



# Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## Estudo do comportamento geotécnico dos solos com recurso a ensaios laboratoriais de caracterização mecânica

José Pedro Amaral Pinto Neves



2021

(página propositadamente em branco)



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **Estudo do comportamento geotécnico dos solos com recurso a ensaios laboratoriais de caracterização mecânica**

*Study of the geotechnical behaviour of soils using laboratory tests for mechanical characterisation*

**José Pedro Amaral Pinto Neves**

**1160841**

*Relatório de Estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizado sob a orientação da Doutora Maria Manuela Martins de Carvalho, Professora Adjunta do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP e sob a supervisão do Doutor Adriano Manuel da Silva Teixeira, Diretor do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN e Professor Adjunto Convidado do ISEP.*

(página propositadamente em branco)

## **Júri**

### **Presidente**

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

*Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutora Maria Manuela Martins de Carvalho

*Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutora Carla Patrícia Filipe da Costa e Lopes

*Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor Adriano Manuel da Silva Teixeira

*Professor Adjunto Convidado, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto  
Director Técnico, Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICOPN)*

---

*A dissertação de mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG) foi apresentada e defendida em prova pública, por José Pedro Amaral Pinto Neves, em 14 de Outubro de 2021 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **18 (dezoito) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

---

## **Agradecimentos**

São devidos agradecimentos a todos aqueles que me apoiaram e contribuíram no desenvolvimento deste trabalho. Em particular, agradeço:

À minha orientadora e ao meu supervisor, Professora Doutora Maria Manuela Martins de Carvalho e Professor Doutor Adriano Manuel da Silva Teixeira, por me terem motivado e auxiliado durante a execução deste trabalho, por todos os ensinamentos e palavras de apoio.

Ao Engenheiro Eduardo Neves, por ter sido uma peça fundamental para a elaboração de toda a vertente prática executada ao longo do estágio, por toda a motivação, pela enorme transmissão de conhecimentos e pelas palavras de apoio.

Ao Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN, pela oportunidade de estágio e pela disponibilização do espaço e equipamentos utilizados. Foram 5 meses que recordarei com muito agrado.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto, pelas oportunidades que me foram dadas para desenvolver conhecimentos e pelas pessoas extraordinárias que conheci, foram 5 anos excelentes e que nunca esquecerei.

À Engenheira Joana Santos e ao Engenheiro Jorge Ribeiro, aos Técnicos de laboratório Maria José, Sandra Andrade, Fernando Barbosa, João Lopes, José Carlos, José Manuel e Óscar Carvalho por todo o apoio, por todos os conselhos, pela boa disposição e motivação ao longo do estágio.

Aos meus Pais, pelos incentivos, pelos esforços e toda a dedicação que sempre lhes reconheci. À minha família que sempre me apoiou e motivou, tendo sido fundamentais para este momento da minha vida.

À minha namorada, Joana, por tudo, por estar sempre presente, por todo o apoio e toda a força que me foi dando ao longo do estágio. À Tânia, ao Sr. Mário e à Dona Arminda que estiveram sempre lá, aconselhando-me e motivando-me.

A todos os meus amigos que estiveram sempre presentes para me apoiar, motivar e com quem fui trocando ideias para conseguir fazer um trabalho melhor.

A todos, um muito obrigado!

(página propositadamente em branco)

## **Palavras-chave**

*Ensaio laboratoriais, solos, índice de vazios, resistência ao corte.*

## **Resumo**

As rochas graníticas são abundantes em Portugal continental, sendo que, na grande maioria das vezes, os maciços graníticos foram sujeitos a processos de meteorização e encontram-se profundamente alterados, originando solos residuais graníticos. Assim, o estudo das propriedades mecânicas dos solos residuais graníticos é relevante, uma vez que o seu conhecimento permite uma melhor compreensão e previsão do comportamento destes materiais. Este conhecimento é, assim, bastante importante quando se pretende elaborar um projeto geotécnico, como, por exemplo, em obras de terra. O presente trabalho teve como objetivo principal estudar o comportamento mecânico de um solo residual granítico com recurso à execução de ensaios de laboratório. Foi utilizado um solo residual granítico, recolhido num espaço contíguo ao Politécnico da Guarda. O solo foi inicialmente submetido a análise granulométrica, com o objetivo de controlar esta variante nos provetes de ensaio utilizados. Posteriormente, recorrendo a ensaios triaxiais e edométricos, foi avaliada a influência de alguns parâmetros, designadamente, índice de vazios, teor em água e tensões de corte no comportamento mecânico do solo. A componente experimental foi desenvolvida em três vertentes: i) preparação dos provetes de ensaio; ii) execução dos ensaios triaxiais e edométricos; iii) análise e interpretação dos resultados obtidos. No presente documento é apresentado o trabalho realizado, descrevendo e apresentando os resultados dos ensaios triaxiais (2 ensaios, com 6 provetes cada, variando a tensão de corte) e dos ensaios edométricos (6 ensaios utilizando provetes com diferentes índices de vazios inicial). Por fim, são retiradas conclusões do trabalho desenvolvido e apontam-se possíveis desenvolvimentos futuros. Neste documento, são ainda apresentadas outras atividades desenvolvidas ao longo do estágio, tanto na vertente de trabalho de laboratório como de trabalho de campo, uma vez que para além das atividades definidas como objetivo principal, foi, ainda, possível participar noutras atividades nos diferentes setores do LGMC do CICCOPN.

(página propositadamente em branco)

**Keywords**

*Laboratory tests, soils, voids content, shear strength.*

**Abstract**

Granitic rocks are abundant in mainland Portugal, and, in most cases, the granitic solids have been subjected to weathering processes and are deeply altered, originating residual granitic soils. The study of the mechanical properties of residual granitic soils is thus relevant since its knowledge allows for a better understanding and prediction of the behaviour of these materials. This knowledge is essential when a geotechnical project, for example, on earthworks, is to be prepared. This work mainly intends to study the mechanical behaviour of granitic residual soil through laboratory tests. The granitic residual soil used was collected from a space next to the Polytechnic of Guarda. The soil was initially submitted to a particle size analysis to control this variant in the test specimens used. Later, using triaxial and oedometer tests, the influence of some parameters, namely the voids content, the water content, and the shear stress, was assessed in terms of the soil's mechanical behaviour. The experimental component was performed in three parts: i) preparation of the test specimens; ii) execution of the triaxial and oedometer tests; and iii) analysis and interpretation of the results obtained. This document presents the work performed, describing, and explaining the triaxial tests (2 tests, with 6 specimens each, with varying shear stresses) and the oedometer tests (6 tests, using specimens with different initial voids contents). Lastly, this dissertation draws conclusions from work performed and points to possible future developments. This document also presents other activities developed along the traineeship, both in terms of laboratory work and fieldwork, since, besides those activities defined as the main goal, it was also possible to take part in other activities in the different sectors of the LGMC at CICCOPN.

(página propositadamente em branco)

---

## Índice

Capítulo I – Introdução.....	1
1.1. Enquadramento.....	3
1.2. Importância do tema.....	5
1.3. Estrutura.....	5
Capítulo II – Estado da arte .....	7
2.1. Introdução.....	9
2.2. Solos .....	9
2.2.1. Grandezas e propriedades físicas.....	10
2.2.2. Permeabilidade e compressibilidade .....	11
2.2.3. Resistência ao corte .....	14
Capítulo III – Recursos e métodos.....	21
3.1. Solo utilizado no estudo .....	23
3.2. Ensaio de caracterização física .....	25
3.3. Ensaio triaxiais .....	29
3.4. Ensaio edométricos .....	35
Capítulo IV – Apresentação e discussão dos resultados .....	39
4.1. Ensaio de caracterização física .....	41
4.2. Ensaio de caracterização mecânica .....	45
4.3. Ensaio triaxiais .....	46
4.4. Ensaio edométricos .....	69
Capítulo V – Considerações finais .....	85
5.1. Conclusões.....	87
5.2. Desenvolvimentos futuros .....	89
Referências bibliográficas .....	91
Anexos (Cd-Rom).....	95

---

(página propositadamente em branco)

---

## Índice de figuras

Figura 1 – Variação do índice de vazios no decurso de um ensaio edométrico. ....	12
Figura 2 - Edómetro e os seus constituintes. ....	13
Figura 3 – Relação entre as deformações horizontais do provete e as tensões de corte numa areia solta e outra densa (Fernandes, 2016). ....	15
Figura 4 - Círculos de Mohr (K. H. Head, 2014). ....	16
Figura 5 - Formato do provete para ensaio triaxial (Lade, 2016). ....	18
Figura 6 - Esquema de uma célula triaxial (Fernandes, 2016). ....	19
Figura 7 - Execução do ensaio para determinação de $e_{\min}$ e $e_{\max}$ . ....	25
Figura 8 - Solo residual granítico da Guarda. ....	26
Figura 9 - Equipamentos utilizados na análise granulométrica. ....	26
Figura 10 - Séries de peneiros utilizadas na análise granulométrica do solo residual granítico. ....	27
Figura 11 - Provete nos picnómetros a ensaiar. ....	27
Figura 12 - Conjunto de equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais. ....	29
Figura 13 - Procedimento de preparação e moldagem do provete. ....	31
Figura 14 - Procedimento de colocação do provete na câmara triaxial. ....	33
Figura 15 - Procedimento de remoção do provete da câmara triaxial. ....	34
Figura 16 – Célula edométrica e acessórios. ....	35
Figura 17 - Procedimento de preparação e montagem do provete. ....	36
Figura 18 - Procedimento de desmontagem do provete. ....	37
Figura 19 - Frações granulométricas obtidas por peneiração na análise granulométrica. ....	42
Figura 20 - Curva granulométrica do solo residual granítico. ....	43
Figura 21 - Plano de rotura dos provetes T0,7_25, T0,7_50 e T0,7_100. ....	46
Figura 22 - Plano de rotura dos provetes T0,7_200, T0,7_400 e T0,7_800. ....	46
Figura 23 - Curvas de consolidação do ensaio T0,7. ....	48
Figura 24 - Variação volumétrica para as diferentes tensões de consolidação no ensaio T0,7. ....	49
Figura 25 – Comportamento da tensão de desvio, para grandes deformações, dos provetes do ensaio T0,7. ....	50
Figura 26 - Tensão de desvio <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,7. ....	51
Figura 27 - Tensões efetivas <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,7. ....	51
Figura 28 - Pressão da água nos poros <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,7. ....	52
Figura 29 - Caminho de tensões dos provetes do ensaio T0,7. ....	52
Figura 30 - Círculos de Mohr dos provetes do ensaio T0,7. ....	53
Figura 31 - Comparação da envolvente de pico e residual dos provetes do ensaio T0,7. ....	56
Figura 32 - Plano de rotura dos provetes T0,6_25, T0,6_50 e T0,6_100. ....	57
Figura 33 - Plano de rotura dos provetes T0,6_200, T0,6_400 e T0,6_800. ....	57
Figura 34 - Curvas de consolidação do ensaio T0,6. ....	59
Figura 35 - Variação volumétrica para as diferentes tensões de consolidação no ensaio T0,6. ....	60
Figura 36 - Comportamento da tensão de desvio, para grandes deformações, dos provetes do ensaio T0,6. ....	61
Figura 37 - Tensão de desvio <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,6. ....	62
Figura 38 - Tensões efetivas <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,6. ....	62
Figura 39 - Pressão da água nos poros <i>versus</i> extensão axial dos provetes do ensaio T0,6. ....	63
Figura 40 - Caminho de tensões dos provetes do ensaio T0,6. ....	63
Figura 41 - Círculos de Mohr dos provetes do ensaio T0,6. ....	64
Figura 42 - Comparação da envolvente de pico e residual dos provetes do ensaio T0,6. ....	67
Figura 43 - Volume específico <i>versus</i> tensão efetiva para os dois ensaios triaxiais. ....	67
Figura 44 - Comparação do comportamento do solo nos ensaios E1,06_C_12 e E1,09_C_24. ....	70

---

Figura 45 - Comparação do comportamento do solo nos três ensaios com ciclos de cargas e descargas.....	75
Figura 46 - Comparação do comportamento do solo nos ensaios E0,94_CD_12 e E0,96_C_24. ....	76
Figura 47 - Comparação do comportamento do solo nos três ensaios com ciclos de carga. ....	77
Figura 48 - Representação do índice de compressibilidade do tramo 0,8MPa – 3,2MPa. ....	79
Figura 49 - Representação do índice de recompressibilidade no tramo descarga-recarga.....	79
Figura 50 - Representação da deformação plástica dos patamares de descarga.....	80
Figura 51 - Representação do coeficiente de compressibilidade. ....	80
Figura 52 - Representação do coeficiente de compressibilidade volumétrica. ....	81
Figura 53 - Representação do índice de compressibilidade do tramo 200kPa – 1600kPa. ....	81
Figura 54 - Comparação do comportamento do solo no decurso dos seis ensaios edométricos realizados. ....	82
Figura 55 - Comparação das curvas granulométricas (inicial e pós-ensaio). ....	83

---

## Índice de tabelas

Tabela 1 - Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do noroeste de Portugal (Fernandes, 2016).....	10
Tabela 2 - Composição química do granito da Guarda (Rodrigues, 2003).....	23
Tabela 3 - Características granulométricas do solo (Rodrigues, 2003). ....	24
Tabela 4 - Caracterização dos índices físicos do solo (Rodrigues, 2003). ....	24
Tabela 5 - Características de plasticidade do solo (Rodrigues, 2003). ....	24
Tabela 6 - Massa do provete seco, massa de água a acrescentar e peso volúmico seco. ....	28
Tabela 7 - Massa a utilizar de cada fração granulométrica.....	28
Tabela 8 - Resultados obtidos na determinação do teor em água natural.....	41
Tabela 9 - Valores obtidos na determinação do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) e máximo ( $e_{\max}$ )... ..	41
Tabela 10 - Resultados obtidos no cálculo da densidade das partículas. ....	44
Tabela 11 - Dados dos provetes do ensaio T0,7.....	47
Tabela 12 - Dados obtidos após a saturação dos provetes do ensaio T0,7. ....	47
Tabela 13 - Dados obtidos após a consolidação dos provetes do ensaio T0,7. ....	48
Tabela 14 - Parâmetros na rotura dos provetes do ensaio T0,7. ....	54
Tabela 15 – Coesão não drenada, na rotura, dos provetes do ensaio T0,7.....	54
Tabela 16 - Resistência, na rotura, dos provetes do ensaio T0,7.....	54
Tabela 17 - Parâmetros no estado crítico dos provetes do ensaio T0,7. ....	55
Tabela 18 - Coesão não drenada, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,7.....	55
Tabela 19 – Resistência, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,7. ....	55
Tabela 20 - Dados dos provetes do ensaio T0,6.....	58
Tabela 21 - Dados obtidos após a saturação dos provetes do ensaio T0,6. ....	58
Tabela 22 - Dados obtidos após a consolidação dos provetes do ensaio T0,6. ....	59
Tabela 23 - Parâmetros na rotura dos provetes do ensaio T0,6. ....	65
Tabela 24 - Coesão não drenada, na rotura, dos provetes do ensaio T0,6.....	65
Tabela 25 – Resistência, na rotura, dos provetes no ensaio T0,6.....	65
Tabela 26 - Parâmetros no estado crítico dos provetes do ensaio T0,6. ....	66
Tabela 27 - Coesão não drenada, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,6.....	66
Tabela 28 – Resistência, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,6. ....	66
Tabela 29 - Resumo do ângulo de resistência ao corte nos dois ensaios triaxiais.....	68
Tabela 30 - Resultados obtidos no ensaio E1,06_C_12.....	69
Tabela 31 - Resultados obtidos no ensaio E1,09_C_24.....	69
Tabela 32 - Resultados obtidos no ensaio E0,70_CD_12. ....	72
Tabela 33 - Resultados obtidos no ensaio E0,94_CD_12. ....	73
Tabela 34 - Resultados obtidos no ensaio E1,07_CD_12. ....	74
Tabela 35 - Resultados obtidos no ensaio E0,96_C_24.....	76
Tabela 36 - Cálculo do índice de compressibilidade, recompressibilidade e da deformação plástica dos patamares de descarga. ....	78
Tabela 37 - Cálculo do coeficiente de compressibilidade e do coeficiente de compressibilidade volumétrica. ....	78
Tabela 38 - Cálculo do índice de compressibilidade. ....	81

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo I**

### **Introdução**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

### **1.1. Enquadramento**

O presente Estágio enquadra-se na unidade curricular “Dissertação/Estágio/Projeto”, esta unidade curricular é anual e pertence ao segundo ano do curso de mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Este estágio, com uma duração de 5 meses, realizou-se em parceria com o Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCOPN), tendo como principal objetivo o estudo do comportamento de solos residuais graníticos através da execução de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica. Este trabalho está enquadrado nos estudos que têm vindo a ser desenvolvidos e coordenados pelo Engenheiro Eduardo Neves, atual responsável pelo Setor de Solos e Prospecção do LGMC do CICCOPN.

No contexto do estágio realizado efetuou-se este trabalho que contem, primeiramente, uma revisão bibliográfica com o intuito de servir de suporte ao trabalho posteriormente realizado em laboratório. Em laboratório, realizaram-se ensaios de caracterização física do solo utilizado e, posteriormente, executaram-se ensaios triaxiais e ensaios edométricos. Por fim, analisaram-se os resultados obtidos e tiraram-se conclusões.

No âmbito do estágio, para além das atividades inerentes ao desenvolvimento do tema principal relativo ao estudo do comportamento mecânico dos solos através dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais (triaxial e edométrico), foram realizadas outras atividades de interesse na área da geotecnia. Estas atividade foram desenvolvidas nos setores de solos, materiais de construção, produtos betuminosos e pedra natural, tendo como foco principal os trabalhos na área dos solos.

Assim, foram executados os seguintes ensaios:

- Ensaio de corte direto - com a execução deste ensaio consegue-se determinar o ângulo de atrito e a coesão do solo sendo possível, posteriormente, determinar a resistência ao corte. Para este ensaio seguiu-se o procedimento da norma ASTM D 3080:2011 “Método de ensaio para o ensaio de corte direto de solos em condições de drenagem consolidada”;
- Determinação dos limites de Atterberg – a determinação dos limites de consistência (limite de liquidez, limite de plasticidade e limite de retração) permite avaliar os teores em água que definem as fronteiras entre os diferentes comportamentos do solo, ou seja, comportamento fluido, comportamento moldável, comportamento friável e secagem a

---

volume constante. Este ensaio foi executado seguindo a norma NP 143:1969 “Solos – Determinação dos limites de consistência”;

- Ensaio de compactação - o ensaio de compactação tem como objetivo avaliar o valor máximo do peso volúmico seco e o teor ótimo em água do solo. Este ensaio foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 197:1966 “Solos – Ensaio de compactação”;
- Determinação da permeabilidade – com este ensaio determina-se o coeficiente de permeabilidade, através do método de carga variável, aplicando a Lei de Darcy. Neste ensaio recorreu-se a um método da REFER, ITG.GEO.006:2007 “Características técnicas do sub-balastro”;
- Determinação do CBR (ensaio Californiano de Capacidade de Carga) - o ensaio de determinação do CBR possibilita a avaliação indireta da resistência mecânica dos solos, permite obter o índice de expansibilidade do solo e o valor de CBR que nos fornece uma indicação sobre a capacidade de suporte do solo estudado. Para este ensaio foi utilizada a especificação LNEC E 198:1967 “Solos – Determinação do CBR”.

Foi ainda possível acompanhar e auxiliar na execução de ensaios em obra, nomeadamente os ensaios:

- Carga em placa - este ensaio *in situ* de caracterização mecânica, permite medir o deslocamento vertical num ponto à superfície do solo, situado no centro de gravidade de uma placa rígida carregada verticalmente. A execução deste ensaio seguiu a norma NF P 94-117-1:2000 “Solos: Reconhecimento e ensaios – Capacidade de suporte do nível de formação – Parte 1: Módulo de deformação estática de ensaios de placa”;
- Determinação do grau de compactação – Método do Gamadensímetro - este método serve para avaliar *in situ* a baridade e o teor em água obtendo-se posteriormente, o grau de compactação dos materiais aplicados, através do conhecimento prévio da baridade seca máxima do material. Para este ensaio foi utilizada a norma ASTM D 6938:2017 “Métodos de ensaio para densidade no local e teor em água do solo e do agregado de solo por métodos nucleares (baixa profundidade)”.

---

## **1.2. Importância do tema**

Os solos são matérias-primas complexas, utilizadas em diferentes situações, tanto como material de construção como em camada de suporte. Os desafios colocados à engenharia são cada vez maiores e mais complexos e os solos são cada vez mais solicitados em condições extremas, com requisitos técnicos e ambientais exigentes. Torna-se, assim, cada vez mais imprescindível, a avaliação das suas características e comportamento. Estudar, descobrir e perceber o que se pode fazer com eles ou não. Só assim poderemos dar-lhe o melhor uso e preservar este bem valioso que a natureza nos oferece. O principal objetivo deste trabalho foi caracterizar um solo de forma a perceber melhor o seu comportamento. Para isso foram realizados ensaios laboratoriais em subamostras, que se pretendeu que fossem o mais semelhantes possível, no que diz respeito à granulometria.

## **1.3. Estrutura**

Este trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos, referências bibliográficas e anexos. Nestes capítulos apresentaram-se as etapas desenvolvidas ao longo do trabalho de estágio. De seguida, apresenta-se uma breve explicação do que é abordado em cada um desses capítulos:

Capítulo 1 – Introdução: neste capítulo fez-se um enquadramento geral do tema, descrevendo a sua importância e os objetivos pretendidos, bem como a sua estrutura.

Capítulo 2 – Estado da arte: neste capítulo apresentou-se a revisão bibliográfica com os aspetos científicos relevantes do tema.

Capítulo 3 – Recursos e métodos: neste capítulo descreveram-se os materiais e equipamentos utilizados, nomeadamente o solo, e as metodologias adotadas.

Capítulo 4 – Apresentação e discussão dos resultados: neste capítulo apresentou-se os resultados obtidos nos trabalhos realizados em laboratório, bem como a respetiva análise.

Capítulo 5 – Considerações finais: neste último capítulo descreveu-se as conclusões elaboradas a partir dos resultados obtidos nos ensaios, bem como as propostas para desenvolvimentos futuros.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo II**

### **Estado da arte**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## **2.1. Introdução**

Grande parte da superfície da Terra, quer nas áreas emersas, quer nas vastas regiões submersas, está coberta por solos ou maciços terrosos. Os maciços terrosos, quanto ao seu modo de formação ou origem na Natureza, podem ser classificados em dois grandes grupos, cada um incluindo solos com características físicas e mecânicas muito diversas: solos sedimentares e solos residuais (Fernandes, 2016).

Neste capítulo apresentam-se os solos e alguns aspetos da sua caracterização geotécnica, nomeadamente a permeabilidade e a resistência mecânica, bem como os ensaios laboratoriais utilizados na avaliação destas características, analisando para cada um desses ensaios, os objetivos, os parâmetros/resultados que se obtêm com a sua execução e a análise e aplicação desses parâmetros/resultados.

## **2.2. Solos**

Os solos sedimentares são formados por acumulação, num dado local ou depósito, de partículas minerais resultantes da decomposição e da desintegração de rochas existentes noutro local (Fernandes, 2016).

Os solos residuais, particularmente de rochas ígneas, constituem uma camada superior, geralmente muito heterogénea e com espessuras muito variáveis, sobrejacente a rochas mais ou menos alteradas (Blight, 1997).

Reconhece-se hoje, que a avaliação de propriedades de solos naturais impõe técnicas capazes de identificar propriedades condicionadas por fatores muito importantes, como a microestrutura, as propriedades coesivas friccionais, a forte não-linearidade, a rigidez, a anisotropia de muito pequenas a grandes deformações, a alteração e desestruturação, as condições de saturação, as propriedades de consolidação/permeabilidade e a dependência da velocidade de carregamento (Schnaid, 2005).

A segurança de uma estrutura geotécnica depende das características do solo que a constitui. Se o solo não apresentar as propriedades adequadas para desempenhar as funções que lhe são destinadas, a construção que este sustenta vai experimentar efeitos inesperados, podendo mesmo ocorrer o colapso da estrutura. Para evitar este tipo de situações, é necessário que o solo em que a construção vai ser implantada possua: permeabilidade, compressibilidade e resistência adequadas (Abrantes, 2008).

---

### 2.2.1. Grandezas e propriedades físicas

Os solos são misturas trifásicas, constituídas pelas fases sólida, líquida e gasosa. O estado físico dos solos é descrito com base em relações entre massas e volumes destas fases, definindo-se um conjunto de grandezas físicas básicas. Estas grandezas são:

- $e$  – índice de vazios: é a razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos numa amostra de solo;
- $n$  – porosidade: é a relação entre o volume de vazios e o volume total da amostra de solo, expressa em percentagem;
- $S_r$  – grau de saturação: é a percentagem do volume de vazios preenchido por água na amostra de solo;
- $w$  – teor em água: é a razão entre a massa de água e massa de sólidos existentes numa amostra de solo, expressa em percentagem;
- $\gamma$  – peso volúmico: é a relação entre o peso total da amostra de solo e o seu volume total, considerando as três fases supracitadas, expressa em  $\text{kNm}^{-3}$ ;
- $\gamma_d$  – peso volúmico seco: é a razão entre o peso de sólidos e o volume total da amostra de solo, expressa em  $\text{kNm}^{-3}$ ;
- $\gamma_s$  – peso volúmico das partículas sólidas: é a relação entre o peso dos sólidos e o volume desses sólidos da amostra de solo, expressa em  $\text{kNm}^{-3}$ ;
- $G_s$  – densidade das partículas: é a razão entre o peso volúmico das partículas sólidas e o peso volúmico da água.

A composição granulométrica e os limites de Atterberg constituem as habitualmente chamadas características de identificação do solo e, por isso devem ser sempre determinadas. A distribuição granulométrica é definida como a distribuição das partículas do solo de acordo com as suas dimensões (Fernandes, 2016). Na Tabela 1 são apresentados os valores típicos de parâmetros físicos dos solos residuais do granito do noroeste de Portugal.

Tabela 1 - Valores típicos de parâmetros físicos de solos residuais do granito do noroeste de Portugal (Fernandes, 2016).

Peso volúmico das partículas - $\gamma_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Limite de liquidez - $w_l$ (%)	Índice de plasticidade - $I_p$ (%)	Teor em água - $w$ (%)	Grau de Saturação - $S_r$ (%)	Índice de vazios - $e$	Peso volúmico - $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )
25,5-26,7	25-40	<13	10-30	60-100	0,40-0,85	17,0-22,0

---

### 2.2.2. Permeabilidade e compressibilidade

De entre os parâmetros físicos e mecânicos associados às obras de Engenharia, o coeficiente de permeabilidade dos solos é, porventura, aquele que exibe uma gama mais lata de valores. A granulometria é, destacadamente, o fator mais relevante para a permeabilidade. Para a avaliação do coeficiente de permeabilidade pode recorrer-se a ensaios de laboratório (edométrico e permeâmetro) e ensaios *in situ*. A maior limitação dos ensaios de laboratório consiste na falta de representatividade das amostras (Fernandes, 2016).

A lei que rege a circulação da água num meio terroso é a lei de Darcy (1856), onde é estabelecido que o caudal (Q) é diretamente proporcional à perda de carga e inversamente proporcional à distância percorrida pela água. Esta lei constitui um dos pilares fundamentais do edifício teórico que constitui a Mecânica dos Solos. A expressão que é correntemente usada e que consagra a proporcionalidade da velocidade de percolação (v) em relação ao gradiente hidráulico (i), sendo k definido como o coeficiente de permeabilidade do solo é a seguinte (Fernandes, 2016):

$$v = Q / S = k * i$$

sendo S a área da secção transversal da amostra.

Solos que apresentem teor em água e índice de vazios elevados têm uma compressibilidade elevada. Visto que nessas condições os solos se encontram tendencialmente saturados, a redução do volume, quando carregados, ocorre à medida que a água é expulsa do solo. Um ensaio que nos permite avaliar o comportamento dos solos nestas condições é o ensaio edométrico. As curvas fornecidas por este ensaio permitem estimar o assentamento por consolidação, através de parâmetros que relacionam o índice de vazios com a tensão efetiva vertical (Fernandes, 2016).

O índice de compressibilidade (Cc) é definido como o declive do ramo virgem da curva (logaritmo da tensão efetiva vertical - índice de vazios). O índice de recompressibilidade (Cr), representa o declive do ramo de recompressão do mesmo diagrama, ou seja, o patamar descarga/recarga. É ainda possível determinar o índice de expansibilidade (Cs), sendo este representado pelo ramo de descarga final, após ter sido atingido o máximo escalão de carga (Fernandes, 2016).

O índice de compressibilidade traduz a variação da compressibilidade do solo com o aumento ou a diminuição da tensão. Nos solos argilosos este parâmetro situa-se, normalmente, entre os 0,4 e 1,5 (é elevado o efeito da diminuição da compressibilidade do solo com o aumento da tensão de consolidação). O índice de compressibilidade pode atingir valores superiores a 5, no caso de argilas com elevado teor de matéria orgânica. O índice de compressibilidade aumenta com o limite de liquidez e com o teor em água (Abrantes, 2008).

---

O assentamento que o solo sofre ao longo do tempo devido ao fenómeno da consolidação tem origem na expulsão da água presente no solo. Para melhor se entender o comportamento do solo quando este está sujeito ao processo de consolidação, pode-se recorrer à Teoria da Consolidação de Terzaghi. O modelo de Terzaghi considera um estrato de solo confinado, carregado à superfície, sendo um estrato confinado aquele que está impedido de se deformar lateralmente (maciço carregado à superfície por uma carga uniformemente distribuída numa área infinita) (Abrantes, 2008).

O ensaio edométrico é um ensaio de compressão unidirecional utilizado para determinar a tensão de pré-consolidação (maior tensão efetiva a que o solo já esteve sujeito) e os parâmetros de compressibilidade de solos de baixa permeabilidade, como siltes e argilas. No entanto, este ensaio tem sido muito utilizado em solos arenosos com o objetivo de estudar a resposta ao carregamento uniaxial, analisando a variação do índice de vazios e a possível quebra de partículas devida ao carregamento (Fonseca, 2017).

Neste ensaio, um provete cilíndrico confinado lateralmente é carregado por aplicação de vários incrementos de carga numa única direção. Estando confinado lateralmente, não lhe é permitido ocorrer a rotura, pelo que apenas irá haver uma variação do volume, representada pelo aumento ou diminuição da altura do provete (Fonseca, 2017). A variação do volume da amostra resulta num aumento/diminuição do índice de vazios proporcional ao aumento/diminuição da tensão que é aplicada. Na Figura 1 apresenta-se, um exemplo do comportamento e da variação do índice de vazios com o aumento e diminuição da tensão.

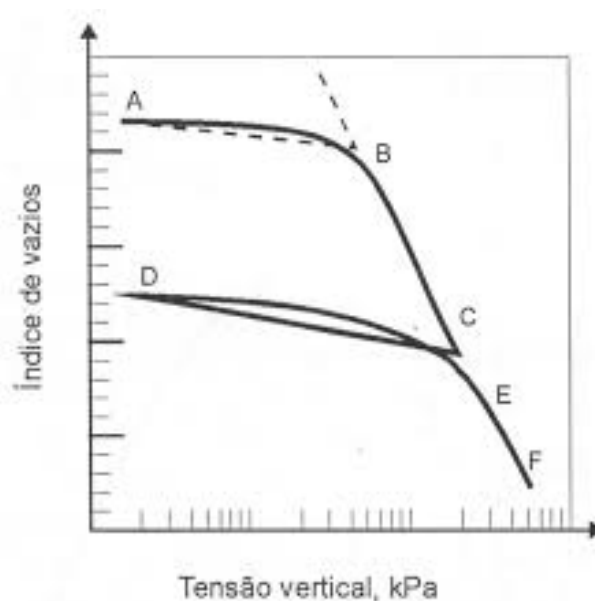


Figura 1 – Variação do índice de vazios no decurso de um ensaio edométrico.

---

Com a realização deste ensaio, a partir dos dados iniciais (área, altura, tensão aplicada e massa inicial) consegue-se conhecer alguns parâmetros que caracterizam o comportamento dos solos, tais como a permeabilidade, o coeficiente de consolidação, a compressibilidade, as características de fluência e a tensão de pré consolidação (Borges, 1995).

Os equipamentos edométricos utilizados neste trabalho (Figura 2) são constituídos por um suporte de colocação de pesos, um braço da alavanca, um parafuso que impossibilita o movimento da alavanca, uma célula edométrica, um transdutor de deslocamentos que mede as deformações e um contrapeso. O aparelho onde se introduz o provete a ensaiar designa-se célula edométrica, sendo composta por: uma base, duas pedras porosas (inferior e superior), dois papéis de filtro (inferior e superior), um anel rígido, uma placa de topo (peça para distribuir a carga uniformemente por toda a área do provete), uma peça de cobertura da célula e três porcas (para apertar a peça de cobertura à base).

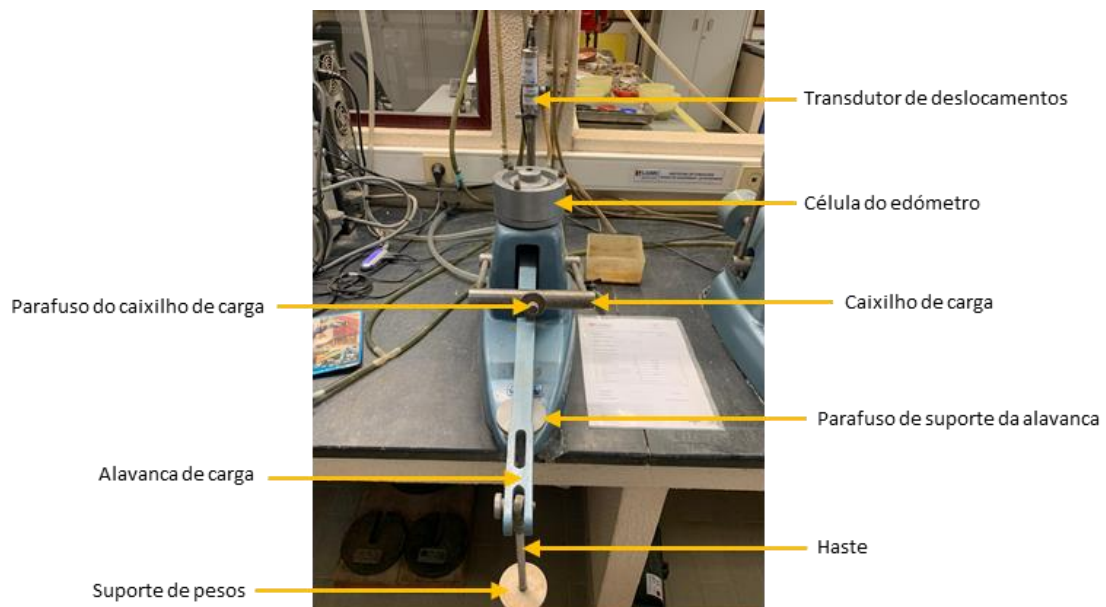


Figura 2 - Edómetro e os seus constituintes.

Os deslocamentos verticais que ocorrem durante o ensaio são registados através de um sistema de aquisição de dados. Este sistema é composto por um transdutor de deslocamentos, como referido anteriormente, que está ligado a uma estação digital, um computador com software GDSLab. Os valores obtidos durante o ensaio são registados no software e são, posteriormente, convertidos em vários ficheiros Excel (para os diferentes ciclos de carga aplicados). Neste ensaio podemos ter dois comportamentos no provete, compressão quando estamos em escalões de carga (valores positivos) ou extensão quando efetuamos escalões de descarga (valores negativos).

---

### 2.2.3. Resistência ao corte

A resistência ao corte de um solo é a resistência interna que o solo pode oferecer para resistir a roturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior. Quando a tensão efetiva excede a sua capacidade resistente ocorre a rotura por corte do solo ao longo de um plano (Das, 2007).

É necessário entender a resistência ao corte para se analisar problemas de estabilidade do solo, capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terras. A resistência ao corte é avaliada em laboratório por ensaios drenados e não drenados.

A determinação dos parâmetros de resistência ao corte de solos parece ser razoavelmente simples, no entanto, na prática, a sua determinação requer a realização de ensaios sensíveis, a escolha correta dos parâmetros para um projeto e as verificações de estabilidade de várias estruturas requer experiência e um conhecimento teórico adequado sobre Engenharia Geotécnica (Das, 2007).

O ângulo de resistência ao corte em termos da tensão efetiva depende da granulometria do solo (apresentando valores superiores para solos bem graduados), do tamanho das partículas (aumentando com a dimensão das partículas), da forma das partículas (sendo superior para partículas angulares) e da compactação inicial da amostra (tendo as amostras mais compactas maior resistência). Por exemplo, uma areia densa e uma areia solta possuem comportamentos distintos para os diferentes estados de tensão, como é possível observar na Figura 3. O ângulo de resistência ao corte é, em princípio, independente da magnitude das tensões de confinamento, a não ser para baixos valores de tensão efetiva para as quais a envolvente é não linear (Das, 2007).

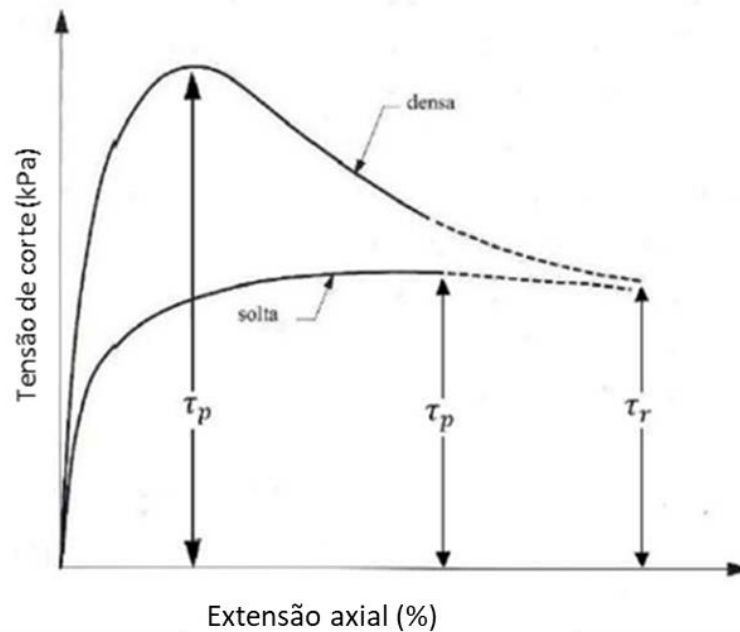


Figura 3 – Relação entre as deformações horizontais do provete e as tensões de corte numa areia solta e outra densa (Fernandes, 2016).

O índice de vazios crítico, é definido como o índice de vazios último para o qual a amostra tende independentemente do seu valor inicial, permanecendo a resistência ao corte e o volume constantes (Fernandes, 2016).

Quando o solo sofre uma deformação, mobiliza as tensões resistentes que vão aumentar até atingir um limite máximo, que é a resistência de pico. Após atingir este limite o solo continua a deformar-se e, em geral, a resistência vai decrescer até atingir um limite mínimo, o qual é designado por resistência residual, que se vai manter igual para grandes deformações.

Muito importante no estudo da resistência ao corte é o critério de rotura de Mohr-Coulomb, uma vez que a maioria dos solos experimenta rotura de acordo com este modelo. O critério para a cedência afirma que um material rompe devido à combinação da tensão normal e da tensão de corte e não devido à máxima tensão normal ou da máxima tensão de corte isoladas (Fernandes, 2016).

A relação entre a tensão normal e a tensão de corte num plano de rotura pode ser expressa da seguinte forma:

$$\tau_f = c' + \sigma_f' * \text{tg}(\phi')$$

onde,  $c'$  = coesão;  $\sigma_f'$  = tensão normal;  $\phi'$  = ângulo de atrito interno e  $\tau_f$  = tensão de corte.

O modelo de comportamento elástico perfeitamente plástico admite que a cedência e a resistência máxima são coincidentes e o seu valor é obtido através do modelo de Mohr-Coulomb,

balizando o seu valor entre as resistências de pico e última, tendo em conta o tipo de obra e a não uniformidade de deformações. O cálculo das deformações para a carga de serviço, substancialmente inferior à carga última de colapso, é normalmente efetuado através da teoria da elasticidade (Das, 2007).

Esta envolvente de rotura é apenas válida para tensões relativamente elevadas. Para tensões baixas a envolvente tende a curvar e a passar pela origem. A envolvente de Mohr-Coulomb pode também ser relacionada com as tensões principais máxima e mínima a partir do círculo de Mohr, como é possível visualizar na Figura 4. Através deste modelo consegue-se obter os parâmetros de rotura, ou seja, a coesão e o ângulo de atrito (Das, 2007).

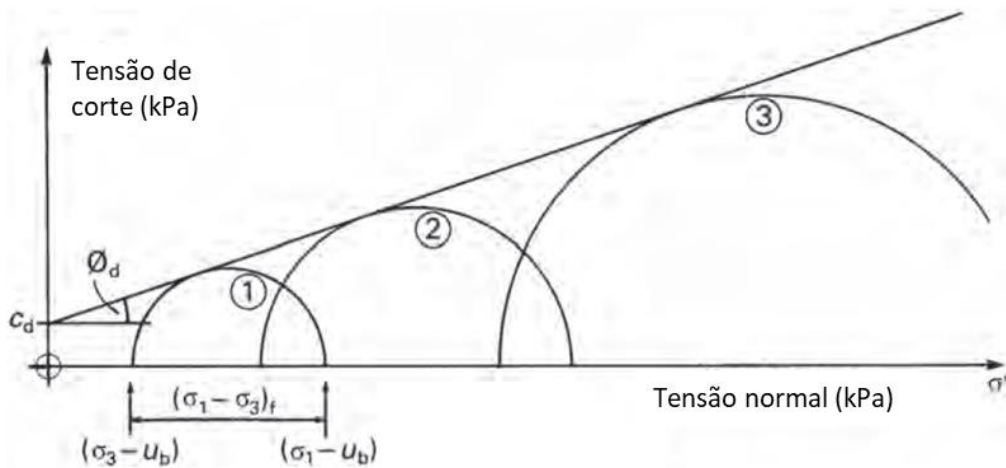


Figura 4 - Círculos de Mohr (K. H. Head, 2014).

O ensaio laboratorial mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos é o ensaio triaxial. Existe um ensaio mais antigo e de concepção muito mais simples do que o ensaio triaxial, o ensaio de corte direto (Fernandes, 2016).

O ensaio de corte direto é um ensaio consolidado drenado e é dividido em duas fases: a primeira consiste na consolidação do provete e a segunda no corte do mesmo. O ensaio de corte direto é muito utilizado no estudo da anisotropia dos solos moles. Por serem solos anisotrópicos, a resistência ao corte das argilas depende da orientação das tensões principais de corte aquando da rotura. A realização de ensaios num conjunto de provetes idênticos (normalmente três) do mesmo solo, sob tensões normais diferentes, permite obter a relação entre a tensão de corte medida na rotura e a tensão normal aplicada. A partir desta determina-se o ângulo de atrito interno (declive da reta) e a coesão do solo (ordenada na origem) (Fernandes, 2016).

---

O ensaio de compressão triaxial é utilizado para a determinação dos parâmetros da resistência ao corte de solos. Os dados/parâmetros introduzidos inicialmente são a altura e diâmetro do provete e, as pressões de saturação, de consolidação e de corte. Este ensaio é amplamente utilizado, inclusive para ensaios de pesquisa, visto ser considerado um dos mais confiáveis na determinação destes parâmetros e, ainda, por permitir controlar os estados de tensão total e efetiva, as pressões, externa (radial pressure) e interna (back pressure), as variações de volume e o estado de deformação do provete (Lade, 2016).

Habitualmente, este ensaio envolve três fases distintas:

- Saturação do provete, onde é verificado o parâmetro de Skempton (valor B);
- Consolidação do provete;
- Corte do provete.

O valor do parâmetro de Skempton é dado pela razão entre a variação da pressão da água nos poros e a variação da pressão radial. Neste passo normalmente é feito um incremento na pressão externa e, se o provete já estiver saturado, essa variação será igualmente representada na pressão da água nos poros. Por norma, os valores ideais para o parâmetro de Skempton são superiores a 0,95, segundo a norma ISO 17892-9:2018 “Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaios de laboratório de solos – Parte 9: Ensaios de compressão triaxial consolidados em solos saturados”.

O ensaio triaxial é realizado num provete, de formato cilíndrico (Figura 5), que é envolvido por uma membrana que garante o seu isolamento. O provete é colocado na câmara triaxial, posteriormente preenchida com água e, por fim, são aplicadas pressões no provete, pressão externa (radial pressure) e pressão interna (back pressure). Com a possibilidade de serem aplicadas estas pressões, consegue-se perceber que este equipamento representa uma vantagem na determinação dos parâmetros de resistência ao corte, visto ser possível simular as cargas axiais e radiais a que o solo está submetido, aproximando das suas condições reais (Fernandes, 2016).

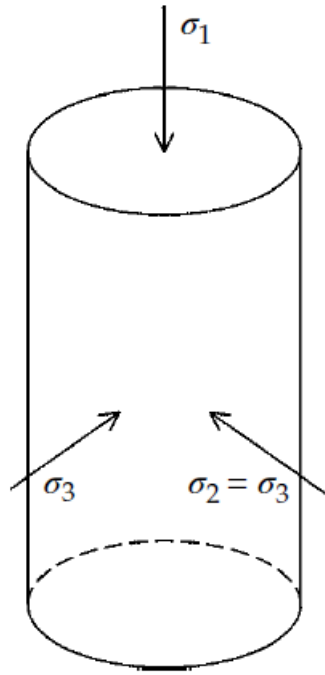


Figura 5 - Formato do provete para ensaio triaxial (Lade, 2016).

Na Figura 6 podemos visualizar um esquema das ligações presentes na célula triaxial.

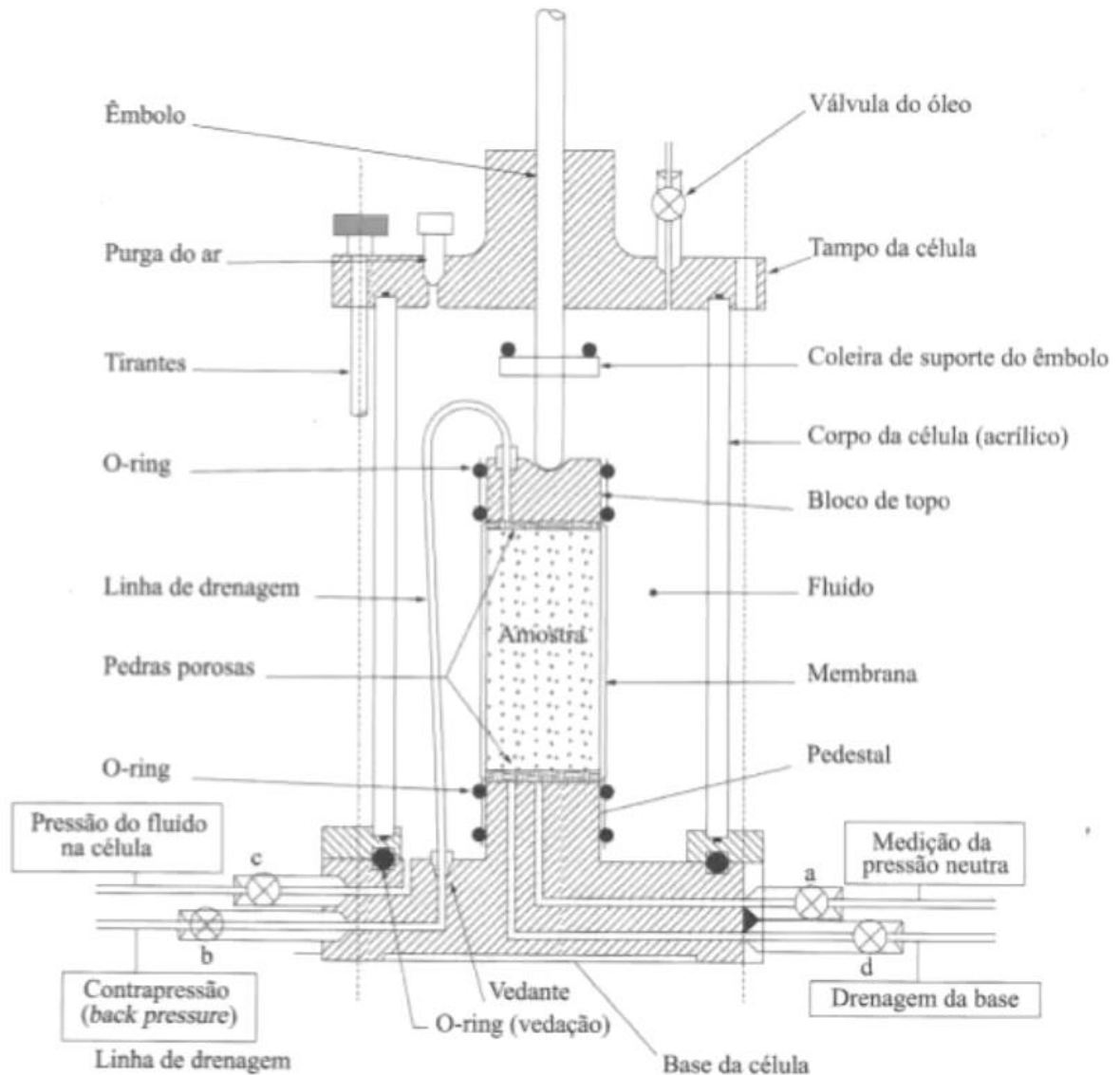


Figura 6 - Esquema de uma célula triaxial (Fernandes, 2016).

Existem três tipos de ensaio triaxial:

- Ensaio consolidado drenado (CD);
- Ensaio consolidado não drenado (CU);
- Ensaios não consolidado não drenado (UU).

No ensaio consolidado drenado (CD), o provete é submetido a uma pressão de confinamento, por compressão do fluido da câmara, e à medida que a pressão é aplicada a pressão da água nos poros aumenta. Mantem-se a válvula de drenagem aberta e assim que ocorrer uma dissipação do excesso de pressão na água dos poros significa que a consolidação ocorreu. Nos solos saturados é possível verificar a variação do volume do provete através do volume de água drenado dos poros

---

durante a consolidação. Depois é aumentada a tensão de corte, mantendo a válvula da drenagem aberta permitindo a completa dissipação de qualquer pressão na água dos poros que se tenha desenvolvido (Das, 2007).

No ensaio consolidado não drenado (CU), a amostra é primeiro consolidada através da aplicação de uma pressão no fluido na câmara, posteriormente a tensão de corte é aumentada de forma a provocar rotura por corte. Durante esta fase do ensaio, a válvula de drenagem é mantida fechada, ou seja, a pressão da água nos poros irá aumentar (Das, 2007).

No ensaio não consolidado não drenado (UU), o provete é submetido a uma pressão do fluido da câmara, não sendo permitida a drenagem. O provete sofrerá rotura através da aplicação das tensões radiais e axiais (Das, 2007).

---

## **Capítulo III**

### **Recursos e métodos**

---

---

(página propositadamente em branco)

### 3.1. Solo utilizado no estudo

Neste trabalho foi utilizado um solo residual granítico da Guarda. A amostra foi recolhida nos terrenos envolventes ao Instituto Politécnico da Guarda. Em estudos anteriormente elaborados (Rodrigues, 2003), o solo em questão foi sujeito a: uma análise modal, uma análise química, uma análise granulométrica, tendo, também, sido determinados os índices físicos e avaliadas as características de plasticidade. Seguidamente, são apresentados os resultados obtidos nessa análise.

Em estudo executado pelo Departamento de Geologia da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, foi obtida a seguinte composição mineralógica: quartzo (25,0%), feldspato potássico (39,1%), plagioclase (27,8%), biotite (4,8%), moscovite (2,6%) e outros (0,7%). Nas análises químicas (realizadas por fluorescência de raios-X) obtiveram os resultados apresentados na Tabela 2 (Rodrigues, 2003). Trata-se de um granito de grão grosseiro com textura porfiróide.

Tabela 2 - Composição química do granito da Guarda (Rodrigues, 2003).

Óxidos (%)	Profundidade – 1 metro
Óxido de Sódio - Na <sub>2</sub> O	0,41
Óxido de Potássio - K <sub>2</sub> O	4,89
Óxido de Magnésio - MgO	0,70
Óxido de Cálcio - CaO	0,25
Dióxido de Titânio - TiO <sub>2</sub>	0,49
Óxido de Manganésio - MnO	0,04
Ferro - Fe total	3,68
Óxido de Ferro (III) - Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,38
Óxido de Ferro (II) - FeO	1,17
Óxido de Alumínio - Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	17,18
Dióxido de Silício - SiO <sub>2</sub>	66,55
Pentóxido de Fósforo - P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,09
Perda ao Rubro - PR	5,22
Água - H <sub>2</sub> O	1,67

A partir da análise granulométrica de amostras do solo obtido a 1 m de profundidade, foi determinada a composição granulométrica do solo e alguns parâmetros característicos,

---

nomeadamente: percentagens de argila, silte, areia e cascalho, e, ainda, diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ), coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ) e coeficiente de curvatura ( $C_c$ ), apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Características granulométricas do solo (Rodrigues, 2003).

Profundidade da amostra	% argila	% silte	% areia	% cascalho	$D_{10}$	$C_u$	$C_c$
1.0 m	9,63	23,3	40,3	26,8	0,002	390	0,9

Os índices físicos característicos deste solo em amostras obtidas à profundidade de 1 m são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Caracterização dos índices físicos do solo (Rodrigues, 2003).

Peso volúmico natural ( $\text{kN/m}^3$ )	Peso volúmico seco ( $\text{kN/m}^3$ )	Grau de saturação (%)	Índice de vazios natural
18,4	16,2	57,1	0,61

Foram ainda avaliadas as características de plasticidade do solo, cujos valores se apresentam na Tabela 5.

Tabela 5 - Características de plasticidade do solo (Rodrigues, 2003).

Profundidade da amostra (m)	Limite de liquidez (%)	Índice de plasticidade (%)
1,0	29,5	5,2

---

### 3.2. Ensaio de caracterização física

No decurso do presente trabalho, com o objetivo de caracterizar fisicamente o solo, executaram-se ensaios para determinar: o teor em água natural, o índice de vazios, a composição granulométrica e a densidade das partículas.

A determinação do teor em água foi executada pelo método de secagem em estufa, de acordo com a norma NP 84:1965 “Solos – Determinação do teor em água” e teve como objetivo conhecer o teor em água natural do solo em estudo. O ensaio foi realizado em triplicata, tendo sido utilizados três provetes com cerca de 96g de massa inicial.

O procedimento geral de ensaio incluiu: a pesagem dos provetes de solo húmido, a sua secagem em estufa a 107 °C durante 16h ou até massa constante, a pesagem dos provetes de solo seco, o cálculo das massas de água e solo seco por diferença de massas e, finalmente, a determinação do teor em água.

Com o objetivo de definir um intervalo para o índice de vazios foi necessário determinar a baridade seca máxima do solo. Para tal, usou-se uma balança, um tabuleiro, uma espátula, uma mesa vibratória, um paquímetro e uma pá. Este ensaio consiste em colocar o solo num molde e aplicar uma carga na superfície do mesmo. O conjunto é sujeito a uma vibração vertical com uma dada frequência, durante um período pré-definido. A baridade seca máxima é calculada pela razão entre a massa seca do solo compactado e o seu volume, sendo que o volume é conhecido multiplicando a altura do solo compactado pela área da base do molde. O conhecimento dos valores da baridade permitiu determinar os valores do índice de vazios máximo ( $e_{máx}$ ) e mínimo ( $e_{mín}$ ). A execução deste ensaio seguiu o descrito na norma ASTM D 4253:2000 “Metodologias para a determinação da baridade seca máxima de um solo utilizando uma mesa vibratória”. Na Figura 7, ilustra-se a execução deste ensaio.



Figura 7 - Execução do ensaio para determinação do  $e_{mín}$  e  $e_{máx}$ .

---

Como o comportamento do solo pode variar de acordo com a percentagem de material de cada fração granulométrica presente em cada um dos provetes de ensaio e, tendo como objetivo definir uma granulometria padrão para todos os provetes posteriormente utilizados nos ensaios de caracterização mecânica, efetuou-se uma análise granulométrica (Especificação LNEC E 239:1970 “Solos – Análise granulométrica por peneiração húmida”) sobre um provete considerado representativo de toda a amostra do solo (Figura 8). A composição granulométrica assim obtida foi assumida como padrão, o que, permitiu, posteriormente, a reconstituição de provetes granulometricamente semelhantes para utilização nos diferentes ensaios.



Figura 8 - Solo residual granítico da Guarda.

O material foi crivado desde o peneiro de 19mm até ao peneiro de 0,074mm, com auxílio da base, tampa, escova e pincel (Figura 9) e as séries de peneiros apresentadas na Figura 10.

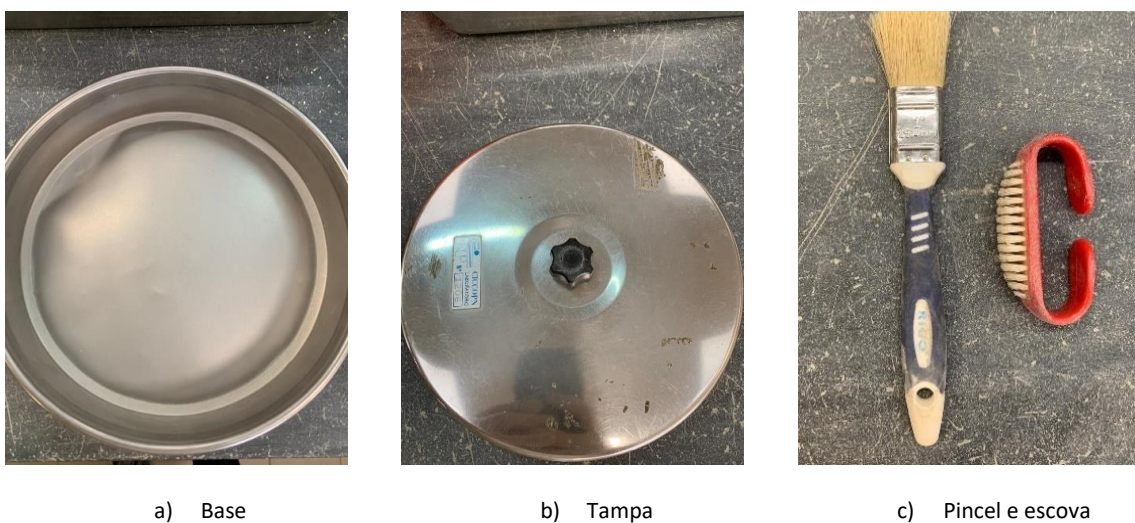


Figura 9 - Equipamentos utilizados na análise granulométrica.



a) 19mm até 4,76mm



b) 2,00mm até 0,250mm



c) 0,106 até 0,074mm

Figura 10 - Séries de peneiros utilizadas na análise granulométrica do solo residual granítico.

Após a execução da análise granulométrica do solo em estudo, foi necessário determinar a densidade das partículas ( $G_s$ ), de acordo com a norma NP 83:1965 “Solos – Determinação da densidade das partículas”. Usou-se uma balança, uma cápsula, dois picnómetros e água destilada. Para este ensaio foram utilizados dois provetes (Figura 11) com 26g cada, preparados de acordo com a curva granulométrica que se definiu anteriormente (excluindo as partículas retidas no peneiro de 9,51mm).

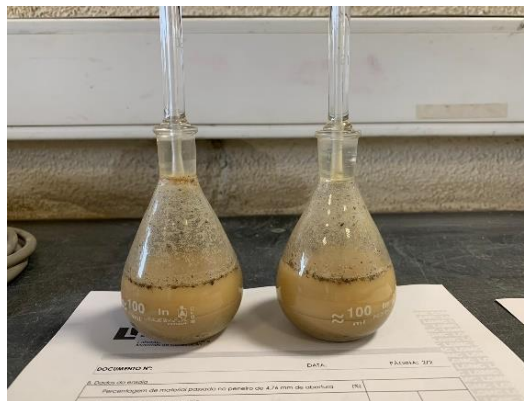


Figura 11 - Provetes nos picnómetros a ensaiar.

Após a determinação da composição granulométrica do solo e da densidade das suas partículas, foi criada uma folha de cálculo em Excel, para apoiar a preparação dos provetes a utilizar nos diferentes ensaios que posteriormente se realizaram. Deste modo foi possível determinar as diferentes composições dos provetes a ensaiar, variando parâmetros como:

- Índice de vazios pretendido;

- Teor em água do solo;
- Teor em água pretendido;
- Volume do molde (varia consoante o nº do molde e o ensaio a realizar).

Conseguiu-se, assim, determinar a massa do provete seco (Tabela 6), incluindo a massa das diferentes frações granulométricas consideradas (

Tabela 7), a massa de água a acrescentar e o peso volúmico seco do solo. Importa referir que, seguidamente, nas Tabelas Tabela 6 e

Tabela 7 é apresentado apenas um caso como exemplo.

Tabela 6 - Massa do provete seco, massa de água a acrescentar e peso volúmico seco.

e -	Índice de vazios pretendido		0,55
$\gamma_s$ -	Peso volúmico das partículas	(g/cm <sup>3</sup> )	2,63
w -	Teor em água do solo	(%)	0
$W_{mold.}$ -	Teor em água pretendido	(%)	10,9
V -	Volume do molde	(cm <sup>3</sup> )	72,32
$m_s$ -	Massa do provete seco	(g)	122,71
$m_w$ -	Massa de água a acrescentar	(g)	13,38
$\gamma_d$ -	Peso volúmico seco	(g/cm <sup>3</sup> )	1,70

Tabela 7 - Massa a utilizar de cada fração granulométrica.

Massa do provete:		122,711	g
Peneiros (mm)	% acumulada que passa	% retida	Massa (g)
19,000	100,000	0,000	0,000
9,510	99,274	0,726	0,890
4,760	87,055	12,220	14,995
2,000	66,081	20,974	25,737
0,850	54,545	11,535	14,155
0,425	43,678	10,867	13,335
0,250	36,596	7,081	8,689
0,106	27,968	8,629	10,588
0,074	24,941	3,027	3,714
Total		75,059	92,105
Passados nº200		24,941	30,606
Total Final		100,000	122,711

### 3.3. Ensaio triaxiais

Definido o modo de preparação dos provetes para ensaio, passou-se à adoção dos procedimentos para cada ensaio a realizar.

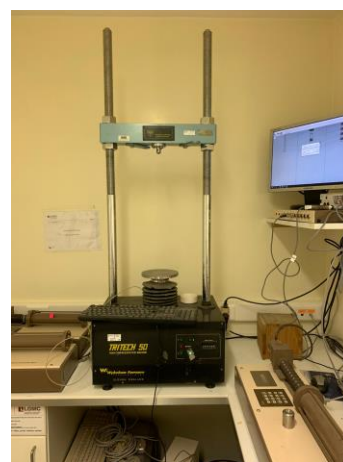
Tal como é possível observar na Figura 12, neste ensaio foram utilizados: um tabuleiro, uma cápsula, uma espátula, uma balança, duas pás, uma prensa, um paquímetro, um molde, dois pistões (um superior e outro inferior), um clipe espaçador, dois papéis de filtro (superior e inferior), uma câmara triaxial, duas pedras porosas, uma membrana para isolar o provete, 4 o-rings e o equipamento de ensaio.



a) Acessórios utilizados



b) Câmara triaxial



c) Equipamento de ensaio

Figura 12 - Conjunto de equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais.

Os ensaios triaxiais foram realizados de acordo com a norma ISO 17892-9:2018 “Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaio de laboratório de solos – Parte 9: Ensaio de compressão triaxial consolidados em solos saturados”. Para tal, foi necessário recorrer a dois procedimentos distintos: o de preparação do provete e, posteriormente, o de montagem/desmontagem do provete na câmara e respetivas fases de ensaio.

De seguida, é apresentado, na Figura 13, o procedimento de preparação do provete para o ensaio, seguindo a norma ASTM D 1632:1996 “Norma para a preparação e cura de amostras de solo-cimento para ensaios de compressão e flexão em laboratório”:

1. Com apoio da folha de cálculo em Excel, desenvolvida para suportar a preparação dos provetes, definindo o índice de vazios e o teor em água pretendidos, foi determinada a massa seca de material necessária para preencher o volume do molde e a massa de água a acrescentar;

- 
2. Com base na composição granulométrica, foi determinada a quantidade de material necessário de cada fração granulométrica (nesta operação, definiu-se um valor de massa superior ao calculado no passo nº 1, uma vez que o material não estava seco e era necessário, garantindo que após o passo nº 5 se dispunha da quantidade de material seco calculada no passo nº 1);
  3. Efetuaram-se as pesagens de forma a cumprir as quantidades necessárias de cada fração granulométrica;
  4. Juntaram-se todas as frações e envolveu-se tudo de forma a se obter uma mistura uniforme;
  5. Colocou-se a amostra na estufa (107 °C) para remover toda a massa de água da amostra. Depois de retirada da estufa, a amostra foi colocada num exsicador a arrefecer;
  6. Pesou-se a amostra e tomou-se um provete com a massa seca determinada no passo nº 1;
  7. Pesou-se a massa da água previamente determinada no passo nº 1;
  8. Envolveu-se a massa de solo seco com a massa da água até se obter uma mistura uniforme;
  9. Iniciou-se a moldagem do provete de ensaio;
  10. Revestiu-se o molde e os pistões com vaselina e de seguida colocou-se o clipe espaçador no pistão inferior;
  11. Colocou-se o papel de filtro inferior e encaixou-se o molde;
  12. Adicionou-se o solo;
  13. Colocou-se o papel de filtro superior e o pistão superior, e removeu-se o clipe espaçador;
  14. Aplicou-se carga estática, com auxílio da prensa, até os pistões entrarem completamente dentro do molde;
  15. Removeu-se os pistões e procedeu-se ao processo de remoção do provete do molde;
  16. Pesou-se o provete;
  17. Mediu-se 3 alturas e 3 diâmetros do provete (com auxílio de um paquímetro);



a) Mistura do solo com a água.



b) Introdução do solo no molde.



c) Introdução dos pistões no molde.



d) Extração do provete do molde.



e) Medição do provete.



f) Provete final.

Figura 13 - Procedimento de preparação e moldagem do provete.

Terminada a preparação e moldagem do provete, procedeu-se à sua colocação na câmara triaxial aplicando os seguintes passos (Figura 14):

- 
1. Efetuou-se a limpeza das válvulas por onde a água circula de forma a evitar que alguma esteja bloqueada com material que ficou retido em ensaios anteriores;
  2. Colocou-se a pedra porosa inferior e, seguidamente, o provete (neste caso não se coloca papel de filtro porque no processo anterior já foi colocado);
  3. Colocou-se uma pedra porosa na parte superior do provete e, seguidamente, a tampa onde irá ser efetuada a entrada da água pela parte superior;
  4. Verificou-se se a membrana a ser utilizada está livre de danos que possam causar fugas durante o ensaio e aplicou-se a mesma;
  5. Colocou-se os o-rings de forma a garantir o completo isolamento do provete com o exterior e efetuou-se a ligação da mangueira à tampa superior;
  6. Ligou-se a célula de carga na parte superior da câmara e montou-se a mesma, apertando bem os parafusos;
  7. Efetuou-se o enchimento da câmara;
  8. Verificou-se se o ar foi completamente retirado da câmara;
  9. Colocou-se a câmara na sala onde está colocado o equipamento de ensaio;
  10. Efetuou-se a purga do transdutor de pressão;
  11. Fechou-se a saída do ar do transdutor de pressão e iniciou-se o ensaio;



a) Colocação do provete na base.



b) Colocação da membrana isolante.



c) Colocação dos o-rings.



d) Câmara triaxial montada.

Figura 14 - Procedimento de colocação do provete na câmara triaxial.

Ao longo do ensaio os provetes passam por três fases distintas:

1. Fase de saturação, onde é verificado o valor de  $B$  (parâmetro de Skempton);
2. Fase de consolidação, onde é aplicada a tensão de consolidação;
3. Fase de corte, onde é aplicada a tensão de corte a  $0,1\text{mm/min}$ .

No final do ensaio, é necessário remover o provete, de acordo com o seguinte procedimento, Figura 15:

1. Fechou-se as válvulas de drenagem do provete e reduziu-se a pressão externa e interna a zero;
2. Transportou-se a câmara para uma banca e drenou-se o fluido da célula;

3. Desmontou-se a célula;
4. Retirou-se os o-rings, a tampa e a pedra porosa superior;
5. Desceu-se a membrana e retirou-se o provete com cuidado para não haver perda de material;
6. Fotografou-se o provete para ilustrar o plano de rotura;
7. Pesou-se uma taça e colocou-se o provete na mesma, registando-se o seu peso após ensaio;
8. Colocou-se o provete na estufa a 107 °C até massa constante. Registou-se o peso do provete após secagem;
9. Registaram-se todos os dados que se obtiveram numa folha de cálculo, em Excel, do ensaio.



a) Remoção do líquido da câmara triaxial.



b) Remoção da tampa da câmara triaxial.



c) Captura do plano de rotura do provete.

Figura 15 - Procedimento de remoção do provete da câmara triaxial.

---

### 3.4. Ensaio edométrico

Os ensaios edométricos foram realizados de acordo com a norma ISO 17892-5:2017 “Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaio de laboratório de solos – Parte 5: Ensaio edométrico”. Para tal, foram necessários: um edómetro, uma cápsula, uma espátula, uma balança, uma estufa e um molde. O molde é constituído por uma base, uma “cobertura”, três porcas, duas pedras porosas, dois papéis de filtro, um anel e uma tampa. (Figura 16).



Figura 16 – Célula edométrica e acessórios.

De acordo com a norma de ensaio supracitada foi utilizado o seguinte procedimento de ensaio (Figura 17):

1. Registou-se o número do anel a utilizar e respetiva área, espessura (altura) e volume;
2. Definiu-se um índice de vazios pretendido e calculou-se a massa de material a colocar no volume do anel;
3. Efetuou-se a pesagem das massas correspondentes às várias frações granulométricas;
4. Colocou-se todas as frações granulométricas numa taça e envolveu-se bem de forma a se obter uma mistura uniforme;
5. Montou-se a base com a pedra porosa inferior, o papel de filtro inferior e o anel e registou-se o peso do conjunto;
6. Colocou-se o provete de solo dentro do anel;
7. Registou-se o peso do conjunto e deduziu-se o peso anterior de forma a se obter a massa do provete pré-ensaio, que deve coincidir com a massa que se calculou no passo nº 2;

- 
8. Colocou-se o papel de filtro superior, a cobertura e apertou-se as três porcas e por fim colocou-se a pedra porosa superior e a tampa (que estão juntas);
  9. Colocou-se o molde no edômetro;
  10. Colocou-se o provete a saturar;



a) Pesagem das frações granulométricas.



b) Amostra de solo após mistura.



c) Colocação do provete no molde.



d) Molde montado.



e) Edômetro a utilizar.



f) Saturação do provete.

Figura 17 - Procedimento de preparação e montagem do provete.

---

Após saturação, iniciou-se a aplicação dos ciclos de carga pré-definidos. Os valores obtidos nos ensaios foram registados em ficheiros Excel, organizados por ciclo de carga. Terminado o ensaio, é necessário proceder-se ao desmonte do molde, de acordo com o seguinte procedimento (Figura 18):

1. Removeu-se a tampa, as três porcas, a cobertura e registou-se o peso da base com a pedra porosa inferior, o papel de filtro inferior, o anel e o provete de ensaio. Calculou-se a diferença entre este peso e o peso obtido no passo nº 5 do procedimento anterior, obtendo-se, assim, a massa do provete após ensaio;
2. Registou-se a referência de um tabuleiro e a respetiva massa, retirou-se o provete do anel e colocou-se a amostra no tabuleiro a secar na estufa (a 107º). Após secagem, determinou-se a massa do provete seco após ensaio;
3. Registaram-se todos os dados obtidos nos vários ciclos na folha de cálculo, em Excel, do ensaio.



a) Provete após ensaio.



b) Provete final.

Figura 18 - Procedimento de desmontagem do provete.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo IV**

### **Apresentação e discussão dos resultados**

---

---

(página propositadamente em branco)

#### 4.1. Ensaio de caracterização física

Os valores obtidos no ensaio de determinação do teor em água encontram-se apresentados na Tabela 8, sendo o valor do teor em água natural de 1,48%.

Tabela 8 - Resultados obtidos na determinação do teor em água natural.

Provete		P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>
M <sub>1</sub> - Massa da cápsula	g	121,8	125,3	121,4
M <sub>2</sub> - Massa da cápsula + solo húmido	g	217,7	221,3	217,4
M <sub>3</sub> - Massa do solo húmido	g	95,9	96,0	96,0
M <sub>4</sub> - Massa da cápsula + solo seco	g	216,3	219,9	216
M <sub>5</sub> - Massa do solo seco	g	94,5	94,6	94,6
Teor em água $((M_3 - M_5) / M_5) * 100$	%	1,48%	1,48%	1,48%

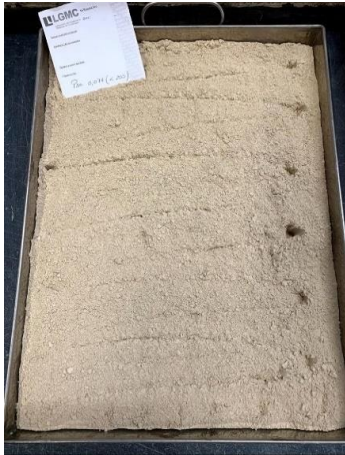
Relativamente ao ensaio para determinação do índice de vazios mínimo e máximo obtiveram-se os seguintes resultados, Tabela 9 - Valores obtidos na determinação do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) e máximo ( $e_{\max}$ ):

Tabela 9 - Valores obtidos na determinação do índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) e máximo ( $e_{\max}$ ).

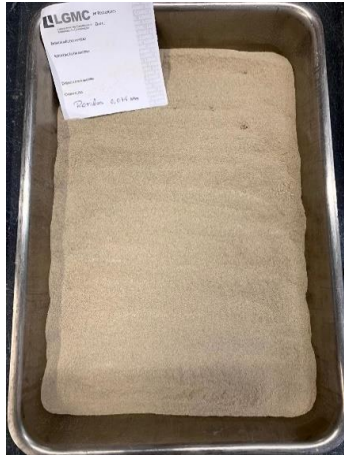
Valores obtidos	P <sub>1</sub>
$\gamma_{d\min}$ - Peso volúmico seco mínimo (g/cm <sup>3</sup> )	1,31
$e_{\max}$ - Índice de vazios máximo	1,00
$\gamma_{d\max}$ - Peso volúmico seco máximo (g/cm <sup>3</sup> )	1,63
$e_{\min}$ - Índice de vazios mínimo	0,62

Os resultados obtidos apontam para um índice de vazios máximo de 1,00 e um índice de vazios mínimo de 0,62. Como se verá seguidamente no item 4.2, aquando da apresentação dos ensaios de caracterização mecânica realizados (triaxiais e edométricos) foram, em alguns casos, obtidos e utilizados provetes cujos índices de vazios não se encontram dentro do intervalo aqui apresentado (0,62 a 1,00). Este facto, deverá estar relacionado com diferentes condições de ensaio, designadamente: teor em água do solo, condições de compactação do provete e, ainda, a dimensão dos moldes (o molde utilizado na determinação da baridade máxima tem aproximadamente 155 mm de altura e de diâmetro, o molde do edómetro tem cerca de 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura e, o molde do triaxial tem cerca de 70 mm de diâmetro e 230 mm de altura).

A caracterização granulométrica realizada permitiu verificar que todas as partículas passaram no peneiro de 19mm, obtendo-se material retido nos restantes peneiros: 9,51mm, 4,76mm, 2,00mm, 0,850mm, 0,425mm, 0,250mm, 0,106mm, 0,074mm e, também, material passado no peneiro de 0,074mm (Figura 19). Na Figura 20 apresenta-se a curva granulométrica obtida.



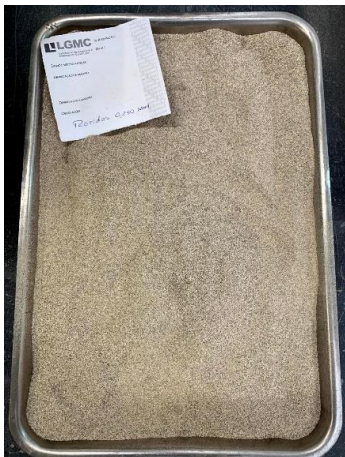
a) Inferior a 0,074mm



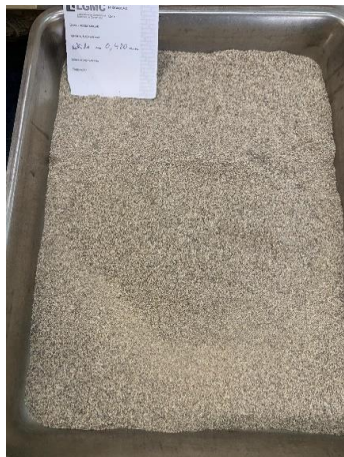
b) Retidos no 0,074mm



c) Retidos no 0,106mm



d) Retidos no 0,250mm



e) Retidos no 0,425mm



f) Retidos no 0,850mm



g) Retidos no 2,00mm



h) Retidos no 4,76mm



i) Retidos no 9,51mm

Figura 19 - Frações granulométricas obtidas por peneiração na análise granulométrica.

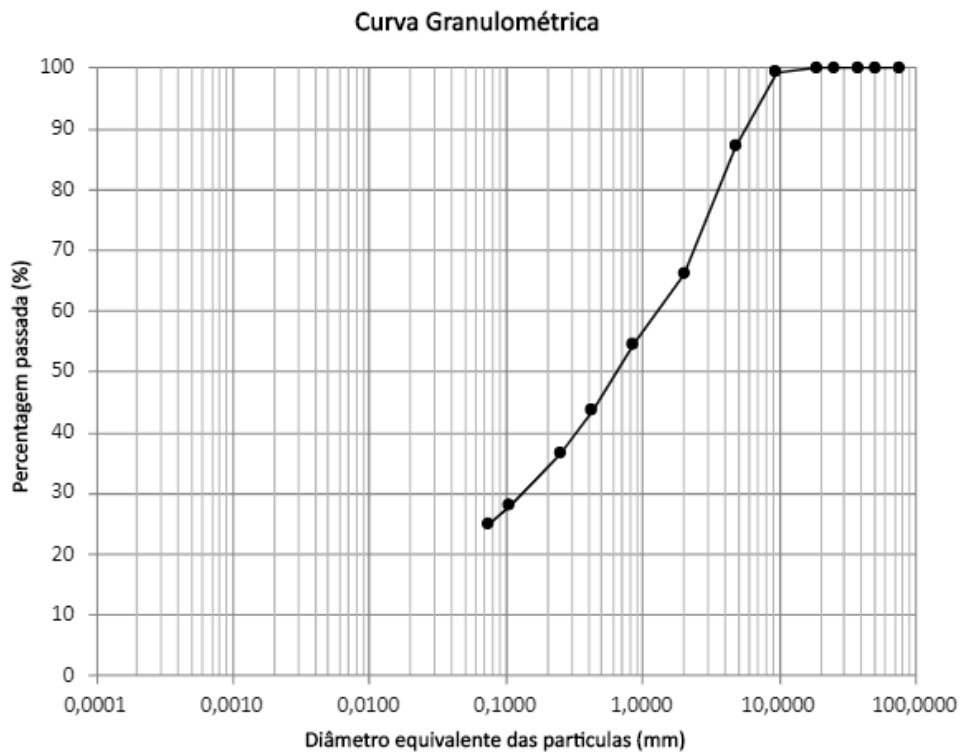


Figura 20 - Curva granulométrica do solo residual granítico.

No ensaio para determinação da densidade das partículas obteve-se o valor de 2,63 (Tabela 10).

Tabela 10 - Resultados obtidos no cálculo da densidade das partículas.

Número do picnómetro		103	118
m <sub>1</sub>	Massa do picnómetro (g)	68,09	66,90
m <sub>2</sub>	Massa do picnómetro com água à temperatura t <sub>1</sub> (g)	166,38	164,76
t <sub>1</sub>	Temperatura da água na calibração (°C)	22	22
dt <sub>1</sub>	Densidade da água à temperatura t <sub>1</sub>	0,99700	0,99780
t <sub>x</sub>	Temperatura da água no ensaio (°C)	22	22
dt <sub>x</sub>	Densidade da água à temperatura t <sub>x</sub>	0,99700	0,99780
m <sub>3</sub>	Massa do picnómetro com água à temperatura t <sub>x</sub> = (dt <sub>x</sub> /dt <sub>1</sub> ) * (m <sub>2</sub> -m <sub>1</sub> ) + m <sub>1</sub> (g)	166,38	164,76
Referência do provete		1	2
m <sub>c</sub>	Massa da cápsula (g)	127,17	123,05
m <sub>c+ps</sub>	Massa da cápsula + provete seco (g)	152,89	148,79
m <sub>4</sub>	Massa do provete seco = m <sub>c+ps</sub> - m <sub>c</sub> (g)	25,72	25,74
m <sub>5</sub>	Massa do picnómetro, com água e provete (g)	182,33	180,73
dt <sub>20</sub>	Densidade da água à temperatura de 20 °C	0,99823	0,99823
K	Coeficiente de correção = dt <sub>x</sub> / dt <sub>20</sub>	0,999	1,000
Densidade das partículas dos provetes = m <sub>4</sub> / (m <sub>3</sub> - (m <sub>5</sub> - m <sub>4</sub> )) *		2,63	2,63

---

#### **4.2. Ensaios de caracterização mecânica**

No decurso deste estágio foram realizados, entre outras atividades, 2 ensaios triaxiais e 6 ensaios edométricos sobre amostras de solo residual granítico. Como anteriormente já referido, utilizaram-se amostras reconstituídas para minimizar o efeito nos resultados das variações na composição granulométrica dos vários provetes utilizados.

Foram executados dois ensaios triaxiais, um com índice de vazios inicial de 0,7 e outro, com índice de vazios inicial de 0,6. Em cada um destes ensaios foram utilizados, 6 provetes, variando as tensões de confinamento: 25kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa e 800kPa.

Os provetes do ensaio triaxial foram referenciados da seguinte forma: “Tx<sub>y</sub>”, em que “T” representa o ensaio triaxial, “x” representa o índice de vazios inicial e “y” o nível máximo de carregamento, dando assim origem às seguintes designações:

- Ensaio T0,7 -> T0,7\_25; T0,7\_50; T0,7\_100; T0,7\_200; T0,7\_400 e T0,7\_800;
- Ensaio T0,6 -> T0,6\_25; T0,6\_50; T0,6\_100; T0,6\_200; T0,6\_400 e T0,6\_800.

Foram ainda executados seis ensaios edométricos, três dos ensaios só com ciclos de carga e outros três ensaios com ciclos de cargas e descargas, fazendo variar o índice de vazios inicial (entre 0,7 e 1,09) e os intervalos de carga (12 ou 24 horas).

Os provetes dos ensaios edométrico foram referenciados da seguinte forma: “Ex<sub>y</sub>z”, em que “E” representa o ensaio edométrico, “x” representa o índice de vazios inicial, “y” representa o tipo de ciclos a que foi submetido (“C” para ciclos de carga e “CD” para ciclos de carga e descarga) e “z” representa os intervalos de aplicação dos ciclos, dando, assim, origem às seguintes designações:

- Ensaio E1,06\_C\_12;
- Ensaio E1,09\_C\_24;
- Ensaio E0,70\_CD\_12;
- Ensaio E0,94\_CD\_12;
- Ensaio E1,07\_CD\_12;
- Ensaio E0,96\_C\_24.

---

### 4.3. Ensaio triaxiais

- Ensaio T0,7

Inicialmente foram analisados três provetes, T0,7\_25, T0,7\_50 e T0,7\_100. De forma a analisar o plano de rotura, e tal como indica o procedimento de ensaio, foram registadas fotografias, as quais são apresentadas na Figura 21.



a) T0,7\_25

b) T0,7\_50

c) T0,7\_100

Figura 21 - Plano de rotura dos provetes T0,7\_25, T0,7\_50 e T0,7\_100.

Depois dos primeiros três provetes foram ensaiados mais três provetes, T0,7\_200, T0,7\_400 e T0,7\_800. Os planos de rotura destes provetes apresentam-se na Figura 22.



a) T0,7\_200

b) T0,7\_400

c) T0,7\_800

Figura 22 - Plano de rotura dos provetes T0,7\_200, T0,7\_400 e T0,7\_800.

Depois de analisados os planos de rotura, verifica-se que apenas o T0,7\_400 apresenta plano de rotura visível. Na Tabela 11 apresenta-se um resumo das características e dos resultados obtidos no ensaio T0,7.

Tabela 11 - Dados dos provetes do ensaio T0,7.

Provete	T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
Volume inicial (mm <sup>3</sup> )	577912	577912	578572	577912	577912	577912
Peso húmido inicial (g)	1004,4	1011,3	1006,8	1009,2	1011,1	1000,0
Peso volúmico húmido (g/cm <sup>3</sup> )	1,74	1,75	1,74	1,75	1,75	1,73
Peso seco após corte (g)	903,7	909,9	905,8	909,4	910,6	899,9
Peso volúmico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,56	1,57	1,57	1,57	1,58	1,56
Teor em água inicial (%)	11,1	11,1	11,2	11,0	11,0	11,1
Densidade das partículas	2,63					
Índice de vazios	0,68	0,67	0,68	0,67	0,67	0,69
Porosidade (%)	0,41	0,40	0,40	0,40	0,40	0,41
Saturação (%)	43,0	43,7	43,1	43,0	43,4	42,5

De seguida, na Tabela 12, é possível visualizar os dados obtidos após a saturação dos provetes e a verificação dessa saturação (determinação do valor de B – parâmetro de Skempton) onde se efetuou um aumento de 70kPa na pressão externa.

Tabela 12 - Dados obtidos após a saturação dos provetes do ensaio T0,7.

Provete	T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
Pressão externa (kPa)	430	699	429	697	700	599
Pressão interna (kPa)	419	689	419	686	689	589
Pressão da água nos poros (kPa)	415,8	700,1	413,8	678,0	691,2	581,9
Valor de B	0,93	0,92	0,95	0,92	0,92	0,92

Seguidamente, procedeu-se à consolidação dos provetes, aplicando a tensão de consolidação pré-definida, Tabela 13:

Tabela 13 - Dados obtidos após a consolidação dos provetes do ensaio T0,7.

Provete	T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
Tensão de consolidação (kPa)	25	50	100	200	400	800
Pressão externa (kPa)	444	739	519	886	1089	1389
Pressão interna (kPa)	419	689	419	686	689	589
Variação do volume (mm <sup>3</sup> )	-817	-4994	-13078	-24133	-43865	-70379

Na Figura 23, é possível observar um gráfico que representa a variação de volume ao longo do tempo dos provetes submetidos a diferentes tensões de consolidação.

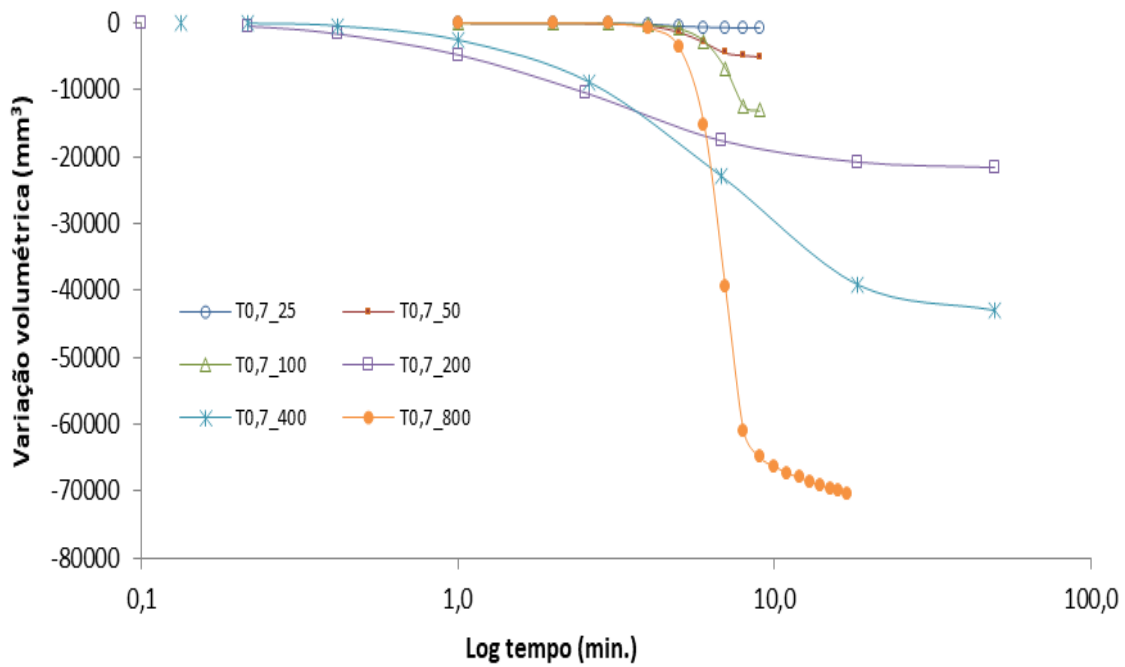


Figura 23 - Curvas de consolidação do ensaio T0,7.

De forma a ser melhor perceptível a variação do volume, elaborou-se um gráfico com a variação de volume final para as diferentes tensões, Figura 24:

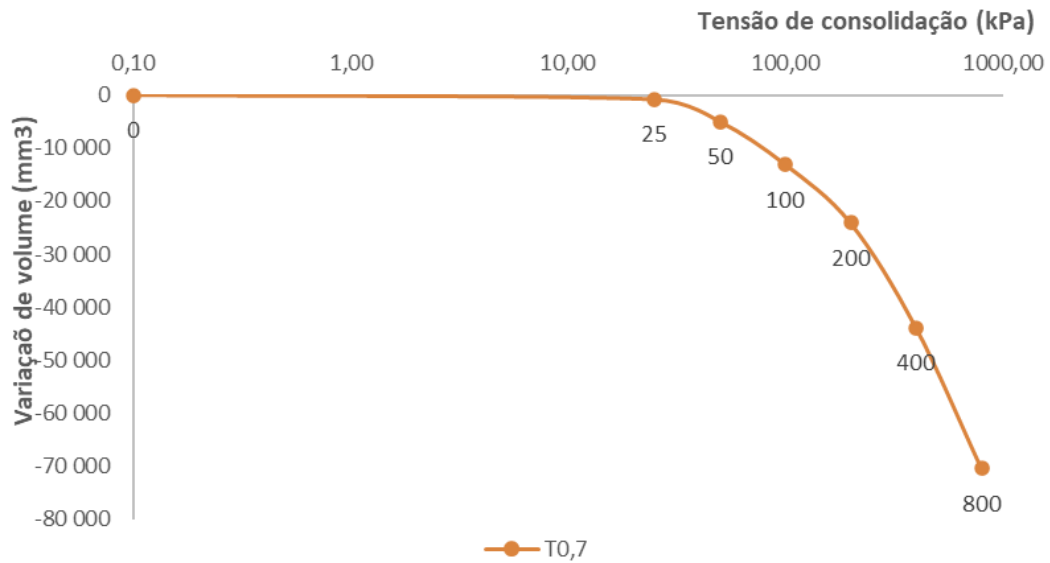
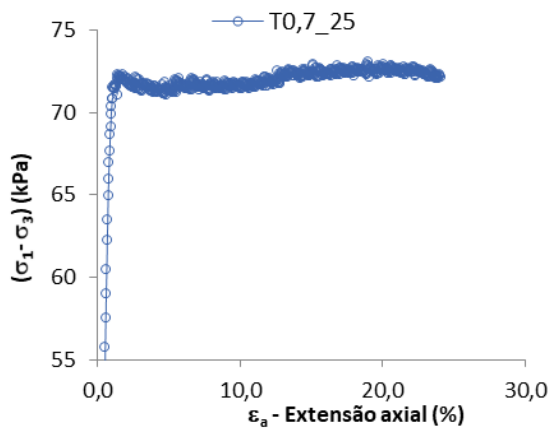
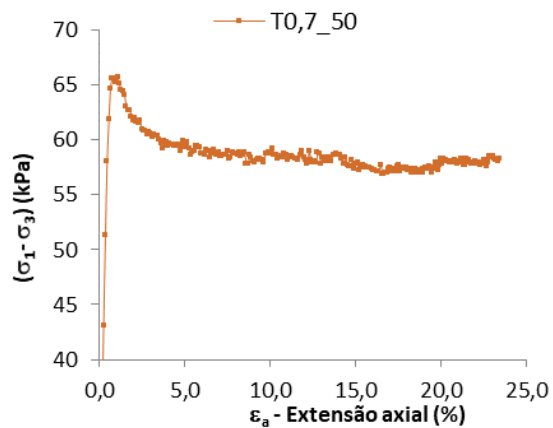


Figura 24 - Variação volumétrica para as diferentes tensões de consolidação no ensaio T0,7.

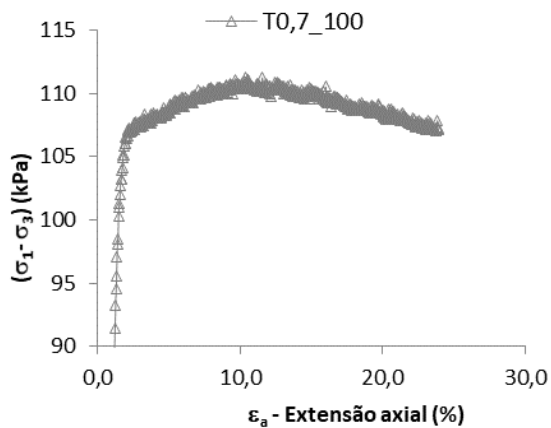
Seguidamente, procedeu-se ao corte do provete, aplicando a tensão de corte pretendida a uma velocidade de 0,1mm/min até atingir, no mínimo, uma extensão axial de 20%. Na Figura 25 apresenta-se a tensão de desvio *versus* extensão de cada provete com o intuito de perceber se houve, a grandes deformações, estabilização dos valores da resistência, concluindo-se que esta estabilização apenas se verificou nos provetes que foram sujeitos a menores tensões de confinamento (T0,7\_25 e T0,7\_50).



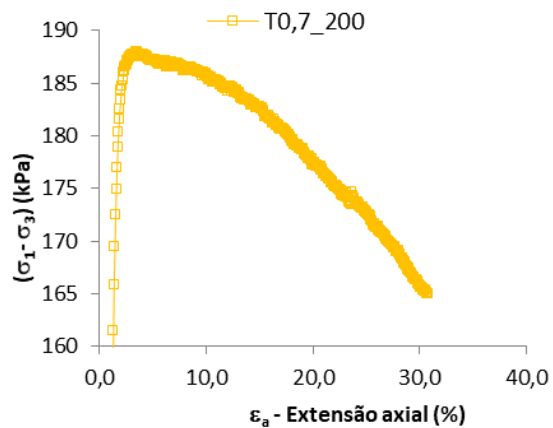
a) T0,7\_25



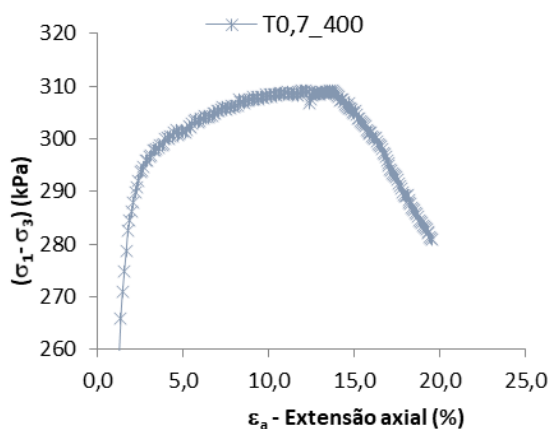
b) T0,7\_50



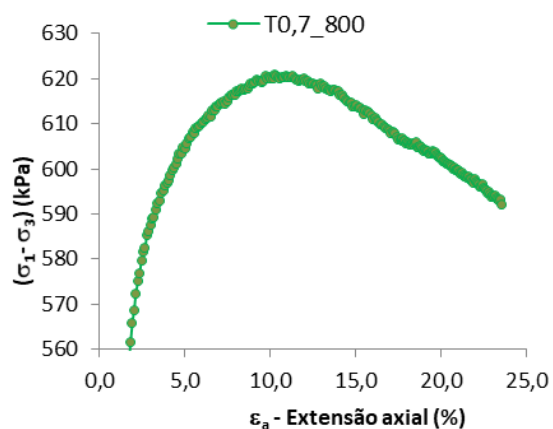
c) T0,7\_100



d) T0,7\_200



e) T0,7\_400



f) T0,7\_800

Figura 25 – Comportamento da tensão de desvio, para grandes deformações, dos provetes do ensaio T0,7.

Nas Figuras Figura 26, Figura 27, Figura 28, Figura 29 e Figura 30 apresenta-se, conjuntamente, o comportamento dos provetes do ensaio T0,7, estando representadas as tensões de desvio, as tensões efetivas, a pressão da água nos poros, o caminho de tensões e os círculos de Mohr, respetivamente.

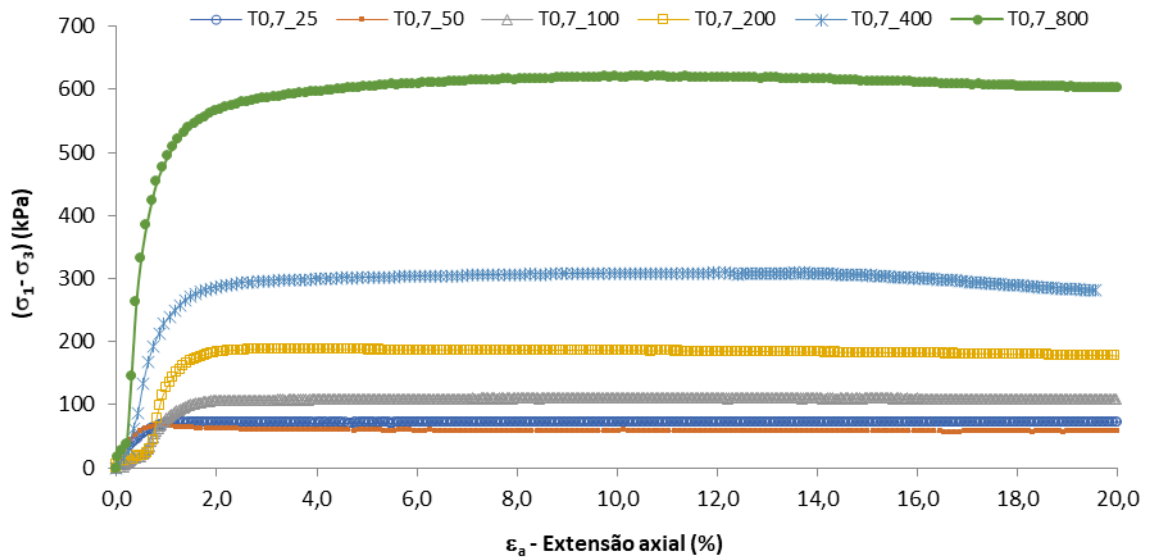


Figura 26 - Tensão de desvio *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,7.

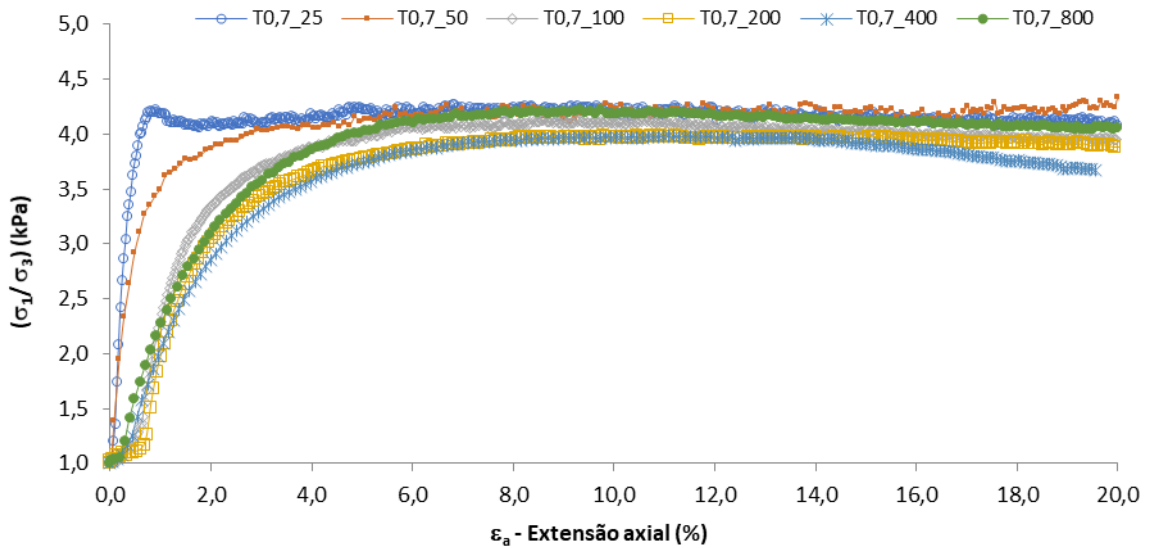


Figura 27 - Tensões efetivas *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,7.

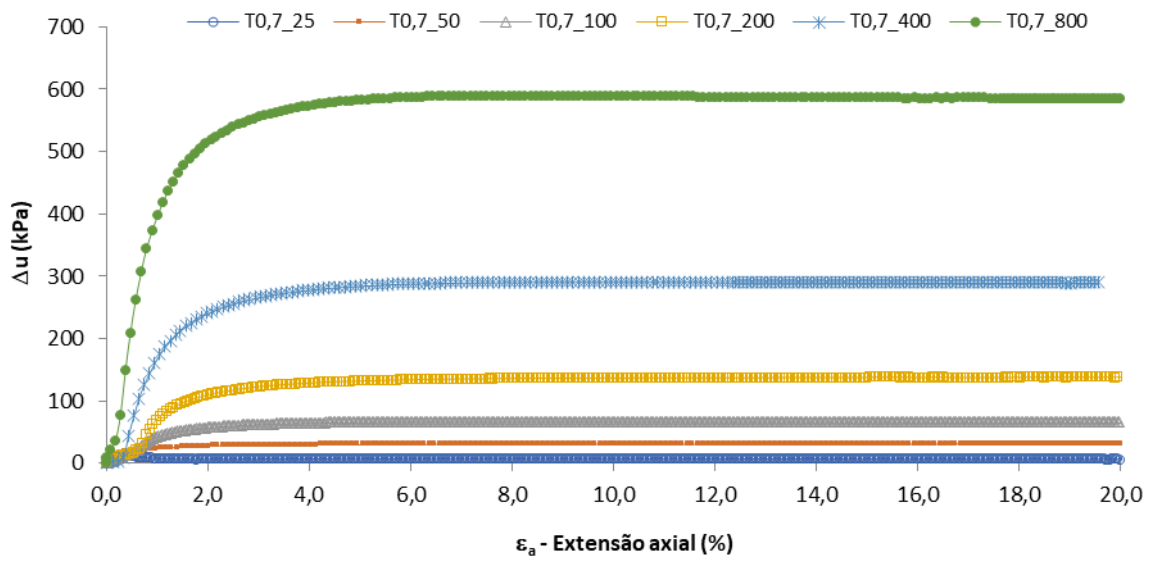


Figura 28 - Pressão da água nos poros *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,7.

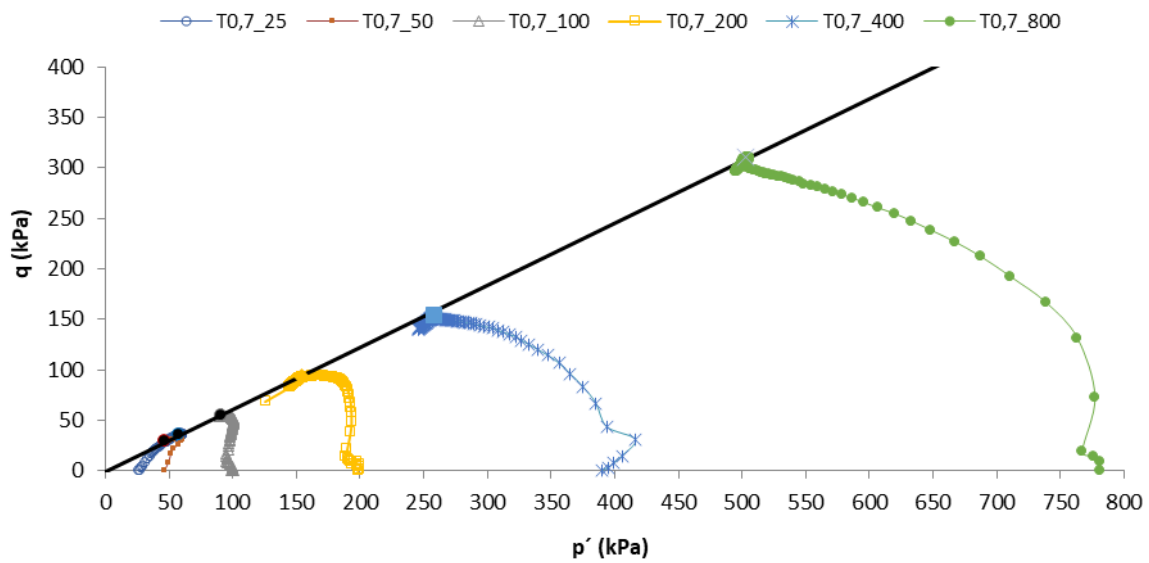


Figura 29 - Caminho de tensões dos provetes do ensaio T0,7.

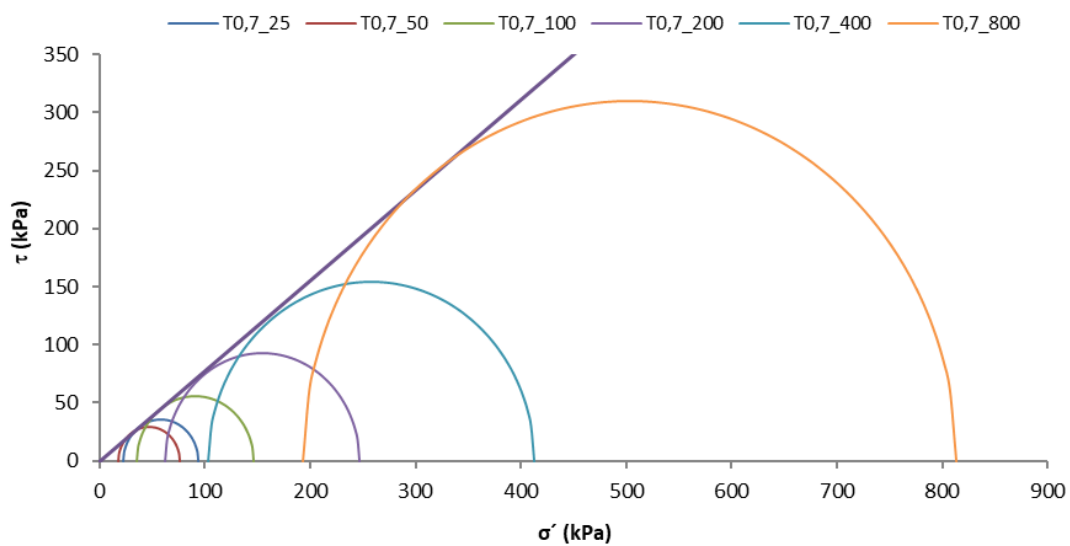


Figura 30 - Círculos de Mohr dos provetes do ensaio T0,7.

Os resultados obtidos, permitem afirmar que o comportamento tensão-deformação é linear e que as condições últimas de deformação foram atingidas observando-se a manutenção da pressão da água nos poros. Verifica-se ainda que os provetes de baixas tensões de confinamento apresentaram trajetórias para a direita, os provetes para tensões intermédias apresentaram trajetórias aproximadamente na vertical e os de maiores tensões trajetórias tendencialmente para a esquerda.

Nas Tabelas Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16 apresentam-se, respetivamente, os parâmetros na rotura, a coesão e a resistência para o ensaio T0,7.

Tabela 14 - Parâmetros na rotura dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetros		T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	Tensão de desvio (kPa)	71,94	58,35	111,09	185,23	308,82	620,49
$\sigma_3$	Tensão horizontal (kPa)	446	741	521	891	1091	1390
$\sigma_1$	Tensão axial (kPa)	517,94	799,35	632,09	1076,23	1399,82	2010,49
u	Pressão da água nos poros (kPa)	423,97	723,53	485,63	829	987,49	1196,98
$\sigma'_3$	Tensão efetiva horizontal (kPa)	22,03	17,47	35,37	62,00	103,51	193,02
$\sigma'_1$	Tensão efetiva axial (kPa)	93,97	75,82	146,46	247,23	412,33	813,51
$\varepsilon_a$	Extensão axial (%)	6,80	20,00	10,59	10,73	11,08	9,75
$A_f$	Parâmetro $A_f$	0,10	0,56	0,61	0,74	0,94	0,95
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)$	Relação das tensões efetivas	4,27	4,34	4,14	3,99	3,98	4,21

Tabela 15 – Coesão não drenada, na rotura, dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetro	T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
$c_u$ – coesão não drenada (kN/m <sup>2</sup> )	36,0	29,2	55,5	92,6	154,4	310,2

Tabela 16 - Resistência, na rotura, dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetros	Unidades	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{\text{máx}}$
$\phi'$ - Ângulo de resistência ao corte	(°)	37,9
$c'$ - Coesão efetiva	(kN/m <sup>2</sup> )	0

Seguidamente, nas Tabelas Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19 apresentam-se os parâmetros no estado crítico (residual), a coesão e a resistência para o ensaio T0,7.

Tabela 17 - Parâmetros no estado crítico dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetros		T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	Tensão de desvio (kPa)	72,11	57,98	107,34	137,26	280,93	591,98
$\sigma_3$	Tensão horizontal (kPa)	446,00	741,00	521,00	891,00	1091,00	1391,00
$\sigma_1$	Tensão axial (kPa)	518,11	798,98	628,34	1028,26	1371,93	1982,98
u	Pressão da água nos poros (kPa)	421,67	722,49	484,05	834,06	986,02	1191,78
$\sigma'_3$	Tensão efetiva horizontal (kPa)	24,33	18,51	36,95	56,94	104,98	199,22
$\sigma'_1$	Tensão efetiva axial (kPa)	96,44	76,49	144,29	194,20	385,91	791,20
$\varepsilon_a$	Extensão axial (%)	23,91	22,71	23,80	30,82	19,56	23,56
$A_f$	Parâmetro $A_f$	0,07	0,54	0,61	1,04	1,03	0,99
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)$	Relação das tensões efetivas	3,96	4,13	3,91	3,41	3,68	3,97

Tabela 18 - Coesão não drenada, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetro	T0,7_25	T0,7_50	T0,7_100	T0,7_200	T0,7_400	T0,7_800
$c_u$ – coesão não drenada (kN/m <sup>2</sup> )	36,1	29,0	53,7	68,6	140,5	296,0

Tabela 19 – Resistência, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,7.

Parâmetros	Unidades	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{res}$
$\phi'$ - Ângulo de resistência ao corte	(°)	36,6
$c'$ - Coesão efetiva	(kN/m <sup>2</sup> )	0

Na Figura 31 é possível observar uma comparação das envolvente de pico e residual dos provetes no ensaio T0,7.

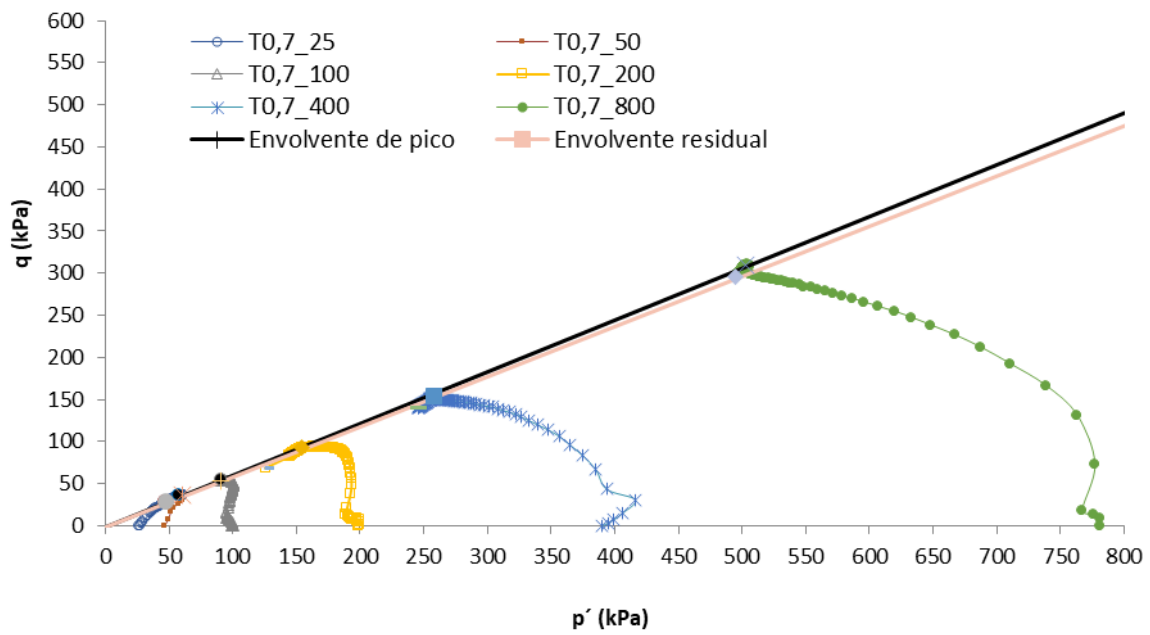


Figura 31 - Comparação da envolvente de pico e residual dos provetes do ensaio T0,7.

---

- Ensaio T0,6

O segundo ensaio triaxial foi realizado nos mesmos moldes do anteriormente descrito, mas desta feita, utilizando provetes com índice de vazios inicial de 0,6. Na Figura 32 encontram-se representados os planos de rotura dos provetes T0,6\_25, T0,6\_50 e T0,6\_100. Na Figura 33 apresentam-se os planos de rotura dos provetes T0,6\_200, T0,6\_400 e T0,6\_800.



a) T0,6\_25

b) T0,6\_50

c) T0,6\_100

Figura 32 - Plano de rotura dos provetes T0,6\_25, T0,6\_50 e T0,6\_100.



a) T0,6\_200

b) T0,6\_400

c) T0,6\_800

Figura 33 - Plano de rotura dos provetes T0,6\_200, T0,6\_400 e T0,6\_800.

Depois de analisados os planos de rotura, verifica-se que apenas o T0,6\_25 e T0,6\_50 apresentam plano de rotura visível. Na Tabela 20, sintetizam-se os resultados obtidos no ensaio T0,6.

Tabela 20 - Dados dos provetes do ensaio T0,6.

Provete	T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
Volume inicial (mm <sup>3</sup> )	577912	578857	578572	577912	577912	577912
Peso húmido inicial (g)	1070,1	1074,5	1074,2	1049,2	1049,4	1049,6
Peso volúmico húmido (g/cm <sup>3</sup> )	1,85	1,86	1,86	1,82	1,82	1,82
Peso seco após corte (g)	965,6	967,9	968,4	945,2	947,1	947,1
Peso volúmico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,67	1,67	1,67	1,64	1,64	1,64
Teor em água inicial (%)	10,8	11,0	10,9	11,0	10,8	10,8
Densidade das partículas	2,63					
Índice de vazios	0,57	0,57	0,57	0,61	0,61	0,61
Porosidade (%)	0,36	0,36	0,36	0,38	0,38	0,38
Saturação (%)	49,6	50,8	50,3	47,6	47,0	47,1

De seguida é possível visualizar os dados obtidos após a saturação dos provetes e a verificação dessa saturação (determinação do valor de B – parâmetro de Skempton) onde se efetuou um aumento de 70kPa na pressão externa, Tabela 21:

Tabela 21 - Dados obtidos após a saturação dos provetes do ensaio T0,6.

Provete	T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
Pressão externa (kPa)	598	599	379	499	499	299
Pressão interna (kPa)	588	588	369	489	489	289
Pressão da água nos poros (kPa)	580,4	586,9	356,2	487,3	483,0	285,6
Valor de B	0,93	0,94	0,93	0,92	0,93	0,95

Seguidamente, procedeu-se à consolidação dos provetes, aplicando a tensão de consolidação pré-definida, Tabela 22:

Tabela 22 - Dados obtidos após a consolidação dos provetes do ensaio T0,6.

Provete	T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
Tensão de consolidação (kPa)	25	50	100	200	400	800
Pressão externa (kPa)	613	638	469	689	849	1089
Pressão interna (kPa)	588	588	369	489	489	289
Variação do volume (mm <sup>3</sup> )	-2430	-4987	-9973	-22574	-35821	-48160

Na Figura 34, é possível observar um gráfico que representa a variação de volume para os provetes que foram submetidos a diferentes tensões de consolidação ao longo do tempo.

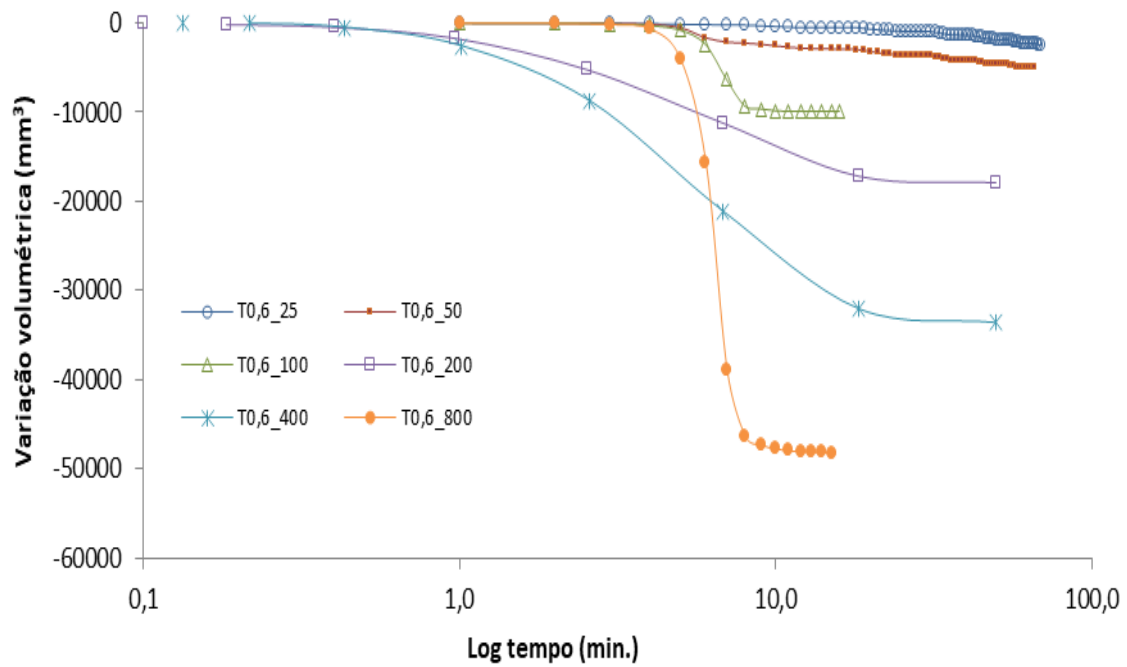


Figura 34 - Curvas de consolidação do ensaio T0,6.

De forma a ser mais perceptível a variação do volume, elaborou-se um gráfico com a variação de volume final para as diferentes tensões, Figura 35.

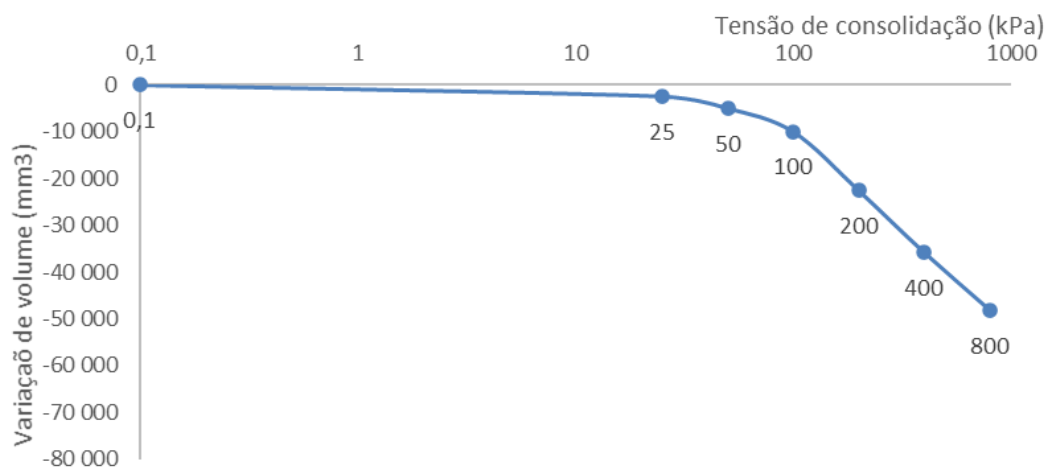
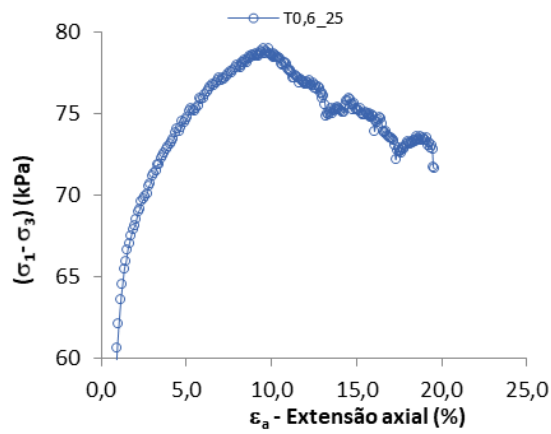
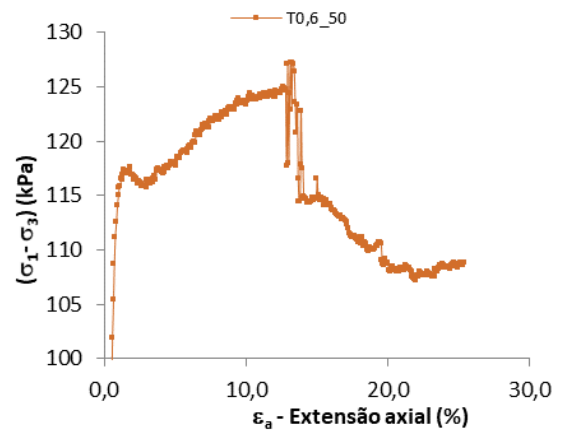


Figura 35 - Variação volumétrica para as diferentes tensões de consolidação no ensaio T0,6.

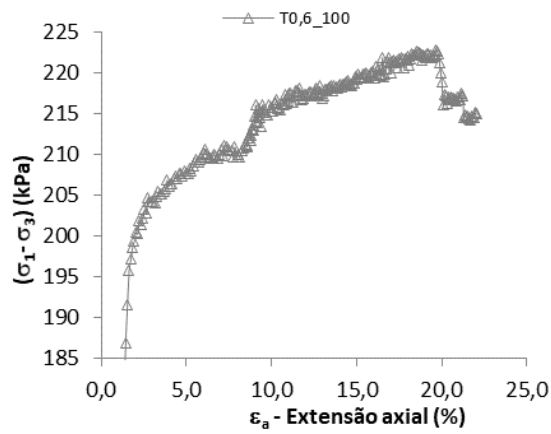
De seguida, procedeu-se ao corte do provete, aplicando a tensão de corte pretendida a uma velocidade de 0,1mm/min até atingir, no mínimo, uma extensão axial de 20%. Na Figura 36 apresenta-se a tensão de desvio *versus* extensão de cada provete com o intuito de perceber se houve, a grandes deformações, estabilização dos valores da resistência, concluindo-se que esta estabilização não é visível.



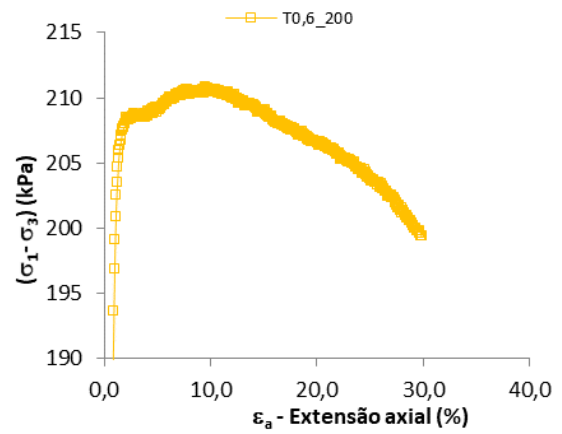
a) T0,6\_25



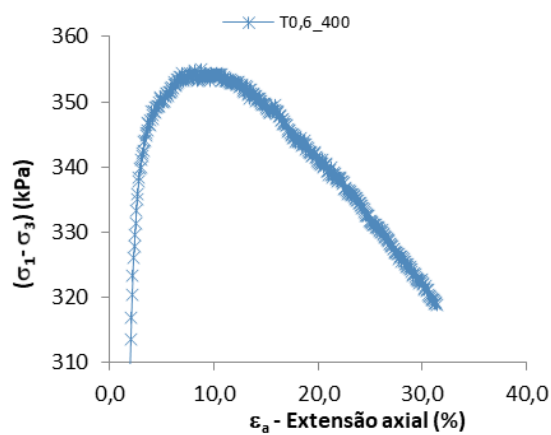
b) T0,6\_50



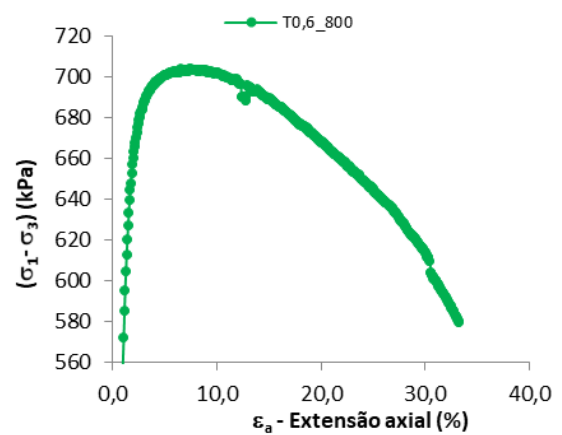
c) T0,6\_100



d) T0,6\_200



e) T0,6\_400



f) T0,6\_800

Figura 36 - Comportamento da tensão de desvio, para grandes deformações, dos provetes do ensaio T0,6.

Nas Figuras Figura 37, Figura 38, Figura 39, Figura 40 e Figura 41 apresenta-se, conjuntamente, o comportamento dos provetes do ensaio T0,6, estando representadas as tensões de desvio, as tensões efetivas, a pressão da água nos poros, o caminho de tensões e os círculos de Mohr, respetivamente.

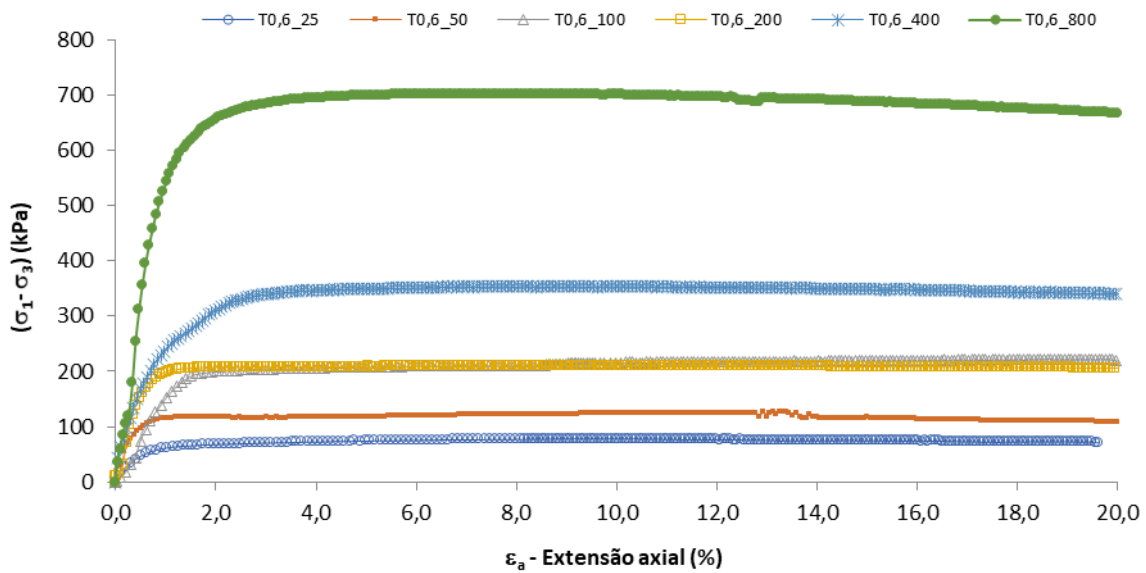


Figura 37 - Tensão de desvio *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,6.

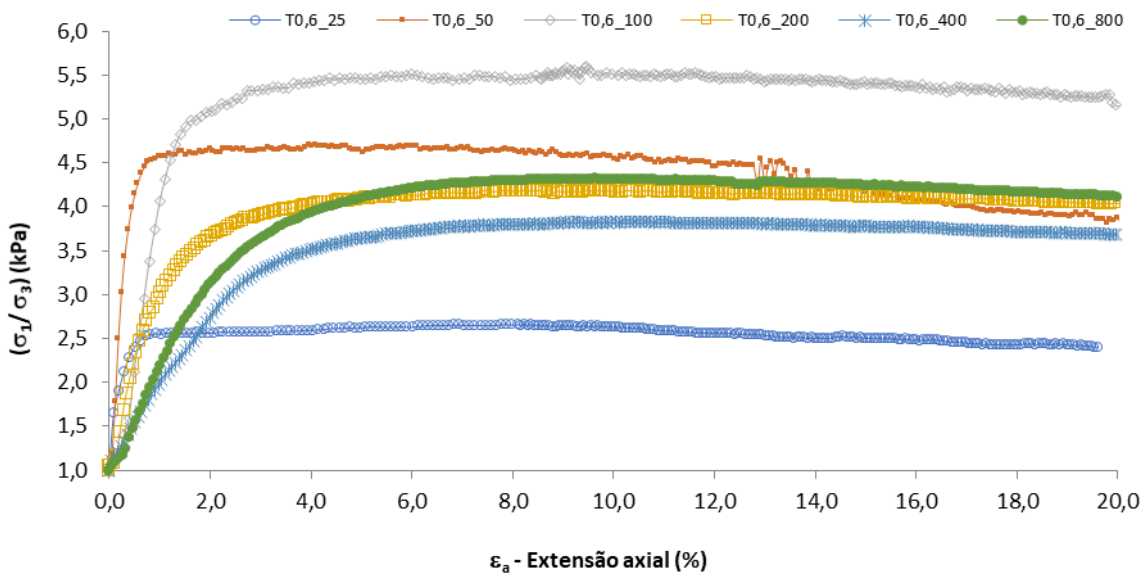


Figura 38 - Tensões efetivas *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,6.

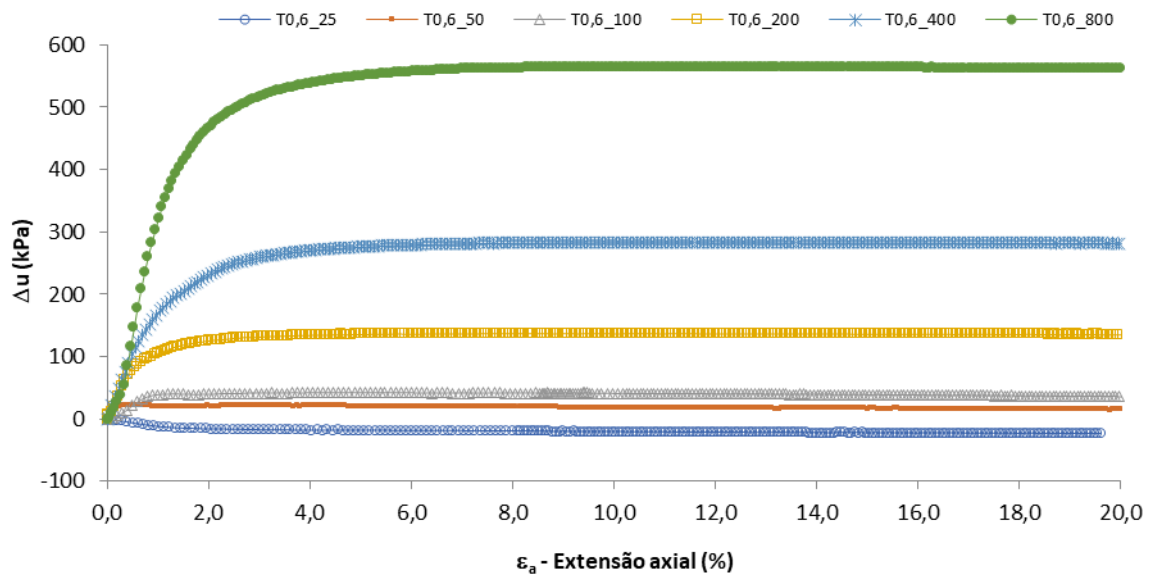


Figura 39 - Pressão da água nos poros *versus* extensão axial dos provetes do ensaio T0,6.

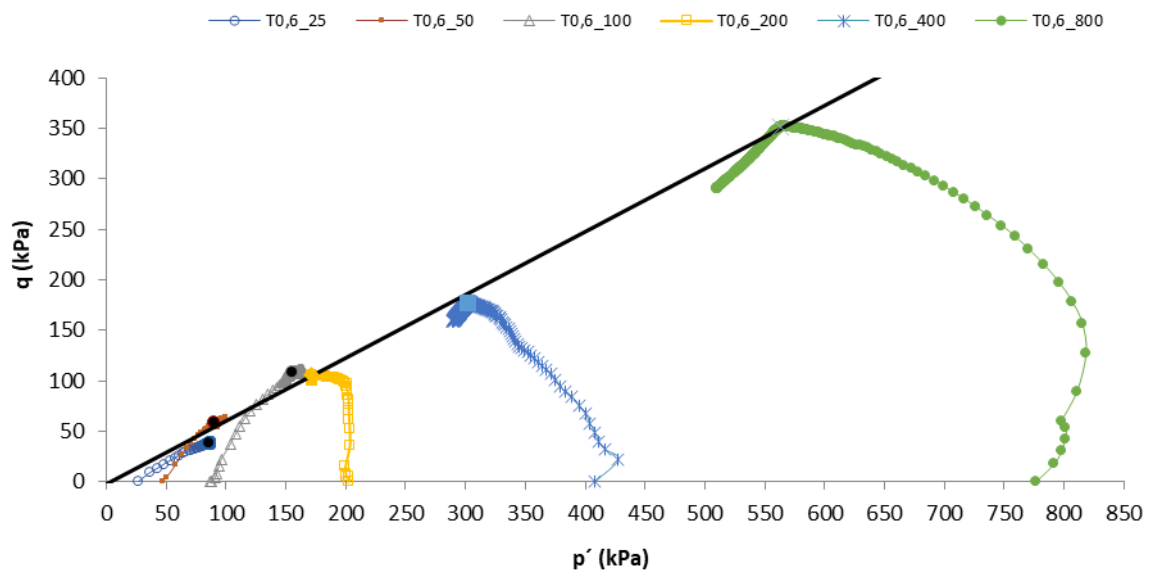


Figura 40 - Caminho de tensões dos provetes do ensaio T0,6.

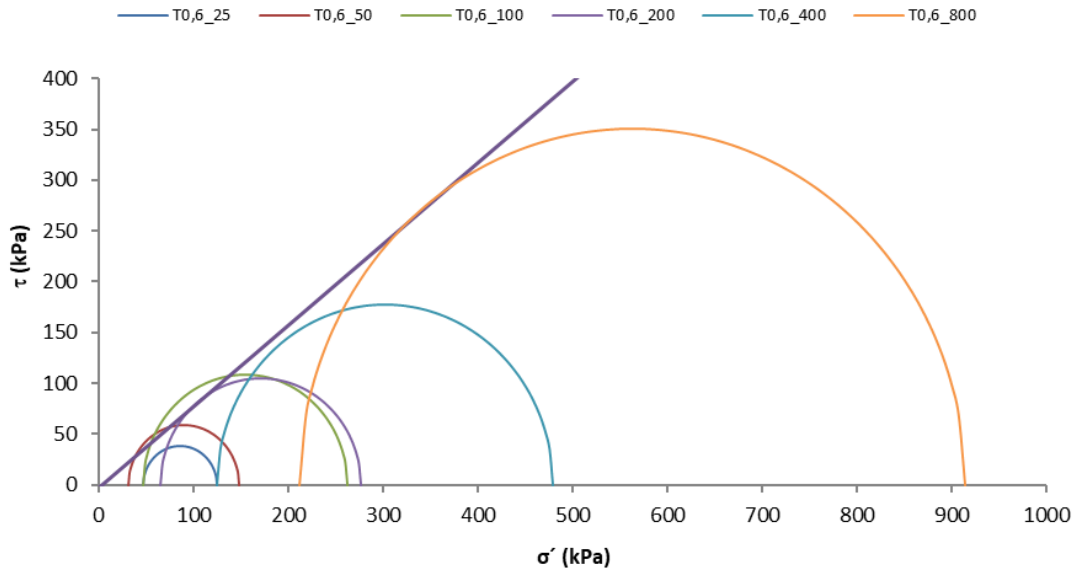


Figura 41 - Círculos de Mohr dos provetes do ensaio T0,6.

Os resultados obtidos permitem afirmar que o comportamento durante o corte é puramente friccional e o comportamento tensão-deformação é eminentemente não-linear, mesmo quando sujeitos a baixas tensões de confinamento. Verifica-se ainda que as condições últimas de deformação foram atingidas observando-se a manutenção da pressão da água nos poros e que os provetes de baixas tensões de confinamento apresentaram trajetórias para a direita, o provete de 200kPa apresenta trajetória aproximadamente na vertical e os provetes de maiores tensões, trajetórias tendencialmente para a esquerda.

Nas Tabelas Tabela 23,

Tabela 24 e Tabela 25 apresentam-se os parâmetros na rotura, a coesão e a resistência para o ensaio T0,6.

Tabela 23 - Parâmetros na rotura dos provetes do ensaio T0,6.

Parâmetros		T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	Tensão de desvio (kPa)	77,82	117,13	216,14	210,66	354,29	702,38
$\sigma_3$	Tensão horizontal (kPa)	682	706	471,00	691,00	891,00	1090,00
$\sigma_1$	Tensão axial (kPa)	759,8	823,1	687,14	901,66	1245,29	1792,38
u	Pressão da água nos poros (kPa)	635,16	674,46	424	625,1	765,91	878,5
$\sigma'_3$	Tensão efetiva horizontal (kPa)	46,84	31,54	47,00	65,90	125,09	211,50
$\sigma'_1$	Tensão efetiva axial (kPa)	124,66	148,67	263,14	276,56	479,38	913,88
$\epsilon_a$	Extensão axial (%)	7,88	4,08	9,46	9,64	10,45	9,63
$A_f$	Parâmetro $A_f$	-0,24	0,19	0,19	0,66	0,80	0,80
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)$	Relação das tensões efetivas	2,66	4,71	5,60	4,20	3,83	4,32

Tabela 24 - Coesão não drenada, na rotura, dos provetes do ensaio T0,6.

Parâmetros	T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
$c_u$ – coesão não drenada (kN/m <sup>2</sup> )	38,9	59,6	106,1	105,3	177,1	351,2

Tabela 25 – Resistência, na rotura, dos provetes no ensaio T0,6.

Parâmetros	Unidades	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{\text{máx}}$
$\phi'$ - Ângulo de resistência ao corte	(°)	38,7
$c'$ - Coesão efetiva	(kN/m <sup>2</sup> )	0

Seguidamente, nas Tabelas Tabela 26, Tabela 27 e Tabela 28 apresentam-se os parâmetros no estado crítico (residual), a coesão e a resistência para o ensaio T0,6.

Tabela 26 - Parâmetros no estado crítico dos provetes do ensaio T0,6.

Parâmetros		T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	Tensão de desvio (kPa)	71,65	108,59	215,05	199,59	318,93	580,00
$\sigma_3$	Tensão horizontal (kPa)	682,00	706,00	471,00	691,00	891,00	1090,00
$\sigma_1$	Tensão axial (kPa)	753,65	814,59	686,05	890,59	1209,93	1670,00
u	Pressão da água nos poros (kPa)	630,71	667,01	417,12	618,76	760,78	870,17
$\sigma'_3$	Tensão efetiva horizontal (kPa)	51,29	38,99	53,88	72,24	130,22	219,83
$\sigma'_1$	Tensão efetiva axial (kPa)	122,94	147,58	268,93	271,83	449,15	799,83
$\varepsilon_a$	Extensão axial (%)	19,61	25,31	22,09	29,71	31,42	33,23
$A_f$	Parâmetro $A_f$	-0,33	0,13	0,16	0,66	0,87	0,96
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)$	Relação das tensões efetivas	2,40	3,79	4,99	3,76	3,45	3,64

Tabela 27 - Coesão não drenada, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,6.

Parâmetros	T0,6_25	T0,6_50	T0,6_100	T0,6_200	T0,6_400	T0,6_800
$c_u$ – coesão não drenada (kN/m <sup>2</sup> )	35,8	54,3	107,5	99,8	159,5	290,0

Tabela 28 – Resistência, no estado crítico, dos provetes do ensaio T0,6.

Parâmetros	Unidades	$(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$
$\phi'$ - Ângulo de resistência ao corte	(°)	34,8
$c'$ - Coesão efetiva	(kN/m <sup>2</sup> )	0

Na Figura 42 é possível observar uma comparação da envolvente de pico e da envolvente residual provetes no ensaio T0,6.

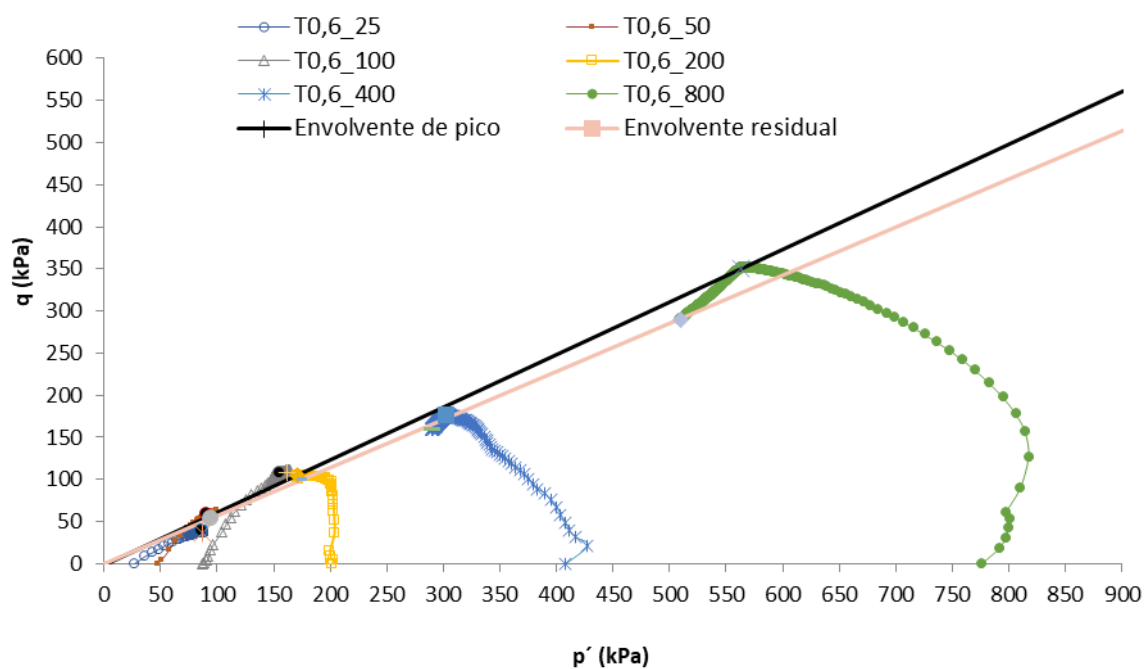


Figura 42 - Comparação da envolvente de pico e residual dos provetes do ensaio T0,6.

Com base nos valores registados durante a fase de consolidação isotrópica dos provetes dos dois ensaios, apresenta-se na Figura 43 um plano semi-logarítmico de tensão de consolidação *versus* volume específico comparativo.

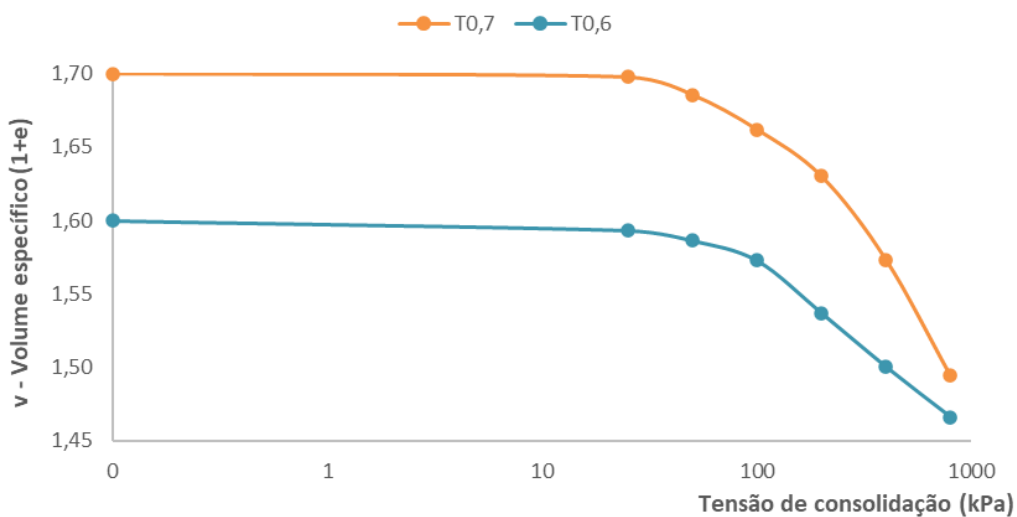


Figura 43 - Volume específico *versus* tensão efetiva para os dois ensaios triaxiais.

---

Com esta representação consegue-se perceber que, independentemente do índice de vazios inicial, com o aumento da tensão de consolidação é possível observar um aproximar das duas linhas, tomando valores muito próximas nos 800kPa.

Por fim, apresenta-se na Tabela 29 uma comparação do ângulo de resistência ao corte de pico e residual, nos dois ensaios triaxiais (T0,6 e T0,7).

Tabela 29 - Resumo do ângulo de resistência ao corte nos dois ensaios triaxiais.

Ensaio	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)$		$(\sigma_1 - \sigma_3)$	
	$\phi'$ pico	$\phi'$ residual	$\phi'$ pico	$\phi'$ residual
T0,6	38,7	34,8	38,7	34,8
T0,7	37,9	36,6	38,2	36,6

Analisando esta tabela consegue-se perceber que a diferença, nos dois ensaios, é pequena (inferior a 4°), sendo, tal como esperado, superior no ensaio que começou com um índice de vazios inferior.

#### 4.4. Ensaios edométricos

Inicialmente foi efetuada uma comparação relativa ao comportamento do solo com ciclos de ensaio de 24 e 12 horas, com o intuito de perceber se seria possível adotar nos ensaios subsequentes ciclos de 12 horas, o que permitiria diminuir a duração do ensaio e, ao mesmo tempo, aumentar o número de ensaios realizados. Para isso foram executados os dois primeiros ensaios:

- Ensaio E1,06\_C\_12;
- Ensaio E1,09\_C\_24.

Na Tabela 30 apresentam-se os valores obtidos no ensaio E1,06\_C\_12.

Tabela 30 - Resultados obtidos no ensaio E1,06\_C\_12.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Variação da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,79	0,00	1,059
1	12,5	0,303	18,49	1,61	1,025
2	25	0,259	18,23	1,40	0,997
3	50	0,352	17,88	1,93	0,958
4	100	0,433	17,44	2,42	0,911
5	200	0,415	17,03	2,38	0,866
6	400	0,524	16,50	3,08	0,808
7	800	0,592	15,91	3,59	0,743
8	1600	0,662	15,25	4,16	0,671
9	0,15	-0,849	16,10	-5,57	0,764

Para o ensaio E1,09\_C\_24 os resultados obtidos são apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Resultados obtidos no ensaio E1,09\_C\_24.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Variação da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,79	0,00	1,088
1	12,5	0,733	18,06	3,90	1,006
2	25	0,184	17,87	1,02	0,986
3	50	0,311	17,56	1,74	0,951
4	100	0,382	17,18	2,18	0,909
5	200	0,450	16,73	2,62	0,859
6	400	0,529	16,20	3,16	0,800
7	800	0,599	15,60	3,70	0,734
8	1600	0,618	14,98	3,96	0,665
9	0,15	-0,862	15,85	-5,75	0,761

Através dos resultados obtidos é possível verificar grande semelhança no comportamento dos solos em ambos os ensaios, o que é corroborado pela representação gráfica apresentada na Figura 44, na qual se observa a variação do índice de vazios em função das tensões efetivas verticais aplicadas em ambos os ensaios.

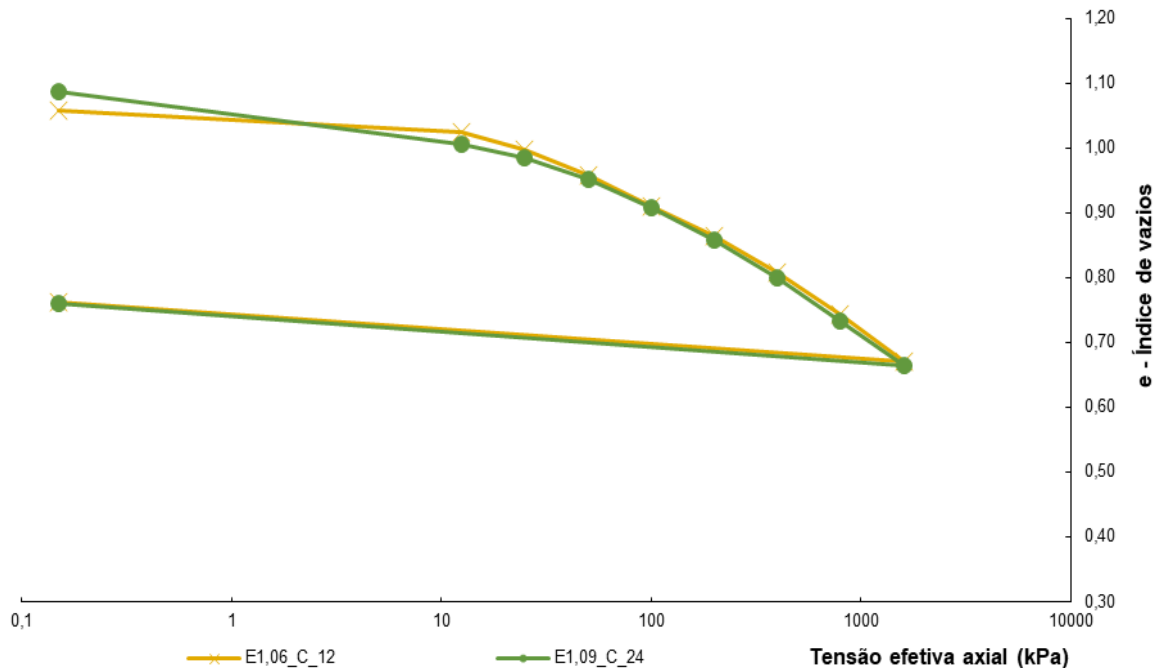


Figura 44 - Comparação do comportamento do solo nos ensaios E1,06\_C\_12 e E1,09\_C\_24.

Como é possível observar pelo gráfico, o assentamento neste solo é quase imediato, vê-se as duas linhas com comportamentos quase coincidentes em todo o seu curso, isto prova que nas 12h já se tinha verificado o assentamento. Assim, a partir deste momento, todos os ensaios foram efetuados com ciclos de 12 horas, com exceção do último ensaio que serviu para uma comparação de diferentes ciclos e durações. Seguidamente, foram efetuados três ensaios com cargas e descargas (quatro patamares de descarga) que atingissem os 3,2MPa, de acordo com as seguintes especificações:

- Ensaio E0,70\_CD\_12;
- Ensaio E0,94\_CD\_12;
- Ensaio E1,07\_CD\_12.

Em cada um destes ensaios foram realizados quatro ciclos de carga e descarga:

- i. ciclo de carga até atingir 100kPa, seguido por descargas até 12,5kPa;

- 
- ii. ciclo de carga até atingir 400kPa, seguido por descargas até 12,5kPa;
  - iii. ciclo de carga até atingir 1600kPa, seguido por descargas até 12,5kPa;
  - iv. ciclo de carga até atingir 3200kPa, seguido por descargas até 0,15kPa.

Na Tabela 32 sintetizam-se os resultados obtidos no ensaio E0,70\_CD\_12; importa referir que neste ensaio ocorreu uma falha técnica que obrigou a parar o ensaio no trigésimo oitavo ciclo, não se completando os quarenta e três ciclos de carga e descarga previstos, pelo que o último ciclo de carga e descarga não foi completado.

Tabela 32 - Resultados obtidos no ensaio E0,70\_CD\_12.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Varição da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,69	0,00	0,699
1	12,5	0,259	18,43	1,39	0,675
2	25	0,108	18,32	0,59	0,666
3	50	0,140	18,18	0,76	0,653
4	100	0,315	17,87	1,73	0,624
5	50	-0,028	17,90	-0,16	0,627
6	25	-0,032	17,93	-0,18	0,630
7	12,5	-0,042	17,97	-0,23	0,634
8	25	0,037	17,93	0,21	0,630
9	50	0,056	17,88	0,31	0,625
10	100	0,083	17,79	0,46	0,618
11	200	0,429	17,37	2,41	0,579
12	400	0,564	16,80	3,25	0,527
13	200	-0,040	16,84	-0,24	0,531
14	100	-0,052	16,89	-0,31	0,536
15	50	-0,065	16,96	-0,38	0,542
16	25	-0,048	17,01	-0,28	0,546
17	12,5	-0,083	17,09	-0,49	0,553
18	25	0,028	17,06	0,16	0,551
19	50	0,063	17,00	0,37	0,545
20	100	0,078	16,92	0,46	0,538
21	200	0,101	16,82	0,60	0,529
22	400	0,188	16,63	1,12	0,512
23	800	0,604	16,03	3,63	0,457
24	1600	0,730	15,30	4,55	0,391
25	800	-0,035	15,33	-0,23	0,394
26	400	-0,064	15,40	-0,42	0,400
27	200	-0,076	15,47	-0,49	0,406
28	100	-0,084	15,56	-0,54	0,414
29	50	-0,087	15,64	-0,56	0,422
30	25	-0,065	15,71	-0,42	0,428
31	12,5	-0,070	15,78	-0,45	0,434
32	25	0,016	15,76	0,10	0,433
33	50	0,042	15,72	0,27	0,429
34	100	0,058	15,66	0,37	0,424
35	200	0,094	15,57	0,60	0,415
36	400	0,118	15,45	0,76	0,404
37	800	0,143	15,31	0,93	0,391
38	1600	0,253	15,05	1,65	0,368

Na Tabela 33 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio E0,94\_CD\_12 e na Tabela 34 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio E1,07\_CD\_12.

Tabela 33 - Resultados obtidos no ensaio E0,94\_CD\_12.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Varição da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,69	0,00	0,938
1	12,5	0,542	18,15	2,90	0,882
2	25	0,327	17,82	1,80	0,848
3	50	0,431	17,39	2,42	0,803
4	100	0,405	16,99	2,33	0,761
5	50	-0,044	17,03	-0,26	0,766
6	25	-0,027	17,06	-0,16	0,769
7	12,5	-0,048	17,10	-0,28	0,773
8	25	0,027	17,08	0,16	0,771
9	50	0,050	17,03	0,29	0,765
10	100	0,121	16,91	0,71	0,753
11	200	0,480	16,43	2,84	0,703
12	400	0,648	15,78	3,94	0,636
13	200	-0,045	15,82	-0,29	0,641
14	100	-0,051	15,87	-0,32	0,646
15	50	-0,068	15,94	-0,43	0,653
16	25	-0,056	16,00	-0,35	0,659
17	12,5	-0,054	16,05	-0,34	0,664
18	25	0,018	16,03	0,11	0,663
19	50	0,049	15,99	0,31	0,657
20	100	0,070	15,92	0,44	0,650
21	200	0,089	15,83	0,56	0,641
22	400	0,154	15,67	0,97	0,625
23	800	0,627	15,05	4,00	0,560
24	1600	0,716	14,33	4,76	0,486
25	800	-0,051	14,38	-0,36	0,491
26	400	-0,057	14,44	-0,40	0,497
27	200	-0,055	14,49	-0,38	0,503
28	100	-0,078	14,57	-0,54	0,511
29	50	-0,077	14,65	-0,53	0,519
30	25	-0,053	14,70	-0,36	0,524
31	12,5	-0,060	14,76	-0,41	0,530
32	25	0,019	14,74	0,13	0,528
33	50	0,034	14,71	0,23	0,525
34	100	0,070	14,64	0,48	0,518
35	200	0,081	14,56	0,55	0,509
36	400	0,108	14,45	0,74	0,498
37	800	0,124	14,32	0,86	0,485
38	1600	0,215	14,11	1,50	0,463
39	3200	0,713	13,40	5,05	0,389
40	1600	-0,059	13,46	-0,44	0,395
41	800	-0,030	13,49	-0,22	0,398
42	200	-0,090	13,58	-0,67	0,408
43	0,15	-0,805	14,38	-5,93	0,491

Tabela 34 - Resultados obtidos no ensaio E1,07\_CD\_12.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Varição da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,84	0,00	1,067
1	12,5	0,227	18,61	1,20	1,042
2	25	0,285	18,33	1,53	1,011
3	50	0,335	17,99	1,83	0,974
4	100	0,406	17,59	2,26	0,929
5	50	-0,024	17,61	-0,14	0,932
6	25	-0,022	17,63	-0,12	0,934
7	12,5	-0,021	17,65	-0,12	0,937
8	25	0,037	17,62	0,21	0,933
9	50	0,031	17,59	0,18	0,929
10	100	0,169	17,42	0,96	0,911
11	200	0,331	17,09	1,90	0,874
12	400	0,495	16,59	2,90	0,820
13	200	-0,022	16,61	-0,13	0,822
14	100	-0,038	16,65	-0,23	0,827
15	50	-0,047	16,70	-0,28	0,832
16	25	-0,048	16,75	-0,29	0,837
17	12,5	-0,053	16,80	-0,32	0,843
18	25	0,026	16,77	0,15	0,840
19	50	0,04	16,73	0,24	0,836
20	100	0,051	16,68	0,30	0,830
21	200	0,072	16,61	0,43	0,822
22	400	0,145	16,47	0,87	0,806
23	800	0,486	15,98	2,95	0,753
24	1600	0,631	15,35	3,95	0,684
25	800	-0,01	15,36	-0,07	0,685
26	400	-0,022	15,38	-0,14	0,687
27	200	-0,054	15,43	-0,35	0,693
28	100	-0,074	15,51	-0,48	0,701
29	50	-0,066	15,57	-0,43	0,708
30	25	-0,064	15,64	-0,41	0,716
31	12,5	-0,041	15,68	-0,26	0,720
32	25	0,017	15,66	0,11	0,718
33	50	0,035	15,63	0,22	0,714
34	100	0,048	15,58	0,31	0,709
35	200	0,079	15,50	0,51	0,700
36	400	0,091	15,41	0,59	0,690
37	800	0,109	15,30	0,71	0,678
38	1600	0,189	15,11	1,24	0,658
39	3200	0,617	14,49	4,08	0,590
40	1600	-0,041	14,54	-0,28	0,595
41	800	-0,039	14,57	-0,27	0,599
42	200	-0,15	14,72	-1,03	0,615
43	0,15	-0,604	15,33	-4,10	0,682

Na Figura 45 apresenta-se, para os últimos três ensaios descritos, a variação do índice de vazios em função da tensão efetiva axial, ao longo dos ciclos de carga e descarga.

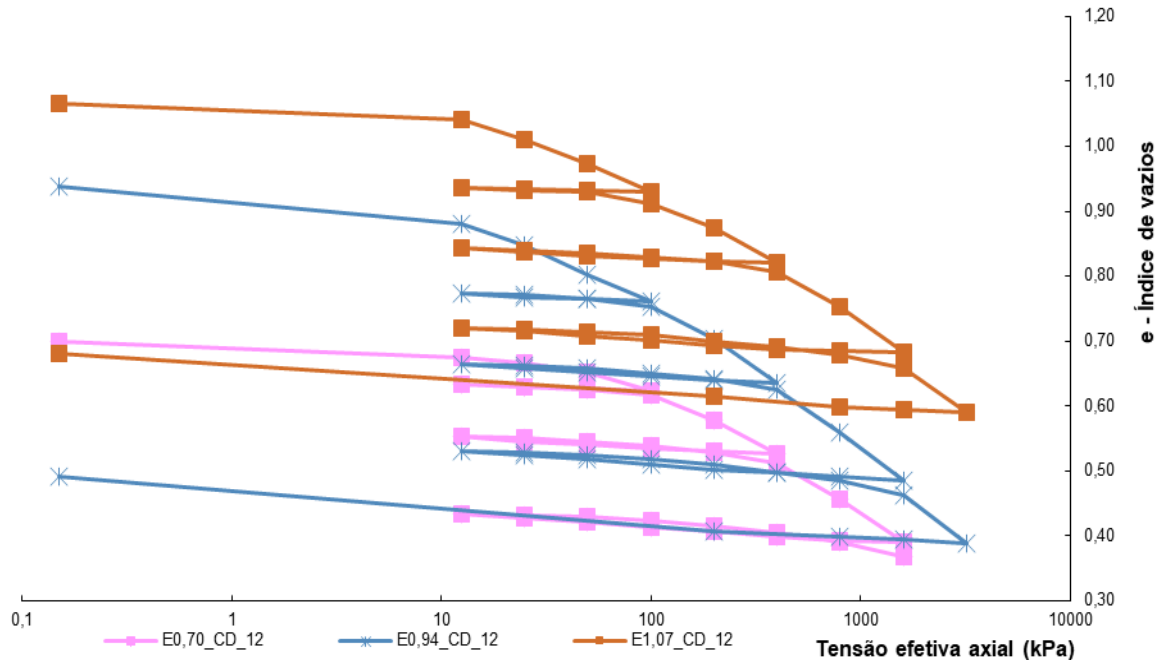


Figura 45 - Comparação do comportamento do solo nos três ensaios com ciclos de cargas e descargas.

Através desta representação, consegue-se perceber que a inclinação dos patamares de descarga para os diferentes índices de vazios iniciais é bastante semelhante e, também, perceber que existe semelhança de comportamento na inclinação dos últimos patamares de carga. No entanto, observa-se uma não coincidência das curvas de compressibilidade, ou seja, verifica-se a dificuldade que existe em definir uma linha única normalmente consolidada.

Por fim, foi ainda realizado um último ensaio, ensaio E0,96\_C\_24, com o intuito de perceber se existia alguma semelhança de comportamento com o ensaio E0,94\_CD\_12. Neste ensaio, optou-se por intervalos de 24h para perceber e, confirmar, se o comportamento em relação aos ciclos de carga e descarga teria diferenças que não foram visíveis nos dois primeiros ensaios de comparação onde apenas se variou o intervalo de duração dos ciclos (E1,06\_C\_12 e E1,09\_C\_24). Neste último ensaio, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 - Resultados obtidos no ensaio E0,96\_C\_24.

Ciclo	Tensão axial (kPa)	Varição da altura (mm)	Altura do provete (mm)	Extensão axial (%)	Índice de vazios
Apoio	0,15	0,000	18,79	0,00	0,959
1	12,5	0,668	18,12	3,56	0,889
2	25	0,340	17,78	1,88	0,854
3	50	0,441	17,34	2,48	0,808
4	100	0,511	16,83	2,95	0,755
5	200	0,570	16,26	3,39	0,695
6	400	0,605	15,66	3,72	0,632
7	800	0,702	14,95	4,48	0,559
8	1600	0,587	14,37	3,93	0,498
9	0,15	-1,051	15,42	-7,32	0,607

Na Figura 46, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios E0,94\_CD\_12 e E0,96\_C\_24. Através desta representação consegue-se perceber que, apesar das durações dos ciclos serem diferentes e de um ter apenas ciclos de carga e, o outro, ciclos de cargas e descargas, o comportamento foi muito semelhante nas duas situações, sendo as linhas quase sobrepostas até ao patamar dos 1,6MPa (patamar máximo atingido pelo ensaio E0,96\_C\_24).

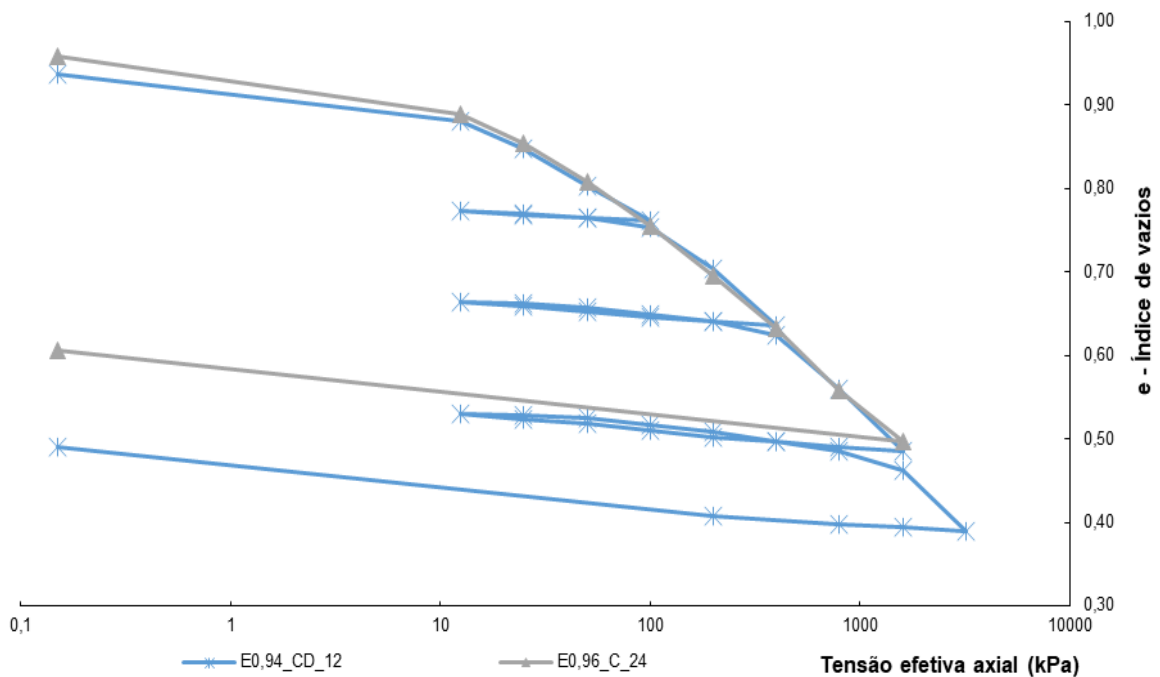


Figura 46 - Comparação do comportamento do solo nos ensaios E0,94\_CD\_12 e E0,96\_C\_24.

Na Figura 47, comparam-se os três ensaios realizados apenas com ciclos de carga (E1,06\_C\_12, E1,09\_C\_24 e E0,96\_C\_24). Como é possível observar, a diferença do comportamento deve-se à diferença no índice de vazios inicial do solo, o que permite concluir que, até este nível de tensões aplicadas, o comportamento do solo é muito semelhante, sendo ainda possível perceber algum paralelismo na inclinação dos tramos.

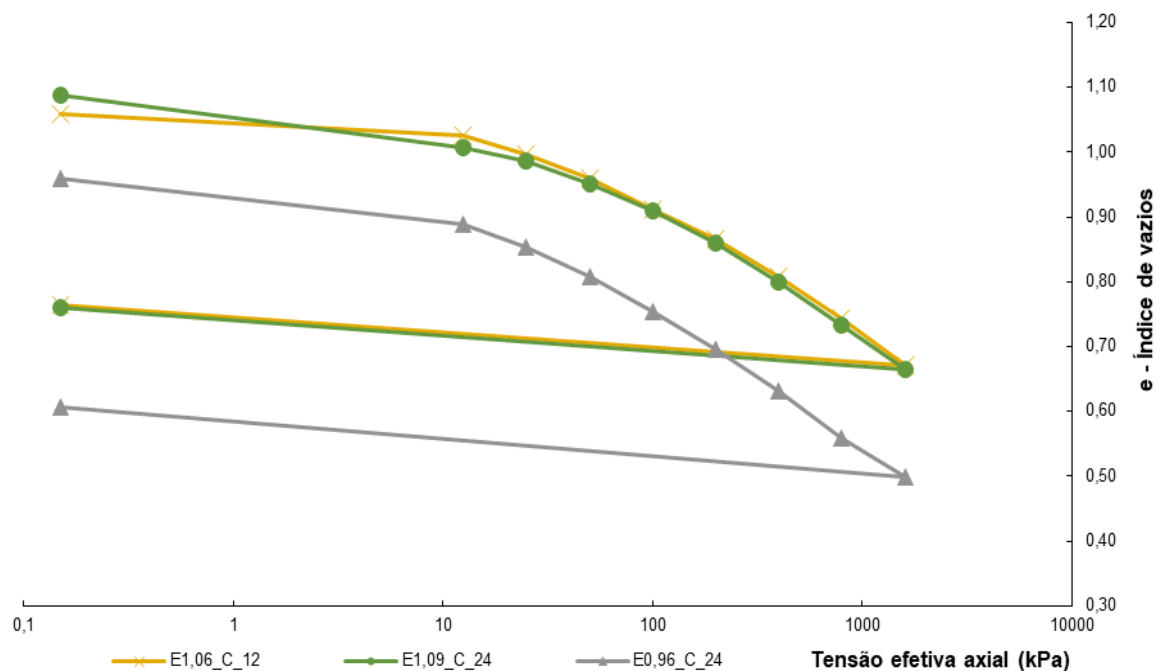


Figura 47 - Comparação do comportamento do solo nos três ensaios com ciclos de carga.

Como base no paralelismo na inclinação dos tramos, é possível analisar cinco parâmetros específicos nos ensaios com ciclos de carga e descarga:

- $C_r$  – índice de recompressibilidade, avaliada nos tramos de descarga-recarga;
- $C_c$  – índice de compressibilidade, avaliada no tramo 0,8MPa – 3,2MPa;
- $\delta_v^p$  – deformação plástica, avaliada no último ciclo de descarga (12,5kPa) até ao último ciclo de descarga do patamar seguinte;
- $a_v$  – coeficiente de compressibilidade;
- $m_v$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica.

Importa referir que, para o ensaio E0,70\_CD\_12, o  $C_c$  irá ser calculado no tramo 800kPa - 1600kPa e não se irá ter  $\delta_v^p$  visto não ter ocorrido o último patamar de descarga. Os resultados obtidos nesta interpretação sintetizam-se nas Tabelas Tabela 36 e Tabela 37.

Tabela 36 - Cálculo do índice de compressibilidade, recompressibilidade e da deformação plástica dos patamares de descarga.

Parâmetros	Descritivo	Índice de vazios inicial ( $e_0$ )		
		E0,70_CD_12	E0,94_CD_12	E1,07_CD_12
$C_c$	0,8MPa – 3,2MPa (0,8MPa – 1,6MPa para E0,70_CD_12)	0,294	0,284	0,271
$C_{r1}$	Descarga 1	0,010	0,014	0,008
$C_{r2}$	Descarga 2	0,020	0,020	0,018
$C_{r3}$	Descarga 3	0,022	0,022	0,021
$\delta_{vP_1}$	Descarga 1 e 2	0,126	0,141	0,100
$\delta_{vP_2}$	Descarga 2 e 3	0,215	0,202	0,146
$\delta_{vP_3}$	Descarga 3 e final	-	0,172	0,110

Tabela 37 - Cálculo do coeficiente de compressibilidade e do coeficiente de compressibilidade volumétrica.

Ensaio	E0,70_CD_12		E0,94_CD_12		E1,07_CD_12	
	$a_v$ - Coeficiente de compressibilidade (MPa-1)	$m_v$ - Coeficiente de compressibilidade volumétrica (MPa-1)	$a_v$ - Coeficiente de compressibilidade (MPa-1)	$m_v$ - Coeficiente de compressibilidade volumétrica (MPa-1)	$a_v$ - Coeficiente de compressibilidade (MPa-1)	$m_v$ - Coeficiente de compressibilidade volumétrica (MPa-1)
12,5	1,91	1,12	4,55	2,35	2,02	0,98
25	0,79	0,46	2,71	1,40	2,50	1,21
50	0,51	0,30	1,79	0,92	1,47	0,71
100	0,57	0,34	0,84	0,43	0,89	0,43
200	0,39	0,23	0,50	0,26	0,36	0,18
400	0,26	0,15	0,34	0,17	0,27	0,13
800	0,14	0,08	0,16	0,08	0,13	0,06
1600	0,08	0,05	0,09	0,05	0,09	0,04
3200	-	-	0,05	0,02	0,04	0,02

Nos ensaios com ciclos de carga e descarga verificam-se, claramente, comportamentos muito semelhantes. Os valores de  $C_r$  apresentam diferenças mínimas, assim como nos valores de  $\delta_{vP}$  e  $C_c$ . Relativamente ao  $a_v$  e  $m_v$  verifica-se, tal como nos três parâmetros anteriores, uma semelhança de comportamento. Para uma melhor visualização destes parâmetros foram elaborados cinco gráficos, apresentados nas Figuras Figura 48, Figura 49, Figura 50, Figura 51 e Figura 52.

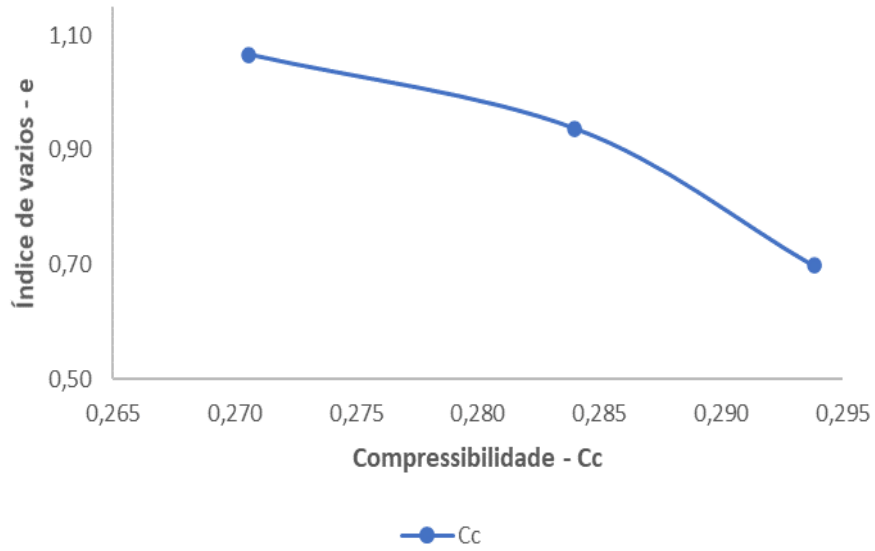


Figura 48 - Representação do índice de compressibilidade do tramo 0,8MPa – 3,2MPa.

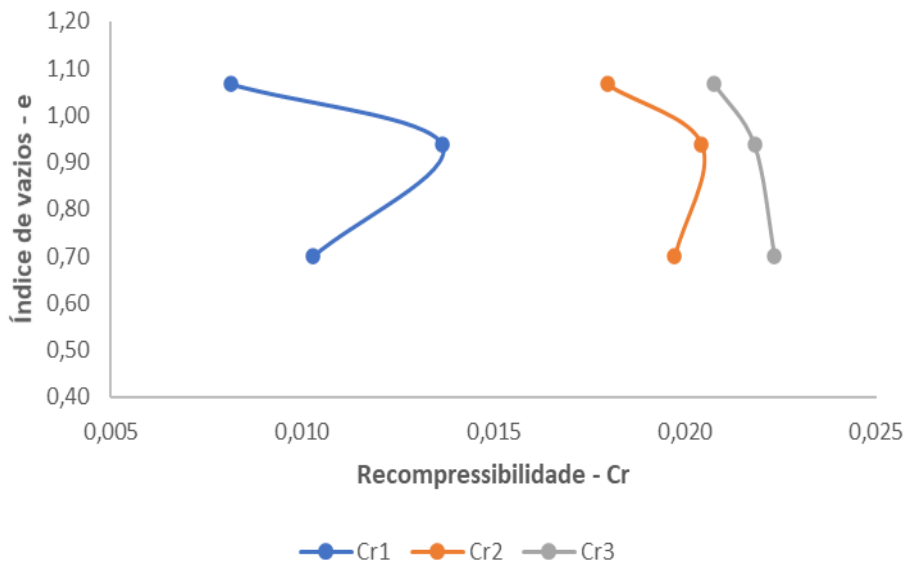


Figura 49 - Representação do índice de recompressibilidade no tramo descarga-recarga.

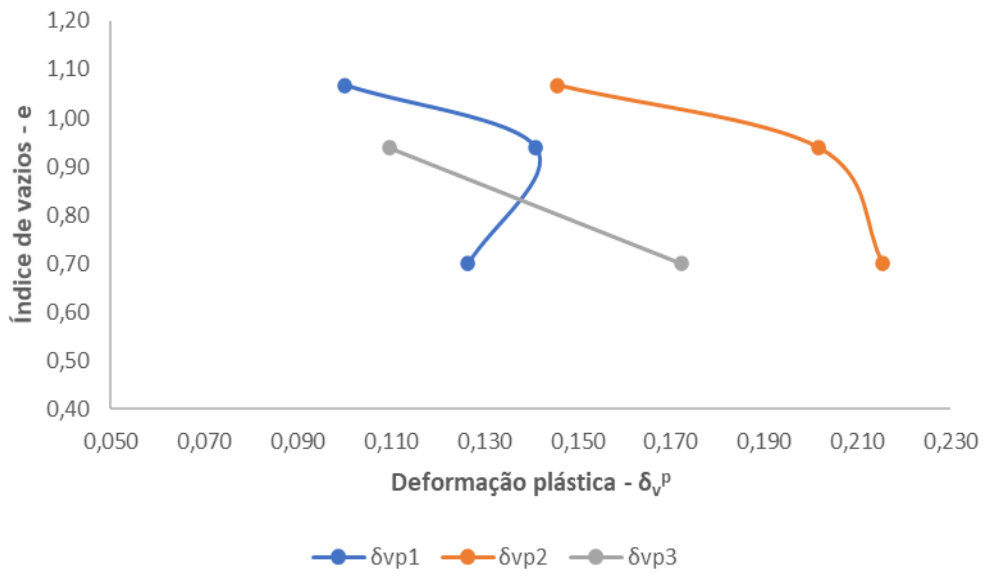


Figura 50 - Representação da deformação plástica dos patamares de descarga.

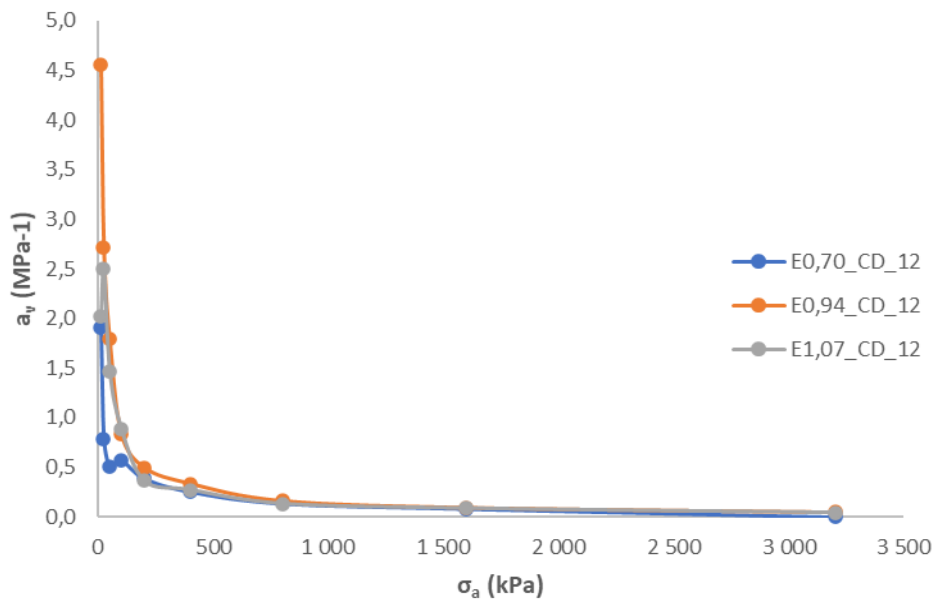


Figura 51 - Representação do coeficiente de compressibilidade.

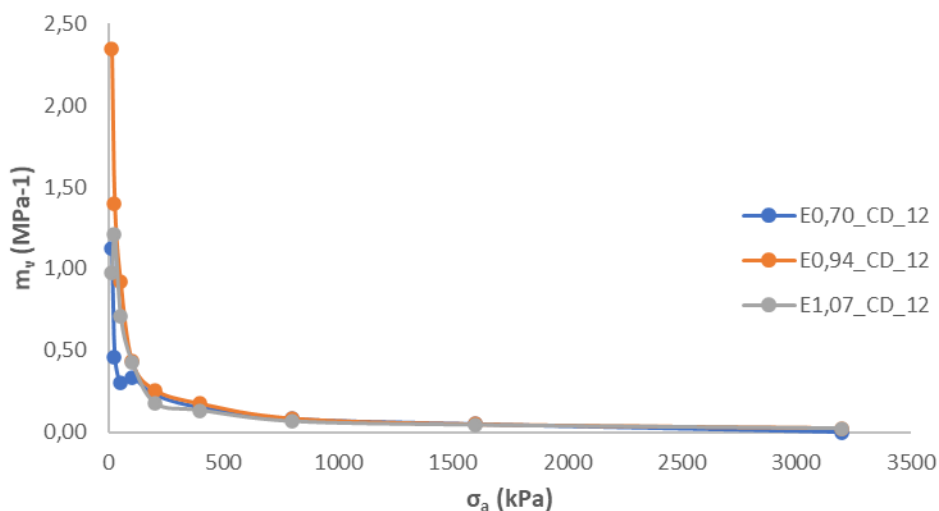


Figura 52 - Representação do coeficiente de compressibilidade volumétrica.

Nos ensaios em que apenas se realizaram ciclos de carga apenas foi analisado o  $C_c$ , no tramo 200kPa - 1600kPa. Na Tabela 38 sintetizam-se os resultados obtidos e na Figura 53 apresenta-se a representação gráfica dos resultados.

Tabela 38 - Cálculo do índice de compressibilidade.

Parâmetros	Descritivo	Índice de vazios inicial		
		E0,96_C_24	E1,06_C_12	E1,09_C_24
$C_c$	200kPa - 1600kPa	0,219	0,216	0,215

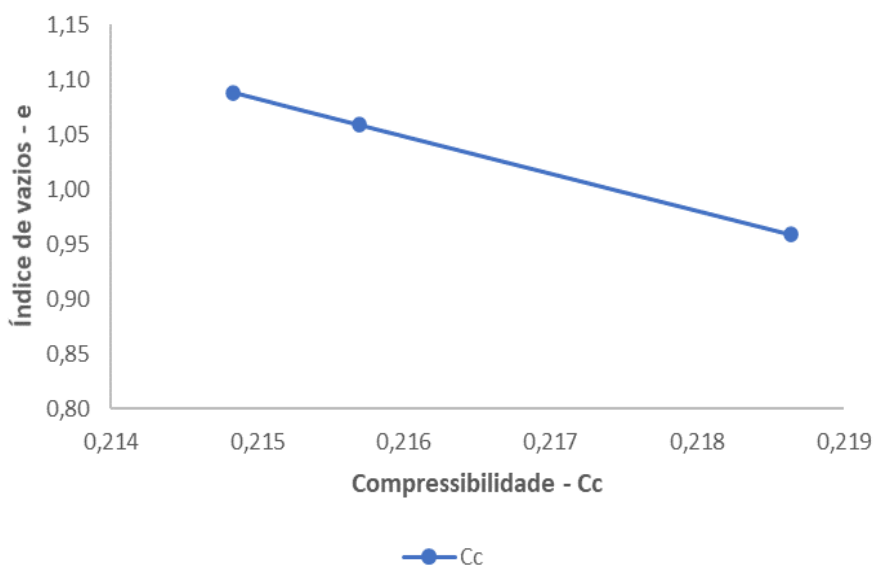


Figura 53 - Representação do índice de compressibilidade do tramo 200kPa – 1600kPa.

Através destes valores obtidos, verifica-se que o índice de compressibilidade toma valores muito semelhantes nos três ensaios, concluindo-se que, independentemente do índice de vazios inicial, o comportamento do solo é muito semelhante.

Para melhor visualização e comparação do comportamento do solo no decurso dos seis ensaios edométricos realizados, apresenta-se na Figura 54 uma síntese dos resultados obtidos nesses ensaios.

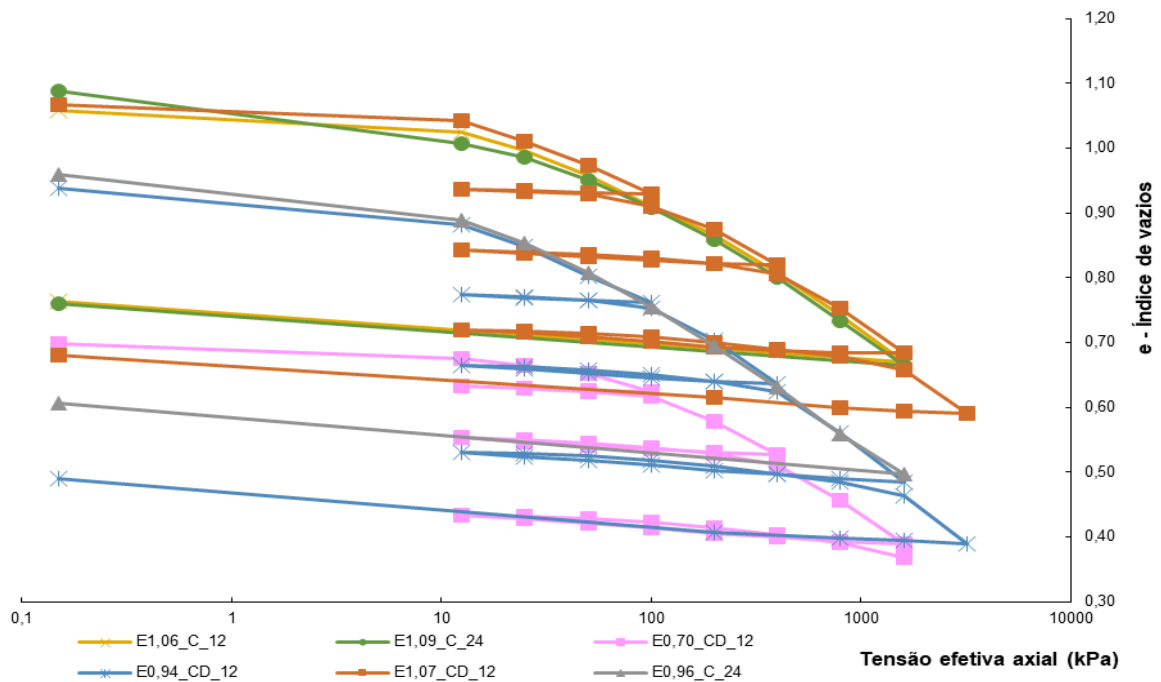


Figura 54 - Comparação do comportamento do solo no decurso dos seis ensaios edométricos realizados.

Nesta figura consegue-se perceber que os ensaios que iniciaram com índices de vazios semelhantes, entre si, apresentam comportamentos muito semelhantes, independentemente de os intervalos dos ciclos serem de 12 ou 24 horas, ou de serem ciclos só de carga ou ciclos completos (cargas e descargas), sendo que as suas curvas são coincidentes, entre si, em quase todo o seu curso.

Depois de se perceber este comportamento geral foi interessante fazer uma análise granulométrica a três provetes, optou-se por dois ensaios com ciclo de carga e descarga (E0,70\_CD\_12 e E1,07\_CD\_12) e um ensaio com ciclo de carga (E1,09\_C\_24). O objetivo desta análise foi perceber se houve esmagamento de partículas, e se, conseqüentemente, houve alteração à curva granulométrica que se obteve na análise granulométrica inicial e da qual se

começou a reconstituir os provetes. Na Figura 55, é apresentada a curva granulométrica inicial e as três curvas granulométricas obtidas na análise pós-ensaio destes três provetes.

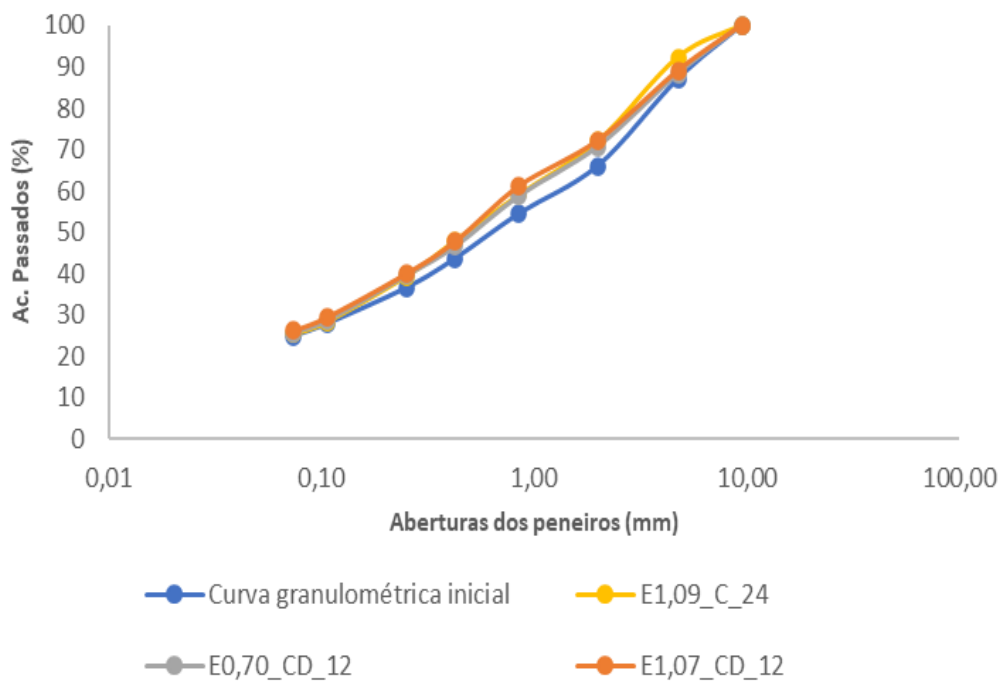


Figura 55 - Comparação das curvas granulométricas (inicial e pós-ensaio).

Analisando este gráfico é possível verificar que as partículas com dimensões entre os 9,51mm e 0,850mm sofreram uma ligeira diminuição do seu tamanho, o que, contudo, não se traduziu num aumento de finos, ou seja, os passados no peneiro 0,074mm é praticamente idêntico ao da amostra inicial. Assim, pode-se concluir que essa diferença acaba por ser mínima para os níveis de tensão aplicados.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo V**

### **Considerações finais**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

### 5.1. Conclusões

A avaliação do comportamento tensão-deformação em solos e a avaliação dos parâmetros de resistência com recurso ao ensaio triaxial é, sem dúvida, um dos melhores métodos de caracterização laboratorial. Os parâmetros para caracterização da resistência ao corte dos solos obtidos a partir do ensaio triaxial são considerados os mais confiáveis, porque, durante o ensaio, é permitido controlar os estados de tensão, total e efetiva, a pressão da água nos poros, as variações de volume e o estado de deformação do provete.

Relativamente aos ensaios triaxiais realizados podem tirar-se as seguintes conclusões:

- a) Avaliando os provetes após o ensaio verificou-se que apenas T0,6\_25, T0,6\_50 e T0,7\_400 apresentam plano de rotura visível enquanto os restantes provetes apresentam uma forma de “barril” sem formação de zonas de falha bem definidas.
- b) Através da representação do volume específico *versus* tensão de consolidação consegue-se perceber que, independentemente do índice de vazios inicial, com o aumento da tensão de consolidação as linhas tendem a tomar comportamentos semelhantes.
- c) O comportamento durante o corte é puramente friccional e o comportamento tensão-deformação é eminentemente não-linear, mesmo quando sujeitos a baixas tensões de confinamento no que respeita ao ensaio T0,6, no ensaio T0,7 evidencia linearidade no comportamento tensão-deformação de todos os provetes.
- d) O comportamento dos provetes sugere que as condições últimas de deformação foram atingidas observando-se tendência de manutenção da variação da pressão da água nos poros em todos os ensaios.
- e) Nas relações tensão-deformação indiciam a tendência para estabilização da resistência, após grandes deformações, os provetes sujeitos a menores tensões de confinamento (T0,7\_25 e T0,7\_50) do ensaio com índice de vazios inicial de 0,7.
- f) Relativamente ao caminho de tensões, verifica-se, em ambas as situações, a baixas tensões de confinamento (25 e 50 kPa) trajetórias para a direita, nas tensões intermédias (100 e 200 kPa) trajetórias aproximadamente na vertical e nos provetes sujeitos a maiores tensões, trajetórias inicialmente para a direita, mas rapidamente invertem o sentido deslocando-se para a esquerda.
- g) Relativamente ao ângulo de resistência ao corte de pico e residual, verifica-se uma pequena diferença, inferior a 4°.

---

O ensaio edométrico é amplamente utilizado para estudar a resposta ao carregamento uniaxial, analisando a variação do índice de vazios e, conseqüentemente, bastante utilizado para a estimativa de assentamentos.

Relativamente aos ensaios edométricos tiraram-se as seguintes conclusões:

- a) Numa primeira análise, relativa à duração dos ciclos de ensaio, 12 e 24 horas por patamar de carga, verificou-se, através dos resultados obtidos nos ensaios E1,06\_C\_12 e E1,09\_C\_24, que o assentamento neste solo foi quase imediato, tendo as curvas de compressibilidade comportamentos muito semelhantes em todo o seu curso.
- b) Numa segunda análise, comparando o comportamento do solo em três ensaios onde apenas se variou o índice de vazios inicial (E0,70\_CD\_12, E0,94\_CD\_12 e E1,07\_CD\_12) verificou-se que:
  - as curvas de compressibilidade, apresentam-se paralelas, entre si, não evidenciando a existência de uma única linha normalmente consolidada (LNC);
  - os valores do índice de compressibilidade ( $C_c$ ) são semelhantes e não são influenciados pelo índice de vazios inicial;
  - o comportamento na descarga/recarga verificou um paralelismo nas curvas, apresentando valores de índice de recompressibilidade ( $C_r$ ) praticamente idênticos ao longo dos vários ciclos, o que indica que não se verifica incremento da deformação plástica com o incremento da tensão;
  - a análise aos valores da deformação plástica e aos valores do índice de recompressibilidade ( $C_r$ ) tendem a evidenciar uma independência do índice de vazios inicial dos provetes;
- c) Para os níveis de tensão atingidos (3,2 MPa) constatou-se que praticamente não se verifica esmagamento das partículas, verificando-se apenas que, as partículas com dimensões entre os 9,51mm e 0,850mm, sofreram uma ligeira diminuição do seu tamanho, o que, contudo, não se traduziu num aumento de finos, ou seja, os passados no peneiro 0,074mm mantiveram-se praticamente idênticos aos da amostra inicial.

O conhecimento do comportamento intrínseco do solo residual granítico permite uma melhor compreensão e previsão do seu comportamento, sendo assim bastante importante quando se pretende elaborar um projeto geotécnico, por exemplo para o caso de dimensionamento de aterros.

---

## **5.2. Desenvolvimentos futuros**

De forma a garantir uma análise mais completa do comportamento intrínseco deste tipo de solo, sugere-se que este trabalho seja complementado com:

1. Realização de mais ensaios edométricos e triaxiais, com maior variabilidade do índice de vazios inicial para definir melhor o comportamento noutros estados de compactação.
2. Realização de ensaios edométricos com patamares de carga em edómetros de grandes capacidades (tensões superiores a 3,2 MPa) de forma a verificar a convergência, ou não, para uma única linha normalmente consolidada.
3. Realização de ensaios triaxiais consolidados drenados (CID) com variação do índice de vazios inicial de modo a verificar se o comportamento do material se altera com a variação das condições durante o corte.
4. Realização de ensaios sobre amostras indeformadas de solo residual granítico de forma a avaliar as diferenças entre o comportamento intrínseco e o comportamento do solo natural ou, sobre provetes cimentados artificialmente, dada a dificuldade em obter amostras indeformadas neste tipo de material.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Referências bibliográficas**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

Abrantes, A.C. (2008). Problemas de consolidação na construção de aterros sobre solos moles. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

Blight, G.E. (1997). Mechanics of residual soils. London, UK: CRC Press.

Borges, J.M. (1995). Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos: análise e dimensionamento. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto.

Das, B.M. (2007). Fundamentos de engenharia geotécnica. Brasil: Cengage.

Fernandes, M.M. (2016). Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. vol. I, Porto, Edições FEUP.

Fonseca, M.P. (2017). Estudo da resposta da areia de coimbra sob carregamento uniaxial. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.

Head, K.H. (1986). Manual of soil laboratory testing. Vol. III. Scotland, UK: Whittles Publishing.

Lade, P.V. (2016). Triaxial testing of soils. United Kingdom, John Wiley & Sons, Ltd.

Neves, E.N. (2009). Estudo laboratorial de solos tratados com cal: modelos de comportamento. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.

Rodrigues, C.M. (2003). Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.

Schnaid, F. (2005). Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests. In: Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp 3 a 45 (Vol. I). Osaka, Japan.

---

(página propositadamente em branco)

---

**Anexos**  
**(Cd-Rom)**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

Anexo I - Folha de cálculo em Excel, Moldagem de provetes – ver CD

Anexo II - Folha de cálculo em Excel, Ensaio T0,7 – ver CD

Anexo III – Folha de cálculo em Excel, Ensaio T0,6 – ver CD

Anexo IV - Folha de cálculo em Excel, Comparação dos ensaios edométricos – ver CD