amostragem, pois, frequentemente, estes solos ocorrem em intercalação com outros predominantemente arenosos.

No primeiro capítulo foram apresentados o âmbito e os objetivos do presente trabalho, enfatizando a relevância dos solos silto-argilosos moles no contexto geotécnico atual.

No Capítulo 2, foram referidos os aspetos fundamentais relacionados com a Geologia da Engenharia dos solos moles, nomeadamente, a sua formação, a sua génese, os ambientes de sedimentação e os processos pós-deposicionais.

No Capítulo 3 foi efetuada uma descrição, sob uma perspetiva geotécnica, das características gerais de alguns depósitos ocorrentes em Portugal e noutros países onde têm sido desenvolvidos estudos aprofundados sobre estes solos. Foram também resumidas as principais características físicas e mecânicas procurando-se encontrar tendências para estes parâmetros.

Nos capítulos 4, 5 e 6 procedeu-se a uma análise pormenorizada dos parâmetros físicos e mecânicos dos solos moles ocorrentes no continente português, apresentando, tratando e comentando os resultados de ensaios recolhidos junto de empresas da área da Geotecnia. A partir dessa recolha, que se procurou ser tão exaustiva quanto possível, foi elaborada uma base de dados. Essa base de dados possibilitou verificar a variabilidade espacial e a evolução em profundidade dos parâmetros físicos, de resistência e de compressibilidade e de consolidação. Foi também possível avaliar os parâmetros de compressibilidade e de consolidação através de modelos de regressão propostos pela autora.

Nos capítulos 7, 8 e 9 é apresentada a caracterização geotécnica do campo experimental desenvolvida no âmbito do presente trabalho, sendo feita no capítulo 7 uma breve descrição geográfica, histórica e geológica do local; neste capítulo foram também descritos, tratados e comentados os resultados dos ensaios laboratoriais efetuados. No capítulo 8 seguiu-se a mesma metodologia aplicada aos ensaios de campo. No capítulo 9 foi efetuada o confronto entre os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e nos ensaios de campo. No capítulo 7 são também aplicados os modelos de regressão desenvolvidos nos capítulos 5 e 6, para os solos moles portugueses em geral, aos resultados obtidos nos ensaios de laboratório no sentido de averiguar a adequação dos mesmos ao local estudado.

Com base no enorme acervo de resultados recolhidos e tratados, nos resultados obtidos no campo experimental e nos ensaios sobre amostras neste recolhidas, foi desenvolvida a proposta de parametrização em seguida apresentada e que constitui o essencial das conclusões do presente trabalho.

10.2 PROPOSTA DE PARAMETRIZAÇÃO DOS SOLOS SILTO-ARGILOSOS MOLES DE PORTUGAL

10.2.1 PARÂMETROS FÍSICOS E DE IDENTIFICAÇÃO

A Figura 10.1 ilustra uma banda de curvas granulométricas que permite situar os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

Em relação à distribuição granulométrica, a percentagem de areia encontrada nestas formações pode alcançar os 50%. A restante percentagem, na maior parte das vezes mais preponderante, divide-se em argila e silte, podendo representar 90% do solo. Considerando a fração fina, a percentagem de silte é a mais representada e assume um valor razoavelmente constante (oscilando entre 50% e 65%). Verifica-se que estes solos apresentam uma variação relativa das frações arenosa e argilosa em profundidade, isto é, ao aumento de uma corresponde uma redução sensivelmente igual da outra. Assim, a fração siltosa tende a ter a mesma representatividade às diferentes profundidades.

No caso das amostras do campo experimental, a presença mais significativa da fração argilosa na composição granulométrica do solo ocorre para maiores profundidades, embora nunca excedendo 25%. A fração arenosa assume, por sua vez, importância mais relevante para menores profundidade onde excede 50% em peso das partículas do solo.

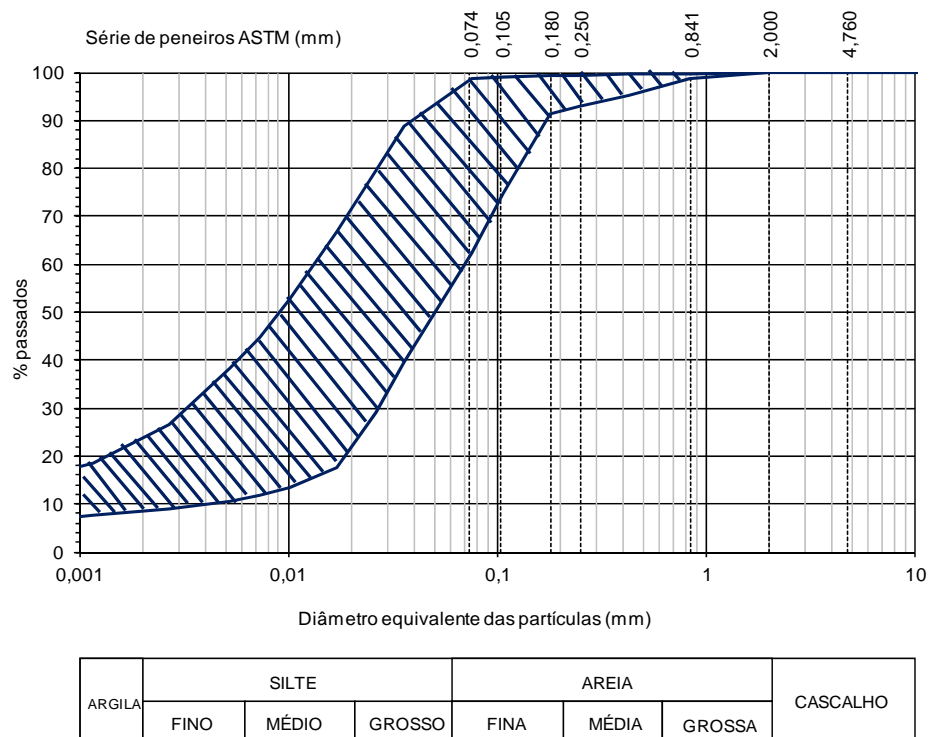


Figura 10.1 - Banda para distribuição granulométrica dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

Nestes solos, a matéria orgânica tem uma influência significativa sobre as características físicas e de plasticidade, podendo atingir 13%. A variabilidade é bastante acentuada em profundidade, exibindo valores mais elevados à superfície. No caso das amostras do campo experimental este parâmetro apresentou os valores mínimo e máximo de 5,1% e 9,0%. Deve referir-se que este parâmetro é bastante influenciado pelo método utilizado na sua determinação.

Tendo em conta a influência deste parâmetro nas propriedades físicas e mecânicas do solo, os resultados observados permitem concluir sobre a responsabilidade desta na variação espacial observada para as restantes propriedades.

No que respeita os limites de Atterberg, teor em água e índices de consistência, o Quadro 10.1 resume os intervalos de variação, valor médio e desvio padrão para os solos estudados. No quadro é efetuada a separação no modo de preparação da amostra, uma vez que se verifica que em solos orgânicos esse fator pode alterar significativamente os resultados obtidos para os limites de Atterberg. A secagem da amostra origina uma diminuição da quantidade de matéria orgânica presente minorando conseqüentemente a capacidade de absorção de água.

Quadro 10.1 – Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água e os índice de plasticidade e de consistência dos solos silto-argilosos moles de Portugal

Índice	Preparação da amostra	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Nº ensaios
w_L (%)	Estado natural	70	110	82	12	9
	Seca ao ar	27	98	59	13	361
w_P (%)	Estado natural	33	45	38	5	9
	Seca ao ar	13	69	31	7	360
I_P (%)	Estado natural	33	66	44	10	9
	Seca ao ar	6	63	28	10	360
w (%)		6	127	64	17	461
I_c	Estado natural	-0,13	0,29	0,14	0,17	5
	Seca ao ar	-3,05	0,50	-0,25	0,59	340

Os resultados dos limites de Atterberg e do índice de plasticidade assumem uma variação expressiva traduzida por um desvio padrão elevado. Outro fenómeno que pode ser observado é a extraordinária redução da plasticidade do solo quando sujeito a secagem, produzindo um efeito notável sobre os valores obtidos na determinação do limite de liquidez e, conseqüentemente, no índice de plasticidade.

Desta forma, pode concluir-se que os solos em estudo possuem uma plasticidade média a extremamente alta, quando as amostras são secas ao ar, e quando são ensaiadas no estado natural têm plasticidade muito alta a extremamente alta.

Neste trabalho, no sentido de averiguar se algum parâmetro tem influência na variabilidade acentuada dos limites de Atterberg ou em alguns índices físicos, foram efetuadas algumas restrições, nomeadamente a limitação do grau de saturação das amostras a valores compreendidos entre 95% e 105%, a divisão dos resultados considerando a influência da bacia hidrográfica onde as amostras foram recolhidas e a separação dos resultados em que as amostras apresentavam índices de vazios superiores a 1,0, 1,5 e 2,0.

Esta análise, no que concerne à separação por bacia hidrográfica, não possibilitou conclusões de grande relevo, verificando-se que a variabilidade dos parâmetros continuava bastante significativa. Salienta-se apenas que os valores médios obtidos para o limite de liquidez e para o limite de plasticidade são inferiores nas bacias hidrográficas dos rios Lis, Ribeiras do Oeste e Ribeiras do Algarve. Relativamente às restrições aplicadas ao índice de vazios e ao grau de saturação, a análise não evidenciou nenhuma conclusão digna de menção.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande para o conjunto de resultados tratados ilustra-se na Figura 10.2.

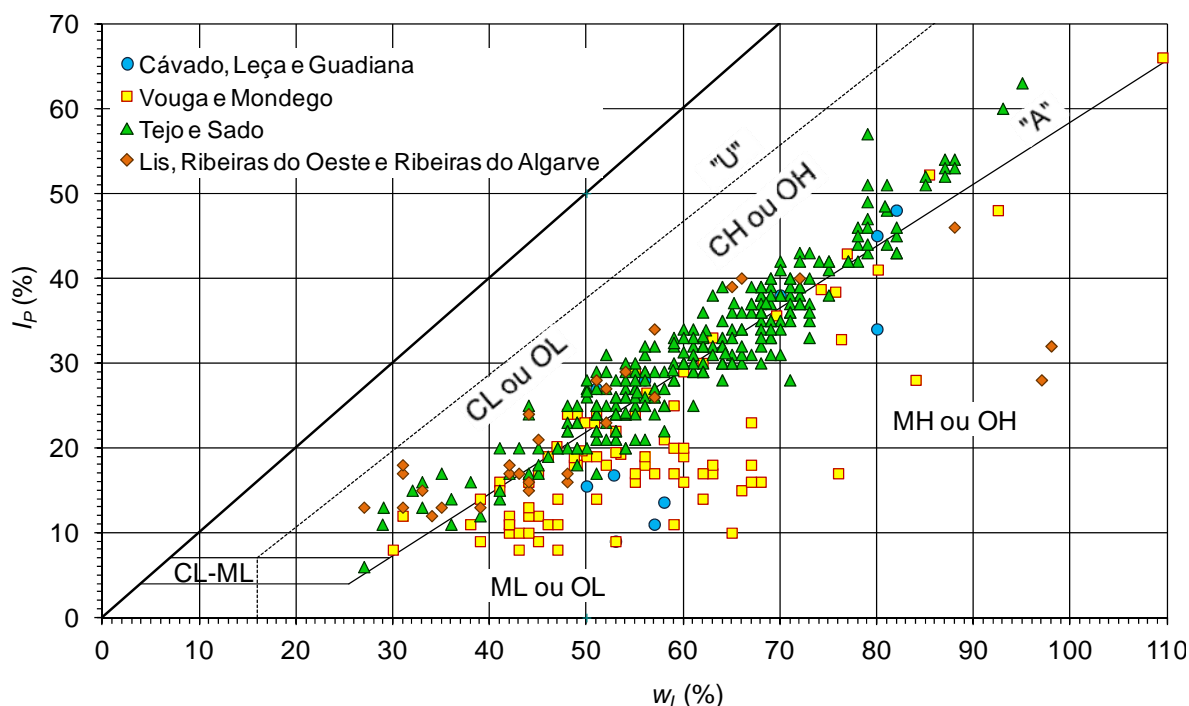


Figura 10.2 - Banda para distribuição granulométrica dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

Embora os resultados sejam bastante dispersos, pode encontrar-se alguns padrões de comportamento. Os solos provenientes das bacias hidrográficas do Cávado, do Leça, do Guadiana, Vouga e Mondego encontram-se localizados na sua maioria abaixo da linha “A” podendo ser classificados como siltes e argilas ML e MH, caso sejam inorgânicos, ou OL e OH,

caso sejam orgânicos. A nuvem de pontos relativa às bacias hidrográficas do Tejo, do Sado, do Lis, das Ribeiras do Oeste e das Ribeiras do Algarve encontram-se concentradas sobre a linha “A”. Verifica-se também que os solos provenientes das bacias hidrográficas do Vouga e Mondego são os menos plásticos.

Relativamente à atividade, dada a grande influência da matéria orgânica nas características de plasticidade dos solos, torna-se necessário definir qual o modo de preparação das amostras para a escolha dos valores do índice de plasticidade. Desta forma, embora os dados relativos à atividade da fração argilosa sejam bastante dispersos, verifica-se que o valor da atividade da fração argilosa se reduz drasticamente com o processo de secagem das amostras, passando de argilas muito ativas no caso de amostras no estado natural para pouco ativas quando secas a 400°C, como se pode ver na Figura 10.3.

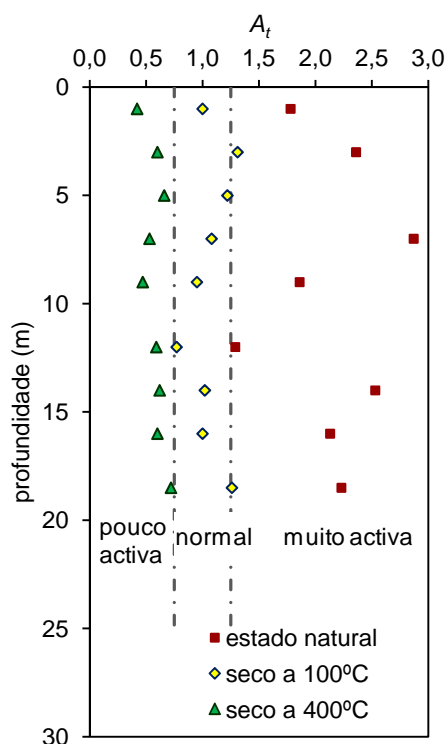


Figura 10.3 – Variação em profundidade da atividade da fração argilosa (A_t) para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

O Quadro 10.2 resume os índices físicos propostos para os solos silto-argilosos moles de Portugal e a Figura 10.4 mostra a sua evolução em profundidade. Importa realçar que a variabilidade espacial do teor em água, do peso volúmico e do índice de vazio é bastante elevada. No entanto, a densidade das partículas sólidas e o grau de saturação assumem pouca variação em profundidade, como aliás seria de esperar.

De uma forma geral, os valores obtidos para a densidade das partículas sólidas situam-se tendencialmente na gama característica definida Bowles (1996) para argilas orgânicas, podendo os valores mais elevados refletir pequenas intercalações de areia frequentemente encontradas nestes solos. Embora o grau de saturação seja calculado em função de outros parâmetros físicos que exibem uma variação espacial significativa, é o índice físico do solo, no seu estado natural, que exibe menor variação relativa, apresentando um valor próximo de 100 %.

Quadro 10.2 – Índices físicos propostos para os solos silto-argilosos moles de Portugal

w (%)	γ (kN/m ³)	G_s	e
64 (± 17)	15,9 (± 1,4)	2,69 (± 0,08)	1,77 (± 0,56)
$n = 461$	$n = 497$	$n = 458$	$n = 509$

Valor médio (± desvio padrão)
 n – número de ensaios

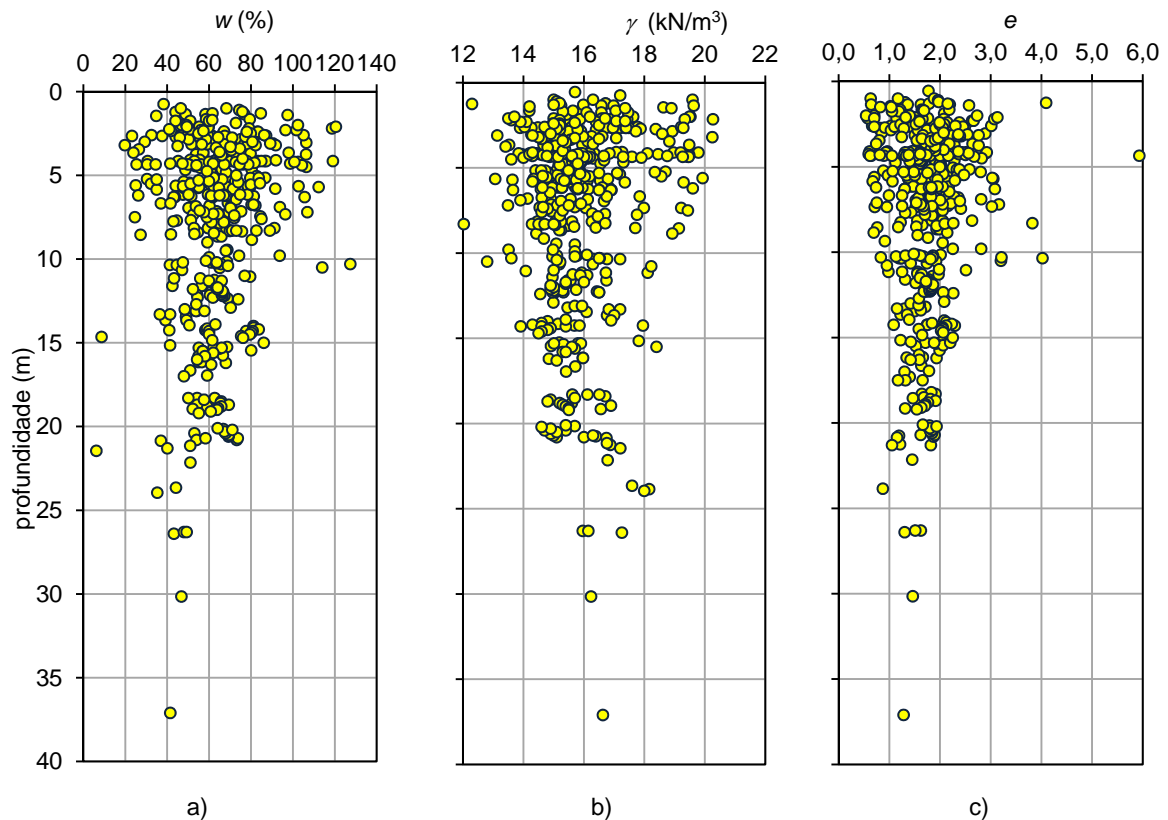


Figura 10.4 – Variação em profundidade: a) teor em água, w ; b) peso volúmico, γ ; e) índice de vazios, e , para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

Na análise dos índices físicos foram também efetuadas as restrições já anteriormente mencionadas. Contudo, a análise não evidenciou nenhuma conclusão digna de referência.

A variação do teor em água em profundidade na comparação com os limites de liquidez e de plasticidade é apresentada na Figura 10.5.

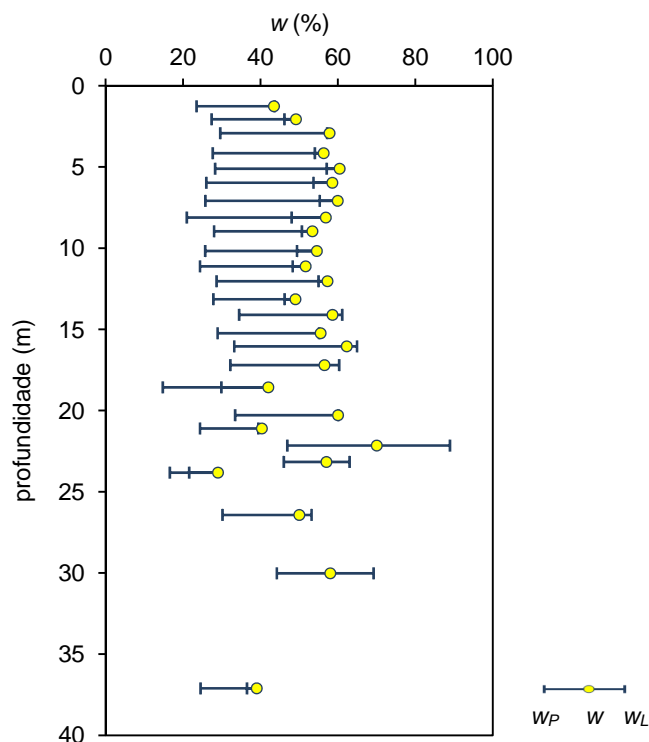


Figura 10.5 – Variação em profundidade do teor em água na comparação com os limites de liquidez e plasticidade para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

A posição relativa do teor em água do solo na franja de comportamento plástico mostra que este se apresenta próximo do limite de liquidez sugerindo que o comportamento mecânico destes solos seja fraco apresentando uma consistência relativa muito baixa pelo que podem ser classificados como muito moles.

10.2.2 ESTADO DE TENSÃO

No presente trabalho a determinação de estado de tensão inicial foi efetuada considerando, por simplificação, o nível freático coincidente com a superfície do terreno e a tensão de pré-consolidação foi determinada pelo método de Casagrande aplicada à curva de ensaios edométricos.

Na Figura 10.6 representa-se a evolução em profundidade da tensão efetiva inicial, σ'_{v0} , da tensão de pré-consolidação, σ'_p , e do grau de sobreconsolidação, R_{OC} . Uma conclusão que parece pertinente realçar é que os depósitos de solos moles portugueses se caracterizam por uma crosta sobreconsolidada por dessecação de espessura bastante elevada, que em alguns casos pode atingir cerca de 8,5 m. Esta crosta dessecada exhibe, como é típico, um grau de sobreconsolidação

decrecente em profundidade. Para profundidades fora da zona de influência desta crosta o depósito apresenta-se normalmente consolidado ou muito levemente sobreconsolidado.

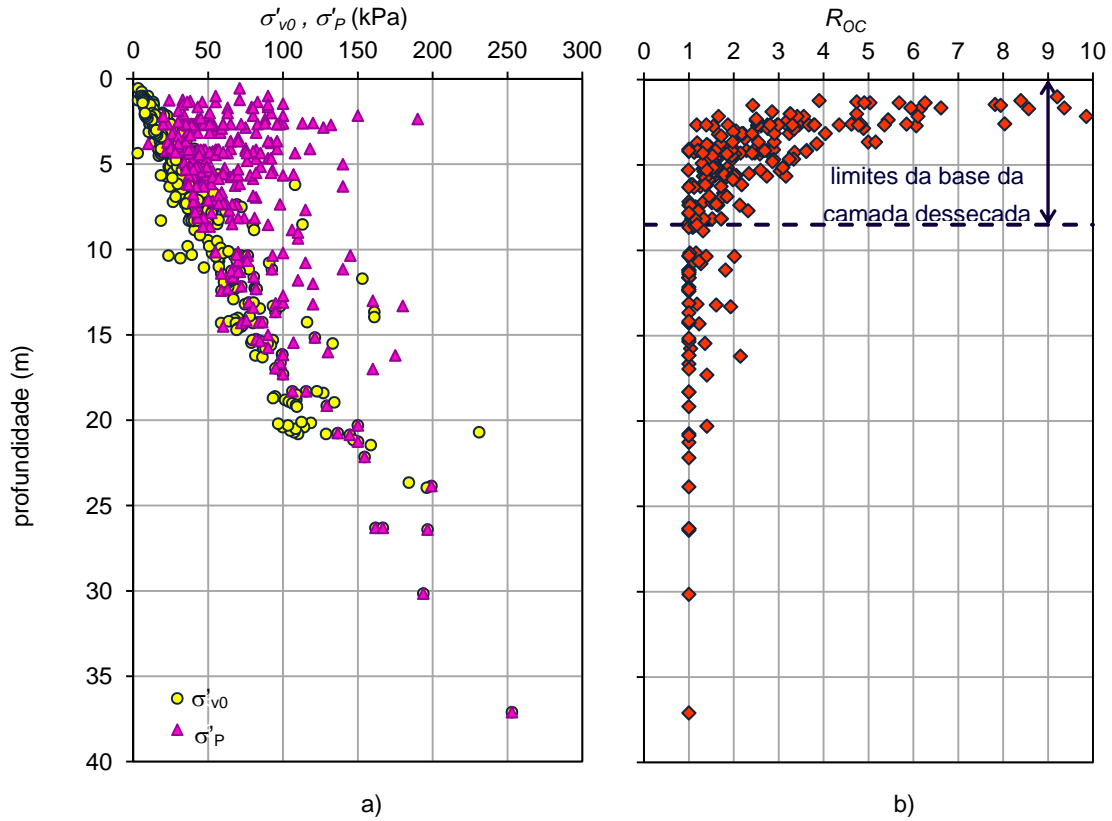


Figura 10.6 – Variação em profundidade: a) tensão efetiva e tensão de pré-consolidação; b) grau de sobreconsolidação, para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal.

10.2.3 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE E DE CONSOLIDAÇÃO

Os parâmetros de compressibilidade e de consolidação para os solos silto-argilosos moles de Portugal resumem-se no Quadro 10.3.

Quadro 10.3 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as para os solos silto-argilosos moles de Portugal

C_c	$C_c/(1+e)$	C_r	C_r/C_c	c_v (m ² /ano)
0,58 (± 0,24)	0,22 (± 0,06)	0,09 (± 0,04)	0,14 (± 0,04)	5,36 (± 7,76)
$n = 278$	$n = 241$	$n = 267$	$n = 255$	$n = 402$

Valor médio (± desvio padrão)
 n – número de ensaios

Relativamente à razão $C_c/(1+e)$ importa referir que esta assume uma valor médio de 0,22 com um desvio padrão bastante reduzido.

A análise de regressão linear efetuada permitiu concluir que o índice de compressibilidade pode ser estimado com elevada confiança através das variáveis teor em água (w) e índice de vazios (e).

Desta forma, para a determinação do índice de compressibilidade dos aluviões silto-argilosos moles de Portugal, são sugeridas as expressões:

$$C_c = 0,013 \times (w - 10,6) \quad (10.1)$$

$$C_c = 0,443 \times (e - 0,31) \quad (10.2)$$

$$C_{\alpha}/(1+e) = 0,002 \times (w + 42,0) \quad (10.3)$$

com coeficientes de determinação ajustados de 0,868, 0,865 e 0,628, respetivamente.

Para a determinação do índice de recompressibilidade refere-se a expressão:

$$C_r = 0,15 \times C_c \quad (10.4)$$

com coeficiente de determinação ajustado de 0,671.

No Quadro 10.3 não se apresentam valores do coeficiente de consolidação secundária porque os resultados reunidos na base de dados correspondiam a ensaios edométricos com escalões de 24 horas. No estudo efetuado no presente trabalho não se considerou que esses valores fossem representativos. Com efeito, nos ensaios edométricos com escalões de carga de muito longa duração, efetuados sobre amostras provenientes do campo experimental, observou-se de forma consistente que as curvas de compressão apresentavam claramente três zonas de resposta linear na escala semi-logarítmica do tempo, com taxas muito distintas, originando diferentes valores de C_{α} para diferentes tempos de carregamento. Num primeiro período de tempo, após a consolidação primária, o declive do ramo e - $\log t$ é relativamente baixo. Sendo aquele tempo claramente superior a 1 dia, as determinações de C_{α} até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, tenderão, como foi já referido, a subestimar aquele parâmetro. Numa segunda fase observa-se uma aceleração da taxa de fluência. Finalmente, numa terceira fase, aquela taxa parece tender para um valor praticamente nulo.

Desta forma, se for considerado o valor da razão $C_{\alpha}/(1+e)$ referente ao período de tempo onde o declive do ramo e - $\log t$ é relativamente baixo os solos estudados exibem consolidação secundária média. Caso se considere o valor correspondente ao período de tempo onde esse declive é acentuado solos exibem consolidação secundária muito alta.

Outro aspeto digno de menção é o facto de a evolução em profundidade de C_{α} correspondente ao primeiro período de tempo onde o declive do ramo e - $\log t$ é baixo assumir valor praticamente constante. Em oposição, o valor de C_{α} que se refere ao declive mais acentuado do ramo e - $\log t$ apresenta valores superiores para menores profundidades. Este facto pode muito provavelmente

estar relacionado com a presença de matéria orgânica. O que permite também explicar por que razão as determinações de C_α até às 24 h, fornecidas pelos ensaios clássicos, não evidenciam uma forte relação de dependência entre o coeficiente de consolidação secundária e o teor em matéria orgânica que seria razoável esperar.

A análise dos resultados de três ensaios edométricos de longa duração parece corroborar a proposta de Martins (2015) para a estimativa da deformação total por consolidação secundária. Segunda aquela proposta, a consolidação secundária estaria praticamente terminada quando num diagrama $e-\log \sigma'_v$, o ponto representativo do estado do solo atingisse a reta paralela ao ramo virgem correspondente a um grau de sobreconsolidação de 1,5.

10.2.4 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM TENSÕES EFETIVAS E RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Os parâmetros de resistência em tensões totais e efetivas foram estudados a partir dos resultados de ensaios laboratoriais e de campo. Os ensaios laboratoriais compreenderam ensaios de compressão e extensão triaxial, estes últimos apenas referentes ao campo experimental. Os ensaios de campo estudados foram o DMT, o CPTU e o FVT.

Foram determinados os ângulos de resistência ao corte, através de ensaios de compressão triaxial, considerando como critério de rotura o que se baseia nos pontos correspondentes ao máximo excesso de pressão neutra. Os resultados tratados mostram-se na Figura 10.7.

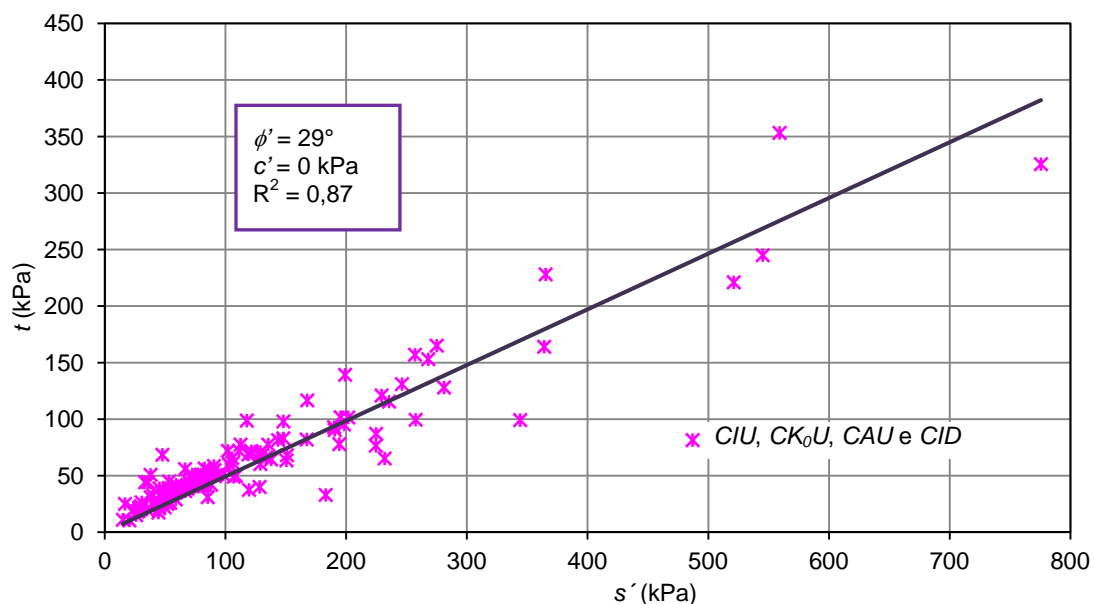


Figura 10.7 – Envoltório de rotura para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal em ensaios triaxiais de compressão.

A comparação dos resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte em ensaios de compressão e extensão triaxial permite concluir que o valor de ϕ' em compressão é mais elevado do que o obtido em extensão. Embora a representatividade destes resultados seja questionável, uma vez que é apenas baseada nos resultados obtidos no campo experimental, o quociente entre os ângulos de resistência ao corte em compressão e em extensão corrobora o já observado por outros autores em solos silto-argilosos moles, nomeadamente Aguiar (1992), Coelho (2000), Carvalho (2002) e Bonito (2008).

Como se demonstrou com este trabalho, a resistência não drenada (c_u) é um parâmetro que apresenta elevada dependência da tensão de consolidação do ensaio. Foi possível, através de uma análise muito cuidada, estabelecer para esta grandeza uma tendência de variação em profundidade, baseada na aplicação da expressão teórica que relaciona c_u com ϕ' , σ'_{v0} , K_0 e A_f , e estabelecendo para estes parâmetros intervalos de variação adequados aos resultados tratados. Na Figura 10.8 mostram-se os resultados obtidos e no Quadro 10.4 apresenta-se um resumo das expressões que fornecem os limites inferior e superior para a resistência não drenada em compressão em função da profundidade (z) em metros.

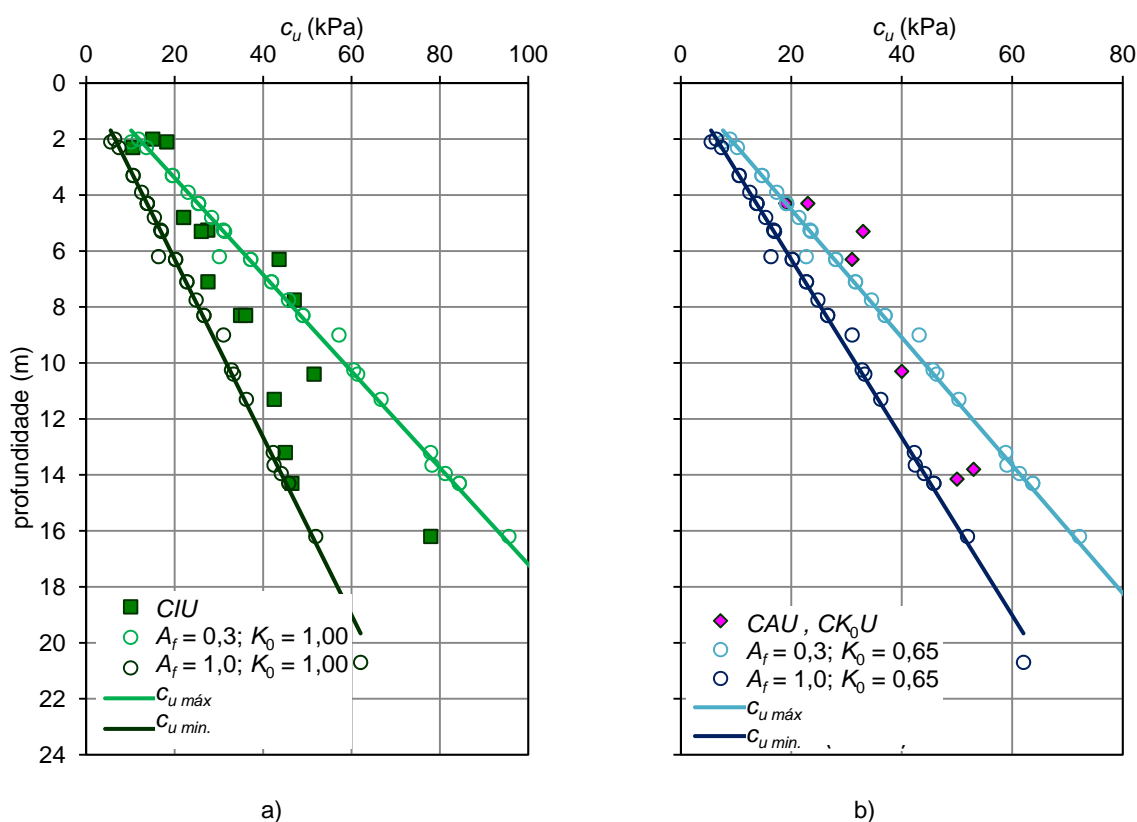


Figura 10.8 – Limites para a resistência não drenada obtida através de ensaios de extensão triaxial para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal: a) CIU ; b) CAU e CK_0U .

Quadro 10.4 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as para os solos silto-argilosos moles de Portugal

Ensaio	$c_{u,máx.} (kPa)$	$c_{u,mín.} (kPa)$
<i>CIU</i>	$c_{u,máx.} = 0,86\sigma'_{v0} + 0,05$	$c_{u,mín.} = 0,47\sigma'_{v0} + 0,03$
<i>CAU, CK₀U</i>	$c_{u,máx.} = 0,65\sigma'_{v0} + 0,04$	$c_{u,mín.} = 0,50\sigma'_{v0} + 0,03$

A análise dos resultados obtidos no ensaio DMT para a resistência não drenada permitiu concluir que estes forneciam um limite mínimo ($c_u/\sigma'_{v0} = 0,3$) bastante consistente com o referido na bibliografia para estes solos. A comparação com os resultados obtidos nos ensaios triaxiais permitiu concluir que os ensaios triaxiais forneciam valores superiores para este limite. Relativamente ao limite superior fornecido pelo DMT verificou-se que este excede bastante o expectável ($c_u/\sigma'_{v0} = 0,7$), sendo relativamente próximo dos obtidos nos ensaios triaxiais.

Relativamente aos valores obtidos para a resistência não drenada derivada do CPTU foi possível concluir que, considerando um valor de N_{kt} próximo de 9, os resultados balizavam de forma consistente os valores obtidos nos ensaios DMT e FVT. Considerando então N_{kt} próximo de 9 foi possível definir um limite inferior de $c_u/\sigma'_{v0} = 0,25$ e um limite superior de $c_u/\sigma'_{v0} = 0,7$. Tendo em conta que o parâmetro N_{kt} foi definido com base nos ensaios DMT e FVT, estes resultados eram expectáveis, pois ambos os ensaios fornecem limites inferiores aceitáveis e corroborados pela bibliografia. No entanto, os limites superiores fornecidos são bastante superiores ao que seria de esperar.

Deve ser salientado que os resultados obtidos através do ensaio FVT merecem sérias reservas, pois os valores obtidos para a resistência não drenada e para o parâmetro de sensibilidade, em muitos casos, não são de todo aceitáveis. Curiosamente, os ensaios realizados no campo experimental não permitiram retirar conclusões sobre este tema, pois também apresentaram resultados bastante duvidosos para o solo em estudo.

Um aspeto que importa salientar é o facto de a razão c_u/σ'_{v0} tender para o intervalo de valores entre 0,20 e 0,50 com o aumento da profundidade, valores bastante concordantes com os referidos na bibliografia para solos deste tipo (Ladd *et al.*, 1977, Jamiolkowski *et al.*, 1985, Matos Fernandes, 2006). Estes valores foram corroborados por todos os estudos efetuados no presente trabalho, como mostra a Figura 10.9.

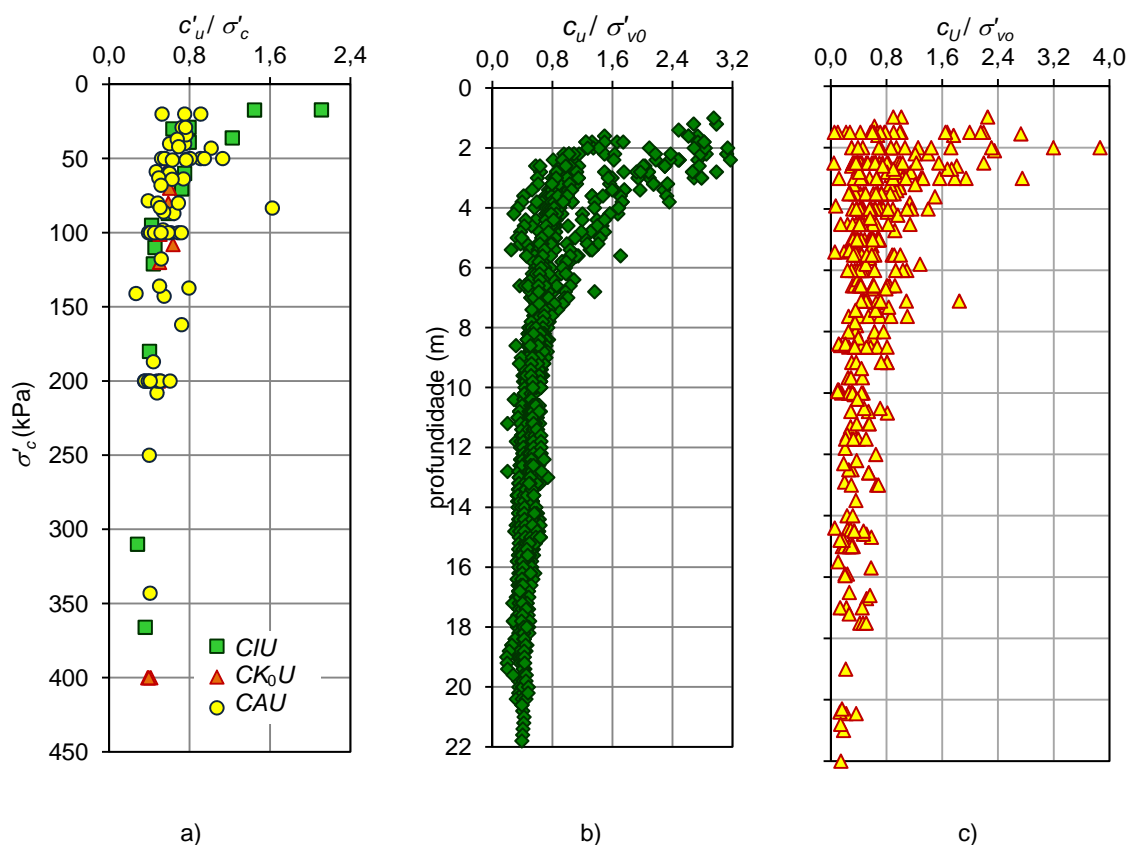


Figura 10.9 – Evolução em profundidade da razão c_u / σ'_{vo} para os aluviões silto-argilosos moles de Portugal: a) triaxiais de compressão; b) DMT; c) FVT.

10.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na secção anterior foi apresentada uma proposta de parametrização com base num número significativo de resultados de ensaios *in situ* e em laboratório realizados sobre solos silto-argilosos moles de Portugal. A heterogeneidade dos solos naturais, em conjunto com as incertezas associadas à realização de diversos ensaios, tornam bastante complexa a tarefa de estabelecer parâmetros que permitam prever com a desejada aproximação o comportamento das obras sobre eles implantadas. As conclusões deste trabalho permitem formular algumas questões, as quais poderão ser apontadas como linhas de investigação futura, que permitam clarificar e sobretudo aprofundar alguns dos aspetos abordados.

Para o prosseguimento dos estudos apontam-se algumas linhas de orientação.

Em primeiro lugar, importa salientar que a base de dados gerada neste trabalho constitui um acervo de dados valiosíssimo que merece ser atualizado regularmente. Tal permitirá, nomeadamente, melhorar os modelos de regressão apresentados neste trabalho.

Outra janela aberta para futura investigação prende-se com o estudo do coeficiente de consolidação secundária. A par dos ensaios de longa duração ainda em curso afigura-se interessante a realização de mais ensaios de longa duração para estudar com detalhe a consolidação secundária. Dentro desta linha de investigação seria importante tentar relacionar o valor do coeficiente de consolidação secundária com o teor em matéria orgânica e continuar a comparar os resultados com a teoria proposta por Martins (2005). Complementando o estudo laboratorial reveste-se de grande utilidade fazer o acompanhamento de uma obra, como por exemplo um aterro definitivo ou experimental, com recurso à implementação de dispositivos de monitorização. Tal permitiria comparar as tendências obtidas nos ensaios edométricos de longa duração com um caso à escala real.

Outro aspeto da caracterização que importa desenvolver diz respeito à anisotropia do comportamento mecânico do solo. O cumprimento de tal objetivo deverá requerer a realização de mais ensaios laboratoriais, enfatizando-se os ensaios de corte direto simples e os de compressão e extensão triaxial sobre amostras de qualidade superior.

Finalmente, considera-se necessário esclarecer os resultados manifestamente insatisfatórios obtidos nos ensaios de corte rotativo *in situ*. No levantamento de dados existentes bem como nos trabalhos desenvolvidos no campo experimental, os valores obtidos derivados destes ensaios levantaram a suspeita da correta realização sobre os solos desta natureza.

Anexos

ANEXO A5.1 APLICAÇÃO PRÁTICA DO ALGORITMO DESENVOLVIDO PARA DETERMINAÇÃO DO PONTO DE MENOR RAIO DE CURVATURA

Como foi referido em 5.1, a construção de Casagrande suscita incerteza na determinação do ponto de menor raio de curvatura, uma vez que a sua aplicação convencional consiste numa análise meramente visual do diagrama de ensaio.

O presente anexo descreve a aplicação prática do algoritmo desenvolvido para determinação do ponto de menor raio de curvatura.

1 – Introdução dos dados, que são a tensão efetiva vertical e o índice de vazios, retirados diretamente do boletim de ensaio (colunas 1 a 3 do Quadro A5.1).

2 – Cálculo dos comprimentos dos segmentos de reta que unem os diversos pontos do diagrama, l_j , (coluna 4 do quadro)

$$l_j = \sqrt{(e_j - e_{j-1})^2 + \left[\log \left(\frac{\sigma'_{vj}}{\sigma'_{vj-1}} \right) \right]^2}, j = 2, \dots, n \quad (\text{A5.1.1})$$

3 – Cálculo dos declives entre os pontos da curva (coluna 5 do quadro) por meio da expressão:

$$\Delta_j = \frac{e_j - e_{j-1}}{\log\left(\frac{\sigma'_{vj}}{\sigma'_{vj-1}}\right)} \quad (\text{A5.1.2})$$

4 – Cálculo das diferenças entre os declives de troços adjacentes do diagrama (coluna 6 do quadro) de modo a identificar o valor máximo dessa diferença.

5 – Os três pontos P_i , para $i = 2, 3$ e 4 envolvidos no cálculo desse valor máximo (coluna 7 do quadro) delimitam a região onde se situa o ponto de maior curvatura, como se pode observar na Figura A 5.1.1.

Quadro A5.1 – Determinação da região onde se situa o ponto de maior curvatura

(1) Pontos i retirados do ensaio edométrico	(2) σ'_v (kPa)	(3) e	(4) l_j	(5) Δ_j	(6) Diferença Δ_j	(7) Pontos P_i que limitam a zona onde se situa o ponto de maior curvatura
1	12,5	2,392				
			0,310	-0,240		
2	25	2,320	0,335	-0,489	0,249	P₂
3	50	2,173	0,384	-0,792	0,303	P₃
4	100	1,934	0,404	-0,896	0,104	P₄
5	200	1,665	0,398	-0,863	-0,033	
6	400	1,405	0,376	-0,751	-0,113	
7	800	1,179				

6 – Desenvolvimento de uma curva polinomial de 7º grau com a seguinte expressão:

$$p(x) = a_7(\log\sigma'_{vi})^7 + a_6(\log\sigma'_{vi})^6 + a_5(\log\sigma'_{vi})^5 + a_4(\log\sigma'_{vi})^4 + a_3(\log\sigma'_{vi})^3 + a_2(\log\sigma'_{vi})^2 + a_1(\log\sigma'_{vi}) + a_0 \quad (\text{A5.1.3})$$

As constantes envolvidas são calculadas tendo em conta as seguintes três condições:

6.1) a curva passa pelos pontos P_i , para $i = 2, 3$ e 4 , isto é, $p(\log\sigma'_{vi}) = e_i$;

6.2) os declives em P_i , para $i = 2, 3$ e 4 , são calculados pela expressão:

$$p'(\log \sigma'_{vi}) = \frac{l_i \times \Delta_i + l_{i+1} \times \Delta_{i+1}}{l_i + l_{i+1}} \quad (\text{A5.1.4})$$

onde:

$$l_i = \sqrt{(e_i - e_{i-1})^2 + \left[\log \left(\frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_{vi-1}} \right) \right]^2} \quad (\text{A5.1.5})$$

e

$$\Delta_i = \frac{e_i - e_{i-1}}{\log \left(\frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_{vi-1}} \right)} \quad (\text{A5.1.6})$$

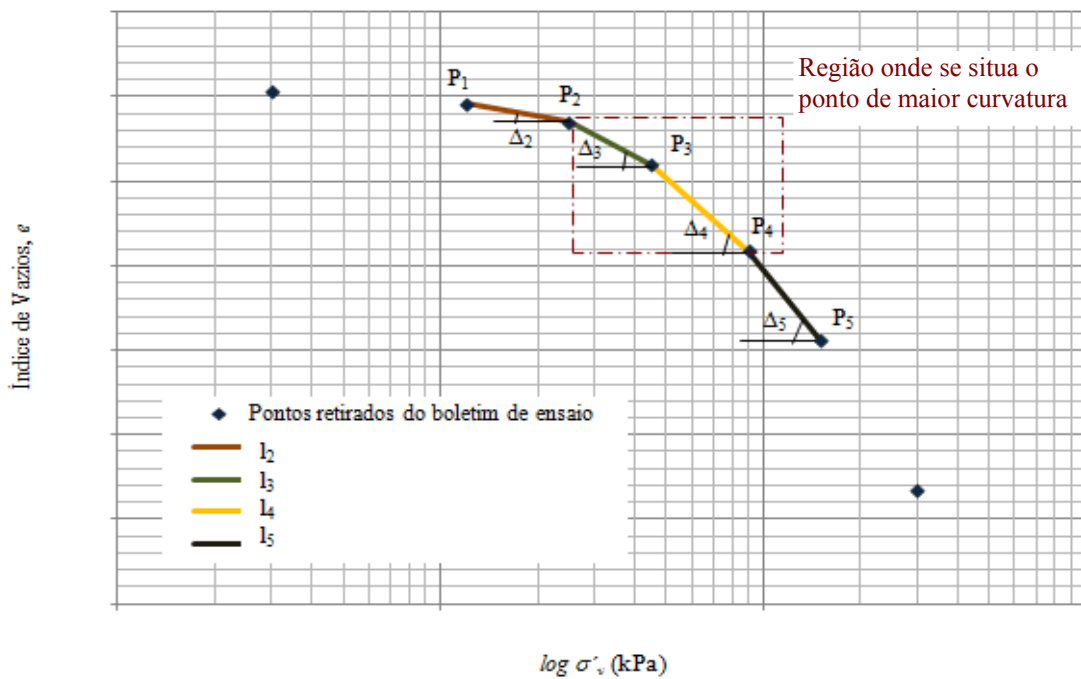


Figura A5.1.1 – Definição das grandezas para obtenção da curva de aproximação: pontos considerados, distância entre os pontos considerados e declive entre os troços do diagrama de ensaio.

6.3) as segundas derivadas são nulas nos extremos:

$$p''(\log \sigma'_{v2}) = p''(\log \sigma'_{v4}) = 0 \quad (\text{A5.1.7})$$

A aplicação das três condições ao caso prático em análise, determina as seguintes expressões:

$$(\log 25)^7 a_7 + (\log 25)^6 a_6 + (\log 25)^5 a_5 + (\log 25)^4 a_4 + (\log 25)^3 a_3 + (\log 25)^2 a_2 + \log 25 a_1 + a_0 = 2,32 \quad (\text{A5.1.8})$$

$$(\log 50)^7 a_7 + (\log 50)^6 a_6 + (\log 50)^5 a_5 + (\log 50)^4 a_4 + (\log 50)^3 a_3 + (\log 50)^2 a_2 + \log 50 a_1 + a_0 = 2,173 \quad (\text{A5.1.9})$$

$$\begin{aligned} & (\log 100)^7 a_7 + \\ & (\log 100)^6 a_6 + (\log 100)^5 a_5 + (\log 100)^4 a_4 + (\log 100)^3 a_3 + (\log 100)^2 a_2 + \log 100 a_1 + a_0 = 1,934 \end{aligned} \quad (\text{A5.1.10})$$

$$7(\log 25)^6 a_7 + 6(\log 25)^5 a_6 + 5(\log 25)^4 a_5 + 4(\log 25)^3 a_4 + 3(\log 25)^2 a_3 + 2\log 25 a_2 + a_1 = \frac{0,31 \times (-0,24) + 0,335 \times (-0,489)}{0,31 + 0,335} \quad (\text{A5.1.1.11})$$

$$7(\log 50)^6 a_7 + 6(\log 50)^5 a_6 + 5(\log 50)^4 a_5 + 4(\log 50)^3 a_4 + 3(\log 50)^2 a_3 + 2\log 50 a_2 + a_1 = \frac{0,335 \times (-0,489) + 0,384 \times (-0,792)}{0,335 + 0,384} \quad (\text{A5.1.12})$$

$$\begin{aligned} & 7(\log 100)^6 a_7 + \\ & 6(\log 100)^5 a_6 + 5(\log 100)^4 a_5 + 4(\log 100)^3 a_4 + 3(\log 100)^2 a_3 + 2\log 100 a_2 + a_1 = \\ & \frac{0,384 \times (-0,792) + 0,404 \times (-0,896)}{0,384 + 0,404} \end{aligned} \quad (\text{A5.1.13})$$

$$42(\log 25)^5 a_7 + 30(\log 25)^4 a_6 + 20(\log 25)^3 a_5 + 12(\log 25)^2 a_4 + 6\log 25 a_3 + 2a_2 = 0 \quad (\text{A5.1.14})$$

$$42(\log 100)^5 a_7 + 30(\log 100)^4 a_6 + 20(\log 100)^3 a_5 + 12(\log 100)^2 a_4 + 6\log 100 a_3 + 2a_2 = 0 \quad (\text{A5.1.15})$$

Resolvendo as oito equações obtêm-se os valores das 8 incógnitas, sendo neste caso:

$$\begin{pmatrix} a_7 \\ a_6 \\ a_5 \\ a_4 \\ a_3 \\ a_2 \\ a_1 \\ a_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -24,87 \\ 294,65 \\ -1490,77 \\ 4176,56 \\ -6999,47 \\ 7018,24 \\ -3899,08 \\ 928,47 \end{pmatrix}$$

Conhecido o valor das constantes, o polinómio de 7º grau é dado pela expressão:

$$p(\log \sigma'_v) = -24,87 (\log \sigma'_v)^7 + 294,65 (\log \sigma'_v)^6 - 1490,77 (\log \sigma'_v)^5 + 4176,56 (\log \sigma'_v)^4 - 6999,47 (\log \sigma'_v)^3 + 7018,24 (\log \sigma'_v)^2 - 3899,08 \log \sigma'_v + 928,47 \quad (\text{A5.1.16})$$

A aproximação da linha poligonal que une os 3 pontos (P₂, P₃ e P₄) pode ser observada na Figura A5.1.2.

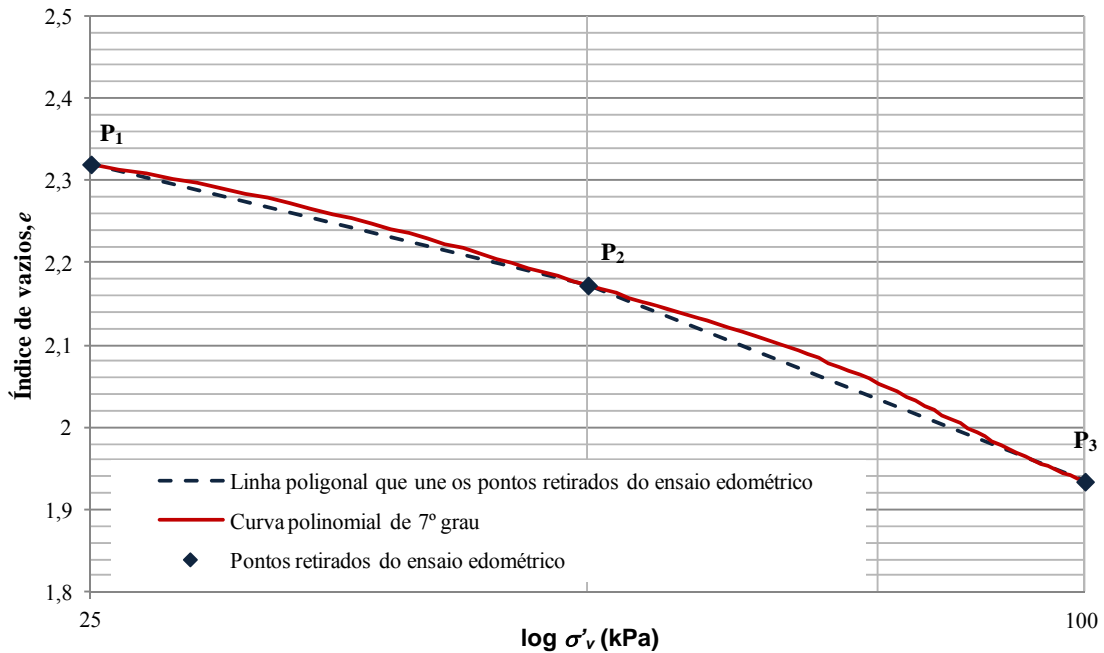


Figura A5.1.2 - Polinómio de 7º grau de aproximação à linha poligonal que une os pontos retirados do ensaio edométrico: escala logarítmica de σ'_v .

7- Determinação do ponto de menor raio de curvatura

Definida a parametrização da curva, a curvatura, aplicada ao caso em concreto, é dada por:

$$k = \frac{|p''(\log \sigma'_{vi})|}{\left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right)^{3/2}} \quad (A5.1.17)$$

Dado que o raio de curvatura é o inverso da curvatura, o ponto de menor raio de curvatura corresponde ao ponto de máxima curvatura. Desta forma, retirando o módulo, uma vez que se pretende calcular os zeros da derivada, vem:

$$k' = 0 \Leftrightarrow p'''(\log \sigma'_{vi}) \times \left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right)^{3/2} - 3 \times p'(\log \sigma'_{vi}) \times (p''(\log \sigma'_{vi}))^2 \times \left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right)^{1/2} = 0 \Leftrightarrow \left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right)^{1/2} \times \left\{p'''(\log \sigma'_{vi}) \times \left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right) - 3 \times p'(\log \sigma'_{vi}) \times (p''(\log \sigma'_{vi}))^2\right\} = 0 \Leftrightarrow p'''(\log \sigma'_{vi}) \times \left(1 + (p'(\log \sigma'_{vi}))^2\right) - 3 \times p'(\log \sigma'_{vi}) \times (p''(\log \sigma'_{vi}))^2 = 0 \quad (A5.1.18)$$

onde:

$$p'(\log \sigma'_{vi}) = 7a_7(\log \sigma'_{vi})^6 + 6a_6(\log \sigma'_{vi})^5 + 5a_5(\log \sigma'_{vi})^4 + 4a_4(\log \sigma'_{vi})^3 + 3a_3(\log \sigma'_{vi})^2 + 2a_2 \log \sigma'_{vi} + a_1 \quad (A5.1.19)$$

$$p''(\log\sigma'_{vi}) = 42a_7(\log\sigma'_{vi})^5 + 30a_6(\log\sigma'_{vi})^4 + 20a_5(\log\sigma'_{vi})^3 + 12a_4(\log\sigma'_{vi})^2 + 6a_3\log\sigma'_{vi} + 2a_2 \quad (A5.1.20)$$

e

$$p'''(\log\sigma'_{vi}) = 220a_7(\log\sigma'_{vi})^4 + 120a_6(\log\sigma'_{vi})^3 + 60a_5(\log\sigma'_{vi})^2 + 24a_4\log\sigma'_{vi} + 6a_3 \quad (A5.1.21)$$

A aplicação da expressão A5.1.18 ao caso em concreto origina a seguinte equação:

$$\begin{aligned} & [220 \times (-24,87) \times (\log\sigma'_{vi})^4 + 120 \times 294,65 \times (\log\sigma'_{vi})^3 + 60 \times (-1490,77) \times (\log\sigma'_{vi})^2 + 24 \times \\ & 4176,56 \times \log\sigma'_{vi} + 6 \times (-6999,47)] \times \left(1 + [7 \times (-24,87) \times (\log\sigma'_{vi})^6 + 6 \times 294,65 \times \right. \\ & (\log\sigma'_{vi})^5 + 5 \times (-1490,77) \times (\log\sigma'_{vi})^4 + 4 \times 4176,56 \times (\log\sigma'_{vi})^3 + 3 \times (-6999,47) \times \\ & (\log\sigma'_{vi})^2 + 2 \times 7018,24 \times \log\sigma'_{vi} - 3899,08]^2 \Big) - 3 \times [7 \times (-24,87) \times (\log\sigma'_{vi})^6 + 6 \times \\ & 294,65 \times (\log\sigma'_{vi})^5 + 5 \times (-1490,77) \times (\log\sigma'_{vi})^4 + 4 \times 4176,56 \times (\log\sigma'_{vi})^3 + 3 \times \\ & (-6999,47) \times (\log\sigma'_{vi})^2 + 2 \times 7018,24 \times \log\sigma'_{vi} - 3899,08] \times [42 \times (-24,87) \times \\ & (\log\sigma'_{vi})^5 + 30 \times 294,65 \times (\log\sigma'_{vi})^4 + 20 \times (-1490,77) \times (\log\sigma'_{vi})^3 + 12 \times 4176,56 \times \\ & (\log\sigma'_{vi})^2 + 6 \times (-6999,47) \times \log\sigma'_{vi} + 2 \times 7018,24] = 0 \quad (A5.1.22) \end{aligned}$$

Resolvendo a equação A5.21 obtém-se o valor da tensão efetiva correspondente ao ponto de máxima curvatura. Desta forma, o ponto pretendido tem de coordenadas (30,50; 2,29), como mostra a Figura A5.1.3.

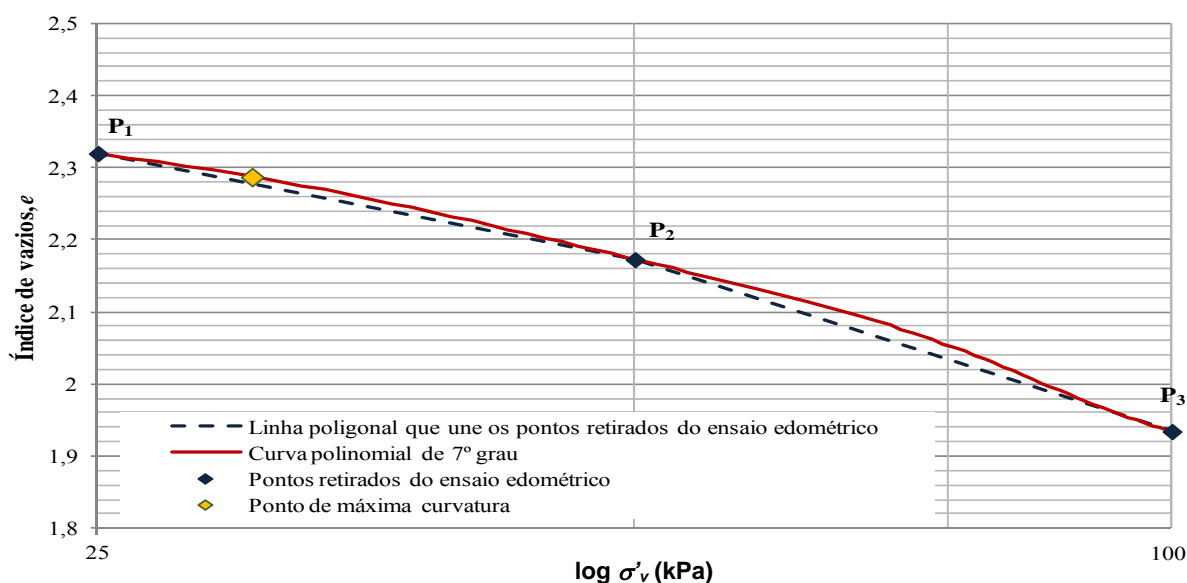


Figura A5.1.3 - Localização do ponto de máxima curvatura na curva retirada do ensaio edométrico.

É ainda útil acrescentar os seguintes comentários:

- a) o primeiro e o último pontos foram desprezados de modo a simplificar a expressão mas são utilizados no cálculo do declive (ver equações A5.1.8 a A5.1.10);
- b) os declives em cada ponto são obtidos através da média ponderada entre o declive dos segmentos de reta anterior e posterior ao ponto, de modo a refletir na curva o espaçamento entre pontos;
- c) as condições na segunda derivada garantem a existência de máxima curvatura entre os pontos P_2 e P_4 (teorema de Lagrange) excluindo esses extremos.

ANEXO A5.2 RESUMO DE ALGUNS CONCEITOS PROBABILÍSTICOS

O presente anexo contém um breve resumo de alguns conceitos probabilísticos estritamente necessários para a compreensão de certas partes do capítulo. O leitor pode aprofundar o estudo desta matéria recorrendo ao tratado de Pestana (2010).

A5.2.1 DISTRIBUIÇÕES DE FREQUÊNCIAS. HISTOGRAMAS

Apresentando-se uma coleção numerosa de dados é fundamental obter um resumo descritivo destes, conseguido com o cálculo de medidas adequadas e a construção de gráficos que permitam analisa-los com facilidade. Torna-se então necessário recorrer às chamadas distribuições de frequências ou distribuições empíricas.

Considere-se uma coleção de dados $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$, onde x_i representa o valor numérico do atributo observado para a unidade estatística i ($i = 1, 2, \dots, n$). Esta coleção pode ser analisada como tal ou constituir uma amostra de dimensão n de certa população.

Seja A o domínio da variável X , isto é, o conjunto de valores possíveis para a variável, n_j denomina-se frequência absoluta e representa o número de vezes que o valor x_j é observado.

Deste modo, tem-se a sucessão das frequências absolutas,

$$n_1, n_2, \dots, n_j, \dots, \quad (\text{A5.2.1})$$

$$\sum_j n_j = n, \quad (\text{A5.2.2})$$

Onde n é o número total de observações da coleção, dimensão da amostra. A frequência relativa do valor a_j , representada por f_j , é definida pelo quociente entre a frequência absoluta e a dimensão amostral, ou seja, $f_j = n_j/n$.

De forma semelhante a (A5.2.2) obtém-se a sucessão das frequências relativas,

$$f_1, f_2, \dots, f_j, \dots, \quad (\text{A5.2.3})$$

verificando-se,

$$\sum_j f_j = 1. \quad (\text{A5.2.4})$$

A representação gráfica de distribuições de frequências de variáveis contínuas é obtida por meio de um diagrama de áreas, o histograma, formado por uma sucessão de retângulos adjacentes. Quando os intervalos de classe têm amplitude constante, h , cada retângulo tem base h e altura igual à respectiva frequência relativa (absoluta).

A5.2.2 CARACTERÍSTICAS NUMÉRICAS: ESTATÍSTICAS DE ORDEM

Quando o atributo é quantitativo ou qualitativo em escala nominal, os dados da coleção $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ podem ser ordenados,

$$x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)} \text{ com } x_{(1)} \leq x_{(2)} \leq \dots \leq x_{(n)}, \quad (\text{A5.2.5})$$

e diz-se que se calcularam as estatísticas de ordem. Assim, $x_{(i)}$ é a estatística de ordem i , com $i = 1, 2, \dots, n$. Duas estatísticas de ordem importantes são os extremos, $x_{(1)} = \min(x_i)$, $x_{(n)} = \max(x_i)$.

A partir das estatísticas de ordem podem ser definidas outras características numéricas da coleção. É dado particular realce à mediana, que é a principal concorrente da média como medida de localização. De forma aproximada, a mediana, que se representa por M , é o valor da coleção que tem 50% de observações inferiores e 50% de observações superiores.

A mediana é um caso particular dos quantis. Em termos aproximados, o quantil de ordem α , $0 < \alpha < 1$, seja q_α , é o valor da coleção que tem α_n observações inferiores e $(1-\alpha)_n$ observações superiores. A mediana é o quantil de ordem $\alpha = 0,5$. Outros quantis importantes, muito utilizados na prática, são os percentis, obtidos quando $\alpha = 0,01, 0,02, \dots, 0,99$, os decis, quando $\alpha = 0,1$,

0,2, ..., 0,9, o primeiro quartil $q_{0,25}$, ou simplesmente Q_1 , e o terceiro quartil $q_{0,75}$, ou simplesmente Q_3 .

A capacidade descritiva do resumo dos cinco números, os extremos, os quartis e a mediana, aprecia-se melhor construindo um gráfico pitorescamente designado por caixa-de-bigodes, que se esquematiza na Figura A5.2.1.

O retângulo («a caixa») é desenhado de tal modo, que os seus lados inferior e superior correspondem aos 1º e 3º quartis. O segmento no seu interior refere-se à mediana. O mínimo e o máximo são representados pelos segmentos inferior e superior («os bigodes») desenhados no exterior do retângulo. A caixa nos seus limites horizontais, isto é, entre o primeiro e o terceiro quartis, contém 50% das observações.

A diferença entre os extremos (amplitude do intervalo de variação da amostra) reflete, naturalmente, a dispersão. No entanto, é uma medida de dispersão paradigmática da falta de resistência à presença de valores que parecem muito grandes ou muito pequenos em relação às outras observações. Quando se pretende examinar a coleção para identificar estas observações, habitualmente designadas por *outliers*, é usual recorrer a uma medida de dispersão resistente (pouco suscetível de ser «corrompida» por aquelas observações). O desvio padrão, por exemplo, pode não ser o mais adequado porque, sendo função de uma soma de quadrados, é afetado pelos valores extremos. Uma medida de dispersão resistente é dada pela amplitude interquartis, $AIQ = Q_3 - Q_1$, que representa a amplitude do intervalo que compreende 50% das observações centrais da coleção, o que significa que no seu cálculo não intervêm nem as observações menores nem as maiores. Assim, a amplitude interquartis é o padrão de variação que logicamente se impõe. A regra prática consiste no seguinte: um qualquer valor da coleção, x_i , é considerado um *outlier* severo quando

$$x_i < Q_1 - 3 (Q_3 - Q_1) \text{ ou } x_i > Q_3 + 3 (Q_3 - Q_1), \quad (A5.2.6)$$

e um *outlier* moderado quando

$$Q_1 - 3 (Q_3 - Q_1) < x_i < Q_1 - 1,5 (Q_3 - Q_1), \text{ ou} \quad (A5.2.7)$$

$$Q_3 + 1,5 (Q_3 - Q_1) < x_i < Q_3 + 3 (Q_3 - Q_1). \quad (A5.2.8)$$

Os valores $Q_1 - 3 (Q_3 - Q_1)$ e $Q_3 + 3 (Q_3 - Q_1)$ são as chamadas barreiras externas inferior e superior; os valores $Q_1 - 1,5 (Q_3 - Q_1)$ e $Q_3 + 1,5 (Q_3 - Q_1)$ são as barreiras internas inferior e superior. A identificação (é ou não é?) e a interpretação (se é, porque é?) de *outliers* são tarefas complexas e altamente subjetivas que não são objeto do presente estudo. Porém, nota-se que, ao

pesquisar valores com um comportamento que se afasta nitidamente do da grande maioria dos restantes valores da coleção, a explicação para a diferença encontrada resulta, muitas vezes: a) de erros humanos cometidos ao medir ou ao registar os dados (neste caso, trata-se de um *outlier* que convém eliminar do estudo); b) da própria natureza do fenómeno em estudo (neste caso, trata-se de um *outlier* que se deve manter na coleção).

A eventual presença de *outliers* obriga a modificar a caixa-de-bigodes tal como foi apresentada anteriormente. O esquema modificado, como exemplificado na Figura A5.2.1 consiste em calcular os quartis (1º quartil, mediana e 3º quartil) tal como anteriormente, em determinar os extremos (máximo e mínimo) sem considerar os *outliers* e, a seguir, acrescentar estes valores, utilizando símbolos gráficos diferentes para distinguir os *outliers* moderados dos *outliers* severos.

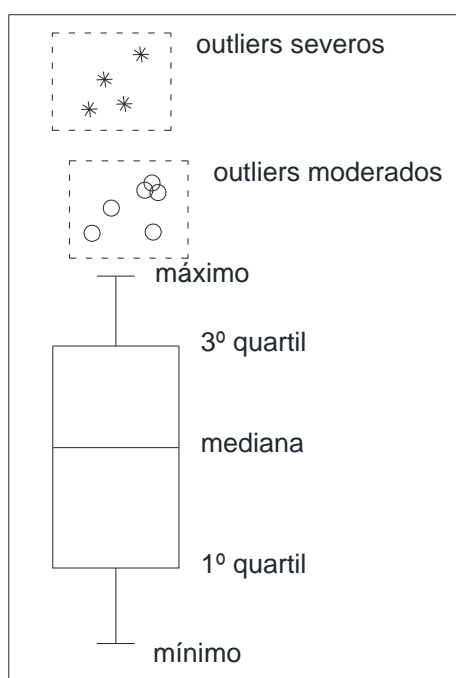


Figura A5.2.1 – Caixa-de-bigodes.

A5.2.3 MODELO DE REGRESSÃO LINEAR

Quando se estuda, com base em dados, um determinado fenómeno com o objetivo de prever o seu comportamento, procura-se conceber, ainda que de forma aproximada ou simplificada, o mecanismo subjacente ao fenómeno observável. Este fenómeno é designado habitualmente por modelo teórico. O modelo é assim adjetivado para salientar que deve ser baseado numa determinada teoria (construção conceptual fornecedora de uma descrição idealizada do fenómeno em estudo). Contudo, a teoria subjacente ao modelo não é necessariamente uma conceptualização

matemática formal, mas pode consistir numa análise menos formal apoiada no bom senso e na intuição.

Cada relação do modelo teórico proposto procura estabelecer o comportamento de uma variável, Z , em função de outras variáveis, W_1, W_2, \dots, W_p . Na relação funcional considerada, diz-se que Z é a variável dependente (a variável explicada ou a variável resposta), e W_1, W_2, \dots, W_p são as variáveis independentes (as variáveis explicativas ou as variáveis controlo). Pode dizer-se que: « Z é explicado em função de W_1, W_2, \dots, W_p »; «os fatores explicativos de Z são W_1, W_2, \dots, W_p ».

Assim, tem-se a função h de p variáveis

$$Z = h(W_1, W_2, \dots, W_p) \quad (\text{A5.2.9})$$

Pressupõe-se que (A5.2.9) envolve um conjunto finito de parâmetros desconhecidos, a_1, a_2, \dots, a_k . Diz-se, então, que se tem relação paramétrica.

Proposto o modelo teórico (A5.2.9) para o estudo de determinado fenómeno, e supondo-o intrinsecamente linear, obtém-se, depois das transformações adequadas, uma relação da forma

$$Y = \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \dots + \beta_k X_k. \quad (\text{A5.2.10})$$

Tendo em conta que este modelo teórico não é um modelo estatístico, antes de o converter, é importante abordar duas questões.

A primeira questão diz respeito à natureza aleatória ou determinística das variáveis envolvidas, e tem a ver com o modo como os dados podem ser obtidos ou gerados. Assim:

- a) nas Ciências da Natureza (Física, Biologia, etc.), sobretudo em ambientes laboratoriais, os dados resultam, muitas vezes, de uma solução controlada pelo investigador. Neste caso, os dados dizem-se experimentais;
- b) em economia (e, em geral, nas Ciências Sociais) os dados decorrem, quase sempre, de um fenómeno passivamente observado pelo investigador. Nesta situação, os dados são não experimentais.

Esta distinção entre dados experimentais e dados não experimentais é crucial para o estudo de fenómenos sociais porque permite justificar o postulado de que as variáveis do modelo, e as suas observações, têm natureza aleatória ou estocástica. Pode estabelecer-se a premissa de que devido à natureza não experimental dos dados, a variável explicada e as variáveis explicativas do modelo – e as respetivas observações – são consideradas variáveis aleatórias.

A segunda questão diz respeito à flexibilidade relacional do modelo teórico que vai ser submetido à análise estatística. Quando se considera a relação (A5.10) está subentendido que os únicos fatores explicativos de Y são $X_1, X_2, X_3, \dots, X_k$. Contudo, é de esperar (sobretudo, quando se procura caracterizar fenómenos de natureza social ou económica) que existam muitos outros fatores explicativos de Y que não estão explicitados. Deste modo, (A5.2.10) não é operacional porque estabelece uma relação rígida entre as variáveis do modelo.

A flexibilidade relacional pretendida pode obter-se introduzindo uma variável adicional, U , que abrange todos os fatores que não foram considerados, mas que podem afetar o comportamento da variável explicada. Em especial, aqueles fatores podem incluir variáveis não observáveis, variáveis omitidas observáveis e erros de medida.

Se u for incorporado de forma aditiva, o modelo da população passa a ser

$$Y = \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \dots + \beta_k X_k + U \quad (\text{A5.2.11})$$

A variável u não é observável, chama-se variável residual (erro ou termo perturbador), e desempenha um papel fundamental na relação (A5.11). Desta forma, a variável explicada y é decomposta em duas componentes aditivas: a componente sistemática ou sinal, $\beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \dots + \beta_k X_k$; a componente residual ou ruído, U .

O modelo (A5.11) é tradicionalmente conhecido pela designação de modelo de regressão linear (MRL). No MRL pode utilizar-se a seguinte terminologia:

- a variável aleatória Y designa-se por regressando;
- a variável aleatória X_j ($j = 1, 2, \dots, k$) chama-se regressor;
- o parâmetro β_j ($j = 1, 2, \dots, k$) chama-se coeficiente de regressão. Os coeficientes de regressão são fixos e desconhecidos;
- a variável residual U é uma variável aleatória não observável porque depende dos coeficientes de regressão que são desconhecidos.

As hipóteses básicas do MRL são:

Hipótese H1: Linearidade

$Y = X\beta + U$, onde: Y é o vetor $n \times 1$ das observações da variável dependente; X é a matriz $n \times k$ das observações dos regressores; β é o vetor $k \times 1$ dos coeficientes de regressão, β_j ($j = 1, 2, \dots, k$), não sujeitos a restrições; U o vetor de $n \times 1$ das variáveis residuais.

Hipótese H2: Exogeneidade

O valor esperado da variável residual, U_t , condicionado pela matriz dos regressores, X , é nulo,

$$E(U_t|X) = 0 \quad (t = 1, 2, \dots, n) \quad (\text{A5.2.12})$$

Nestas condições, diz-se que os regressores são exógenos.

Hipótese H3: Homocedasticidade condicionada

Tem-se:

$$\text{Var}(U_t|X) = \sigma^2 \quad \forall t \in \{1, \dots, n\} \quad (\text{A5.2.13})$$

Hipótese H4: Ausência de autocorrelação

Tem-se:

$$\text{Cov}(U_t, U_s|X) = 0 \quad \forall t, s \in \{1, \dots, n\} \wedge t \neq s \quad (\text{A5.2.14})$$

Hipótese H5: Não existência de multicolinearidade exata

A característica da matriz X é igual a k (número de coeficientes de regressão) e $k < n$:

$$r(X) = k < n \quad (\text{A5.2.15})$$

A5.2.4 COEFICIENTE DE DETERMINAÇÃO

Suponha-se que se pretende explicar o comportamento de uma variável Y em função de certas variáveis explicativas. Dispondo de uma amostra de dimensão n , estimados os parâmetros com base num determinado método, obtêm-se os valores ajustados, \hat{Y}_t , das observações da variável dependente.

Quando se admite que são válidas as hipóteses do modelo, uma forma grosseira de avaliar a adequabilidade do modelo aos dados consiste em dispor de um indicador que permita medir o «grau de ajustamento» entre Y_t e os \hat{Y}_t ($t = 1, 2, \dots, n$). O indicador habitualmente proposto é o coeficiente de correlação (empírico) entre as observações da variável dependente, Y_t , e os respetivos valores ajustados, \hat{Y}_t .

O coeficiente de determinação é o quadrado do coeficiente de correlação empírico entre os Y_t e os \hat{Y}_t ($t = 1, 2, \dots, n$),

$$r_{y\hat{y}}^2 = \frac{(\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})(\hat{Y}_t - \bar{Y}))^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2 \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2} \quad (\text{A5.2.16})$$

onde \bar{Y} e $\bar{\hat{Y}}$ são as médias dos Y_t e dos \hat{Y}_t .

Uma vez que o modelo tem termo independente é necessário verificar que $\bar{\hat{Y}} = \bar{Y}$.

Como $0 \leq r_{y\hat{y}}^2 \leq 1$, pode concluir-se que quanto mais próximo de 1 estiver o coeficiente de determinação melhor é «grau de ajustamento», ou seja, maior é a «proximidade» entre os Y_t e os \hat{Y}_t .

Fazendo uso das propriedades dos resíduos dos mínimos quadrados, pode obter-se uma relação semelhante, mas considerando os desvios das observações em relação às respetivas médias,

$$\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2 = \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2 + \sum_{t=1}^n \hat{U}_t^2 \quad (\text{A5.2.17})$$

Fazendo

$$VT = \sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2, VE = \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2 \text{ e } VR = \sum_{t=1}^n \hat{U}_t^2$$

tem-se

$$VT = VE + VR \quad (\text{A5.2.18})$$

onde:

- VT é a variação total dos Y_t , ou seja, a soma dos quadrados dos desvios em relação à média das observações da variável dependente;
- VE é a variância explicada pela regressão, ou seja, a soma dos quadrados dos desvios em relação à média dos valores ajustados das observações do regressando, obtidos com o método dos mínimos quadrados, \hat{Y}_t ;
- VR é a variação residual, ou seja, a soma dos quadrados dos resíduos MQ.

No modelo de regressão linear clássico (com termo independente) é habitual definir o coeficiente de determinação, que se representa por R^2 , como sendo igual à proporção entre a variação explicada pela regressão e a variação total,

$$R^2 = \frac{VE}{VT} = 1 - \frac{VR}{VT} \quad (\text{A5.2.19})$$

Note-se que $0 \leq R^2 \leq 1$, e que

$$\begin{cases} R^2 = 1 \Leftrightarrow VR = 0 \\ R^2 = 0 \Leftrightarrow VE = 0 \Leftrightarrow VR = VT. \end{cases}$$

Note-se, também, que

$$\begin{cases} VE = R^2 VT \\ VR = (1 - R^2) VT. \end{cases}$$

Facilmente se prova que as duas definições são equivalentes, no caso do modelo de regressão linear clássico com termo independente, utilizando o critério dos mínimos quadrados para estimar os coeficientes de regressão. Com efeito, atendendo às propriedades dos resíduos dos mínimos quadrados, vem

$$\begin{aligned} r_{y\hat{y}}^2 &= \frac{\left(\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})(\hat{Y}_t - \bar{Y})\right)^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2 \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2} = \frac{\left(\sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y} + \hat{U}_t)(\hat{Y}_t - \bar{Y})\right)^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2 \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2} \\ &= \frac{\left(\sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2 + \sum_{t=1}^n \hat{U}_t \hat{Y}_t - \bar{Y} \sum_{t=1}^n \hat{U}_t\right)^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2 \sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2} = \frac{\sum_{t=1}^n (\hat{Y}_t - \bar{Y})^2}{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2} = R^2. \end{aligned}$$

O coeficiente de determinação R^2 apresenta o seguinte inconveniente (que não se verifica com o erro padrão da regressão, s): quando se acrescenta ao modelo mais um regressor, qualquer que ele seja, o R^2 nunca decresce (para a mesma amostra), pois $\sum_{t=1}^n \hat{U}_t^2$ nunca pode crescer.

Notando que

$$s_Y^2 = \frac{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2}{n} \quad e \quad s_{\hat{U}}^2 = \frac{\sum_{t=1}^n \hat{U}_t^2}{n}$$

são, respetivamente, a variância amostral das observações da variável dependente e a variância amostral dos resíduos, tem-se $R^2 = 1 - s_{\hat{U}}^2/s_Y^2$. Se se utilizarem as respetivas variâncias corrigidas pelos graus de liberdade,

$$s_Y'^2 = \frac{\sum_{t=1}^n (Y_t - \bar{Y})^2}{n - 1} \quad e \quad s_{\hat{U}}'^2 = \frac{\sum_{t=1}^n \hat{U}_t^2}{n - k},$$

em vez de s_Y^2 e $s_{\hat{U}}^2$, obtém-se o coeficiente de determinação ajustado,

$$R_a^2 = 1 - \frac{VR/(n-k)}{VT/(n-1)} \quad (\text{A5.2.20})$$

O inconveniente apontado para R^2 já não se verifica para R_a^2 . Com efeito, quando se adiciona mais um regressor, R_a^2 cresce se a diminuição da soma dos quadrados dos resíduos for suficiente para compensar o decréscimo de uma unidade no denominador de s^2 . Este fato sugere que se pode conferir a R_a^2 uma característica de medida de eficácia da regressão relativamente ao número de regressores utilizados, o que não acontece com R^2 .

A5.2.5 COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO DE PEARSON

O coeficiente de correlação de Pearson é uma medida do grau de relação linear entre duas variáveis quantitativas. Este coeficiente varia entre os valores -1 e 1. O valor 0 (zero) significa que não há relação linear, o valor 1 indica uma relação linear perfeita e o valor -1 também indica uma relação linear perfeita mas inversa, ou seja, quando uma das variáveis aumenta a outra diminui. Quanto mais próximo estiver de 1 ou -1, mais forte é a associação linear entre as duas variáveis.

O coeficiente de correlação de Pearson amostral é normalmente representado pela letra r e a sua fórmula de cálculo é:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{(\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2)(\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2)}} \quad (\text{A5.2.21})$$

A análise correlacional indica a relação entre 2 variáveis lineares e os valores do coeficiente de correlação estão sempre compreendidos entre +1 e -1. O sinal indica a direção, se a correlação é positiva ou negativa, e o valor indica a força da correlação. Isto é, se $|r|$ é superior a 0,70, é indicador de uma forte correlação, se $0,30 < |r| < 0,70$, indica correlação moderada e se $|r| < 0,30$ significa que há uma fraca correlação entre as variáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aas, G.; Lacasse, S.; Lunne, T.; Madshus, C. (1984). *In situ testing: new developments*. Norwegian Geotech. Pub., 135.

Abdulahadi, N. O. (2009). *An Experimental Investigation into the Stress-Dependent Mechanical Behavior of Cohesive Soil with Application to Wellbore Instability*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.

Aguiar, A. (1992). *Caracterização geotécnica de solos moles de Portugal. Uma contribuição*. Tese de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Al-Khafaji, A. W.; Andersland, O. B. (1992). *Equations for Compression Index Approximation*. JGED, ASCE, 118 (1): 148-153.

Almeida, M. S. S. (1986). Geotechnical properties of a Rio de Janeiro soft clay, in light of Critical State and empirical correlations (in Portuguese), VIII Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ABMS, Porto Alegre, 1: 15–24.

Almeida, M. S. S. (2012). *Solos Moles de Regiões Urbanas, Propriedades Geotécnicas e Soluções de Engenharia: o caso do Rio de Janeiro*. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil.

Almeida, M. S. S.; Marques M. E. S. (2003). *The behaviour of Sarapuí soft clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 477 - 504.

Amaryan, L.S. (1993). *Soft soil properties and testing methods*. Geotechnika 7, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.

Antunes, F. S. (1978). *Ensaio de Caracterização Geológica, Pedológica e Mineralógica de Argilas do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro: IPR/DNER, Relatório de pesquisas.

Araújo, M.A. (2003). Seminário de Geomorfologia Litoral. Faculdade de Letras da Universidade do Porto. Porto.

ASTM D2487-98. *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials.

ASTM SUBCOMMITTEE 180210 (1986). *Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test*. ASTM Geotechn. Testing Journal, 9 (2): 93-101.

ASTMD2573-01 (2001). *Designation Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil*.

Atkinson, J. H.; Bransby, P.L. (1978). *The mechanics of soils*. McGraw-Hill Book Company, London, England.

Azzouz, A. S. (1976). *Regression analysis of soil compressibility*. *Soil and Foundation*. 16 (2).

Baligh, M. M.; Levadoux, J. N. (1980). *Pore pressure dissipation after cone penetration*. MIT Dept. of Civil Engineering, Cambridge Mass., Report R80-11.

Baligh, M. M.; Levedoax, J. N. (1986). *Consolidation after undrained piezozone penetration, II: interpretation*. *Journal of Geotechnical Engineering* 112(7): 727-745.

- Bandis, C.; Lacasse, S. (1986). *In situ site investigation techniques and interpretation for offshore practice – Interpretation of self-boring and push in pressuremeter tests in Onsøy clay*. NGI report No. 40019-26, 8/9/86, Oslo.
- Barbosa, M. C. (1994). *Investigação Geoambiental do depósito de argila sob o aterro de resíduos sólidos de Gramacho-RJ*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Barbosa, P. S. A. (1990). *Ensaio de Adensamento de Fluxo Restringido e K_0 em Argila Mole*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Barentsen, P. (1936). *Short description of a field testing method with a cone shaped apparatus*. 1st ICSM, Cambridge Mass., 1.
- Becker, D. E.; Jefferies, M. G.; Crooks, J. H. A.; Been, K. (2003). *Geology, characterization and properties of Beaufort Sea Clays*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 3: 1855-1891.
- Bemben, S. M. (1982). *Brittle Behavior of a Varved Clay During Triaxial Undrained Shear Strength Tests*. Geotechnical Properties, Behavior, and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777, 252–276.
- Betelev, N.P. (1995). *Determining of organic matter content in soils and rocks*. The Interplay Between Geotechnical Engineering and Engineering Geology, Proceedings XIth ECSMFE, Copenhagen, 3: 3.13-3.18.
- Bezerra, R. L. (1996). *Desenvolvimento do Piezocone COPPE/UFRJ de terceira geração e sua utilização em argilas moles*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brazil.
- Bjerrum, L. (1972). *Embankments on soft ground*. Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, 2: 1-54.
- Bonito, F. A. B. (2008). *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*. Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- Boonstra, G. C. (1936). *Pile loading test at Zwinjndrecht, Holand*. 1st ICSM, Cambridge Mass., 1.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill Book Company.
- Brenner, R.P.; Natulaya, P., Chilingarian, G.V.; Robertson, J.O. (1981). *Soft clay engineering*. Cap. 2. E.W. Brand and R.P. Brenner, Elsevier, Amsterdam.
- Bressani, L. A., 1983. *Contribuição aos Estudos de Tensão – Deformação - Resistência da Argila de Sarapuí*. Tese de Mestrado. PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil.
- BS 1377- Test 7.D (1975). *Subsidiary method for fine-grained soils (hydrometer method)*. Methods of test for soils for civil engineering purposes. British Standards Institution. London.
- BS 1377- Test 8 (1975). *Determination of the organic matter content*. Methods of test for soils for civil engineering purpose. British Standards Institution. London.
- Burnett, A.D.; Fookes, P.G. (1974). *A regional Engineering Geological study of London Clay in the London and Hampshire Basins*. Q. J. Engng. Geol., 17: 257–295.
- Campanella, R. G.; Robertson, P. K. (1983). *Flat Plate Dilatometer Testing: Research and Development at UBC*. First International Conference on Flat Plate Dilatometer, Edmonton, Alberta, Canada.

- Campanella, R. G.; Robertson, P. K.; Gillespie, D. (1986). *Seismic Cone Penetration Test*. ASCE, Geotechnical Eng. Div. Journal, 86: 116-129.
- Carvalho, A. P. C. (2002). *Contribuição para o conhecimento de anisotropia induzida em solos argilosos Portugueses. Estudo experimental sobre algumas amostras representativas*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Carvalho, J. H.; Aguiar, P. C. (2000). *Pista Olímpica de Remo e Canoagem do Rio Novo do Príncipe*. Memória descritiva do projeto geotécnico.
- Casagrande, A. (1936). *The determination of preconsolidation load and its practical influence*. Proc. 1st. ICSMFE, Boston, Discussion D-34, 3: 60–64.
- Cavalcante, E. H.; Giacheti, H. L.; Danziger, F. A. B.; Coutinho, R. Q.; Souza, A.; Kormann, A. C. M.; Belincanta, A.; Pinto, C. S.; Branco, C. J. M. C.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D.; Marinho, F. A. M.; Cintra, J. C. A.; Dourado, K. C. A.; Moraes, L. S.; Albuquerque Filho, L. H.; Almeida, M. S. S.; Gutierrez, N. H. M.; Albuquerque, P. J. R.; Chamecki, P. R.; Cunha, R. P.; Teixeira, R. S.; Menezes, S. M.; Lacerda, W. A. (2008). Campos Experimentais Brasileiros. <http://www.fec.unicamp.br/~pjra/Arquivo15.pdf>. data de acesso: 07-11-2012
- Chen, B. S. Y.; Mayne, P. W. (1996). *Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays*. Canadian Geotechnical Journal 33 (3), 488-498.
- Christoulas, S., Kalteziotis, N., Tsiambaos, G. & Sabatakakis, N. (1987). *Engineering geology of soft clays. Examples from Greece. Embankments on soft clays*. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.
- Chung, S.G.; Giao, P.H.; Tanaka, H. (2003). *Geotechnical characteristics and engineering problems of Pusan clays*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 505-541.
- Coelho, P. (2000). *Caracterização Geotécnica de Solos Moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Coelho, P. A. L. F.; Lemos, L. J. L. (2000). *Parâmetros geotécnicos dos solos moles da baixa aluvionar do Rio Mondego*. 7º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Portugal.
- Collet, H. B. (1978). *Ensaio de Palheta de Campo em Argilas da Baixada Fluminense*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Costa Filho, L. M., Werneck, M. L. G. & Collet, H. B. (1977). *The undrained strength of a very soft clay*. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1: 69–72.
- Coutinho, R. Q. (1976). *Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Coutinho, R. Q.; Lacerda, W. A. (1994). *Characterization consolidation of Juturnaíba organic clays*. Solos e Rochas, 17 (2): 145-154.
- Cozzolino, V. M (1961). *Statistical forecasting of compression index*. In proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, France. A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1: 51-53.
- Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics*. Spon Press. London and New York.

- Cruz N. (2010). *Modeling Geomechanics of Residual Soils with DMT tests*. Tese de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- de La Beaumelle, A. (1991). *Evaluation of SHANSEP Strength-Deformation Properties of Unisturbed Boston Blue Clay from Automated Triaxial Testing*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- DeGroot, D. J. ;Lutenegger, A. J. (2003). *Geology and engineering properties of Connecticut Valley Varved Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 695 - 724.
- DeGroot, D. J.; Lutenegeger, A.J. (1994). *A Comparison Between Field and Laboratory Measurements of Hydraulic Conductivity in a Varved Clay*. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils*, ASTM STP 1142: 300–317.
- Devoy, R.J.N. (1977). *Flandrian sea level changes in the Thames Estuary and the implications for land subsidence in England and Wales*. *Nature*, 270 (5639): 712–715.
- Doran, J. W., Jones, A. J. (1996). *Methods for assessing soil quality*. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA.
- Duarte, A. E. R. (1977). *Características de compressão confinada da argila mole do rio Sarapuí, no Km 7,5 da Rodovia Rio - Petrópolis*. Tese de Mestrado, PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil.
- E 196 (1966). Especificação do LNEC- Solos, *Análise granulométrica*.
- E 201 (1967). Especificação do LNEC- Solos, *Determinação do teor em matéria orgânica*.
- Eide, O.; Berre, T. (1973). *Grunnundersøkelser i forindelse med prøvefyllingen i onsøy-fredrikstad*. NGI Report No. 50322-1, 10/4/73, Oslo.
- Eidsmoen, T.; Lacasse, S. (1985). *In situ site investigation techniques and interpretation for offshore practice – Laboratory tests on Onsøy clay*. NGI report No. 40019-17, 20/12/85, Oslo.
- Eslami, A.; Fellenius, B. H. (1997). *Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories*. *Canadian Geotechnical Journal*, 34: 6.
- Eurocode 7 (2007). *Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing*.
- Eurocódigo7-ISO2476-9 (2009). *Geotechnical Investigation and Testing – Field Vane Test*.
- Folque, J. (1987). *Introdução à Mecânica dos Solos*. LNEC. Lisboa.
- Friedman, G.M. & Sanders, J.E. (1978). *Principles of sedimentology*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Galopim de Carvalho, A. M. (2003). *Geologia Sedimentar*. Vol. I – Sedimentogénese. Âncora Editora.
- Gerscovich, D. M. (1983). *Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Argila Mole de Sarapuí*. Tese de Mestrado, PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil.
- Greenland, D. J. (1971). *Changes in the nitrogen status and physical condition of soil under pastures, with special reference to the maintenance of the fertility of Australian soil used for growing wheat*. *Soils and Fertilizers*, Wallingford, 34: 235-251.
- Grim, R. E. (1968). *Clay Mineralogy*. 2nd edition. McGraw-Hill. New York.

- Hays, J. A. (1983). *Case Histories involving the Flat Dilatometer*. First International Conference on Flat Plate Dilatometer, Edmonton, Alberta, Canada.
- Head, K. H. (1980). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Pentch, London, vol. 1.
- Hight, D. W.; Paul, M. A.; Barras, B. F.; Powell, J. J. M.; Nash, D. F. T.; Smith, P. R.; Jardine, R. J.; Edwards, D. H. (2003). *The characterisation of the Bothkennar Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 543-597.
- Hight, D.W., Jardine, R.J. & Gens, A. (1987). *The behaviour of soft clays. Embankments on soft clays*. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens.
- Hindle, M. J. (1994). *A study of the compressibility and residual shear strength of a soft soil from Figueira da Foz, Portugal*. MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- Horpibulsuk, S.; Shibuya, S.; Fuenkajorn, K.; Katkan, W. (2007). *Assessment of engineering properties of Bangkok clay*. Canadian Geotechnical Journal, 44: 173-187.
- Hough, B. K. (1957). *Basic Soil Engineering*. The Ronald Press Company. New York.
- Houlsby, G.T.; Teh, C. I. (1988). *Analysis of the piezocone in clay*. Proceedings International Symposium on Penetration Testing. Rotterdam, Netherlands, 1: 777-783.
- House, R. D. (2012). *A Comparison of the Behavior of Intact and Resedimented Boston Blue Clay*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- JAE S.9-53 (1953). Norma da JAE - *Determinação da percentagem orgânica de solos*.
- Jamiolkowski, M.; Ghionna, V.; Lancellotta, R.; Pasqualini, E. (1988). *New Correlations of Penetration Tests for Design Practice*. Proc. ISOPT 1, Orlando, FL, 1: 263-296.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C. C.; Germaine, J. T.; Lancellotta, R. (1985). *New developments in field and laboratory testing on soils*. Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1: 57-153.
- Janbu, N. (1969). *The resistance concept applied to deformation of soils*. Proc. 7th. ICSMFE, Mexico, 1: 191-196.
- Jardine, R. J.; Smith, P. R.; Nicholson, D. P. (2003). *Properties of the Soft Holocene Thames Estuary Clay from Queenborough, Kent*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 599-643.
- Jen, L. C. (1998). *The Design and Performance of Deep Excavations in Clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.
- Jones, G. A.; Van Zyl, D. J. A. (1981). *The piezocone probe – a useful investigation tool*. 10th ICSMFE, Stockholm.
- Kamey, T.; Iwasaki, K. (1995). *Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a Flat Dilatometer*. Soils and Foundations, 35 (2): 111-116.
- Karlsrud, K. (1988). *Design of offshore piles in clay field tests and computational modeling. Summary, interpretation and analyses of the pile load tests at the Onsøy site*. NGI report No. 52523-23, 15/3/88, Oslo.
- Keaveny J. M.; Mitchell J. K. (1986). *Strength of fine-grained soils using the piezocone*. Proc. of ASCE Special Conference In Situ86, Blacksburg, 668-685

- Kédzi, A. (1980). *Handbook of Soil Mechanics*. Vol. 2, Soil Testing, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New York.
- Kenney, T.C. (1964). *Sea-level movements and the geological histories of the post-glacial marine soils at Boston, Nicolet, Ottawa and Oslo*. *Geotechnique*, 14 (3): 203–230.
- Koppula, S. D. (1981). *Statistical estimation of compression index*. *Geotechnical testing Journal*, 4(2): 68-73.
- Krizec, R. J. (1971). *Structural analysis and design of pipe culverts*. Nat. Coop. Highway Res. Progr. Rep. nº 116. Washington.
- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.H. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, Calif. Report EL-6800.
- Lacasse, S. (1985). *In situ site investigation techniques and interpretation for offshore practice – Dilatometer tests on Onsøy clay*. NGI report No. 40019-3, 28/7/85, Oslo.
- Lacasse, S.; Berre, T. (1988). *Triaxial testing methods for soils*. Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977. Donaghe, Chaney & Silver, Editors, Philadelphia, 264-289.
- Lacasse, S.; D’Orazio, T.B.; Bandis, C. (1990). *Interpretation of self boring and push in pressuremeter tests*. Proc. 3rd. Int. Sym. on Pressuremeter, Oxford, April.
- Lacasse, S.; Lunne, T. (1982). *In Situ Horizontal Stress from Pressuremeter Tests*. Symp. on the Pressurem. and its Marine Applic. Paris: Ed. Technip.
- Lacasse, S; Berre, T.; Lefebvre, G. (1985). *Block sampling of sensitive clays*. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 2: 887–892.
- Lacerda, W. A.; Almeida, M. S. S.; Santa Maria, P. E. L.; Coutinho, R. Q. (1995). Interpretation of radial consolidation tests. Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Yoshikuni & Kusabe (eds), Hiroshima, Japan, Rotterdam, Balkema 2: 1091–1096.
- Lacerda, W. A.; Costa Filho, L. M.; Coutinho, R. Q.; Duarte, A. R. (1977). *Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay*. Proceedings of Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays, Bangkok, 231–244.
- Lacerda, W. A.; Martins, I. S. M. (1985). *Discussion of Time Dependence of Lateral Earth Pressure*. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, 111 (10): 1242-1244.
- Ladd, C. C. (1975). *Foundation Design of Embankments Constructed on Connecticut Valley Varved Clay*. Research Report R75-7, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H. G. (1977). *Stress- deformation and strength characteristics*. State-of-the-art report, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 2: 421-454.
- Ladd, C.C. (1971). *Settlement Analysis for Cohesive Soils*. MIT Research Report R71-2, Soils Publication 272.
- Ladd, C.C. (1991). *Stability evaluation during staged construction*. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117 (4): 540-615.

- Ladd, C.C. and Wissa, A. E. Z. (1970). *Geology and Engineering Properties of Connecticut Valley Varved Clay with Special Reference to Embankment Construction*. Research Report R70-56, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.
- Ladeira, F. L.; Gomes, F. L. (1991). *Estudos geotécnicos na zona de Cacia (Aveiro) e sua importância para o projecto*. 4º Encontro Nacional de Geotecnia, Lisboa, 2: 201-213
- Lambe, T. W.; Whitman, R.V. (1979). *Soil mechanics*. John Wiley, New York.
- Lancellotta, R. (1995). *Geotechnical Engineering*. Revised and Updated Edition in English, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Laporte, L. F. (1975). *Ambientes antigos de sedimentação*. Série de Textos Básicos de Geociência, Editora Edgard Blucher.
- Lemos, L. J. L.; Soares, F.I.N.S.C. (1995). *Parâmetros geotécnicos dos solos moles da baixa aluvionar do rio Mondego*. 5º Encontro Nacional de Geotecnia, Vol. 1, Coimbra, p. 189-204.
- Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., Bergeron, L. & La Rochelle, P. (1990). *Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain*. Canadian Geotechnical Journal, 27 (5): 568-579.
- Leroueil, S., Demers, D., La Rochelle, P., Martel, G.; Virely, D. (1995). Practical use of the piezocone in eastern Canada clays. Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Linköping, 515–522.
- Leroueil, S.; Hamouche, K.; Tavenas, F.; Boudali, M.; Locat, J.; Virely, D.; Roy, M.; La Rochelle, P.; Leblond, P. (2003). *Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Québec*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 363-394
- Leroueil, S.; Kabbaj, M.; Tavenas, F.; Bouchard, R. (1985). *Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays*. Géotechnique, 35 (2): 159-180.
- Leroueil, S.; Tavenas, F.; Le Bihan, J. P. (1983). *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada*. Canadian Geotechnical Journal, 20: 681–705.
- Lima, G. P., 1993. *Estudo de uma teoria não-linear para o Adensamento Unidimensional*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Long, M. (2003). *Characterisation and engineering properties of Athlone laminated clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 757-790.
- Lunne, T.; Lacasse, S. ; Rad, N.S. (1989). *State of the Art Report on In Situ Testing of Soils*. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 4: 2339-2403.
- Lunne, T.; Lacasse, S.; Rad., N.S. (1989). *SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils. Part 1: All tests except SPT*. XII ICSMFE. Rio de Janeiro.
- Lunne, T.; Long, M.; Forsberg, C. F. (2003). *Characterisation and engineering properties of Onsøy clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 395-427.
- Lunne, T.; Long, M.; Uzielli, M. (2003b). *Characterisation and engineering properties of Troll Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 1: 1939-1971.
- Lunne, T.; Nerland, Ø; Solhell, E. (2001). *Quality of CPTU. Factual report, field tests at Onsøy*. NGI report No. 20011099-1, 16/7/01, Oslo.
- Lunne, T.; Robertson, P. K.; Powell, J. J. M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic and Professional, ISBN 0 751 40393 8.

- Lutenegger, A.J. (2000). *National Geotechnical Experimental Site: University of Massachusetts. National Geotechnical Experimental Sites*, GSP No. 93, ASCE, 102–129.
- Magdoff, F. (1992). *Building Soils for Better Crops: Organic Matter Management*. Lincoln: Univ. of Nebraska Press. 433p.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Publicações LNEC.
- Marchetti S. (1975). *A New in Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability*. Proc. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE Spec. Conf., Raleigh. 2: 255-259.
- Marchetti S. (1997). *The Flat Dilatometer: Design Applications*. Third Geotechnical Engineering. Conf. Cairo Univ. Jan. 1997, Keynote lecture, 26 pp.
- Marchetti, S. (1980). *In-situ tests by flat dilatometer*. ASEC JGED, 106 (GT3): 299–321.
- Marchetti, S.; Crapps, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual*. Internal Report of G.P.E. Inc.
- Marsland, A. (1986). *The flood plain deposits of the lower Thames*. Q. J. Engng Geol., 19 (3): 223–247.
- Martins, I.S.M. (2005). *Algumas considerações sobre adensamento secundário*. Palestra proferida no Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.
- Martins, I.S.M.; P.E.L. Santa Maria; W. A. Lacerda (1997). *A brief review about the most significant results of COPPE research on rheological behaviour of saturated clays subjected to one-dimensional strain*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed.), pp. 255-264, Balkema.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mayne, P. W. (1980). *Cam-clay predictions of undrained strength*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(11): 1219-1242.
- Mayne, P.W. (1991). *Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts*. Soils and Foundations, 31(2): 65-76.
- Mayne, Paul W.; Chistopher, B. R.; DeJong, J. (2001). *Manual of Subsurface Investigation*. National Highway Institute, Publicaion n.º FHWA NHI-01-031, Federal Highway Administration, Washington D. C.
- Mesri, G. (1973). *Discussion on New design procedure for stability of soft clays*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101: 409-412.
- Mesri, G. (1975). *New design procedure for stability of soft clays*. J. Geotch. Engng Div., 101. New York: ASCE.
- Mesri, G. (2001), *Primary Compression and Secondary Compression*. Soil Behavior and Soft Ground Construction, Geotechnical Special Publication No. 119, Edited by John T. Germaine, Thomas C. Sheahan, and Rober V. Whitman, Proceedings of the Symposium, Cambridge, Ma.
- Mesri, G.; Castro, A. (1987). *C_a/C_c concept and k_0 during secondary compression*. Journal of Geotechnical Engineering, 113 (3): 230-247.
- Mesri, G.; Stark, T. D.; Ajouni, M. A.; and Chen, C. S. (1997). *Secondary Compression of Peat with or without Surcharging*. Journa l of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (5): 411-421.

- Millot, G. (1970). *Geology of clays*. New York.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*. 415p. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Nacci, V. A., Wang, M. C., and Demars, K. R. (1975). *Engineering behavior of calcareous soils*. In Proceedings of Civil Engineering in the Oceans III, ASCE Specialty Conference, Newark, Del., 9-12 June 1975. American Society of Civil Engineers, New York. 1: 380-400.
- Nagaraj, T. S.; Murthy, B. R. S. (1985). *Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils*. GTJ, ASTM, 8 (4): 199-202.
- Nagaraj, T. S.; Murthy, B. R. S. (1986). *Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils*. GTJ, ASTM, 8 (4): 199-202.
- Nakase, A. (1988). *Constitutive Parameters Estimated by Plasticity Index*. JGED, ASCE, , GT 7, July, 114: 844-858.
- Nicholson, D.P.; Jardine, R.J. (1981). *Performance of vertical drains at Queenborough Bypass*. Geotechnique, 31 (1): 67-90.
- Nishida, Y. (1956). A brief note on compression index of soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE. USA. 82, SM3.
- Oades, J. M. (1996). *An Introduction to Organic Matter in mineral Soils*. Mineral Environments. 2^a ed. SSSA Book. Séries n. 1. Madison: Soil Science Society of America. p. 89-159.
- Ohtsubo, M.; Higashi, T.; Kanayama, M.; Takayama, M. (2003). *Depositional geochemistry and geotechnical properties of marine clays in the Ariake Bay area, Japan*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 3: 1893-1936.
- Oliveira, A. T. J. (2000). *Uso de um Equipamento Elétrico de Palheta em Argilas do Recife*. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Brasil.
- Ortigão, J. A. R. (1975). *Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Deposito de Argila Mole da Baixada Fluminense*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1975.
- Ortigão, J. A. R. (1980). *Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Ortigão, J. A. R.; Collet, H. B. (1986). *A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta*. Solos e Rochas, ABMS, 9 (2): 33-45.
- Pacheco Silva, 1953. *Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro*. Géotechnique, 3, 300-306.
- Pandian, N.S., Nagaraj, T.S. & Babu, G.L.S. (1993). *Tropical clays. I: index properties and microstructural aspects*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (5): 826-861.
- Paskoff, R. (1985). *Les littoraux - impact des aménagements sur leur evolution*. Col. Géographie, Paris; Masson, 185 pp.
- Perillo, G. M. E. (1995). *Geomorphology and Sedimentology of Estuaries*. Elsevier Science Publ. B.V. Amsterdam. 459 p.
- Pestana, D. D. F. (2010). *Introdução à Probabilidade e Estatística*. Vol. I, 4th ed. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa.

- Phillipson, M. (1994). *Shear strength properties of a fine compressible soil from Coimbra, Portugal*. MSc Dissertation, School of Engineering, University of Durham.
- Powell, J. J. M.; Lunne, T. (2005). *A comparison of different sized piezocones in UK clay*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, 729-734.
- Powell, J. J. M.; Uglow, I. M. (1988). *The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays*. ICE Proc. Conf. Penetration Testing in the UK, Univ. of Birmingham, 34: 269-273.
- Rendon-Herrero, O. (1980). *Universal compression index equation*. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, vol. 106. GT II. USA.
- Rendon-Herrero, O. (1983). *Universal compression index equation*. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 109 (10).
- Robertson, P. K. (2010). *Soil Behaviour type from the CPT: an update*, 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, 2: 575-583.
- Robertson, P. K. (2012). *Interpretation of In-situ tests – some insights*. J.K. Mitchell Lecture, ISC'4, Recife, Brazil.
- Robertson, P. K.; Sully, J. P.; Woeller, D. J.; Lunne, T.; Powell, J. M.; Gillespie D. G. (1992). *Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests*. Canadian Geotechnical Journal, 29: 539–550.
- Robertson, P.K. (2009a). *CPT interpretation – a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, 46: 1-19.
- Robertson, P.K. (2009b), *CPT-DMT Correlations*, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE, in press.
- Robertson, P.K.; Lunne, T.; Powell, J.J.M. (1998). *Geo-Environmental Applications of Penetration Testing*. Invited Theme Lecture, ISC '98, Atlanta, Georgia.
- Rocha, F. J. F. T. (1993). *Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro*. Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- Rocha, F. J. F. T. (1993). *Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro*. Tese de Doutorado. Universidade de Aveiro. Aveiro.
- Roxo, J. C.; Rodrigues, S. F. (1991). *Caracterização geotécnica de formações lodosas no baixo Vouga lagunar*. 4^o Encontro Nacional de Geotecnia, Lisboa, 3: 171-183.
- Santoyo, E.; Jaime, A.; Montanez, L. (1981). *Non-conventional thin-wall tube samplers*. Proceedings Xth ICSMFE, Stockholm, 2: 563-566.
- Schmertmann, J. M. (1955). *The undisturbed consolidation of clay*. Transactions, ASCE, vol. 120, pp. 1201-1233.
- Senneset, K.; Sandven, R.; Janbu, N. (1989). *Evaluation of soil parameters from piezocone test. In-situ Testing of Soil Proper ties for Transportation*. Transportation Research Record, Washington, D. C., 1235: 24 - 37.
- Serajuddin, M. (1987). *Universal compression index equation and Bangladesh soil*. Proc. 9th SEAGC, Bangkok.

- Shouka, H. (1964). *Relationship of compression index and liquid limit of alluvial clay*. In Proceedings of the 19th Japan Civil Engineering Conference. Touhoku, 30-31 May, Japanese Society of Civil Engineers. 4: 40.1-40.2.
- Silva, J. A. H. (1984). Solos compressíveis da Baixa de Sto André (área de Sines). Geologia e caracterização geomecânica. Geotecnia. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia: 63 – 81.
- Skempton, A. W. (1944). *Notes on the compressibility of clays*. Quaterly Journal of the Geological Society of London. 100.
- Skempton, A. W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proc. Building Research Congress, London, Div. 1: 180-189.
- Skempton, A. W.; Northey, R. D. (1952). *The Sensitivity of Clays*. Géotechnique. Reino Unido, 3 (1): 30-53.
- Skempton, A.W. (1953). *The colloidal activity of clays*. Proceedings IIIth ICSMFE, Zurich, 1, p. 57-61.
- Smith, P.R. (1992). *The properties of natural high compressibility clays with particular reference to construction on soft ground*. PhD Thesis, University of London (Imperial College).
- Soares, F.N.S.C. (1995). *Caracterização geotécnica de solos da baixa aluvionar do rio Mondego*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Ciências da Universidade de Coimbra.
- Soares, M. M.; Lunne, T.; Lacasse, S. (1987). *Interpretation of dissipation tests in Onsøy clay*. NGI report No. 40019-15, dated November 1987, Oslo, Norway.
- Sørensen, R. (1979). *Late Weichselian deglaciation in the Oslo fjord area, South Norway. Boreas*. University College Dublin. 2002. Factual report on the laboratory testing carried out on Onsøy clay. M. Long, June, 8: 241–246
- Sousa, M. J. F. (2006). Contribuição para a caracterização geoambiental dos sapais do estuário do Sado - aplicação experimental no ensino da geologia. Dissertação de mestrado, Departamento de Geologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Sowers, G. B. (1970). *Introductory soil mechanics and foundations*. 3rd ed. The Macmillan Company, London, UK.
- Sully, J. P.; Campanella, R. G. (1991). *Effect of lateral stress on CPT penetration pore pressures*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 117 (GT1): 1082-1088.
- Tanaka, H. (2003). *Geotechnical properties of Hachirogata Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. Balkema, 3: 1831-1852.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc. USA.
- Terzaghi, K.; Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc. USA.
- Terzaghi, K.; Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc. USA.
- Torstensson, B. A. (1975). *Pore pressure sounding instrument*. ASCE Conf. In-situ Mas. Sil Prop., Raleigh.

Trevor, F.; Mayne, P.W. (2004). *Undrained shear strength and OCR of marine clays from piezocone test results*. Geotechnical & Geophysical Site Characterization, Proc. ISC-2, Porto, Millpress, Rotterdam, 1: 391-398.

Van Olphen, H. (1963). *An introduction to clay colloid chemistry*. New York.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto..

Viana da Fonseca, A. (2005). Apontamentos da disciplina de Projecto Assistido por Ensaios do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vidalie, J. F. (1977). Relation entre les propriétés physico-chimiques et les caractéristiques mécaniques des sols compressibles, Report de Rech. LPC n° 65, Min. de l'Equip.

Vieira, L. O. M. (1988). *Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Wroth, C. P.; Wood, D. M. (1978). *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils*. Canadian Geotech. Journal. 5 (2): 137-145.

Yamagutshi, H. T. R. (1959). *Characteristics of alluvial clay*. Report of Kyushu Agriculture Investigation Center of Japan, 349-358.

Yoon, G. L.; Kim, B. T.; Jeon, S. S. (2004). *Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis*. Canadian Geotechnical Journal 41: 1213-1221.

Yu, H. S. (2004). *In situ soil testing: from mechanics to interpretation*. Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Viana da Fonseca & Mayne (eds). Millpress. Rotterdam. 1: 1-38.