

João Eduardo Lopes Gomes de Henriques Guia

# INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NO COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

INFLUENCE OF THE PARTICLE SIZE DISTRIBUTION  
ON THE BEHAVIOUR OF SANDS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Paulo Lopes Figueiredo Coelho

Coimbra, 13 de Março de 2018



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

João Eduardo Lopes Gomes de Henriques Guia

# **INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NO COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS**

## **INFLUENCE OF THE PARTICLE SIZE DISTRIBUTION ON THE BEHAVIOUR OF SANDS**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Geotecnia,  
orientada pelo Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro e pelo Professor Doutor Paulo Lopes Figueiredo Coelho

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

Coimbra, 13 de Março de 2018

## AGRADECIMENTOS

Nesta fase final do meu percurso académico não posso deixar de agradecer a todos com os quais me relacionei e estabeleci laços de amizade, e, ainda que de diferentes formas, contribuíram para que chegasse a este ponto. A todos aqueles que não pessoalizo o agradecimento, não quero deixar de o expressar e não se sintam menos considerados por esse facto.

Começo por agradecer àqueles que me deram um apoio mais direto na realização deste trabalho. Ao Professor António Pedro, ainda que não se encontrasse em Portugal na maior parte do tempo em que realizei o trabalho, mas sempre apresentando disponibilidade e resposta imediata, agradeço todos os conhecimentos e conselhos úteis transmitidos. Ao Professor Paulo Coelho pelo apoio no processo laboratorial, espírito crítico e sentido de justiça que tomei como exemplo, também por todos os conhecimentos e conselhos transmitidos. A estes dois devo o meu mais profundo agradecimento, por todo o apoio e pela amizade construída.

Ao Sr. José António e ao Paulino pela amizade criada, assim como pela disponibilidade apresentada ao longo do processo laboratorial, mesmo que em momentos difíceis.

Agradeço também ao Professor António Alberto e ao Professor Luís Santos, que apesar de não estarem diretamente envolvidos no meu trabalho, sempre se apresentaram disponíveis para me clarificar algumas dúvidas.

Expresso também o meu mais sincero agradecimento aos meus amigos com quem mantive relação ao longo destes anos, estando fisicamente próximos ou não, em especial ao Rui, ao “Foska”, ao André, ao Cajada, ao Diogo, ao Cleto, ao Stefano, ao Gonçalo, à Vanda, à Cátia, à Carla, à Lena, à Rita e à Mafalda, com os quais tive o prazer de partilhar momentos inesquecíveis. Amigos são família sem ser de sangue.

À Maria de Lurdes Craveiro, “Madrinha”, que não sendo diretamente da família, é tão ou mais importante como qualquer outro membro desta, expresso o meu mais profundo agradecimento pelo acompanhamento e conselhos partilhados, bem como a indiscritível amizade construída.

Por fim, resta-me agradecer à minha família mais próxima que sempre me apoiou e dedicar este trabalho à minha Mãe e ao meu Pai, que muitas das vezes mesmo sem entenderem algumas das minhas opções, nunca deixaram de me apoiar. Por tudo, estou-lhes eternamente grato.

## RESUMO

O conhecimento do comportamento dos solos é fundamental para o dimensionamento de qualquer obra geotécnica. Em solos arenosos o seu comportamento depende de diversos fatores, entre os quais se destacam a densidade relativa e o estado de tensão ao qual o solo está sujeito. Dependendo da combinação destes fatores, um solo pode transitar de um comportamento contrativo (diminuição de volume) com baixa rigidez e aumento progressivo de resistência até se atingir um valor a volume constante, geralmente designado por estado crítico, para exibir um comportamento dilatante (aumento de volume), apresentando um pico de resistência pronunciado e rigidez inicial elevada, seguido de amolecimento até se alcançar a condição de volume constante. Se a influência destes fatores é unanimemente conhecida, existem outros fatores que, não sendo aparentemente tão relevantes, também afetam o comportamento de solos arenosos e cujo impacto não se encontra tão bem identificado. Um destes fatores está relacionado como a dimensão das partículas de areia que constituem o solo, a sua granulometria.

Nesta dissertação procura-se avaliar a influência deste parâmetro, tendo como referência a Areia de Coimbra, anteriormente estudada e caracterizada em detalhe no laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra. A partir da Areia de Coimbra são preparadas e ensaiadas no aparelho triaxial duas misturas, uma mais fina e uma mais grossa, em condições similares. Particular ênfase é dado ao método de preparação e realização dos ensaios triaxiais, discutindo-se mais pormenorizadamente quais as implicações que cada etapa tem nos resultados finais. A partir de ensaios drenados, efetuados com uma tensão média efetiva constante para diferentes densidades e níveis de tensão, procura-se avaliar a importância da granulometria no comportamento da areia para pequenas e grandes deformações, bem como nos parâmetros de resistência ao corte. Tendo por base os resultados obtidos pode confirmar-se a importância do nível de tensão e da densidade relativa no comportamento das misturas, podendo igualmente concluir-se que a granulometria é um fator relevante que afeta quer a rigidez, quer a resistência, bem como o comportamento volumétrico dos solos.

## **ABSTRACT**

An adequate knowledge of the soil behaviour is essential for the design of any geotechnical structure. The behaviour of sandy soils depends on several factors, such as the relative density and the stress state conditions. Depending on the combination of these factors, a soil can switch from a contractive behaviour (decrease of volume) with small stiffness and progressive increase of strength until a threshold at constant volume, usually designated as critical state conditions, is reached, to exhibit dilatancy (increase of volume) with pronounced peak strength and high initial stiffness followed by softening until the condition of constant volume is reached. The influence of these factors is unanimously acknowledged, but there are other factors that, although not so relevant, also affect the behaviour of sandy soils and which influence is not thoroughly known. One of these factors is related with the particle size distribution of the soil.

In this thesis the influence of this parameter is assessed, having as reference the 'Areia de Coimbra', previously studied and characterised in detail in the Geotechnics Group of the University of Coimbra. From the particle size distribution of the 'Areia de Coimbra' two distinct fractions, one finer and one coarser, were prepared and tested in similar conditions in the triaxial apparatus. Particular emphasis is given to the preparation method and performance of the triaxial tests. The impact that each preparation stage has on the final results is discussed and assessed. The influence of the particle size distribution on the behaviour of the fractions at small and large strains and also on their strength is assessed based on the results of drained triaxial tests performed following a constant mean effective stress path and for different relative densities and stress levels. Based on the results, the effects of stress levels and relative density can be confirmed in the behaviour of the fractions, can also be concluded that the particle size distribution is a relevant factor that affects the stiffness and strength, as well as the volumetric behaviour of soils.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	vi
ÍNDICE DE QUADROS .....	ix
SIMBOLOGIA .....	x
ABREVIATURAS .....	xi
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Enquadramento Geral do Trabalho .....	1
1.2 Estrutura da Dissertação .....	1
2 COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS .....	3
2.1 Comportamento teórico de areias reconstituídas .....	3
2.2 Areias de referência em investigação .....	5
2.2.1 Areia de Leighton Buzzard: fração E .....	6
2.2.2 Areia de Toyoura .....	7
2.2.3 Areia de Nevada .....	7
2.2.4 Areia de Hostun .....	7
2.3 Comportamento de areias sob carregamento triaxial.....	7
2.3.1 Efeito da Tensão Média Efetiva .....	7
2.3.2 Efeito da Densidade Relativa .....	10
2.3.3 Efeito da Granulometria .....	13
2.4 Areia de Coimbra.....	14
3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	19
3.1 Materiais .....	19
3.1.1 Descrição .....	19
3.1.2 Características e Parâmetros .....	20

---

3.2	Equipamento Triaxial .....	21
3.2.1	Generalidades .....	21
3.2.2	Calibração de Instrumentos .....	23
3.3	Possíveis Fontes de Erros .....	24
3.3.1	Tensão Axial.....	24
3.3.2	Extensão Axial.....	25
3.3.3	Extensão Volumétrica.....	26
3.3.4	Resistência da Membrana.....	26
3.4	Procedimento Experimental.....	26
3.4.1	Tratamento da Areia .....	26
3.4.2	Calibração do Método de Pluviação.....	27
3.4.3	Preparação das Amostras.....	30
3.4.4	Fase de Saturação .....	32
3.4.5	Fases de Consolidação Isotrópica e Corte .....	32
3.5	Ensaio Realizados .....	33
3.6	Validação e Correção do Procedimento Experimental .....	34
3.7	Interpretação dos Resultados .....	36
4	RESULTADOS .....	39
4.1	Introdução .....	39
4.2	Efeito da Tensão Média Efetiva.....	39
4.3	Efeito da Densidade Relativa.....	44
4.4	Efeito da Granulometria.....	49
4.5	Parâmetros de Resistência ao Corte.....	54
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS .....	58
5.1	Considerações Finais .....	58
5.2	Propostas para Trabalhos Futuros.....	59
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	60

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Resultados típicos de ensaios triaxiais sobre areias soltas e densas (adaptado de Coelho, 2008). .....	4
Figura 2.2 - Envoltentes de Rotura de Mohr-Coulomb em areias densas e soltas determinadas a partir das tensões de pico ( $\phi'_p$ ) e residuais ( $\phi'_{cv}$ ). (adaptado de Fernandes, 1994).....	4
Figura 2.3 – Curvas granulométricas obtidas em estudos sobre as areias de Leighton Buzzard, Toyoura, Nevada e Hostun. ....	6
Figura 2.4 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante realizados sobre a areia de Leighton Buzzard fração E: $q - \varepsilon_a$ (adaptado de Lanzano <i>et al</i> (2016))......	8
Figura 2.5 – Ensaio triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante realizados sobre a areia de Leighton Buzzard fração E: $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (adaptado de Lanzano <i>et al</i> (2016))......	8
Figura 2.6 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Nevada: $q - \varepsilon_a$ (adaptado de Norris <i>et al</i> (1997)). ....	9
Figura 2.7 -Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Nevada: $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (adaptado de Norris <i>et al</i> (1997)). ....	10
Figura 2.8 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Toyoura: $q - \varepsilon_a$ (adaptado de Suzuki & Yamada, 2006). ....	11
Figura 2.9 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Toyoura: $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (adaptado de Suzuki & Yamada, 2006). ....	11
Figura 2.10 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Hostun: $q - \varepsilon_a$ (adaptado de Azeiteiro <i>et al</i> (2017)). ....	12
Figura 2.11 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Hostun: $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (adaptado de Azeiteiro <i>et al</i> (2017)). ....	12
Figura 2.12 - Curvas Granulométricas das diversas frações da areia de Leighton Buzzard (adaptado de Lanzano <i>et al</i> 2016).....	13
Figura 2.13 - Curva granulométrica original da areia de Coimbra Lote II.....	15
Figura 2.14 – Curva Granulométrica da Areia de Coimbra pós-tratamento (adaptado de Santos, 2009 e de Santos, 2015).....	15
Figura 2.15 – Efeito da densidade relativa e da tensão de consolidação no comportamento drenado de amostras de areia sob compressão triaxial $q - \varepsilon_a$ (adaptado de Santos, 2009). ....	16
Figura 2.16 – Efeito da densidade relativa e da tensão de consolidação no comportamento drenado de amostras de areia sob compressão triaxial $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ (adaptado de Santos, 2009). ....	17
Figura 2.17 – Efeito da densidade relativa e da tensão média efetiva na rigidez inicial da areia de Coimbra Lote II (adaptado de Santos (2015)). ....	18
Figura 3.1 – Misturas de areia artificiais obtidas: a) M-0.2; b) M-0.5.....	19

---

Figura 3.2 - Curvas granulométricas das novas misturas da areia de Coimbra Lote II.....	20
Figura 3.3 – Equipamento Triaxial utilizado nesta dissertação.....	22
Figura 3.4 – Esquema representativo do equipamento triaxial (adaptado de Pedro, 2013) ....	22
Figura 3.5 - Retas de calibração de alguns dos instrumentos usados no equipamento triaxial: a) Célula de carga; b) Transdutores de pressão na câmara; c) Transdutor de deslocamento externo; d) Medidor volumétrico.....	24
Figura 3.6 - Tratamento da areia: a) lavagem; b) secagem; c) peneiração.....	27
Figura 3.7 – Aplicação do método de pluviação. ....	28
Figura 3.8 – Equipamento adotado para a aplicação do método de pluviação: a) pluviador; b) controladores de fluxo. ....	29
Figura 3.9 – Montagem do provete: a) colocação da membrana; b) colocação do molde tripartido; c) colocação da areia através do método de pluviação. ....	31
Figura 3.10 – Montagem do provete: a) aplicação da sucção; b) colagem dos LVDT's internos; c) colocação da campânula. ....	31
Figura 3.11 – Comparação das curvas Tensão-Deformação com a utilização de “ <i>suction cap</i> ” e LVDT's internos. ....	35
Figura 3.12 - Comparação das curvas variação volumétrica - deformação axial - deformação axial com a utilização de “ <i>suction cap</i> ” e LVDT's internos. ....	35
Figura 3.13 - Comparação das curvas degradação da rigidez com a utilização de “ <i>suction cap</i> ” e LVDT's internos. ....	36
Figura 3.14 - Curva Tensão-Deformação ampliada ( $q - \varepsilon_a$ ) a) Sem correção; b) corrigida.....	36
Figura 3.15 - Curva Tensão-Deformação ampliada ( $q - \varepsilon_a$ ): a) Curva externa trasladada para a esquerda; b) curva final após ajuste.....	37
Figura 3.16 - Curva Degradação da Rigidez ( $G_{sec} - \varepsilon_d$ ): a) Curvas externa e interna; b) curva final após ajuste. ....	38
Figura 4.1 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.2 com $Dr=40\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	40
Figura 4.2 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.2 com $Dr=80\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	41
Figura 4.3 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.5 com $Dr=40\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	42
Figura 4.4 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.5 com $Dr=80\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	43

---

Figura 4.5 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.2 com $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez. ....	45
Figura 4.6 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.2 com $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez. ....	46
Figura 4.7 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.5 com $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez. ....	47
Figura 4.8 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante na mistura M-0.5 com $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez. ....	48
Figura 4.9 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante em amostras com $Dr=40\%$ e $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez. ....	50
Figura 4.10 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante em amostras com $Dr=40\%$ e $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	51
Figura 4.11 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante em amostras com $Dr=80\%$ e $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	52
Figura 4.12 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com $p'$ constante em amostras com $Dr=80\%$ e $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada. ....	53
Figura 4.13 - Representação gráfica das curvas $p' - q$ obtidas nas amostras da mistura M-0.2. ....	54
Figura 4.14 - Representação gráfica das curvas $p' - q$ obtidas nas amostras da mistura M-0.5. ....	54
Figura 4.15 - Análise de alguns parâmetros em dois estudos com diversas areias em função de $\phi'_{cv}$ : a) e b) $D_{50}$ , c) e d) $C_u$ , e) e f) $e_{\max}-e_{\min}$ . ....	57

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Parâmetros obtidos em estudos sobre as areias de Leighton Buzzard, Toyoura, Nevada e Hostun.....	5
Quadro 2.2 – Características e parâmetros das diversas frações da areia de Leighton Buzzard. ....	14
Quadro 2.3 - Parâmetros das areias de Coimbra (Santos, 2009 e Araújo Santos, 2015).....	16
Quadro 2.4 - Parâmetros de resistência ao corte obtidos por Santos (2009).....	17
Quadro 3.1 - Parâmetros das novas misturas de areia M-0.2 e M-0.5.....	21
Quadro 3.2 - Características da instrumentação utilizada no equipamento triaxial. ....	23
Quadro 3.3 – Resultado da calibração do método de pluviação.....	29
Quadro 3.4 - Resultados das densidades obtidas no final do processo de calibração do método de pluviação. ....	30
Quadro 3.5 - Plano de Ensaios. ....	33
Quadro 4.1 - Parâmetros de resistência ao corte obtidos nas diferentes misturas de areia. ....	55
Quadro 4.2 - Parâmetros obtidos nas misturas M-0.2 e M-0.5 bem como nas frações da areia de Leighton Buzzard e areias de Toyoura, Nevada e Hostun. ....	56

## SIMBOLOGIA

- $A$  – Área Corrigida  
 $A_0$  – Área inicial  
 $B$  – Parâmetro de Skempton  
 $c'$  – Coesão em termos de tensões efetivas  
 $C_u$  – Coeficiente de uniformidade  
 $D_r$  – Densidade relativa  
 $D\%$  – Diâmetro correspondente à % de material passado na curva granulométrica  
 $e$  – Índice de vazios  
 $e_c$  – Índice de vazios crítico  
 $e_{max}$  – Índice de vazios máximo  
 $e_{min}$  – Índice de vazios mínimo  
 $e_0$  – Índice de vazios inicial  
 $g$  – Aceleração da gravidade  
 $G_s$  – Densidade das partículas sólidas  
 $G_{sec}$  – Módulo de distorção secante  
 $G_0$  – Módulo de distorção inicial obtido através de *bender elements*  
 $h_{queda}$  – Altura de queda da areia para o molde  
 $m$  – Massa  
 $M$  – Declive da envolvente de rotura no plano  $p' - q$   
 $P$  – Peso  
 $p'$  – Tensão média efetiva  
 $q$  – Tensão deviatória  
 $V$  – Volume  
 $\gamma_d$  – Peso volúmico seco  
 $\gamma_{d,max}$  – Peso volúmico seco máximo  
 $\gamma_{d,min}$  – Peso volúmico seco mínimo  
 $\varepsilon_a$  – Extensão axial  
 $\varepsilon_d$  – Extensão distorcional  
 $\varepsilon_v$  – Extensão volumétrica  
 $\sigma'$  – Tensão Efetiva  
 $\tau$  – Tensão de Corte  
 $\phi'_{cv}$  – Ângulo de resistência ao corte de pico em termos de tensões efetivas  
 $\phi'_p$  – Ângulo de resistência ao corte a volume constante em termos de tensões efetivas  
 $\phi_{furos}$  – Diâmetro dos furos do pluviador

# – Número

## **ABREVIATURAS**

**ASTM** – *American Society for Testing and Materials*

**BE** – *Bender elements*

**BP** – *Contrapressão (back Pressure)*

**CP** – *Pressão na câmara (cell pressure)*

**CRSP** – *Constant rate of strain pump*

**DTCp'** – *Ensaio triaxial de compressão com p' constante (drained triaxial compression with constant p')*

**LB:A** – *Areia de Leighton Buzzard: Fração A*

**LB:B** – *Areia de Leighton Buzzard: Fração B*

**LB:C** – *Areia de Leighton Buzzard: Fração C*

**LB:D** – *Areia de Leighton Buzzard: Fração D*

**LB:E** – *Areia de Leighton Buzzard: Fração E*

**LVDT** – *Transdutor de deslocamento (linear variable differential transducer)*

**M-0.2** – *Mistura da areia de Coimbra do lote II com  $D_{50} \approx 0.2$*

**M-0.5** – *Mistura da areia de Coimbra do lote II com  $D_{50} \approx 0.5$*

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento Geral do Trabalho

Para efetuar o dimensionamento de qualquer obra geotécnica é essencial conhecer o comportamento exibido pelo solo quando sujeito a diversas solicitações. Ao longo do leito do rio Mondego, localizado na região de Coimbra, existem alguns depósitos de areia. Visto que a Areia de Coimbra se encontra presente nos solos de fundação de várias estruturas de engenharia civil, o presente estudo visa ajudar a compreender o comportamento dos solos. Os ensaios laboratoriais geotécnicos são uma ferramenta significativamente importante na avaliação de parâmetros para o dimensionamento de obras de engenharia civil. Este trabalho surge no seguimento de outros estudos elaborados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, com o objetivo de caracterizar o comportamento de areias, quando sujeitas a diferentes solicitações, tanto estáticas como cíclicas. O presente estudo tem como foco avaliar o efeito da granulometria no comportamento de solos arenosos, que, ao contrário de outros parâmetros, ainda não se encontra tão bem definido. Para tentar compreender este efeito, é necessário estudar areias semelhantes, mas com diferentes granulometrias, para que se possa avaliar o comportamento de cada uma delas e tentar perceber o impacto deste fator.

Este estudo tem por base a Areia de Coimbra, que é por sua vez separada em duas misturas com granulometrias distintas por forma a avaliar o seu efeito. São preparadas amostras soltas e densas, com densidades próximas em ambas as misturas, e com diferentes valores de tensão de consolidação, podendo estes representar diferentes profundidades e/ou carregamentos de estruturas de engenharia civil.

## 1.2 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é dividida em cinco capítulos, apresentando-se neste capítulo introdutório a descrição dos objetivos do trabalho bem como a estrutura do mesmo.

No segundo capítulo, é apresentado (tendo por base estudos já realizados por diversos autores) o comportamento padrão tipicamente observado em areias de referencia em investigação. É igualmente apresentada em detalhe a areia em estudo neste trabalho.

No Capítulo 3 é feita uma descrição de como foram preparadas as misturas de areia utilizadas, bem como dos equipamentos utilizados nos ensaios triaxiais realizados. Posteriormente, é

descrito detalhadamente o procedimento experimental utilizado, assim como o plano de ensaios e os cuidados que se tiveram na execução e interpretação dos mesmos.

No quarto capítulo são apresentados os resultados obtidos, sendo estes comparados consoante o efeito que se pretende avaliar. Por fim, determinam-se os parâmetros de resistência ao corte obtidos para cada uma das misturas de areia e tenta-se avaliar estes parâmetros quando relacionados com outras características das areias.

Finalmente, no Capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões obtidas através do trabalho realizado. Seguidamente, são propostos trabalhos para estudos futuros que complementem o presente trabalho, permitindo assim uma melhor compreensão do efeito da granulometria no comportamento de areias, contribuindo desta forma, para uma melhor caracterização global dos solos.

## 2 COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

### 2.1 Comportamento teórico de areias reconstituídas

O presente estudo é efetuado sobre amostras reconstituídas de areia, preparadas de forma uniforme. Idealmente deveria ser feito sobre amostras intactas, mas infelizmente a sua extração é difícil de efetuar, dada a natureza do material, que para além disso é heterogéneo no campo. Para se caracterizar o comportamento tensão-deformação de um solo pode recorrer-se à realização de ensaios triaxiais.

Através de ensaios triaxiais drenados convencionais realizados a partir da mesma tensão de confinamento, Casagrande (1936) constatou que amostras de areia com diferentes densidades, soltas e densas, levadas à rotura segundo a mesma trajetória de tensão, atingem resistências e densidades próximas se submetidas a grandes deformações. Este estado, caracterizado por deformações a volume constante, é geralmente designado por estado crítico, correspondendo a um índice de vazios, denominado por índice de vazios crítico ( $e_c$ ), dependente da tensão efetiva.

Para se perceber melhor este comportamento apresentam-se na Figura 2.1 resultados típicos de ensaios triaxiais sobre duas amostras da mesma areia, uma solta e outra densa. Através da Figura 2.1 pode observar-se que consoante as densidades relativas, as amostras exibem um comportamento volumétrico distinto, sendo que uma amostra de areia solta sofre contração constante ao longo do carregamento, posteriormente chegando ao estado de volume onde as partículas de areia se encontram em posições mais estáveis. Já a amostra de areia densa, após um período inicial em que exhibe um comportamento contrativo, dilata significativamente, refletindo a necessidade de afastar as partículas encaixadas na zona de corte, permitindo assim a formação da superfície de rotura.

Facilmente se percebe que uma amostra de areia densa ( $e_0 < e_c$ ) apresenta inicialmente uma maior rigidez e a sua curva tensão-deformação exhibe dois pontos de referência; a resistência de pico, referente ao valor máximo, e a resistência de estado crítico, referente a grandes deformações. Já uma amostra de areia solta ( $e_0 > e_c$ ) apresenta inicialmente uma menor rigidez, e a sua curva tensão-deformação cresce progressivamente até atingir o seu valor máximo, coincidente com o valor observado para grandes deformações. Através da figura também se pode constatar o referido anteriormente acerca do comportamento de areias, em que para grandes deformações os valores da resistência de ambas as amostras (solta e densa) sob igual tensão efetiva, tendem para o mesmo valor. Este facto pode ser explicado pelas variações

volumétricas observadas desde o início do corte, que levam as amostras praticamente à mesma densidade (Santos, 2009).

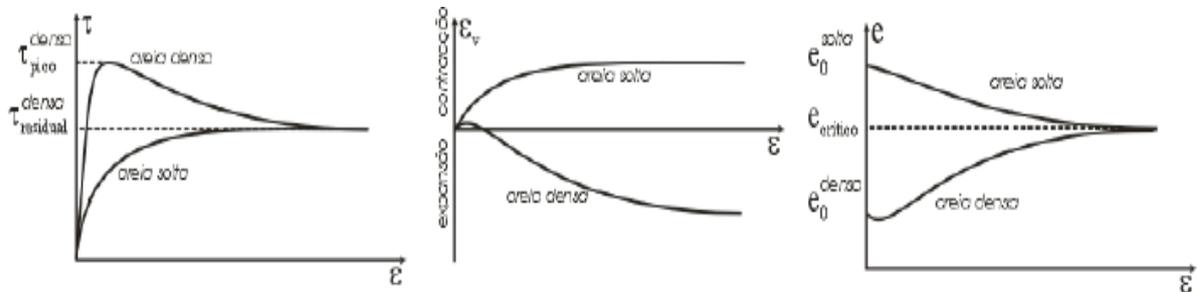


Figura 2.1 - Resultados típicos de ensaios triaxiais sobre areias soltas e densas (adaptado de Coelho, 2008).

É também de notar que para grandes deformações as variações volumétricas tendem a diminuir consideravelmente, chegando ambas as amostras a um índice de vazios muito próximo, designado por índice de vazios crítico.

Em termos de parâmetros de resistência ao corte, uma areia densa pode ser caracterizada por dois ângulos de resistência ao corte, o de pico,  $\phi'_p$ , e o de volume constante,  $\phi'_{cv}$  (Santos, 2009). Sendo o primeiro determinado através do pico obtido na curva tensão-deformação, enquanto que o segundo é determinado pelo patamar obtido para grandes deformações, correspondendo ao índice de vazios crítico. Na Figura 2.2 apresenta-se uma representação das típicas envolventes de rotura de Mohr-Coulomb. A coesão é um parâmetro que depende da ligação entre as partículas ou de fenómenos de sucção; como em solos arenosos não existe ligação entre partículas, mesmo que através de cálculos este solo apresente um valor para a coesão, admite-se que o valor é nulo. Esta hipótese pode induzir a um ligeiro erro no valor obtido, pois as envolventes de rotura em areias são ligeiramente curvas e não perfeitamente lineares.

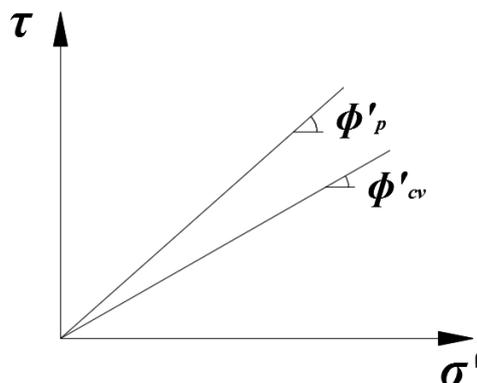


Figura 2.2 - Envolventes de Rotura de Mohr-Coulomb em areias densas e soltas determinadas a partir das tensões de pico ( $\phi'_p$ ) e residuais ( $\phi'_{cv}$ ). (adaptado de Fernandes, 1994)

O índice de vazios crítico e o correspondente ângulo de resistência ao corte, são características intrínsecas do solo que variam consoante a respetiva curva granulométrica, bem como o tipo e formato de partículas presentes no solo (Fernandes, 1994). A diferença de valor entre  $\phi'_p$  e  $\phi'_{cv}$ , será maior quanto menor for o índice de vazios inicial da amostra, ou seja, quanto maior for a densidade relativa da areia. (Santos, 2009) É de notar que o valor da resistência de pico aumenta com a densidade do solo.

## 2.2 Areias de referência em investigação

Ao longo dos anos o estudo do comportamento de solos arenosos tem vindo a ser aprofundado, sendo que algumas areias, devido às suas características e situação geográfica, têm sido estudadas mais em detalhe, podendo destacar-se entre outras as areias de Nevada, Hostun, Leighton Buzzard e Toyoura. Através de estudos já realizados sobre estas areias é possível exemplificar o comportamento de areias tendo por base os seus parâmetros intrínsecos, curvas granulométricas e comportamento. No Quadro 2.1 são apresentadas as características de cada uma destas areias e na Figura 2.3 as respetivas curvas granulométricas.

Quadro 2.1 - Parâmetros obtidos em estudos sobre as areias de Leighton Buzzard, Toyoura, Nevada e Hostun.

Areia	$D_{50}$ (mm)	$C_u$ (-)	$G_s$ (-)	$e_{min}$ (-)	$e_{max}$ (-)	$\phi'_{cv}$ (°)	Autores
<b>Leighton Buzzard: Fração E</b>	0,14 <sup>a</sup>	1,58 <sup>a</sup>	2,65 <sup>a</sup>	0,61 <sup>a</sup>	1,01 <sup>a</sup>	33,4 <sup>a</sup>	Lanzano <i>et al</i> (2016) <sup>a</sup> / Hachey <i>et al</i> (1991) <sup>b</sup>
<b>Toyouira</b>	0,17 <sup>c</sup>	1,7 <sup>c</sup>	2,65 <sup>c</sup>	0,62 <sup>c</sup>	0,96 <sup>c</sup>	31,0 <sup>d</sup>	Suzuki & Yamada (2006) <sup>c</sup> / Ishihara (1993) <sup>d</sup>
<b>Nevada</b>	0,14 <sup>e</sup>	1,6 <sup>e</sup>	2,65 <sup>e</sup>	0,55 <sup>e</sup>	0,86 <sup>e</sup>	31,0 <sup>f</sup>	Norris <i>et al</i> (1997) <sup>e</sup> / Ashmawy <i>et al</i> (2003) <sup>f</sup>
<b>Hostun</b>	0,33 <sup>g</sup>	1,4 <sup>g</sup>	2,64 <sup>g</sup>	0,66 <sup>g</sup>	1,00 <sup>g</sup>	33,5 <sup>h</sup>	Azeiteiro <i>et al</i> (2017) <sup>g</sup> / Thevanayagam <i>et al</i> (1996) <sup>h</sup>

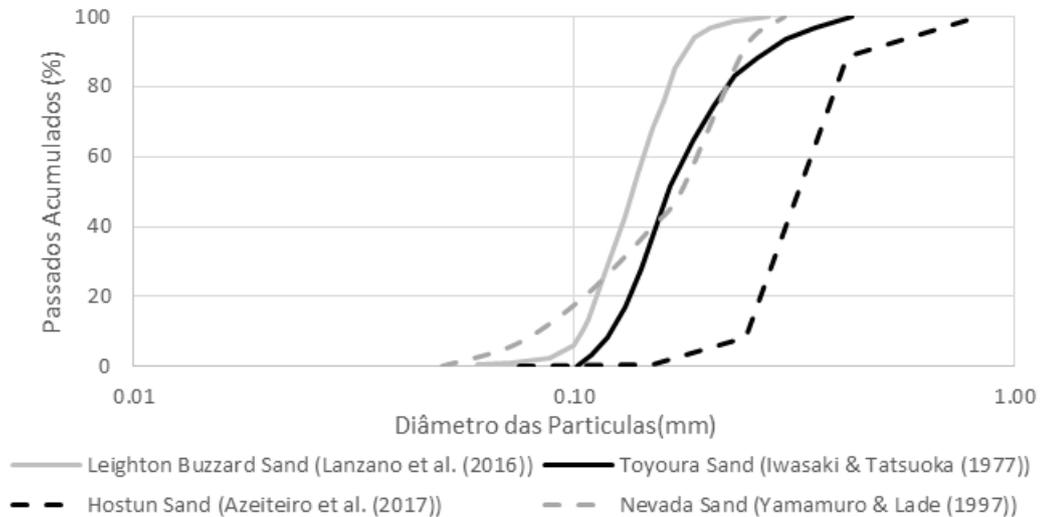


Figura 2.3 – Curvas granulométricas obtidas em estudos sobre as areias de Leighton Buzzard, Toyoura, Nevada e Hostun.

Observando o Quadro 2.1 e a Figura 2.3 percebe-se que as areias de Leighton Buzzard, Nevada e Toyoura apresentam diâmetros médios semelhantes, sendo estas as areias mais finas apresentadas no estudo, enquanto que a areia de Hostun é uma areia mais grosseira com um diâmetro médio superior às restantes. Os valores dos coeficientes de uniformidade são próximos em todas as areias destacando-se com a maior diferença a areia de Hostun que apresenta um valor ligeiramente inferior. Relativamente aos índices de vazios mínimos e máximos, as areias de Leighton Buzzard, Toyoura e Hostun rondam valores próximos, enquanto que a areia de Nevada apresenta valores ligeiramente inferiores. Analisando os ângulos de resistência ao corte a volume constante, as areias de Leighton Buzzard e Hostun apresentam valores muito semelhantes e superior às outras duas, com uma diferença de cerca de 2,5°.

### 2.2.1 Areia de Leighton Buzzard: fração E

A areia de Leighton Buzzard é uma areia comercial composta por sílica marinha, classificada como uma areia fina e uniforme cujo formato das partículas é sub-angular. A sua colheita é feita a cerca de 70 km a noroeste de Londres. Esta areia foi dividida em várias frações com curvas granulométricas diferentes sendo o estudo apresentado em seguida correspondente à fração E. No estudo realizado por Lanzano *et al* (2016), amostras da fração E da areia de Leighton Buzzard foram reconstituídas com diferentes densidades relativas e ensaiadas através de ensaios edométricos, triaxiais, e *hollow cylinder*. Nesta dissertação serão apenas apresentados os resultados de ensaios triaxiais pois são os mais relevantes para o estudo.

### 2.2.2 Areia de Toyoura

A areia de Toyoura é uma areia sub-angular composta por quartzo e feldspato, esta areia pode ser encontrada no distrito de Toyoura da prefeitura Yamaguchi do Japão. Suzuki & Yamada (2006) realizaram uma série de ensaios triaxiais drenados de compressão sobre esta areia com o objetivo de estudar o seu comportamento. As amostras foram reconstituídas com densidades relativas de 91% e 47%, tendo sido consolidadas isotropicamente com tensões de confinamento de cerca 200kPa e saturadas até se atingir um valor de  $B$  superior a 0,95. O corte foi realizado com um aumento da deformação axial de 0.5%/min e tendo sido aplicadas deformações axiais de cerca de 30%.

### 2.2.3 Areia de Nevada

A areia de Nevada tem as partículas sub-arredondadas, é composta por quartzo fino e branco e a sua colheita é feita no estado de Nevada dos Estados Unidos da América. Norris *et al* (1997) realizou ensaios triaxiais sobre esta areia, tendo avaliado o efeito da tensão de confinamento através da realização de ensaios com diferentes tensões de consolidação, a variar de 50 a 250kPa e com densidades relativas correspondentes a índices de vazios próximos de 0,82. Estes ensaios foram feitos com deformação controlada, com um aumento de deformação de 1%/min.

### 2.2.4 Areia de Hostun

A areia de Hostun é uma areia fina sub-angular composta por sílica que tem vindo a ser muito estudada nas últimas décadas e a sua colheita é feita em Drôme em França. Azeiteiro *et al* (2017) realizaram uma série de ensaios triaxiais sobre esta areia. Os ensaios triaxiais foram realizados de forma drenada para uma consolidação isotrópica de 80kPa, tendo o corte sido realizado em compressão com aumento de  $p'$ . Os autores ensaiaram amostras com densidades relativas de 81%, 59% e 34% que correspondem a índices de vazios de 0,725, 0,798 e 0,885; por fim, o corte foi realizado com um aumento de deformação axial de 6%/hora.

## 2.3 Comportamento de areias sob carregamento triaxial

### 2.3.1 Efeito da Tensão Média Efetiva

Através dos ensaios triaxiais drenados com  $p'$  constante realizados na areia de Leighton Buzzard por Lanzano *et al* (2016), pode ser avaliado o efeito da tensão média efetiva, dado que os autores realizaram dois ensaios com a mesma densidade (77%), mas com valores distintos de  $p'$ , 100 e 200kPa. Apresentam-se nas Figuras 2.4 e 2.5 a curva de tensão-deformação e

comportamento volumétrico respectivamente, obtidos para estes ensaios. Observando a Figura 2.4 é de fácil percepção o efeito da tensão média efetiva, sendo que a amostra com  $p' = 200\text{kPa}$  apresenta uma resistência próxima do dobro da amostra com  $p' = 100\text{kPa}$ . Através da Figura 2.5 pode observar-se que ambas as amostras, sendo densas, apesar de exibirem um comportamento contrativo inicialmente, apresentam maioritariamente um comportamento dilatante. A amostra com  $p' = 100\text{kPa}$  começa por dilatar mais cedo e apresenta uma dilatação ligeiramente superior à amostra com  $p' = 200\text{kPa}$ .

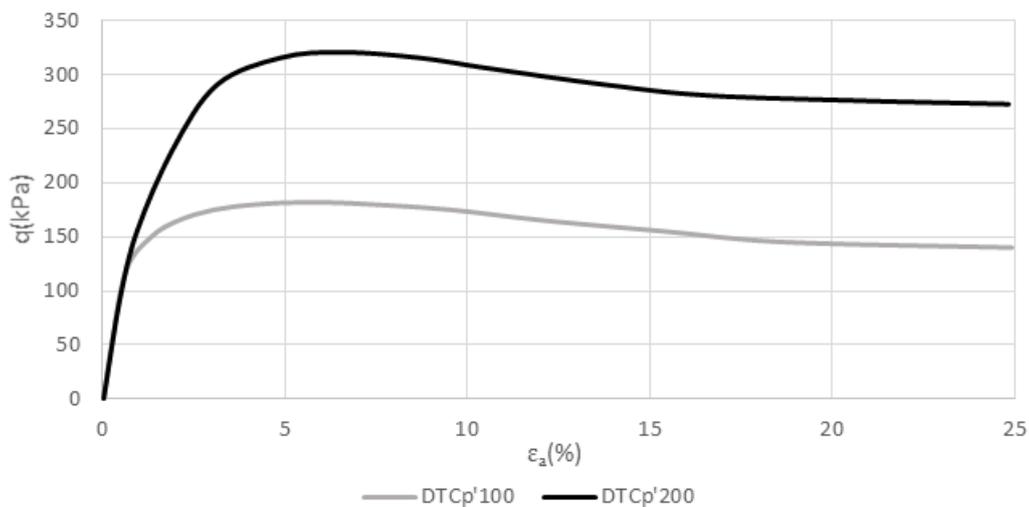


Figura 2.4 - Ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante realizados sobre a areia de Leighton Buzzard fração E:  $q - \varepsilon_a$  (adaptado de Lanzano *et al* (2016)).

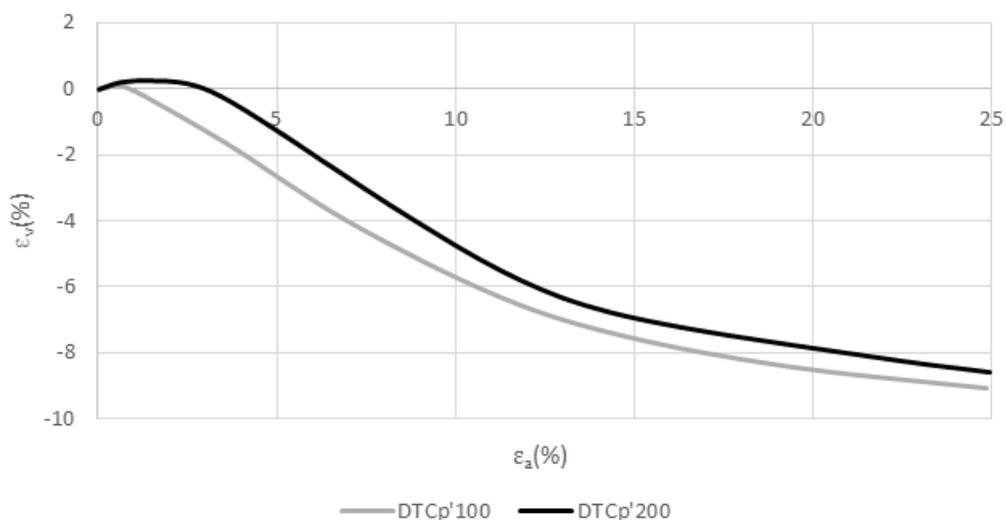


Figura 2.5 – Ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante realizados sobre a areia de Leighton Buzzard fração E:  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$  (adaptado de Lanzano *et al* (2016)).

Norris *et al* (1997) realizaram diversos ensaios triaxiais drenados de compressão sobre a areia de Nevada. Também estes autores realizaram ensaios com diferentes tensões de consolidação, nomeadamente 50, 100, 200 e 250kPa, e densidades relativas semelhantes (13%), com valores de índices de vazios iniciais próximos de 0,82, tratando-se de amostras muito soltas. Através destes ensaios pode ser mais uma vez avaliado o efeito da tensão de consolidação. Nas Figuras 2.6 e 2.7 são apresentadas a curva tensão-deformação e variação volumétrica - deformação axial respetivamente, para a areia de Nevada. Como se tratam de amostras de areia solta, nenhuma das amostras apresenta resistência de pico e apenas exibem o seu valor residual, ou seja, o valor para que tendem a grandes deformações. Mais uma vez se pode concluir que quanto maior a tensão de consolidação, maior a resistência apresentada, aumentando gradualmente com o aumento da tensão efetiva. Sendo estas amostras muito soltas apresentam um comportamento essencialmente contrativo, apesar de para grandes deformações se observar uma diminuição da variação de volume que chega a atingir uma ligeira dilatação na amostra com tensão de consolidação mais baixa. As amostras consolidadas para tensões de consolidação superiores apresentam uma maior contração, tal como se verificou nos resultados obtidos na areia de Leighton Buzzard.

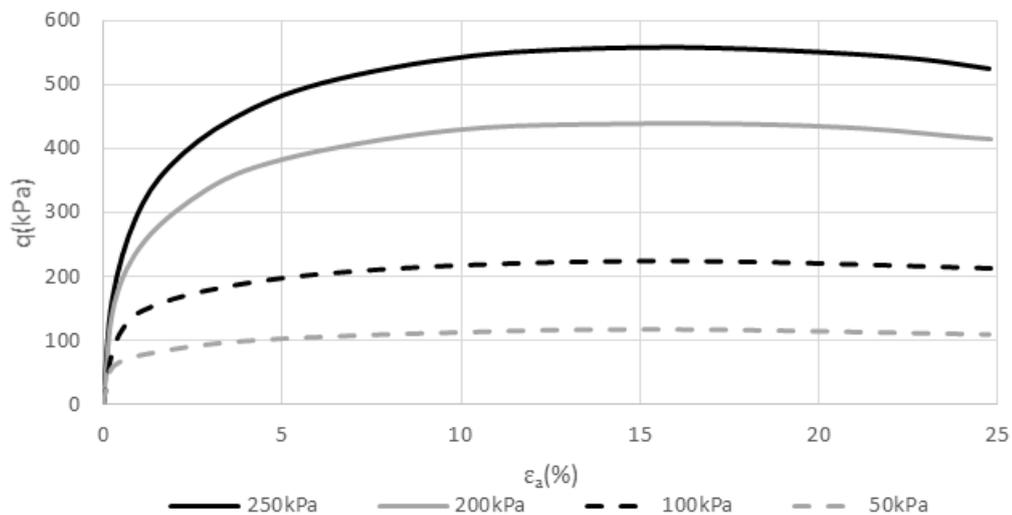


Figura 2.6 - Ensaios triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Nevada:  $q - \varepsilon_a$  (adaptado de Norris *et al* (1997)).

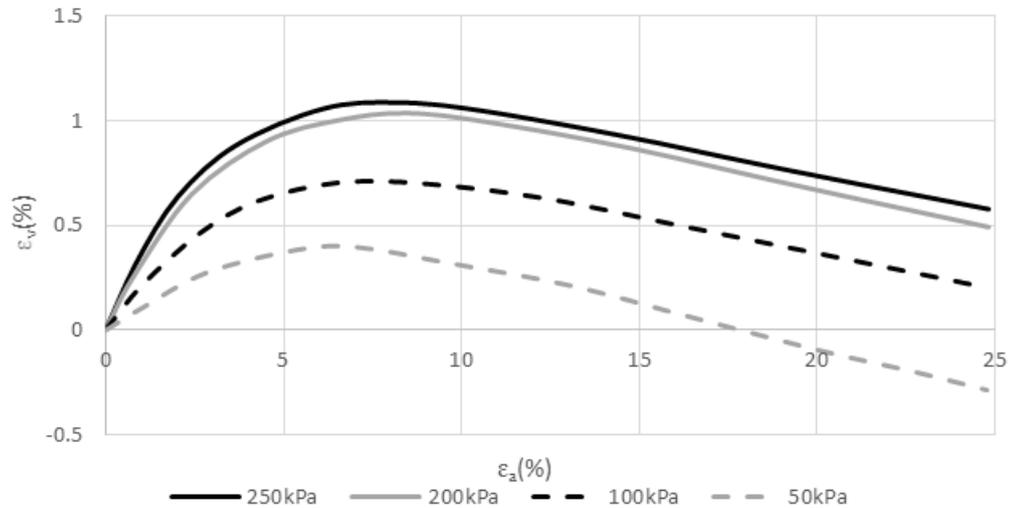


Figura 2.7 -Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Nevada:  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$  (adaptado de Norris *et al* (1997)).

### 2.3.2 Efeito da Densidade Relativa

Através dos testes realizados sobre a areia de Toyoura por Suzuki & Yamada (2006) pode ser avaliado o efeito da densidade relativa, uma vez que foram ensaiadas duas amostras da mesma areia consolidadas para o mesmo  $p' = 196 \text{ kPa}$ , mas com diferentes densidades relativas (47 e 91%). Os resultados obtidos através destes ensaios são apresentados nas Figuras 2.8 e 2.9. Como se pode observar pelas curvas tensão-deformação presentes na Figura 2.8, a amostra com densidade relativa de 91% exibe um comportamento típico de uma areia densa enquanto que a amostra com densidade relativa de 47% se comporta como uma areia solta. A amostra densa apresenta uma resistência de pico que depois amolece até se atingir a resistência a volume constante. Por sua vez, a amostra de areia solta apresenta endurecimento com o aumento da deformação, atingindo para deformações superiores a 15% o valor máximo que é praticamente coincidente com o valor a volume constante da amostra densa. Através da Figura 2.9 pode concluir-se que a amostra de areia densa contrai menos que a amostra de areia solta no início, começando igualmente a dilatar para menores deformações. Para grandes deformações a amostra densa apresenta naturalmente uma dilatação bastante superior à exibida pela amostra de areia solta.

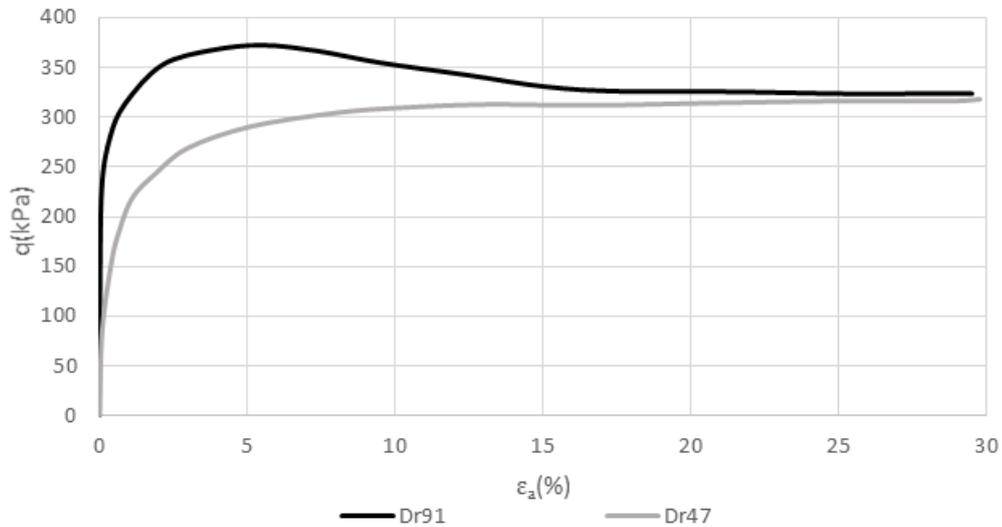


Figura 2.8 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Toyoura:  $q - \epsilon_a$  (adaptado de Suzuki & Yamada, 2006).

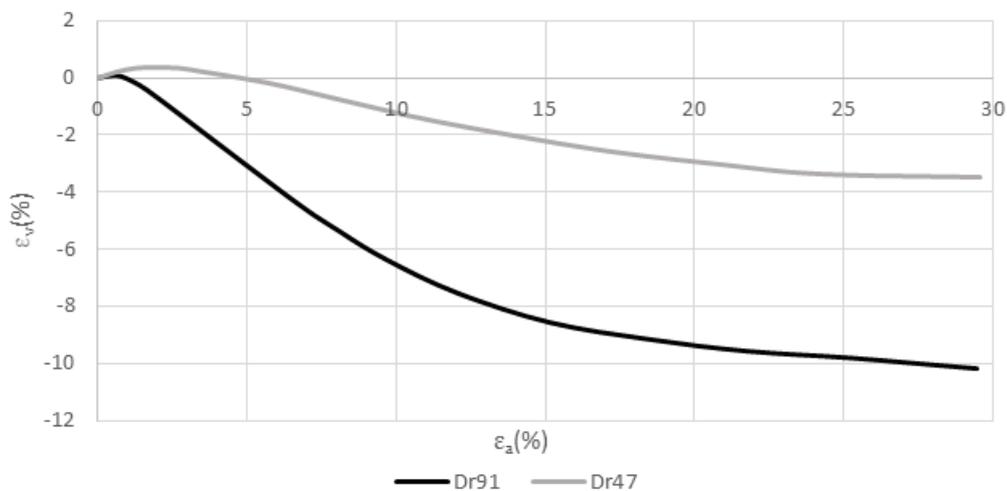


Figura 2.9 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Toyoura:  $\epsilon_v - \epsilon_a$  (adaptado de Suzuki & Yamada, 2006).

Este efeito pode mais uma vez ser avaliado através dos ensaios triaxiais realizados sobre a areia de Hostun (Azeiteiro *et al*, 2017). As amostras desta areia foram ensaiadas com tensões de consolidação de 80kPa, e densidades relativas de 81%, 59% e 34%. Em seguida apresenta-se a curva tensão-deformação e o comportamento volumétrico da areia de Hostun, nas Figuras 2.10 e 2.11, respectivamente. Mais uma vez se pode observar através da Figura 2.10 que a amostra de areia mais densa sugere a existência de um pico de resistência mais acentuado, enquanto que as amostras de areia mais soltas apesar de apresentarem um pequeno pico aparentam tender mais

para o valor de resistência residual. Observando a Figura 2.11 pode concluir-se que uma areia densa contrai menos inicialmente e dilata significativamente mais que uma areia solta, tal como se observou no comportamento volumétrico da areia de Toyoura.

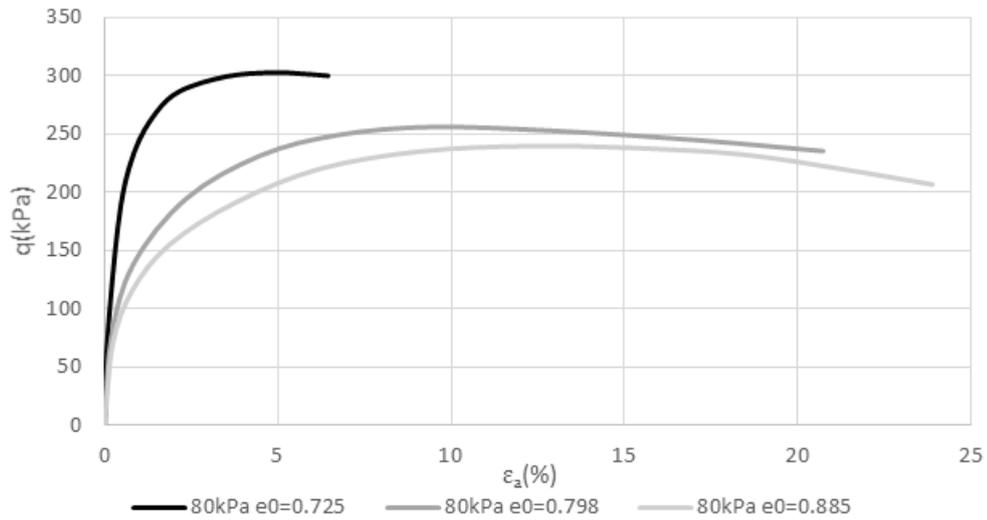


Figura 2.10 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Hostun:  $q - \epsilon_a$  (adaptado de Azeiteiro *et al* (2017)).

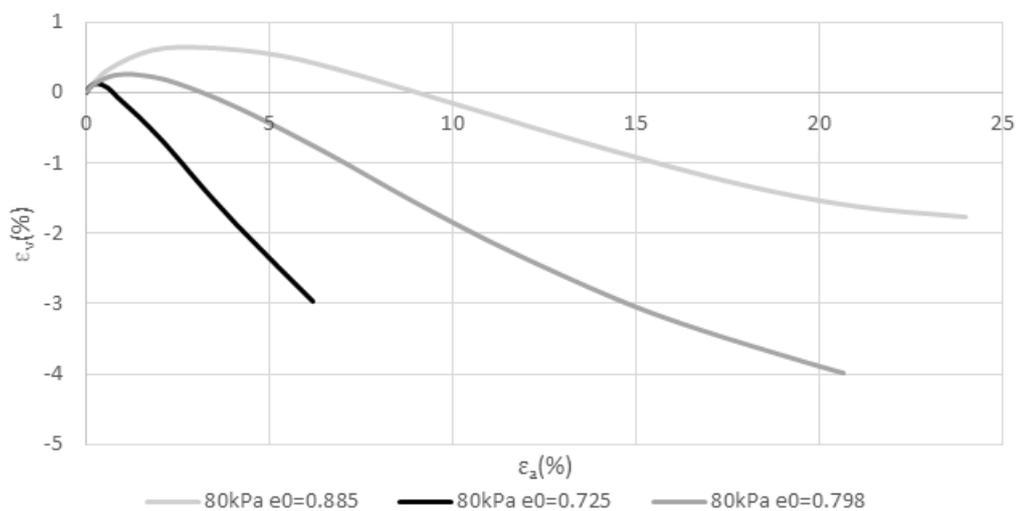


Figura 2.11 - Ensaio triaxiais drenados de compressão com controle de deformação realizados sobre a areia de Hostun:  $\epsilon_v - \epsilon_a$  (adaptado de Azeiteiro *et al* (2017)).

### 2.3.3 Efeito da Granulometria

Se o efeito da densidade relativa e da tensão de consolidação é unanimemente conhecido, o efeito da granulometria não se encontra ainda tão bem identificado. Para tentar demonstrar esse efeito são apresentados em seguida os parâmetros e curvas granulométricas das diversas frações da areia de Leighton Buzzard. A partir desta areia foram formuladas cinco frações distintas (A, B, C, D e E) com diferentes granulometrias, variando o seu diâmetro médio ao longo das diversas frações, sendo a fração A a mais grossa e a fração E a mais fina. Na Figura 2.13 e no Quadro 2.2 são apresentadas as curvas granulométricas e algumas características de cada uma das frações. Como se pode observar pela Figura 2.12 as granulometrias das diferentes frações são aproximadamente paralelas, variando maioritariamente o seu diâmetro médio,  $D_{50}$ , sendo os restantes parâmetros aproximadamente iguais. Fazendo uma análise da fração C até à fração E, pode constatar-se um aumento gradual do ângulo de resistência ao corte em volume constante, mas que não é observada para as frações mais grossas, verificando-se que em relação à fração C, as frações A e B possuem maiores resistências. Observando os valores dos índices de vazios, constata-se que os valores são muito próximos, não sendo assim possível estabelecer um padrão. Por falta de acesso ou inexistência na bibliografia de comparações de ensaios triaxiais sobre estas frações de areia, é difícil fazer uma análise detalhada ao efeito da granulometria, sendo apenas feita esta análise com base em alguns parâmetros. Desta forma, não se encontra um padrão definido com a variação da granulometria sendo este parâmetro de difícil análise.

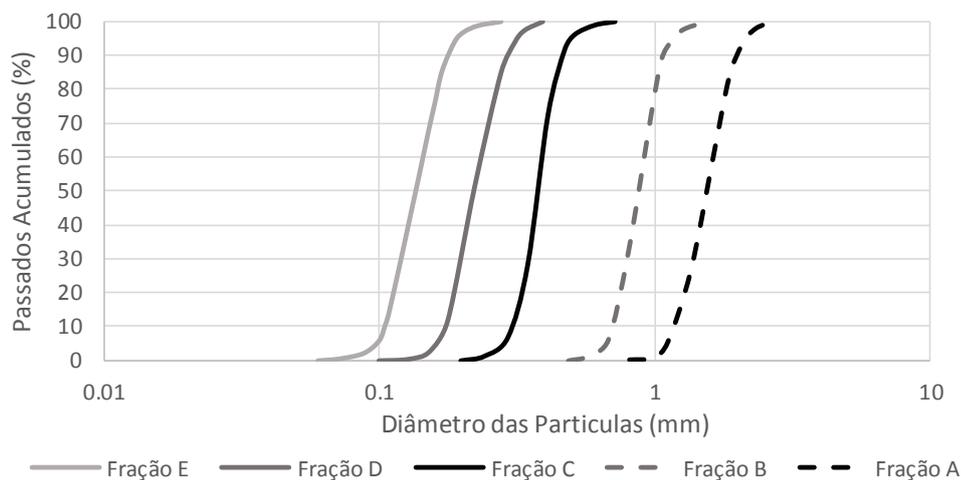


Figura 2.12 - Curvas granulométricas das diversas frações da areia de Leighton Buzzard (adaptado de Lanzano *et al* 2016).

Quadro 2.2 – Características e parâmetros das diversas frações da areia de Leighton Buzzard.

Frações da areia de Leighton Buzzard	$D_{50}$ (mm)	$C_u$ (-)	$G_s$ (-)	$e_{min}$ (-)	$e_{max}$ (-)	$\phi'_{cv}$ (°)	Autores
A	1,6 <sup>b</sup>	1,4 <sup>i</sup>	2,67 <sup>b</sup>	0,52 <sup>b</sup>	0,8 <sup>b</sup>	32 <sup>a</sup>	Cheuk <i>et al</i> (2008) <sup>a</sup> / Alsaydalani & Clayton 2013 <sup>b</sup>
B	0,82 <sup>c</sup>	1,38 <sup>c</sup>	2,65 <sup>c</sup>	0,46 <sup>c</sup>	0,79 <sup>c</sup>	33 <sup>d</sup>	Li <i>et al</i> (2016) <sup>c</sup> / Clarke, Sam <i>et al</i> (2012) <sup>d</sup>
C	0,45 <sup>f</sup>	1,3 <sup>i</sup>	2,68 <sup>e</sup>	0,508 <sup>f</sup>	0,756 <sup>f</sup>	31 <sup>e</sup>	Song <i>et al</i> (2017) <sup>e</sup> / Hakhamaneshi <i>et al</i> (2016) <sup>f</sup>
D	0,19 <sup>g</sup>	1,2 <sup>g</sup>	2,65 <sup>g</sup>	0,585 <sup>h</sup>	0,988 <sup>h</sup>	32,4 <sup>g</sup>	Goodey <i>et al</i> (2006) <sup>g</sup> / Soga <i>et al</i> (2012) <sup>h</sup>
E	0,14 <sup>i</sup>	1,58 <sup>i</sup>	2,65 <sup>i</sup>	0,61 <sup>i</sup>	1,01 <sup>i</sup>	33,4 <sup>i</sup>	Lanzano <i>et al</i> (2016) <sup>i</sup>

## 2.4 Areia de Coimbra

A areia de Coimbra tem vindo a ser estudada ao longo dos anos por diversos autores no laboratório de geotecnia da Universidade de Coimbra. Existem dois lotes da areia de Coimbra Lote I e Lote II. A areia do Lote I foi colhida na zona da Quinta da Portela em Coimbra, enquanto que a areia do Lote II foi colhida junto à foz do rio Mondego na Figueira da Foz, sendo as partículas destas consideradas de sub-angulares a sub-arredondadas e são maioritariamente compostas por sílica (Araújo Santos, 2015). A areia estudada por Santos (2009) nesta secção é a areia do Lote I. Esta areia, tal como as anteriormente referidas, não é um solo natural, tendo sido sujeita a diferentes tratamentos: peneiração (uniformização), lavagem (remoção de finos) e secagem (permitir pluviação seca). Todas estas areias são reconstituídas de forma a ser possível garantir uma replicabilidade de ensaios bem como uniformização dos mesmos para que possam ser comparados.

O estudo realizado na presente dissertação incide sobre a areia de Coimbra do Lote II. Para se perceber a diferença entre as curvas granulométricas pós tratamento e a curva original da areia de Coimbra do Lote II, é apresentada a curva granulométrica original na Figura 2.13. Após estes tratamentos as curvas granulométricas da areia de Coimbra do Lote I e Lote II, são apresentadas na Figura 2.14. Observando as curvas apresentadas na Figura 2.14, a semelhança entre as duas

areias é evidente, tendo sido sujeitas a um tratamento idêntico. Estas curvas granulométricas encontram-se à direita das curvas granulométricas das areias de Nevada, Leighton Buzzard e Toyoura, e à esquerda da areia de Hostun, tal pode ser verificado pelos valores de  $D_{50}$  destas areias. No Quadro 2.3 são apresentados alguns parâmetros obtidos nestas areias, determinados por Santos (2009) e Araújo Santos (2015). Como se pode verificar pelo Quadro 2.3 os parâmetros destas areias são muito semelhantes.

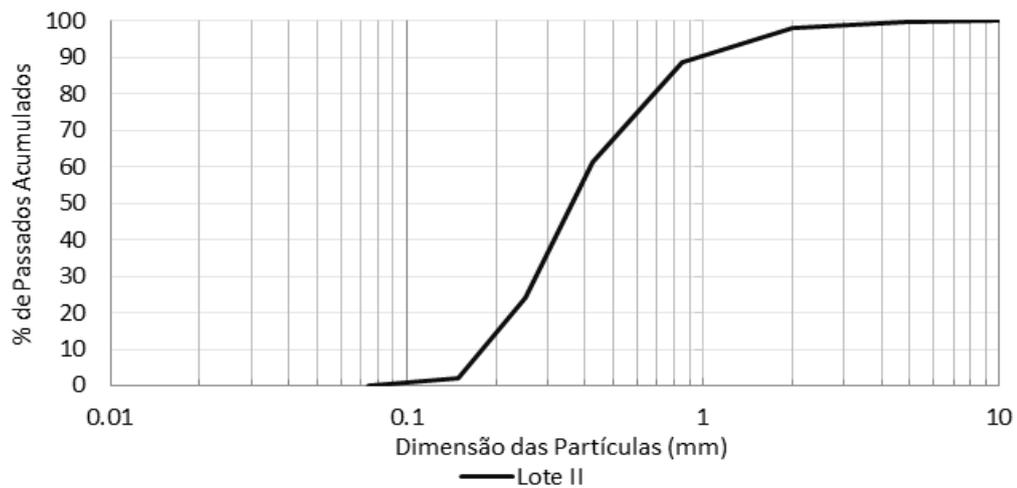


Figura 2.13 - Curva granulométrica original da areia de Coimbra Lote II.

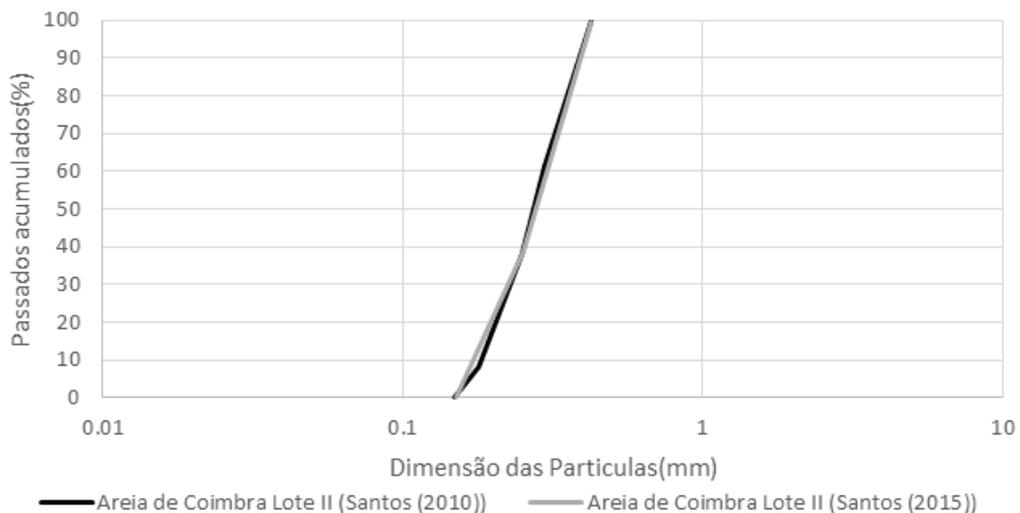


Figura 2.14 – Curvas granulométricas da Areia de Coimbra pós-tratamento (adaptado de Santos, 2009 e de Santos, 2015).

Quadro 2.3 - Parâmetros das areias de Coimbra (Santos, 2009 e Araújo Santos, 2015).

Areia	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u$ (-)	$e_{min}$ (-)	$e_{max}$ (-)	$\gamma_{d, min}$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{d, max}$ ( $kN/m^3$ )	$G_s$ ()
<b>Lote I</b>	0,18	0,29	0,32	1,78	0,48	0,81	14,4	17,58	2,65
<b>Lote II</b>	0,18	0,29	0,32	1,78	0,55	0,96	13,21	16,71	2,64

Santos (2009) realizou ensaios drenados de compressão triaxial para diferentes tensões de consolidação e densidades relativas. Estes ensaios avaliam o efeito da densidade relativa, com valores de 40 e 80%, bem como da tensão de consolidação, com valores de 200 e 400kPa, no comportamento drenado de amostras de areia sob compressão triaxial. Nas Figuras 2.15 e 2.16 são apresentados os resultados obtidos para as curvas  $q - \varepsilon_a$  e  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ , respectivamente. Observando a Figura 2.15, mais uma vez se conclui que a areia de Coimbra no seu estado denso também apresenta um pico de resistência ao contrário de uma areia solta, que tende apenas para o mesmo valor que a areia densa para grandes deformações. Observa-se também o efeito da tensão de consolidação; quanto maior o seu valor maior o valor da resistência exibida pela amostra. Analisando a Figura 2.16 pode observar-se novamente que uma areia densa apresenta um comportamento essencialmente dilatante, enquanto que uma areia solta exibe um comportamento mais contrativo inicialmente e posteriormente começa por dilatar. Já o efeito da tensão média efetiva também é demonstrado na Figura 2.16, notando-se que as amostras com menores tensões efetivas começam por dilatar mais cedo.

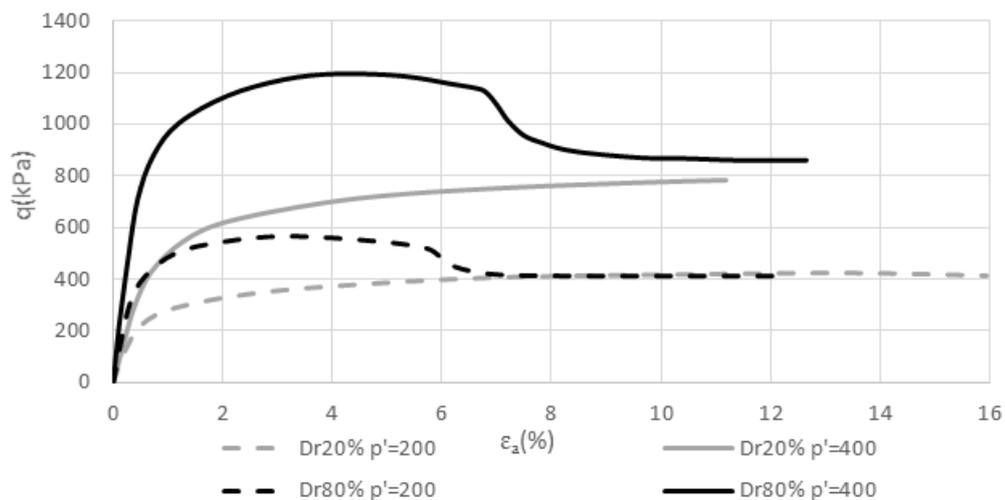


Figura 2.15 – Efeito da densidade relativa e da tensão de consolidação no comportamento drenado de amostras de areia sob compressão triaxial  $q - \varepsilon_a$  (adaptado de Santos, 2009).

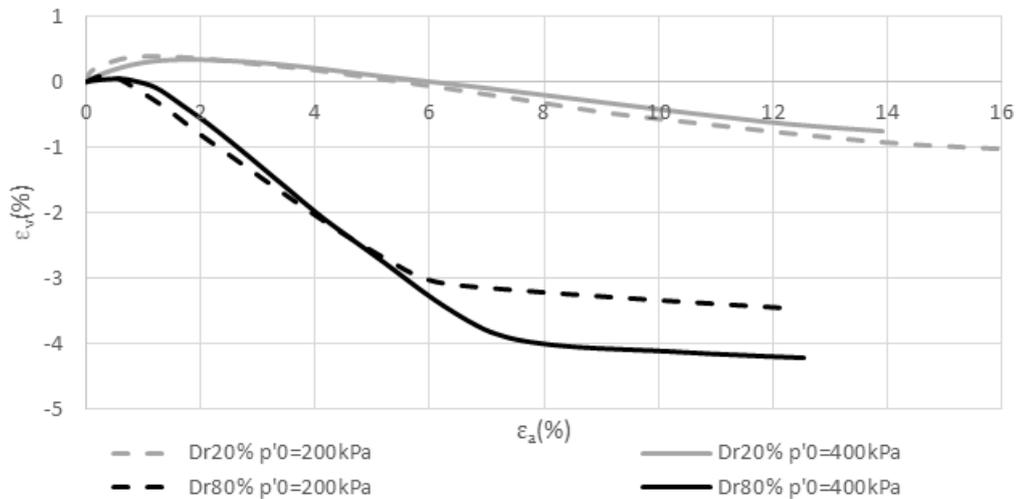


Figura 2.16 – Efeito da densidade relativa e da tensão de consolidação no comportamento drenado de amostras de areia sob compressão triaxial  $\varepsilon_v - \varepsilon_a$  (adaptado de Santos, 2009).

Por fim apresentam-se os parâmetros de resistência ao corte, obtidos por Santos (2009) para densidades de 20 e 80% no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Parâmetros de resistência ao corte obtidos por Santos (2009)

Areia	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)	$\phi'_p$ (°)
<b>Lote I</b>	0	34	40

Santos (2015) estudou a areia de Coimbra do Lote II tendo realizado ensaios de *bender elements* através dos quais avaliou o efeito da densidade relativa e da tensão média efetiva na rigidez inicial da areia. Amostras com densidades de 40 e 70% foram testadas com diferentes valores de  $p'$ , nomeadamente 25, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450 e 500kPa. Na Figura 2.17 são apresentados os resultados obtidos por Santos (2015). Com os resultados apresentados na Figura 2.17 é possível verificar que a rigidez aumenta com a densidade relativa. Assim, quanto menor for o valor do índice de vazios maior será o valor da rigidez inicial de uma areia. Pode igualmente ser observado que com o aumento da tensão média efetiva se verifica também um aumento da rigidez inicial da areia, sendo que para a menor tensão efetiva (25kPa) as amostras exibem uma rigidez inicial de cerca de 50MPa, enquanto para o maior valor de tensão efetiva (500kPa) apresentam valores de rigidez inicial de cerca de 210MPa a 240MPa.

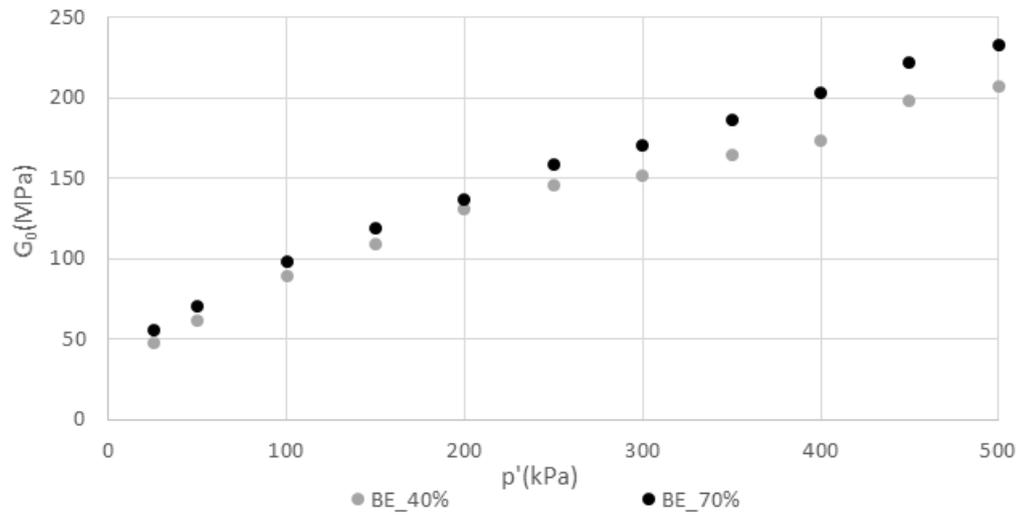


Figura 2.17 – Efeito da densidade relativa e da tensão média efetiva na rigidez inicial da areia de Coimbra Lote II (adaptado de Santos (2015)).

### 3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

#### 3.1 Materiais

Neste ponto apresentam-se as características da areia utilizada nesta dissertação. Tal como referido, o objeto de estudo foi a areia de Coimbra, mais especificamente a areia do Lote II que foi colhida junto à foz do rio Mondego na Figueira da Foz.

##### 3.1.1 Descrição

Antes de se proceder à realização de ensaios, esta areia sofreu um processo de lavagem e secagem de forma a remover a matéria orgânica e finos existentes. Após a lavagem efetuou-se uma peneiração onde foram removidas todas as partículas retidas no peneiro n°10, bem como as que passaram no peneiro n°200 da série ASTM (2006). Posteriormente e tendo por base a Norma E (LNEC, 1966), efetuou-se a mistura das partículas retidas em cada peneiro de forma a obter duas amostras distintas de areia com diferentes granulometrias. Procurou-se que as duas misturas efetuadas tivessem curvas granulométricas aproximadamente paralelas à areia obtida por Santos (2015). Na Figura 3.1 apresenta-se o aspeto final das duas misturas.



Figura 3.1 – Misturas de areia artificiais obtidas: a) M-0.2; b) M-0.5.

### 3.1.2 Características e Parâmetros

Feita a peneiração e as respetivas misturas de areia, as curvas granulométricas obtidas apresentam-se na Figura 3.2, correspondendo a mistura M-0.2 à areia mais fina ( $D_{50} \approx 0,2$ ) e a mistura M-0.5 a areia mais grossa ( $D_{50} \approx 0,5$ ).

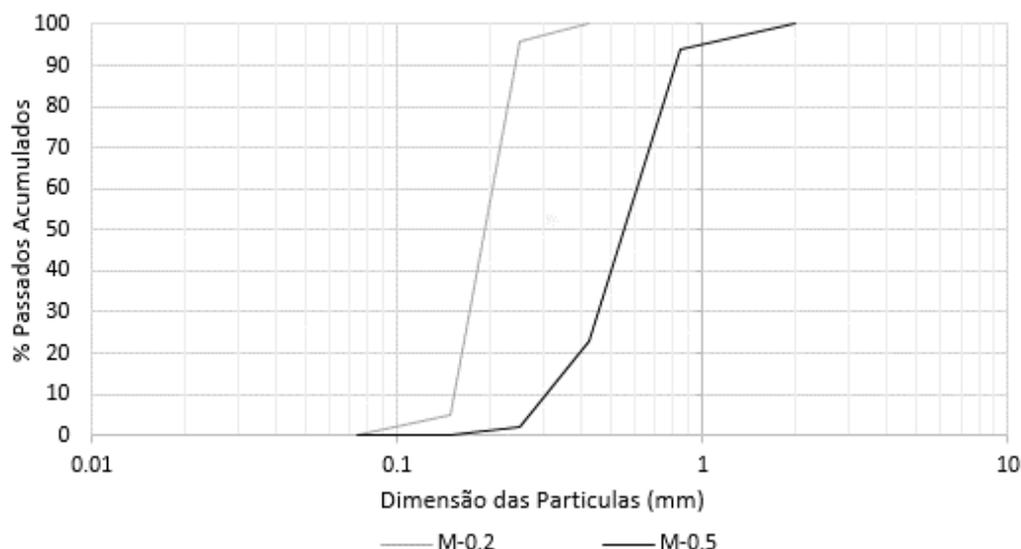


Figura 3.2 - Curvas granulométricas das novas misturas da areia de Coimbra Lote II.

Sendo estas duas novas misturas diferentes da areia original, foi necessário determinar novamente os parâmetros físicos para cada uma das misturas. Foram realizados ensaios segundo a norma NP83 (1965) para determinar a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ). O peso volúmico seco mínimo da areia (correspondendo este ao índice de vazios máximo) foi determinado segundo a norma ASTM D 4254-00 (ASTM, 2000a), enquanto que o peso volúmico seco máximo da areia (correspondendo este ao índice de vazios mínimo) foi estabelecido segundo a norma ASTM D 4253-00 (ASTM, 2000b). No Quadro 3.1 são apresentados os parâmetros físicos obtidos para as misturas M-0.2 e M-0.5. Por forma a facilitar a comparação apresentam-se igualmente no Quadro 3.1 os parâmetros físicos obtidos para a areia do Lote II, determinados por Santos (2009) e por Araújo Santos (2015). Como se pode observar no Quadro 3.1, os valores da areia do Lote II encaixam-se entre os valores das novas misturas, exceto no caso do índice de vazios máximo que é maior na mistura fina, algo que seria esperado.

Quadro 3.1 - Parâmetros das novas misturas de areia M-0.2 e M-0.5.

<b>Areia</b>	<b><math>D_{10}</math></b> <b>(mm)</b>	<b><math>D_{50}</math></b> <b>(mm)</b>	<b><math>D_{60}</math></b> <b>(mm)</b>	<b><math>C_u</math></b> <b>(-)</b>	<b><math>e_{min}</math></b> <b>(-)</b>	<b><math>e_{max}</math></b> <b>(-)</b>	<b><math>G_s</math></b> <b>(-)</b>
<b>M-0.2</b>	0,15	0,19	0,20	1,33	0,63	1,07	2,66
<b>M-0.5</b>	0,30	0,55	0,61	1,99	0,51	0,95	2,65
<b>Lote II</b>	0,18	0,29	0,32	1,78	0,55	0,96	2,64

## 3.2 Equipamento Triaxial

### 3.2.1 Generalidades

O equipamento triaxial utilizado neste trabalho encontra-se no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra e é apresentado na Figura 3.3. Este é um equipamento triaxial hidráulico do tipo Bishop e Wesley (1975) que permite ensaiar amostras com 38mm de diâmetro e 76 mm de altura, com limite máximo de tensões de 1000kPa. A Figura 3.4 apresenta uma representação esquemática do equipamento triaxial. O provete de solo é isolado do fluido presente na camara triaxial por uma membrana de latex e assenta sobre o pedestal que está ligado ao pistão do equipamento. O pistão permite que o pedestal se desloque verticalmente nos dois sentidos, e o movimento é controlado por uma bomba com capacidade de gerar deformações axiais constantes, o *CRSP*, sendo este o instrumento responsável pela geração de carga axial (*load*). As pressões de água aplicadas tanto no interior (*back*) como no exterior da amostra (*cell*) são controladas através um medidor volumétrico e por uma interface ar-água respetivamente. As pressões presentes na interface ar-água e no medidor volumétrico são geradas através de um sistema de ar comprimido, cujo valor mais alto garantido no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra para um correto funcionamento é de 800kPa, e são controladas por controladores de pressão automáticos ligados ao computador.

É também utilizada uma interface ar-água externa ao equipamento, que permite um controlo de pressão manual, podendo este ser ligado ao topo da amostra, sendo assim possível controlar diferentes pressões na base e no topo da amostra. À exceção deste último, todos os equipamentos são controlados e monitorizados por um computador, através do software *Triax*, inicialmente desenvolvido por Toll (1990). As pressões aplicadas são medidas por transdutores de pressão, a carga axial é medida pela célula de carga e a variação de volume da amostra é registada através de um medidor volumétrico. Já os deslocamentos verticais são medidos por um transdutor de deslocamento externo ou, de forma a complementar esta leitura, por transdutores de deslocamentos internos colados diretamente na amostra.

Estes instrumentos são limitados pelas suas capacidades limite de leitura, tendo os transdutores de pressão utilizados na leitura da pressão interior e exterior da amostra uma capacidade de 1000kPa e a célula de carga uma capacidade de leitura máxima de 5000N. O medidor volumétrico usado para a medição das variações de volume tem uma capacidade de 50cm<sup>3</sup> e o limite do curso do transdutor de deslocamento externo usado na leitura das deformações axiais é de 25mm. Os transdutores de deslocamento internos têm uma capacidade de leitura de cerca de 10mm.

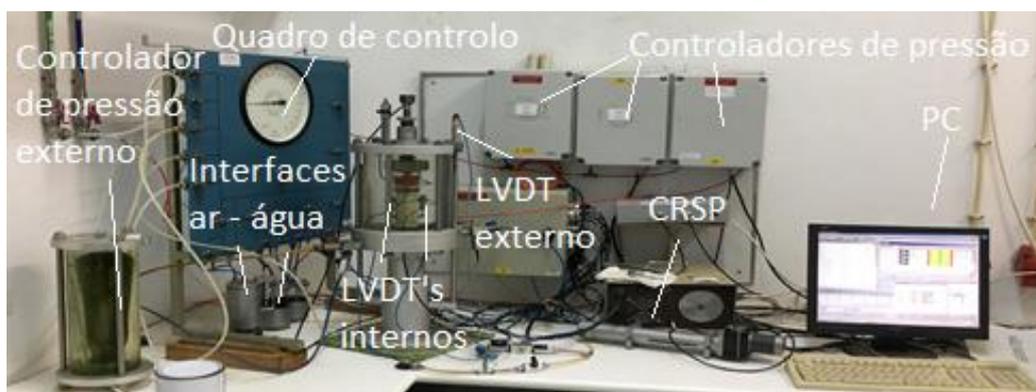


Figura 3.3 – Equipamento Triaxial utilizado nesta dissertação.

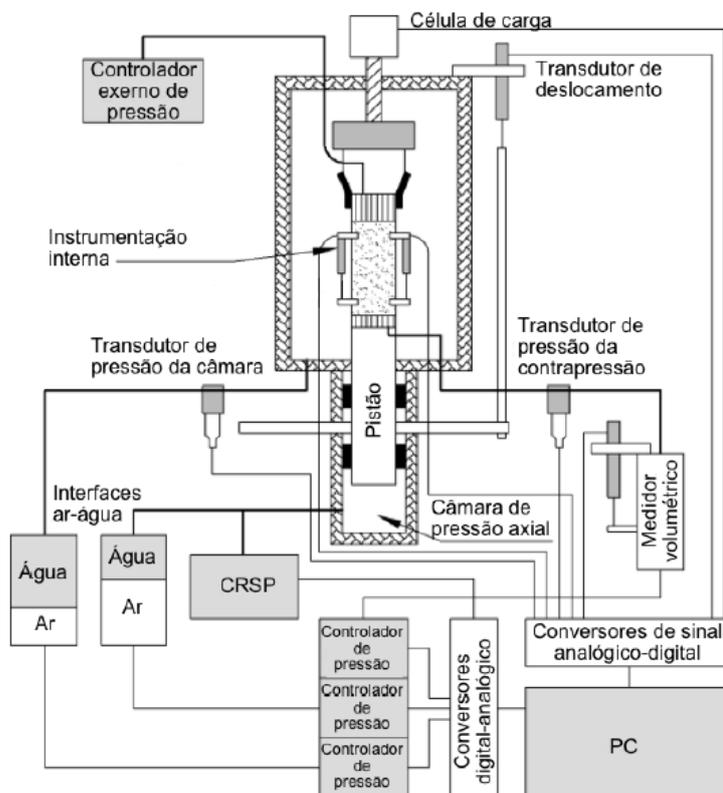


Figura 3.4 – Esquema representativo do equipamento triaxial (adaptado de Pedro, 2013)

### 3.2.2 Calibração de Instrumentos

O equipamento triaxial inclui vários instrumentos de leitura (sensores), como os transdutores de pressão, a célula de carga e medidores de deslocamento (LVDT's). Durante a sua utilização, qualquer instrumento de medição pode apresentar anomalias, pelo que é necessário verificar e calibrar os instrumentos para que estes estejam sempre a medir com exatidão. Para garantir uma correta leitura ao longo dos ensaios, todos os instrumentos de leitura usados pelo equipamento triaxial foram calibrados antes da realização dos ensaios e regularmente verificados em relação ao rigor das leituras fornecidas.

Todos estes instrumentos apresentam a sua leitura em microvolts,  $\mu V$ , sendo necessário fazer corresponder a uma dada leitura um valor na unidade respetiva da medição pretendida (p. ex. kilo Pascals, kPa; milímetros, mm; Newtons, N). Para cada instrumento foi feita uma calibração utilizando vários pontos, todos eles dentro da gama de utilização expectável para os ensaios, de forma a obter uma reta de calibração que fosse fidedigna da relação entre as leituras e a conversão das unidades pretendidas. Em todos os casos obtiveram-se retas de calibração com um coeficiente de regressão linear muito próximo de 1, o que demonstra a exatidão e precisão dos instrumentos de calibração.

As resoluções, capacidades e fatores de calibração obtidos, bem como os coeficientes de regressão linear são apresentados no Quadro 3.2. As retas de calibração obtidas para alguns dos instrumentos utilizados são apresentadas na Figura 3.5. Como se pode observar pelo Quadro 3.2 e pela Figura 3.5 o ajuste das retas é quase perfeito e, desta forma, não são esperados erros significativos devido à conversão dos valores.

Quadro 3.2 - Características da instrumentação utilizada no equipamento triaxial.

Variável	Capacidade*	Resolução*	Voltagem	Fator de calibração	$R^2$
Célula de Carga	5000N	0,2N	$\mu V$	0,3424 N/ $\mu V$	1
Pressão na Camara	1000kPa	0,03kPa	$\mu V$	-0,0169 kPa/ $\mu V$	1
Pressão na <i>Back</i>	1000kPa	0,03kPa	$\mu V$	0,0169 kPa/ $\mu V$	1
LVDT Externo	25mm	0,0002mm	$\mu V$	-0,0006 mm/ $\mu V$	1
LVDT Interno	$\pm 5$ mm	0,0001mm	$\mu V$	-0,0014 mm/ $\mu V$	0,9997
Medidor Volumétrico	50cm <sup>3</sup>	0,001cm <sup>3</sup>	$\mu V$	0,0012 cm <sup>3</sup> / $\mu V$	0,9997

\*informações recolhidas em Pedro (2013)

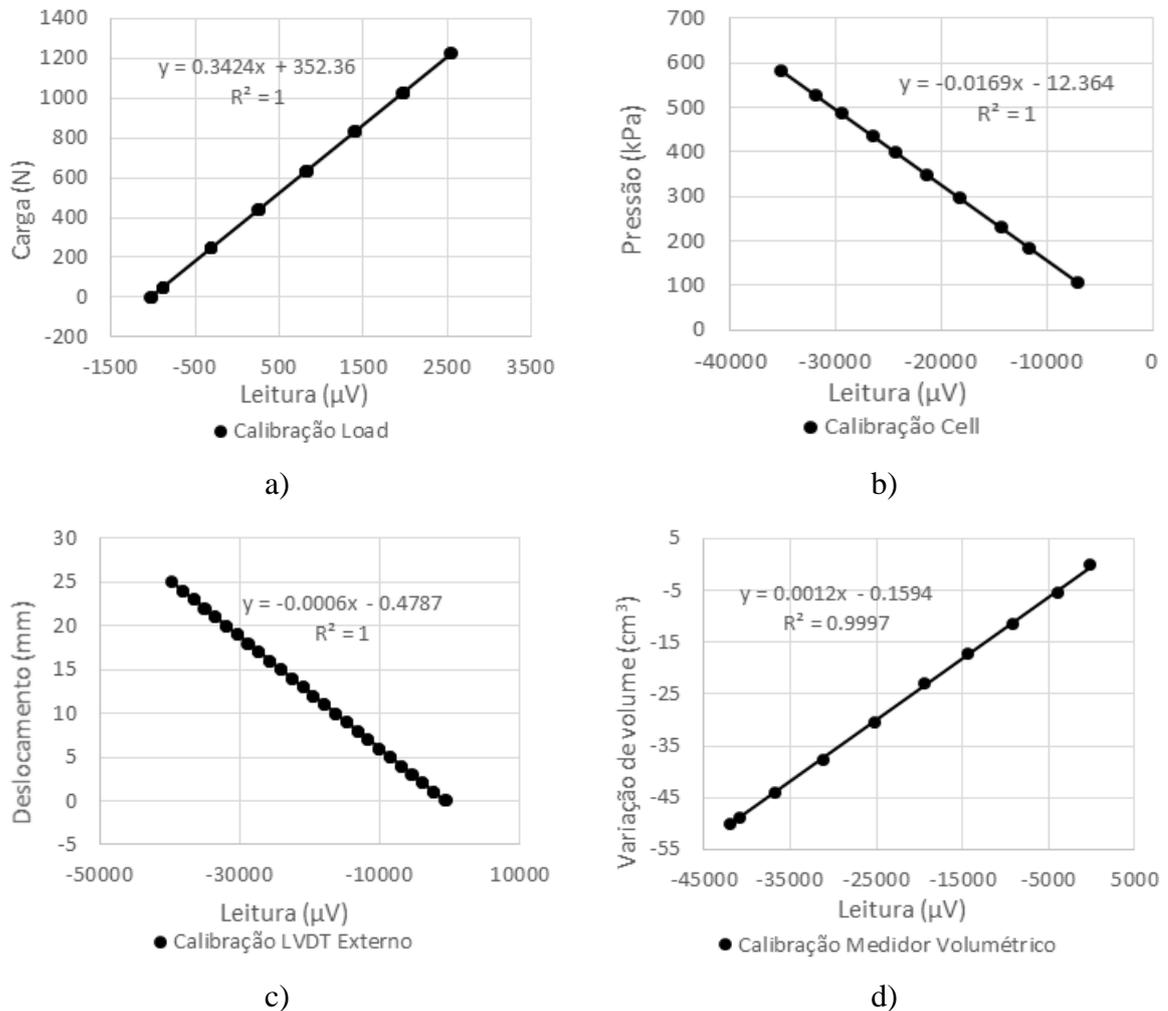


Figura 3.3 - Retas de calibração de alguns dos instrumentos usados no equipamento triaxial: a) Célula de carga; b) Transdutores de pressão na câmara; c) Transdutor de deslocamento externo; d) Medidor volumétrico.

### 3.3 Possíveis Fontes de Erros

Os ensaios triaxiais podem ser afetados por diversos erros, que podem condicionar os resultados dos ensaios. Assim sendo, é feita nesta secção uma avaliação dos efeitos destes erros, para que seja possível efetuar uma correta interpretação do comportamento do solo.

#### 3.3.1 Tensão Axial

A tensão axial aplicada na amostra depende da força medida na célula de carga e da área da secção transversal. Por sua vez, a área da secção transversal não permanece constante durante o carregamento, pelo que é necessário corrigir o seu valor através da equação (1) proposta por

Bishop e Henkel (1962). Esta correção parte do princípio simplista de que a amostra se deforma como um cilindro perfeito, onde  $A_0$  corresponde à área inicial,  $\varepsilon_v$  à extensão volumétrica e  $\varepsilon_a$  à extensão axial.

$$A = A_0 \times \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \quad (1)$$

Com a deformação imposta pelo corte a amostra tende a afastar-se do formato cilíndrico, principalmente na zona central onde se encontra a maior concentração de deformações radiais, o que pode induzir algumas incertezas na interpretação dos resultados. Apesar deste facto, como os ensaios realizados nesta dissertação são ensaios de compressão, o erro cometido pode considerar-se aceitável, uma vez que este geralmente apenas atinge proporções consideráveis para grandes deformações aplicadas e após a rotura da amostra (Correia, 2011).

### 3.3.2 Extensão Axial

A extensão axial foi medida através de um transdutor de deslocamento externo, localizado no exterior do equipamento triaxial, e de transdutores de deslocamento internos, colados à amostra dentro da câmara triaxial. Um dos transdutores internos apresentou uma grande oscilação de valores pelo que foi apenas utilizada a medição do transdutor interno sem problemas de oscilação. Em geral, e para pequenos níveis de deformação aplicados as deformações medidas pelo transdutor de deslocamento interno apresentaram valores inferiores às medidas pelo transdutor de deslocamento externo. Para grandes deformações os transdutores de deslocamento internos apresentam algumas diferenças em relação à leitura feita externamente, pois, sendo estes colados à amostra, tinham a sua leitura afetada pela deformação radial da amostra perdendo por isso alguma precisão. Assim sendo, admitiu-se que as suas leituras apenas seriam viáveis até cerca de 2% de deformação axial. No que diz respeito às leituras externas, admitiu-se que, devido à elevada rigidez do equipamento, o erro resultante não devia afetar significativamente os resultados medidos para deformações superiores a 2%. Já em relação à uniformidade da deformação axial, sendo os ensaios realizados neste estudo de compressão, admitiu-se a hipótese de que a rotura imposta engloba uniformemente toda a amostra, o que pode conduzir a ligeiros erros.

A ligação entre a “*top cap*” e a célula de carga pode ser também um fator que afeta a medição da extensão axial. Apesar de todos os cuidados tidos na preparação do provete, não é possível garantir uma perfeita verticalidade da amostra, podendo existir erros de excentricidade na ligação da “*top cap*” com a célula de carga, sendo este efeito, assim como o erro devido à deformabilidade do equipamento, geralmente denominado por “*bedding error*”. Nos primeiros ensaios realizados, este efeito teve consequências consideráveis, pelo que, nos ensaios posteriores, foi adotada a utilização de uma “*suction cap*” que permite aplicar uma sucção entre a “*top cap*” e a célula de carga, garantindo assim uma correta ligação e minimizando com

eficácia o efeito do “*bedding error*”. As diferenças entre os ensaios realizados com e sem a “*suction cap*”, são demonstradas na secção 3.6.

### 3.3.3 Extensão Volumétrica

Sendo os ensaios realizados neste trabalho drenados, a extensão volumétrica pode ser avaliada indiretamente através do medidor volumétrico, assumindo que não existe compressibilidade das partículas do solo e a total saturação do provete. Como em termos práticos é difícil alcançar a perfeição admitida teoricamente, também neste campo podem existir erros na medição da variação de volume, associados a possíveis fugas de água no equipamento. Antes de se iniciar a realização dos ensaios, o equipamento foi testado com um cilindro metálico de forma analisar a existência de fugas. Ao impor uma tensão efetiva de 300kPa, ao longo de um dia observou-se uma fuga de cerca de 0.016cm<sup>3</sup>, podendo este valor ser considerado insignificante e desprezável dado que os ensaios realizados tiveram em geral uma duração de cerca de 7 horas.

### 3.3.4 Resistência da Membrana

O efeito da resistência da membrana pode geralmente ser desprezado na realização de ensaios triaxiais desde que se utilizem borrachas finas e apropriadas (Head, 1985). Esta conclusão é sustentada por trabalhos realizados por autores como Wesley (1975) e Gens (1982), que verificaram que a sua influência é especialmente diminuta em ensaios de compressão (Correia, 2011). Assim, como neste trabalho os ensaios realizados são de compressão, este efeito foi também desprezado.

## 3.4 Procedimento Experimental

### 3.4.1 Tratamento da Areia

Tal como foi referido anteriormente, a areia usada nos ensaios foi sujeita a um tratamento após a sua recolha, de forma a atenuar problemas como a presença de finos e também de matéria orgânica. Na Figura 3.6 ilustram-se as três fases em que consiste este tratamento:

- Lavagem;
- Secagem;
- Peneiração.

Assim, o tratamento da areia seguiu o seguinte processo: inicialmente foi feita a lavagem e secagem para remoção de material estranho (fios, pedras, etc.) e também de matéria orgânica. Seguiu-se a peneiração de forma a obter as duas granulometrias pretendidas, uma mais fina e

uma mais grossa. A lavagem efetuada foi feita através do peneiro nº200 (#0,074mm) da série ASTM (2006), onde porções de areia foram passadas por água corrente de forma a remover os finos existentes. Após a lavagem, a areia foi colocada em estufa a 110°C durante cerca de 24h para secagem. Por fim, a areia foi peneirada mecanicamente de maneira a obterem-se as frações e granulometrias de areia desejadas. Assim, a areia original do Lote II foi dividida em cinco frações, as retidas nos peneiros nº20, 40, 60, 100 e 200. A mistura mais fina (M-0.2) é composta em percentagem da sua massa total, por cerca de 5% da fração retida no peneiro nº60, 90% da fração retida no peneiro nº100 e outros 5% da fração retida no peneiro nº200. Por sua vez, a mistura mais grossa (M-0.5) é composta em percentagem da sua massa total, por cerca de 6% da fração retida no peneiro nº20, 75% da fração retida no peneiro nº40 e 19% da fração retida no peneiro nº60. Este processo foi feito de forma a obter cerca de 15kg de areia para cada uma das novas misturas de areia. Terminado este tratamento, as misturas foram armazenadas em barricas de plástico e identificadas para posterior utilização.

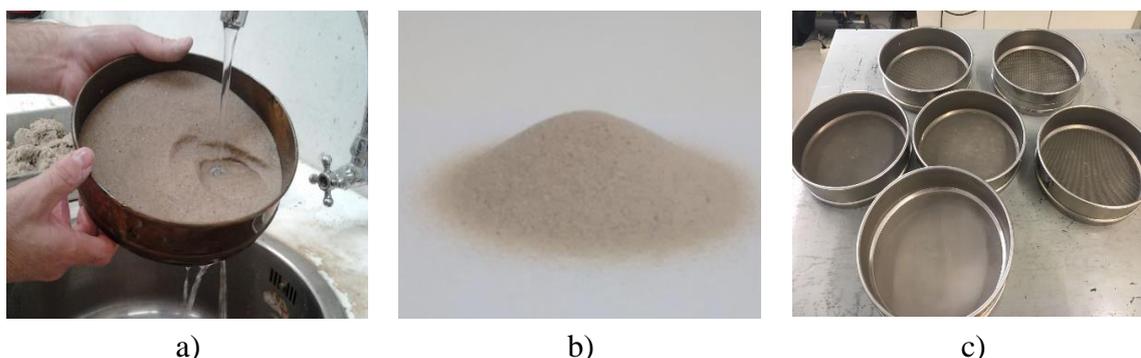


Figura 3.4 - Tratamento da areia: a) lavagem; b) secagem; c) peneiração.

### 3.4.2 Calibração do Método de Pluviação

Um dos parâmetros a avaliar nesta dissertação é a densidade relativa, pelo que foi necessário encontrar um método fiável e capaz de reproduzir as densidades relativas pretendidas, tendo-se para tal utilizado um método de pluviação manual. Este método consiste em deixar cair a areia de uma certa altura de queda e com um fluxo controlado para dentro do molde. Um menor fluxo e maior altura de queda conduz a uma densidade relativa maior, enquanto que um maior fluxo e menor altura de queda corresponde a uma densidade relativa menor (Santos, 2009). Na Figura 3.7 demonstra-se a aplicação do método.



Figura 3.5 – Aplicação do método de pluviação.

O cálculo da densidade relativa é baseado nos valores dos índices de vazios máximos, mínimos e iniciais das areias, podendo ser obtida pela seguinte expressão:

$$D_r = \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}} \times 100 [\%] \quad (2)$$

Por sua vez, o índice de vazios pode ser obtido através da densidade das partículas sólidas e do seu peso específico seco, através na seguinte expressão:

$$e = \frac{G \times g}{\gamma_d} - 1 [ ] \quad (3)$$

O peso específico seco é calculado da seguinte forma:

$$\gamma_d = \frac{P}{V} [kN/m^3] \quad (4)$$

Neste trabalho foi adotado o método já desenvolvido em trabalhos anteriores por Santos (2015) e Araújo Santos (2015) que utilizaram como pluviador meia garrafa de plástico, sendo retirada a base da garrafa de forma a ser possível introduzir areia na mesma. Como controle de fluxo foram usadas várias tampas, com diferentes números e diâmetros de furos, conseguindo-se assim a queda de areia com o fluxo pretendido. As densidades pretendidas foram de 40% e 80% para cada uma das misturas. O equipamento adotado é apresentado na Figura 3.8.



Figura 3.6 – Equipamento adotado para a aplicação do método de pluviação: a) pluviador; b) controladores de fluxo.

A calibração deste processo pode ser exaustiva, sendo um processo iterativo de tentativa e erro, testando-se várias tampas e diferentes alturas de queda até se atingir a densidade pretendida. Neste processo deixou-se cair a areia para um molde com dimensões semelhantes às pretendidas na elaboração dos ensaios, molde este que depois de totalmente preenchido é pesado, podendo assim efetuar-se o cálculo da densidade obtida através das expressões apresentadas anteriormente. Após este processo de calibração, foram obtidos os valores dos diâmetros e números de furos, bem como as alturas de queda para as densidades pretendidas de cada mistura. No Quadro 3.3 apresentam-se os resultados da calibração do método de pluviação para cada mistura e para cada densidade relativa pretendida. Os resultados das densidades obtidas para alguns dos testes de pluviação realizados são apresentados no Quadro 3.4. Facilmente se percebe pelos resultados que os valores das densidades obtidas não são exatamente iguais aos requeridos, tal pode considerar-se aceitável dado que este é um método manual e não mecânico, pelo que estas pequenas diferenças podem surgir por pequenas imprecisões. Apesar disso, não sendo estas diferenças muito significativas, pode considerar-se o método desenvolvido como sendo viável e adequado ao pretendido.

Quadro 3.3 – Resultado da calibração do método de pluviação.

Areia	$D_r$ (%)	Nº de Furos	$\varnothing_{\text{furos}}$ (mm)	$h_{\text{queda}}$ (cm)
M-0.2	40%	9	3,5	16
	80%	9	2,5	26
M-0.5	40%	9	3,5	13
	80%	9	7	10

Quadro 3.4 - Resultados das densidades obtidas no final do processo de calibração do método de pluviação.

		$D_r(\%) = 40\%$				$D_r(\%) = 80\%$				
	#	$m$ (g)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$D_r$ (%)	#	$m$ (g)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$D_r$ (%)
<b>M-0.2</b>	1	120,97	13,82	0,883	41,7	1	132,31	15,12	0,722	78,6
	2	120,12	13,73	0,896	38,6	2	133,28	15,23	0,709	81,5
	3	121,13	13,84	0,881	42,2	3	133,13	15,21	0,711	81,0
	4	121,74	13,91	0,871	44,4	4	132,92	15,19	0,713	80,4
	5	119,78	13,69	0,901	37,4	5	131,86	15,07	0,727	77,2
		$D_r(\%) = 40\%$				$D_r(\%) = 80\%$				
	#	$m$ (g)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$D_r$ (%)	#	$m$ (g)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$D_r$ (%)
<b>M-0.5</b>	1	128,31	14,66	0,771	41,4	1	141,36	16,15	0,608	78,1
	2	129,42	14,79	0,756	44,8	2	142,64	16,30	0,594	81,4
	3	128,52	14,69	0,769	42,0	3	143,28	16,37	0,586	82,9
	4	127,64	14,58	0,781	39,3	4	142,42	16,27	0,596	80,8
	5	128,04	14,63	0,775	40,5	5	142,10	16,23	0,599	80,0

### 3.4.3 Preparação das Amostras

A preparação de amostras não segue uma norma definida, sendo assim, o procedimento efetuado seguiu as recomendações de Santos (2015) e a experiência adquirida ao longo de ensaios-teste realizados. A preparação seguiu o conjunto de passos descritos seguidamente.

Em primeiro lugar começou-se pela limpeza do equipamento de forma a remover quaisquer detritos de areias que prejudicassem o funcionamento do equipamento triaxial. Para além desta limpeza, como se trata de um circuito hidráulico, também se garantiu que as linhas de água se encontrassem saturadas de modo a que não existisse ar, pois este pode afetar o controle das pressões. Para garantir uma uniformização da passagem da água para a areia foram usadas pedras porosas nas extremidades da amostra. Antes de se iniciar a preparação do ensaio foi necessário garantir que as mesmas se encontrassem saturadas e livres de “gorduras”, sendo assim fervidas em água. Após garantir que as pedras porosas e todo o equipamento estivesse saturado, começou-se a preparação do provete. Foi colocada uma pedra porosa na base e uma membrana de latex fixa à base com “o-rings”. Como molde para a areia, foi usado um molde tripartido e colocado em volta da membrana à qual foi aplicada sucção através de uma bomba de vácuo para que a membrana ficasse justa ao molde. Seguidamente a areia foi colocada através do método de pluviação desenvolvido. Na Figura 3.9 ilustram-se algumas das fases referentes à montagem do provete.

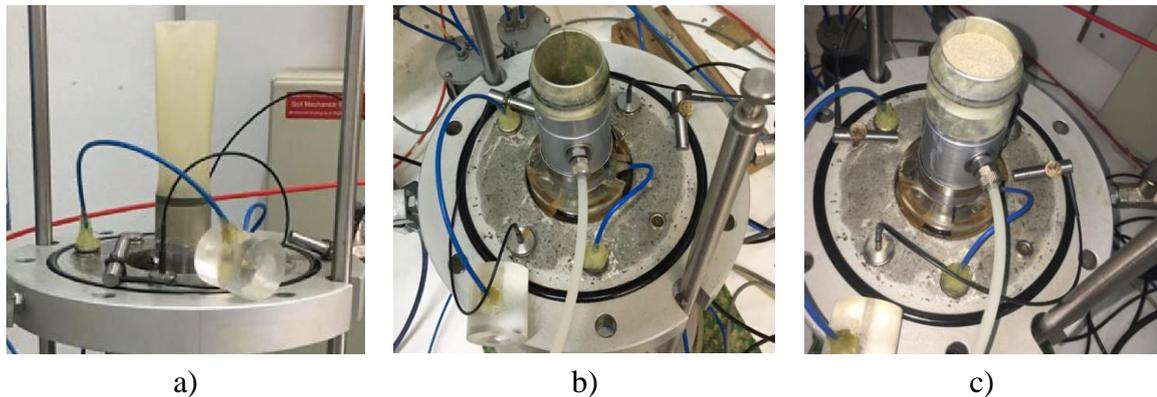


Figura 3.7 – Montagem do provete: a) colocação da membrana; b) colocação do molde tripartido; c) colocação da areia através do método de pluviação.

Neste caso, não foi possível rasar a superfície da areia por falta de espaço para colocar tanto a pedra porosa como o “*topcap*” no final da pluviação. Desta forma, a superfície foi alisada manualmente com muito cuidado de forma a torná-la o mais horizontal possível, de maneira a minimizar problemas de “*bedding error*”. Em seguida foi colocada uma pedra porosa no topo da amostra bem como o “*topcap*”. Depois de selar a parte superior com os *o-rings*, isolando assim o provete, foi aplicada sucção através do topo da amostra com um valor de -15kPa para manter o provete estável. Este valor de sucção permitiu que se retirasse o molde tripartido sem que existissem problemas de estabilidade na amostra. Depois de se retirar o molde foram colados dois LVDT’s internos na amostra (um de cada lado). Finalmente, foi colocada a campânula, tendo-se em seguida selado e enchido a câmara triaxial com água. Na Figura 3.10 são demonstrados alguns dos processos de montagem.

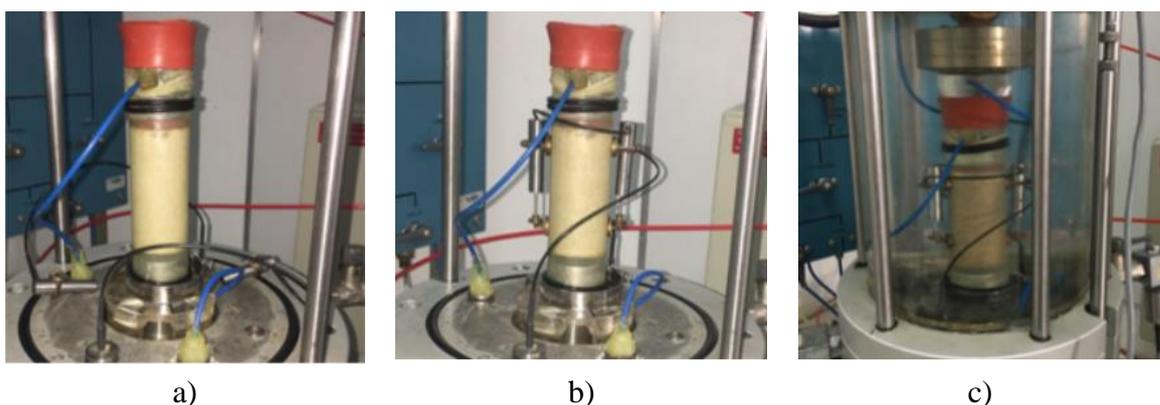


Figura 3.8 – Montagem do provete: a) aplicação da sucção; b) colagem dos LVDT’s internos; c) colocação da campânula.

Seguidamente subiu-se progressivamente a pressão na câmara triaxial para cerca de 25kPa, de forma a poder-se remover a sucção aplicada sem alteração do estado de tensão efetiva.

#### 3.4.4 Fase de Saturação

Na fase de saturação foi aplicada uma pressão na “back” de 4kPa na base da amostra, enquanto que o topo permaneceu aberto para o exterior (pressão nula), permitindo assim que ocorra percolação ascendente na amostra a baixas pressões, expulsando a maior parte do ar que nela reside inicialmente. Este processo foi repetido cerca de 4 a 5 vezes.

Seguidamente a este processo subiram-se as pressões na “cell” e também na “back” para 225kPa e 200kPa respetivamente, de maneira a manter uma tensão efetiva de cerca de 25kPa no provete. Com o auxílio de uma interface exterior reguladora de pressões, foi aplicada uma pressão de 200kPa no topo da amostra e de 202kPa na base, permitindo novamente uma percolação de água ascendente que ajudasse a saturar a amostra. Este processo foi repetido até se atingir a saturação desejada.

O grau de saturação foi avaliado através do parâmetro  $B$  de “Skempton”, tendo-se considerado que a amostra estaria saturada quando o valor deste parâmetro fosse igual ou superior a 0.98 (sendo o valor de 1 correspondente em teoria a uma saturação total).

#### 3.4.5 Fases de Consolidação Isotrópica e Corte

Concluída a fase de saturação, iniciou-se a fase de consolidação que foi feita para dois valores distintos de  $p'$ , 100 e 300kPa. A consolidação realizou-se de formas distintas evoluindo o procedimento adotado com a observação dos resultados. Nos primeiros ensaios a consolidação foi feita isotropicamente com o controle a ser apenas efetuado pelo aumento da “cell”. Numa segunda fase mudou-se o procedimento de forma a minimizar o efeito do “bedding error” e a consolidação passou a ser feita de forma controlada, quer pela “cell” quer pelo CRSP, impondo-se através deste uma “Load” igual ou menor de 2N. Posteriormente foi ainda adotado um novo método, pois o “bedding error” registado ainda não era aceitável. Este novo método consistiu na utilização de uma borracha anelar cónica, mais conhecida como “suction cap” que ajusta o topo da amostra à célula de carga. Este ajuste foi feito antes da fase de consolidação mantendo a “Load” controlada com 2N através do CRSP. Para se fazer este ajuste foi necessário retirar a água existente entre o topo da amostra e a célula de carga, através de uma interface exterior reguladora de pressões, onde se impôs uma pressão ligeiramente inferior à pressão da câmara triaxial, de forma a fazer uma remoção de água lenta e controlada sem que se aplicassem pressões na amostra. Só no final deste processo é que se iniciou a fase de consolidação e posteriormente o corte.

O corte foi realizado em condições drenadas, tendo sido efetuado em compressão segundo uma trajetória de tensões com  $p'$  constante para valores de 100kPa e 300kPa. O incremento de deformação axial em cada amostra de areia foi aplicado em 3 fases, ajustadas à rigidez da amostra em cada fase:

- 1%/hora no início do ensaio;
- 3%/hora após se atingir o pico;
- 5%/hora a partir de 5% de deformação axial.

O corte foi geralmente efetuado até se atingirem 25% de deformação axial, sendo apenas interrompido caso algum dos instrumentos estivesse sem falta de curso.

### 3.5 Ensaios Realizados

Os ensaios realizados neste estudo não se tratam de ensaios triaxiais convencionais onde tradicionalmente se mantém a tensão na câmara e se aumenta a tensão vertical. Neste caso optou-se por ensaios com  $p'$  constante, de forma a conseguir isolar o efeito desta variável ao longo do corte. O programa de ensaios é composto por 8 testes nos quais se variou a granulometria (misturas), a densidade relativa das amostras, bem como a tensão média efetiva de consolidação. Para cada granulometria foram efetuados 4 ensaios, 2 com densidade relativa de 80% e outros dois com apenas 40%, simulando amostras densas e soltas, respetivamente. Para cada uma destas densidades e misturas de areia foram realizados 2 testes, um com  $p'=100\text{kPa}$  e outro com  $p'=300\text{kPa}$ . O plano de ensaios é apresentado resumidamente no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 - Plano de Ensaios.

Mistura de Areia	Densidade Relativa	Tensão de Consolidação	#
M-0.2	Dr:40%	$p'=100\text{ kPa}$	1
		$p'=300\text{ kPa}$	2
	Dr:80%	$p'=100\text{ kPa}$	3
		$p'=300\text{ kPa}$	4
M-0.5	Dr:40%	$p'=100\text{ kPa}$	5
		$p'=300\text{ kPa}$	6
	Dr:80%	$p'=100\text{ kPa}$	7
		$p'=300\text{ kPa}$	8

### 3.6 Validação e Correção do Procedimento Experimental

Como já foi referido anteriormente, o processo de execução dos ensaios foi alterado devido à existência de “*bedding errors*” consideráveis que, nos ensaios iniciais, impossibilitavam a leitura correta de pequenas deformações. Assim sendo, após diversas tentativas de ajuste do método de preparação e execução, conseguiu-se chegar a uma solução que permitiu alcançar melhores resultados. Esta solução consistiu na utilização de LVDT’s internos e na utilização de uma borracha mais conhecida como “*suction cap*” para fazer a ligação entre a “*top cap*” e a célula de carga logo na fase inicial do ensaio. Os ensaios que apresentavam piores resultados foram repetidos adotando este novo método, conseguindo-se uma melhoria assinalável nos resultados, apesar de ainda assim, em alguns casos não se conseguir anular completamente o efeito. As Figuras 3.11, 3.12 e 3.13 apresentam uma comparação entre os resultados obtidos num dos ensaios triaxiais padrão realizados inicialmente e na repetição do mesmo ensaio realizado segundo o novo procedimento. Como se pode observar na Figura 3.11, o primeiro ensaio realizado apresenta um “*bedding error*” considerável, afetando mais de metade do valor máximo da tensão desviatória atingida no ensaio, tornando completamente impossível a análise a pequenas deformações. Também através desta curva se percebe que o declive inicial da curva difere substancialmente quando são usadas as leituras dos LVDT’s internos no ensaio posterior, conseguindo-se assim uma medição mais próxima da realidade. Na Figura 3.12, referente ao comportamento volumétrico, pode igualmente verificar-se que as curvas se encontram praticamente sobrepostas mostrando que, apesar dos problemas iniciais, a metodologia de pluviação utilizada consegue reproduzir amostras fiáveis. Ao analisar a curva de degradação da rigidez na Figura 3.13, percebe-se igualmente o impacto do efeito de “*bedding error*”, sendo que os valores da rigidez medidos no ensaio realizado inicialmente apenas começam a ser fidedignos após cerca de 1% de deformação distorcional, não permitindo assim avaliar a rigidez inicial da amostra. No ensaio repetido com o novo método e com a ajuda dos LVDT’s internos conseguem registar-se leituras iniciais aparentemente representativas na ordem dos 0.02% de deformação distorcional.

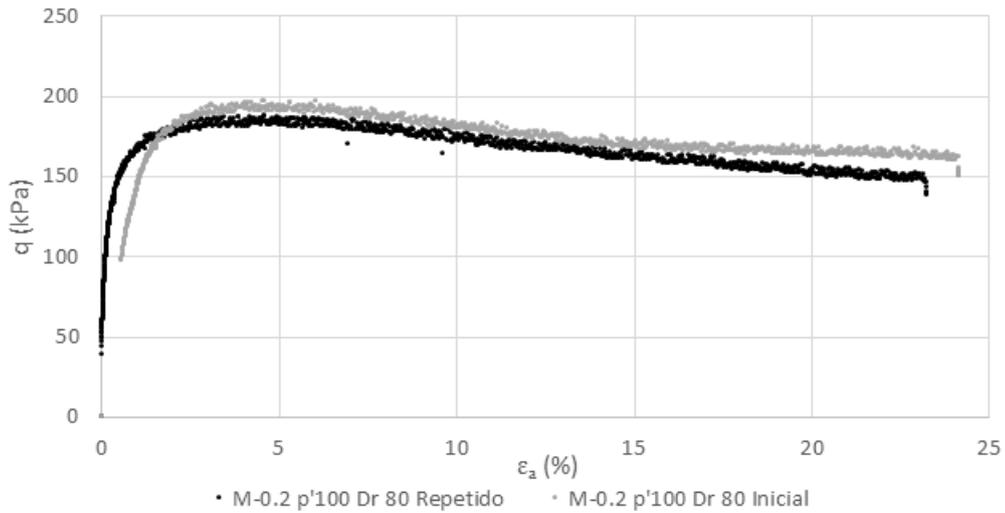


Figura 3.9 – Comparação das curvas Tensão-Deformação com e sem a utilização de “*suction cap*” e LVDT’s internos.

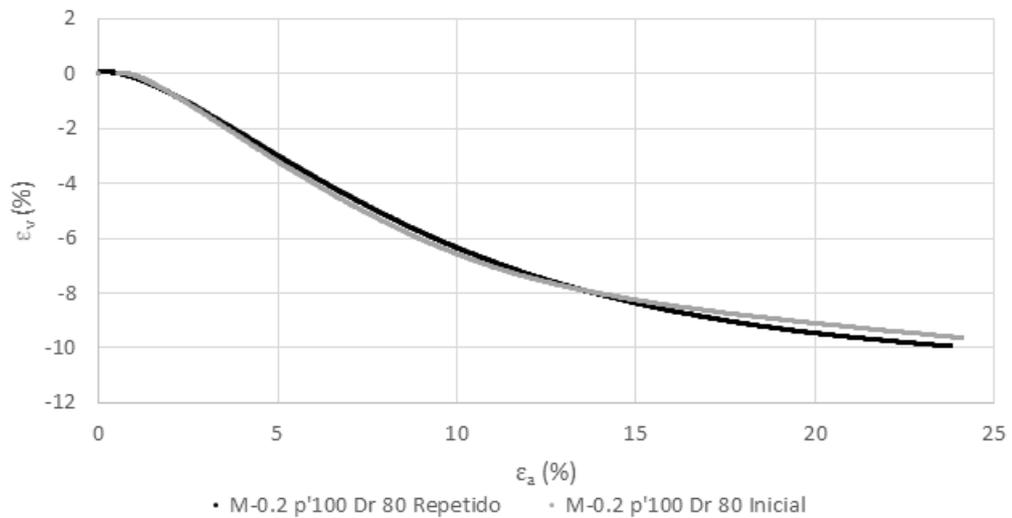


Figura 3.10 - Comparação das curvas variação volumétrica - deformação axial - deformação axial com e sem a utilização de “*suction cap*” e LVDT’s internos.

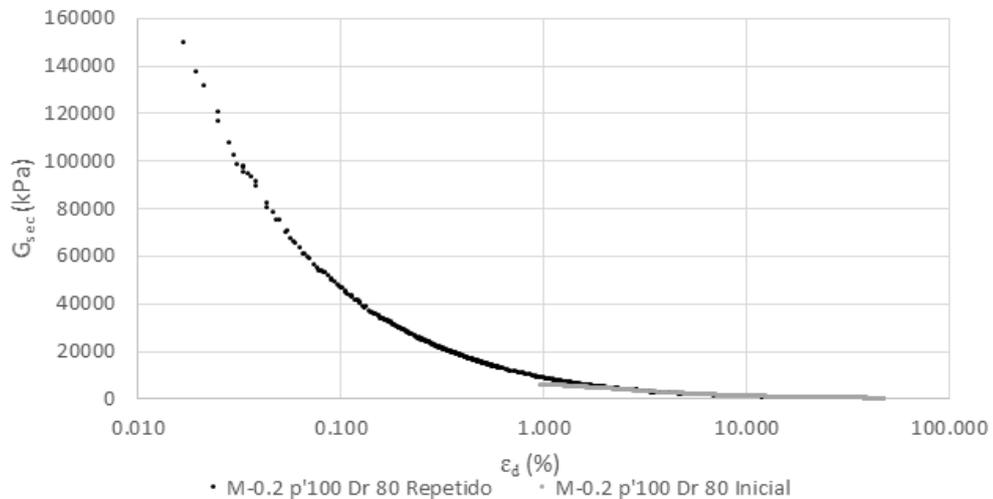


Figura 3.11 - Comparação das curvas degradação da rigidez com a utilização de “*suction cap*” e LVDT’s internos.

### 3.7 Interpretação dos Resultados

Tal como foi referido anteriormente, em alguns dos ensaios foi visível o efeito de *bedding error*. Parte deste erro consiste na falta de alinhamento perfeito entre a célula de carga e o topo da amostra que, quando se observam os resultados da instrumentação externa, se reflete numa diferença entre a real carga aplicada e o deslocamento medido. Tal efeito pode ser minimizado utilizando instrumentação interna, uma vez que nesse caso as leituras das deformações são registadas diretamente na amostra. É de notar que na maior parte dos ensaios foi feita uma correção do *bedding error*, por forma a conseguir obter-se uma curva mais próxima do real sem a interferência causada pelo ajuste da célula de carga ao topo da amostra. Um exemplo dessa correção pode ser visualizado na Figura 3.14.

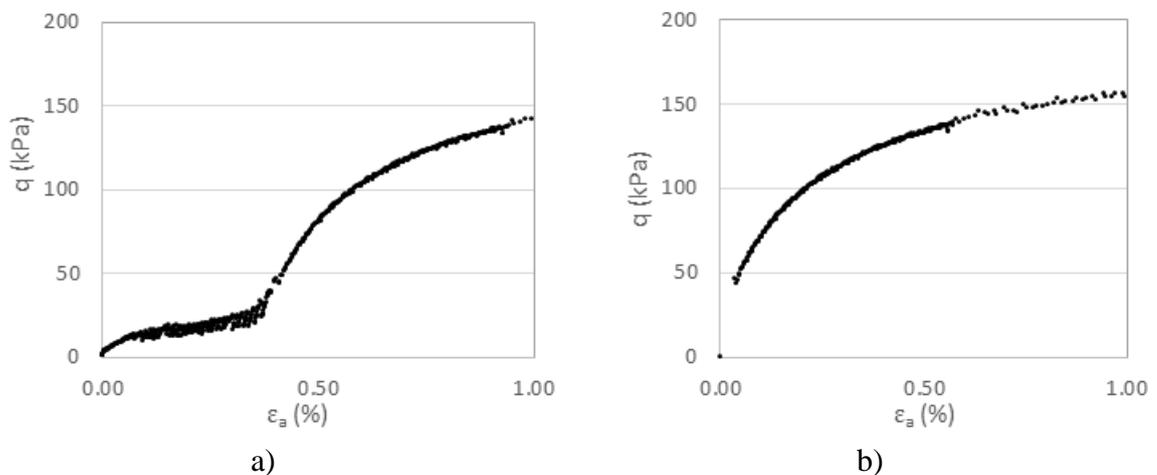


Figura 3.12 - Curva Tensão-Deformação ampliada ( $q - \epsilon_a$ ) a) Sem correção; b) corrigida.

Para além desta correção foi feito ainda um ajuste adicional das curvas tensão-deformação e degradação da rigidez para os ensaios em que foi usada instrumentação interna. Este ajuste consistiu em juntar a fase inicial da curva tensão-deformação registada pela instrumentação interna à curva obtida pelo LVDT externo. Comparando as curvas obtidas interna e externamente, facilmente se percebe que o declive mais acentuado pertence à curva obtida pelos LVDT's internos, sendo estas mais rigorosas e, uma vez que são medidas diretamente na amostra, consideraram-se como sendo as mais adequadas para descrever o comportamento inicial da areia. Para maiores deformações utilizaram-se as leituras externas, uma vez que estas (devido ao maior curso dos instrumentos) possibilitam, sem grande margem de erro para estes níveis de deformação, alcançar maiores deformações axiais, que já não são medidas com rigor através da instrumentação interna. O ajuste feito entre as leituras internas e externas para dar continuidade à curva teve por base o seu declive, tendo-se estabelecido como ponto de união de ambas as leituras o ponto em que os declives são aproximadamente iguais, obrigando a deslocação da curva obtida pelo LVDT externo. Na Figura 3.15 ilustra-se o procedimento efetuado para se conseguir ter um ajuste adequado. O mesmo ajuste foi efetuado na curva de degradação da rigidez tal como se apresenta na Figura 3.16. Após o ajuste é possível apresentar uma só curva com os resultados obtidos para cada ensaio, sendo esta composta numa fase inicial pelos resultados das leituras internas e numa fase posterior pelo registo das leituras externas.

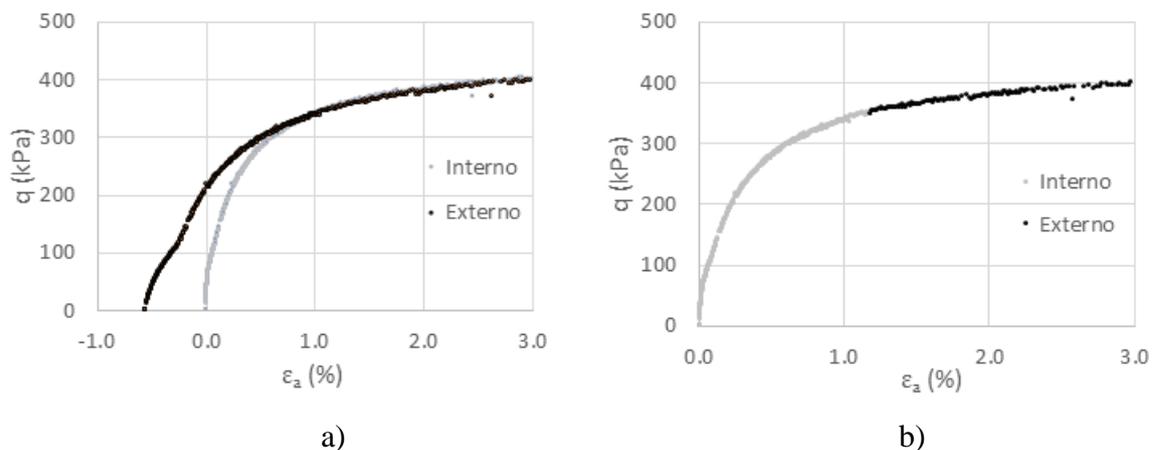


Figura 3.13 - Curva Tensão-Deformação ampliada ( $q - \epsilon_a$ ): a) Curva externa transladada para a esquerda; b) curva final após ajuste.

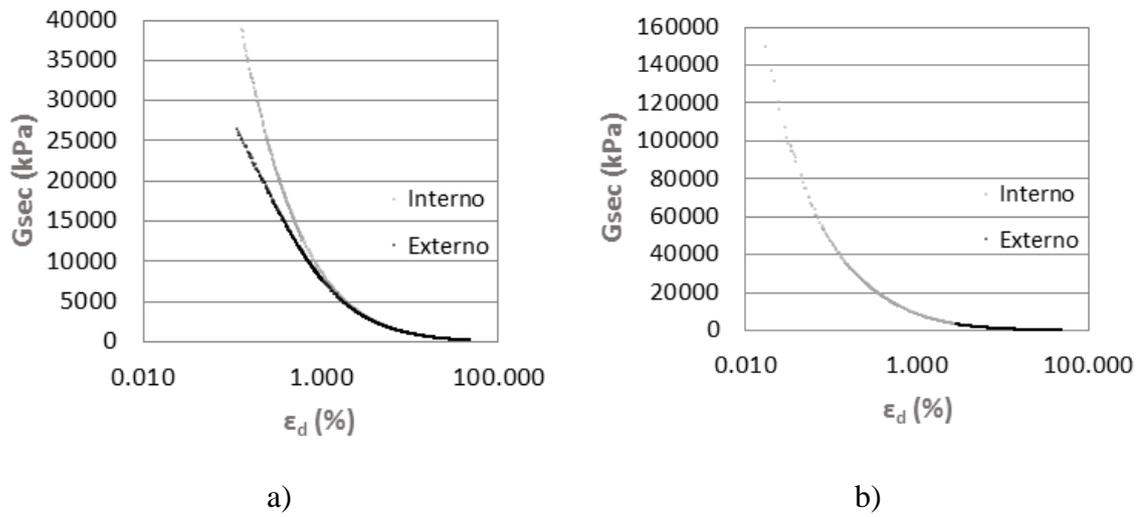


Figura 3.14 - Curva Degradação da Rigidez ( $G_{sec} - \epsilon_d$ ): a) Curvas externa e interna; b) curva final após ajuste.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Introdução

Este capítulo tem como finalidade a apresentação e discussão dos resultados obtidos através da realização dos ensaios triaxiais sobre as duas misturas de areia em estudo. De forma a simplificar a sua análise, os resultados são apresentados em 3 secções distintas relativas à influência dos diversos fatores no comportamento do solo: tensão média efetiva, densidade relativa e granulometria. Nestas secções são apresentadas comparativamente as curvas mais representativas dos ensaios, nomeadamente, a curva tensão-deformação ( $q - \varepsilon_a$ ), a variação volumétrica - deformação axial ( $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ ), a degradação da rigidez ( $G_{sec} - \varepsilon_d$ ) e a degradação da rigidez normalizada ( $G_{sec}/p' - \varepsilon_d$ ). Por fim, apresentam-se os parâmetros de resistência ao corte obtidos em ambas as misturas e um estudo entre estes e os das areias apresentadas na bibliografia.

Tal como referido no capítulo anterior, os resultados apresentados neste capítulo foram procedidos de correções e ajustes que procuraram traduzir o mais corretamente possível o comportamento das misturas observados durante o ensaio.

### 4.2 Efeito da Tensão Média Efetiva

Neste estudo comparam-se os resultados obtidos através de ensaios triaxiais por forma a demonstrar o efeito da tensão média efetiva. A comparação é feita em amostras consolidadas isotropicamente com tensões de consolidação de 100 e 300kPa e levadas à rotura sob compressão com  $p'$  constante. Numa primeira análise são apresentados os resultados da mistura M-0.2 e posteriormente os referentes à mistura M-0.5.

Na Figura 4.1 são apresentados os resultados da mistura M-0.2 com  $Dr=40\%$ . Através destes verifica-se que a curva tensão-deformação da amostra consolidada para 300kPa apresenta uma resistência quase três vezes maior (450kPa) do que a amostra da mesma mistura consolidada para 100kPa (160kPa) e que nenhuma destas apresenta pico, tal como esperado. Ao analisar a curva da variação volumétrica - deformação axial verifica-se igualmente que a amostra consolidada com maior valor apresenta uma maior contração inicial seguida de uma menor dilatação. Ao observar a curva de degradação da rigidez, facilmente se verifica que a amostra com uma tensão de consolidação maior exhibe também uma rigidez maior. Mesmo após a normalização da curva degradação da rigidez pelo valor de  $p'$  constata-se que as curvas não se

sobrepõem, sendo maior a rigidez normalizada na curva obtida para a maior tensão de consolidação. Este facto pode encontrar-se relacionado com a forma de execução dos ensaios, que foi algo diferente. No ensaio com  $p'=300\text{kPa}$  utilizou-se a “*suction cap*” bem como LVDT’s internos, enquanto que no ensaio com  $p'=100\text{kPa}$  nenhum destes instrumentos foi utilizado, tendo-se observado neste um maior efeito de “*bedding error*” que pode também justificar em parte a diferença nos resultados, sobretudo para pequenas deformações.

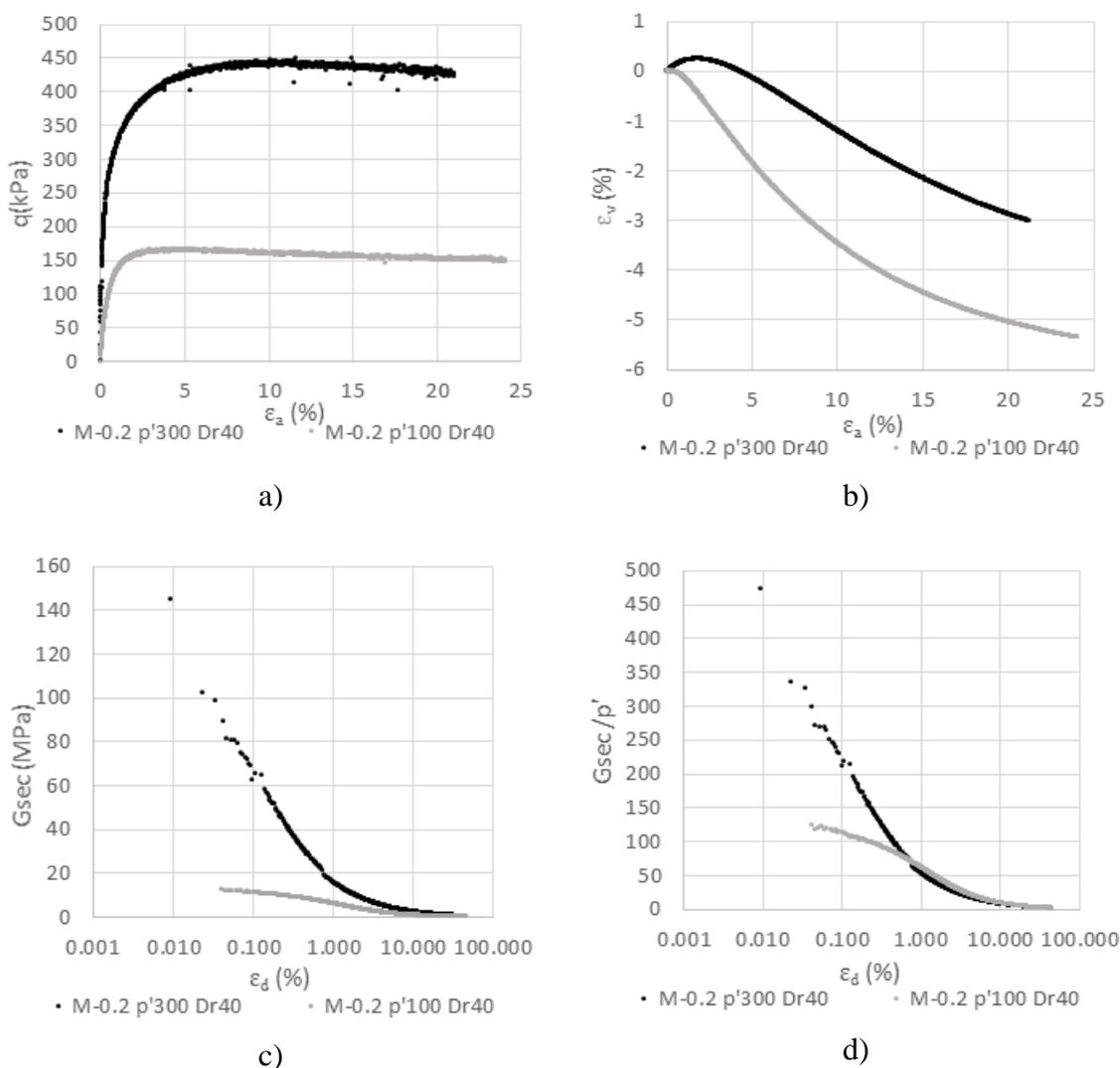


Figura 4.1 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.2 com  $Dr=40\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada.

Por sua vez, na Figura 4.2 apresentam-se os resultados obtidos na mesma mistura, M-0.2, mas para amostras com uma densidade relativa de 80%. Também neste caso a curva tensão-

deformação da amostra consolidada com 300kPa apresenta um valor de resistência quase três vezes superior (520kPa) à amostra consolidada com 100kPa (190kPa), e sendo ambas as amostras densas naturalmente se observa um pico de resistência em ambas. Através da curva de variação volumétrica - deformação axial é perceptível que a amostra consolidada para menores valores apresenta uma maior dilatação, ainda que com uma diferença ligeira neste caso. Tal como esperado, a amostra com maior tensão de consolidação apresenta maior rigidez, e após a normalização da curva observa-se uma maior rigidez na amostra com menor tensão de consolidação para deformações inferiores a 0,3%. Para deformações maiores as amostras exibem valores semelhantes.

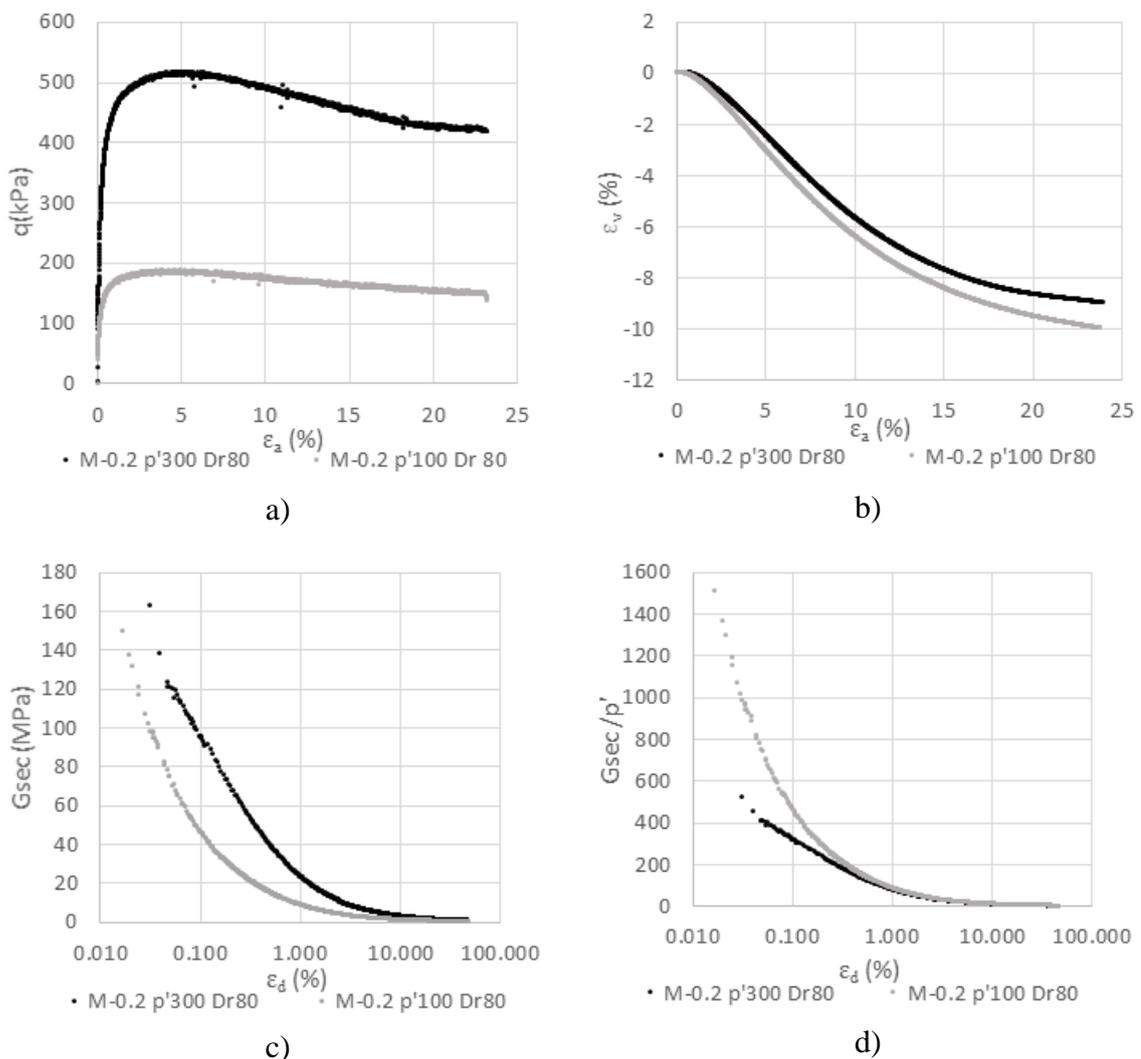


Figura 4.2 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.2 com  $Dr=80\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada.

Na Figura 4.3 são apresentados os resultados da mistura mais grossa, M-0.5, obtidos em amostras preparadas com  $Dr=40\%$ . Ao analisar a curva tensão-deformação, facilmente se deteta que também neste caso a amostra com  $p'=300\text{kPa}$  exibe uma resistência quase três vezes maior (430kPa) do que a amostra consolidada para 100kPa (150kPa). A curva de variação volumétrica - deformação axial mostra igualmente que a amostra com  $p'$  superior sofre uma maior contração inicialmente seguida de uma menor dilatação. Tal como esperado, e da mesma forma, esta amostra apresenta uma rigidez superior ao longo da evolução da curva (Figura 4.3c), já na curva normalizada a amostra com menor  $p'$  apresenta um valor maior para deformações inferiores a 0,7%, sendo que posteriormente as curvas são coincidentes.

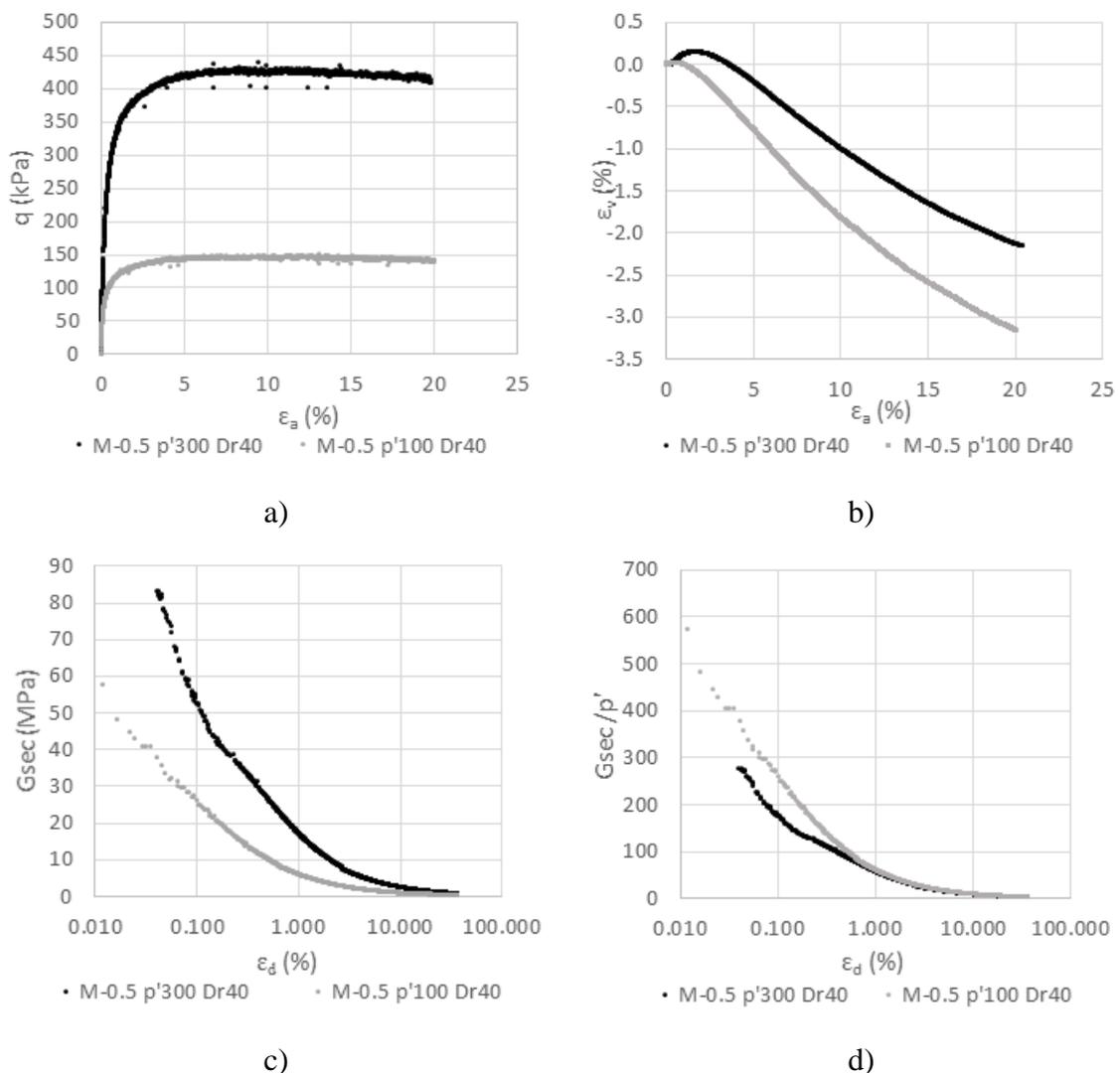


Figura 4.3 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.5 com  $Dr=40\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada.

Por último, apresentam-se na Figura 4.4 os resultados referentes à mistura M-0.5 com densidade relativa de 80%. Mais uma vez, a amostra com  $p'$  superior exibe uma maior resistência com valor de 520kPa comparativamente aos 200kPa observados na amostra com  $p'=100$ . Sendo estas amostras densas e, tal como esperado, apresentam pico. Na curva de variação volumétrica - deformação axial praticamente não se observam contrações iniciais, começando ambas as amostras por dilatar. Para grandes deformações a amostra com  $p'=100$ kPa apresenta uma dilatação ligeiramente superior. Tal como esperado, a amostra com  $p'$  superior apresenta uma rigidez mais elevada. Neste caso verifica-se que a normalização das curvas de degradação da rigidez se encontram praticamente sobrepostas em toda a extensão do gráfico, exceto eventualmente para muito pequenas deformações.

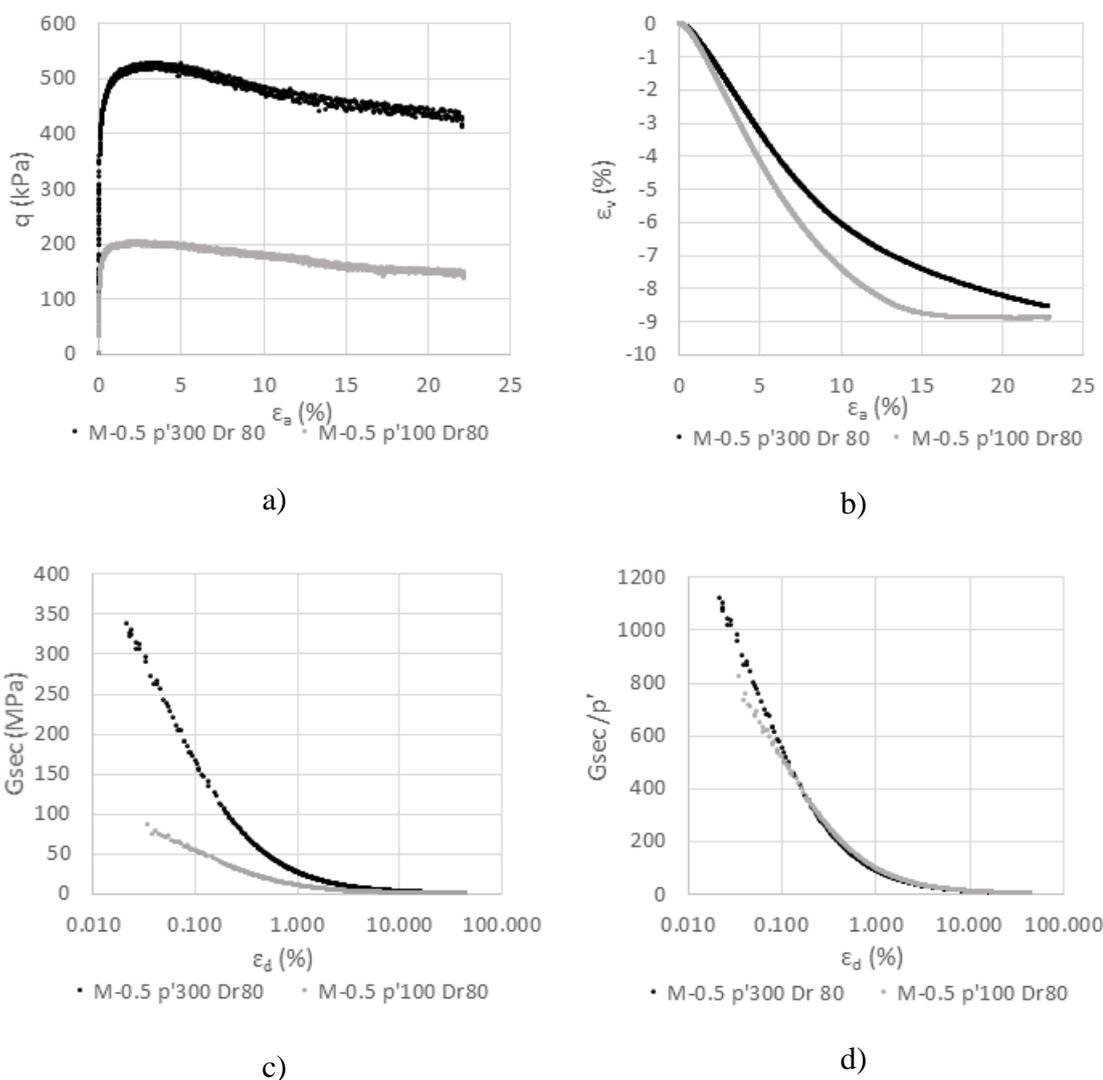


Figura 4.4 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.5 com  $Dr=80\%$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada.

Assim, através deste estudo confirma-se o esperado, em que uma amostra com maior tensão de consolidação exibe sempre uma resistência e rigidez maior. E que em amostras densas, uma amostra consolidada para um maior valor de tensão efetiva apresenta uma menor dilatação. Por outro lado, em areias soltas a amostra com maior tensão de consolidação exibe inicialmente uma maior contração e posteriormente uma menor dilatação. Esta análise vai de encontro com as conclusões retiradas através da bibliografia na secção 2.3.1.

### 4.3 Efeito da Densidade Relativa

A presente secção analisa o efeito da densidade relativa, sendo comparados ensaios da mesma mistura e com a mesma tensão de consolidação, mas com densidades relativas diferentes: 40 e 80%.

A Figura 4.5 apresenta os resultados obtidos nas amostras da mistura M-0.2 consolidadas para um  $p' = 100\text{kPa}$ . Ao analisar os resultados da Figura 4.5, constata-se que a curva tensão-deformação da amostra densa apresenta uma resistência superior à amostra solta. A amostra densa exibe um pico de resistência pronunciado seguido de amolecimento para um valor praticamente igual ao obtido pela amostra solta. Tal encontra-se de acordo com os estudos publicados na bibliografia (secção 2.1) uma vez que, independentemente da densidade inicial, densa ou solta, ambas as amostras tendem para o mesmo índice de vazios após grandes deformações. Já na curva referente à variação volumétrica - deformação axial, e obedecendo às expectativas, a amostra densa apresenta uma dilatação bastante superior à amostra solta, não existindo praticamente contração inicial. Através da análise da curva degradação da rigidez verifica-se que a amostra densa exibe uma rigidez bastante superior à amostra solta, devendo, contudo, referir-se que os resultados da amostra solta podem não corresponder à realidade pois este ensaio sofreu um maior “*bedding error*”. Neste caso, e sendo ambos os ensaios realizados para o mesmo valor de  $p'$ , a curva normalizada apresenta um formato exatamente igual à curva degradação da rigidez.

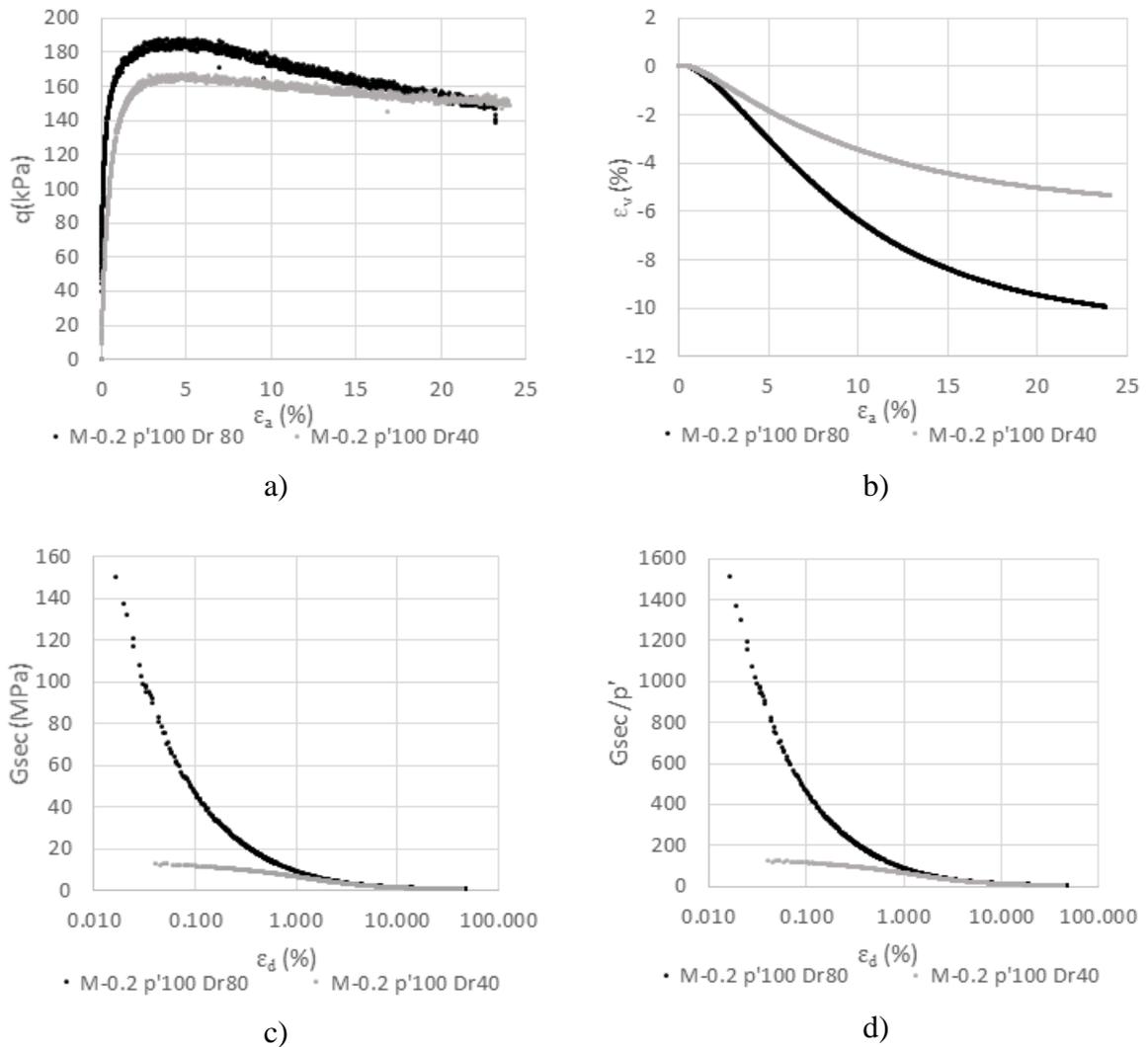


Figura 4.5 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.2 com  $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez; d) Degradação da rigidez normalizada.

Na Figura 4.6 são apresentados os resultados das amostras da mistura M-0.2 consolidadas para 300kPa. Pela análise das curvas obtidas observa-se que a amostra densa apresenta resistência de pico enquanto que a amostra solta endurece com o aumento da deformação (Figura 4.6a). Tal como para baixas tensões, neste caso também se verifica que ambas as amostras atingem um valor de resistência para grandes deformações praticamente igual. Assim como na comparação anterior, a amostra densa exibe uma dilatação mais acentuada (Figura 4.6b). Ao observar a curva de degradação da rigidez percebe-se que para os mesmos níveis de deformação a amostra densa apresenta sempre uma rigidez superior à amostra solta.

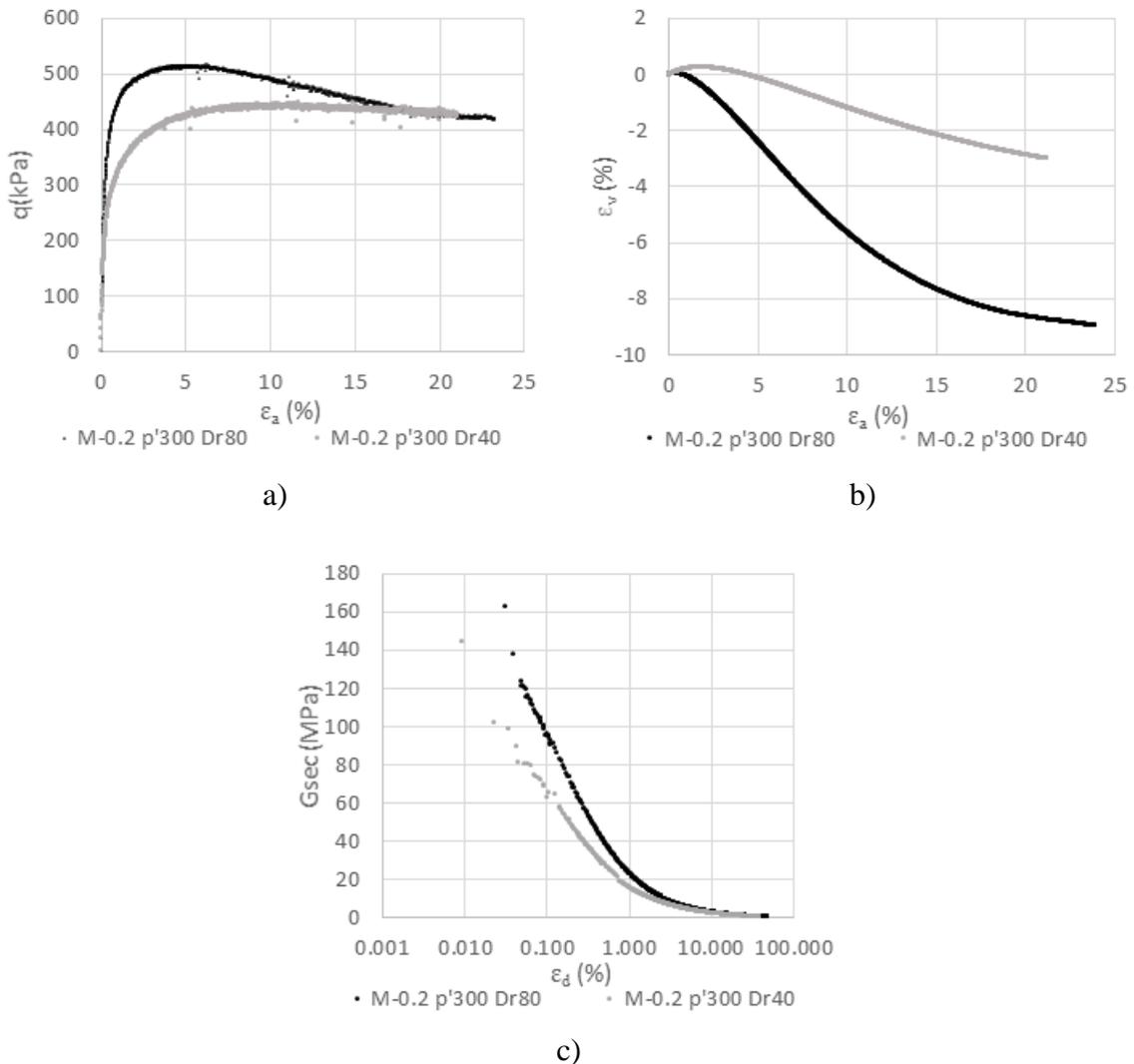


Figura 4.6 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.2 com  $p' = 300$  kPa: a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

A Figura 4.7 apresenta os resultados obtidos nas amostras da mistura M-0.5 consolidadas para um  $p' = 100$  kPa. Observando os resultados apresentados, mais uma vez se constata que a amostra densa exibe um pico de resistência (200 kPa) ao contrário da amostra solta (Figura 4.7a), e que a primeira dilata cerca de três vezes mais (-9%) do que a amostra solta (-3%) (Figura 4.7b). Tal como era espectável, a amostra densa apresenta sempre valores superiores de rigidez para os mesmos níveis de deformação, exceto para grandes deformações, onde aparentemente tendem para o mesmo valor (Figura 4.7c).

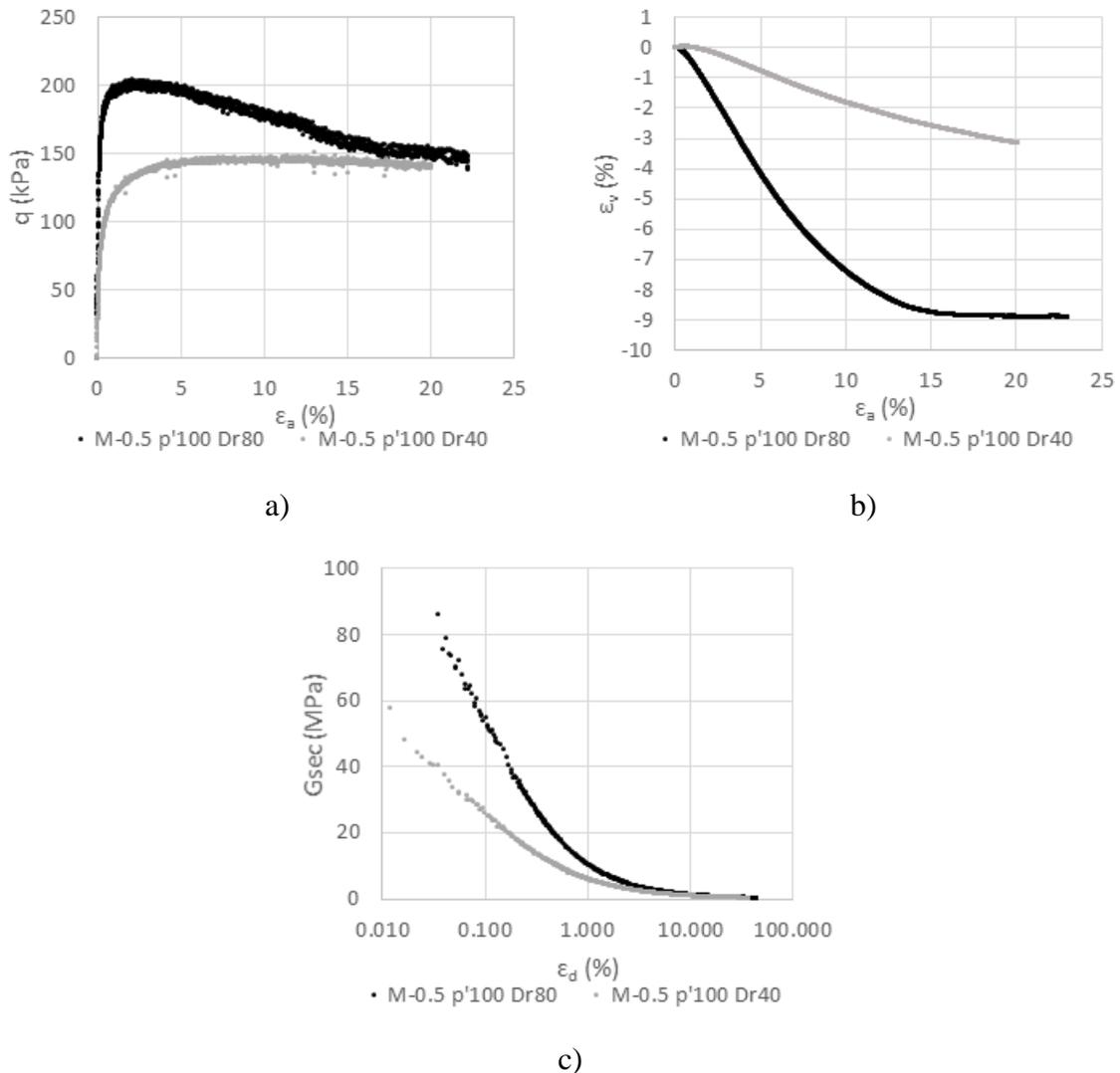


Figura 4.7 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.5 com  $p' = 100 \text{ kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

Por fim, são apresentados na Figura 4.8 os resultados obtidos na mistura M-0.5 para duas amostras com densidades relativas diferentes e consolidadas para o mesmo  $p' = 300 \text{ kPa}$ . Através da análise dos resultados mais uma vez se constata que a amostra densa exibe uma resistência de pico, ao contrário do que acontece com uma amostra solta, e que ambas apresentam praticamente a mesma resistência residual (Figura 4.8a). A amostra solta começa inicialmente por contrair ligeiramente, apresentando em seguida um comportamento dilatante que, contudo, é bastante inferior (-2%) ao observado na amostra densa (-8%) (Figura 4.8b). Analisando a curva de degradação da rigidez, verifica-se invariavelmente que a amostra densa apresenta uma rigidez superior à amostra solta para os mesmos níveis de deformação.

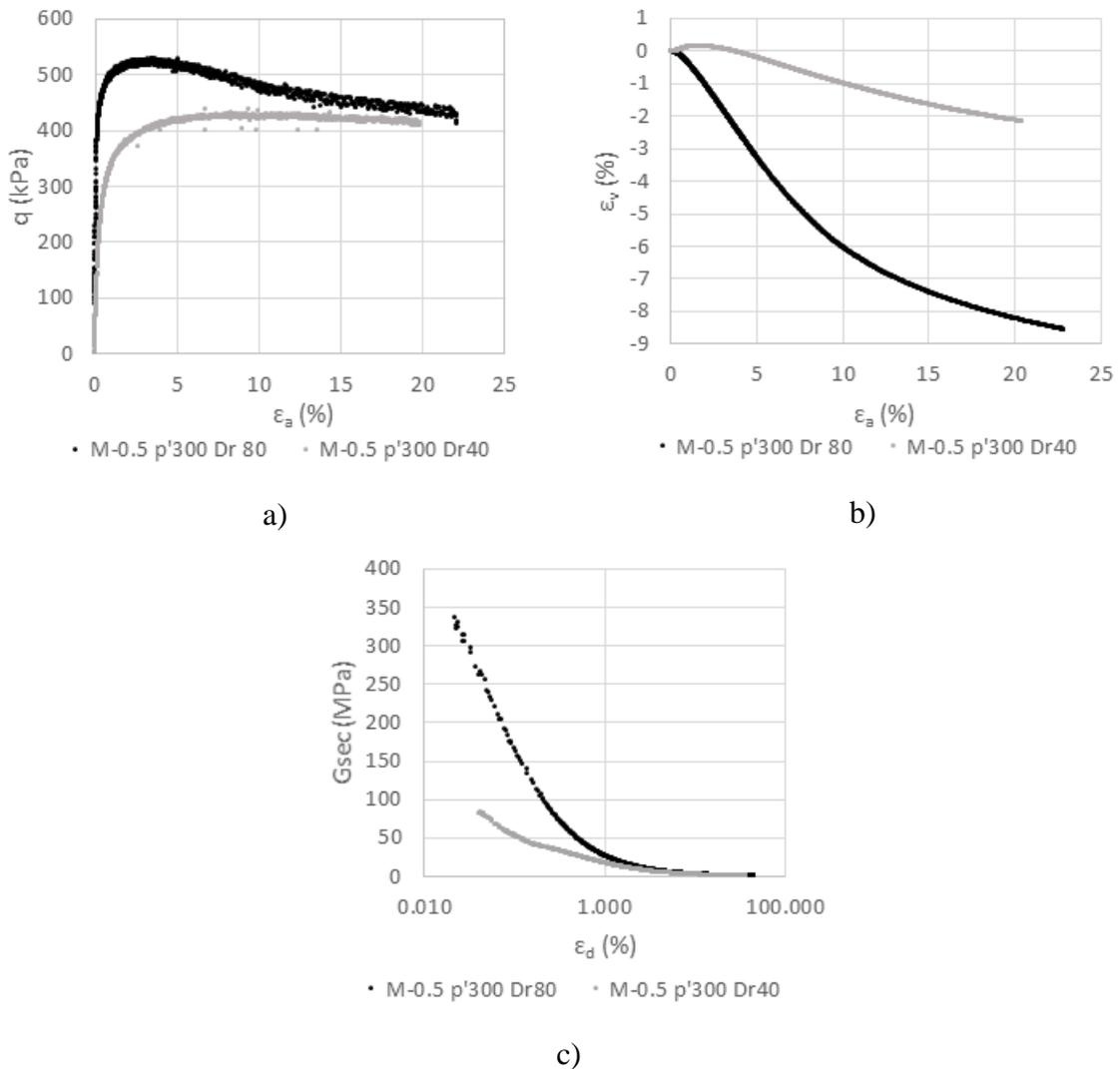


Figura 4.8 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante na mistura M-0.5 com  $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

Neste estudo confirma-se também que a uma maior densidade está associada uma maior resistência e rigidez. Já no comportamento volumétrico, uma amostra solta exhibe inicialmente contração, ao contrário de uma amostra densa que apresenta um comportamento essencialmente dilatante, tal como foi visto na secção 2.3.2 da bibliografia.

## 4.4 Efeito da Granulometria

Nesta secção é analisado o efeito da granulometria, sendo feita uma comparação entre os ensaios realizados nas diferentes misturas, com a mesma tensão de consolidação e a mesma densidade relativa.

A Figura 4.9 apresenta os resultados obtidos para as amostras com densidade relativa de 40% e tensão de consolidação de 100kPa. Através das curvas tensão-deformação apresentadas na Figura 4.9a, pode verificar-se que a amostra de areia fina, M-0.2, mostra uma resistência máxima superior à amostra de areia grossa, embora tendam aproximadamente para a mesma resistência para grandes deformações. Apesar de se tratarem de amostras soltas a mistura mais fina apresenta um ligeiro pico, pode este facto dever-se às baixas tensões aplicadas, ou à incapacidade de se obter a densidade pretendida, a qual não é possível verificar com certeza depois de se aplicar o método de pluviação para a realização do ensaio. A amostra de areia fina apresenta igualmente uma dilatação superior à verificada na amostra de areia grossa (Figura 4.9b). Contudo, observando a curva de degradação da rigidez constata-se que a amostra grossa apresenta uma rigidez superior para pequenas deformações e que as curvas se sobrepõem para deformações superiores a 1%. Este comportamento distinto a pequenas deformações pode estar diretamente relacionado com o elevado “*bedding error*” observado na amostra de areia fina.

Na Figura 4.10 podem ser analisados os resultados obtidos em amostras consolidadas com 300kPa e com densidade relativa de 40%. Com esta análise é perceptível que as amostras têm um comportamento muito semelhante, apresentando a amostra de areia mais fina uma resistência ligeiramente superior (Figura 4.10a). A curva de variação volumétrica - deformação axial da amostra de areia fina apresenta uma maior contração inicial, bem como uma maior dilatação final apesar dos resultados serem também eles muito próximos. Através da observação da curva de degradação da rigidez conclui-se que ambas as amostras apresentam uma rigidez similar para todos os níveis de deformação.

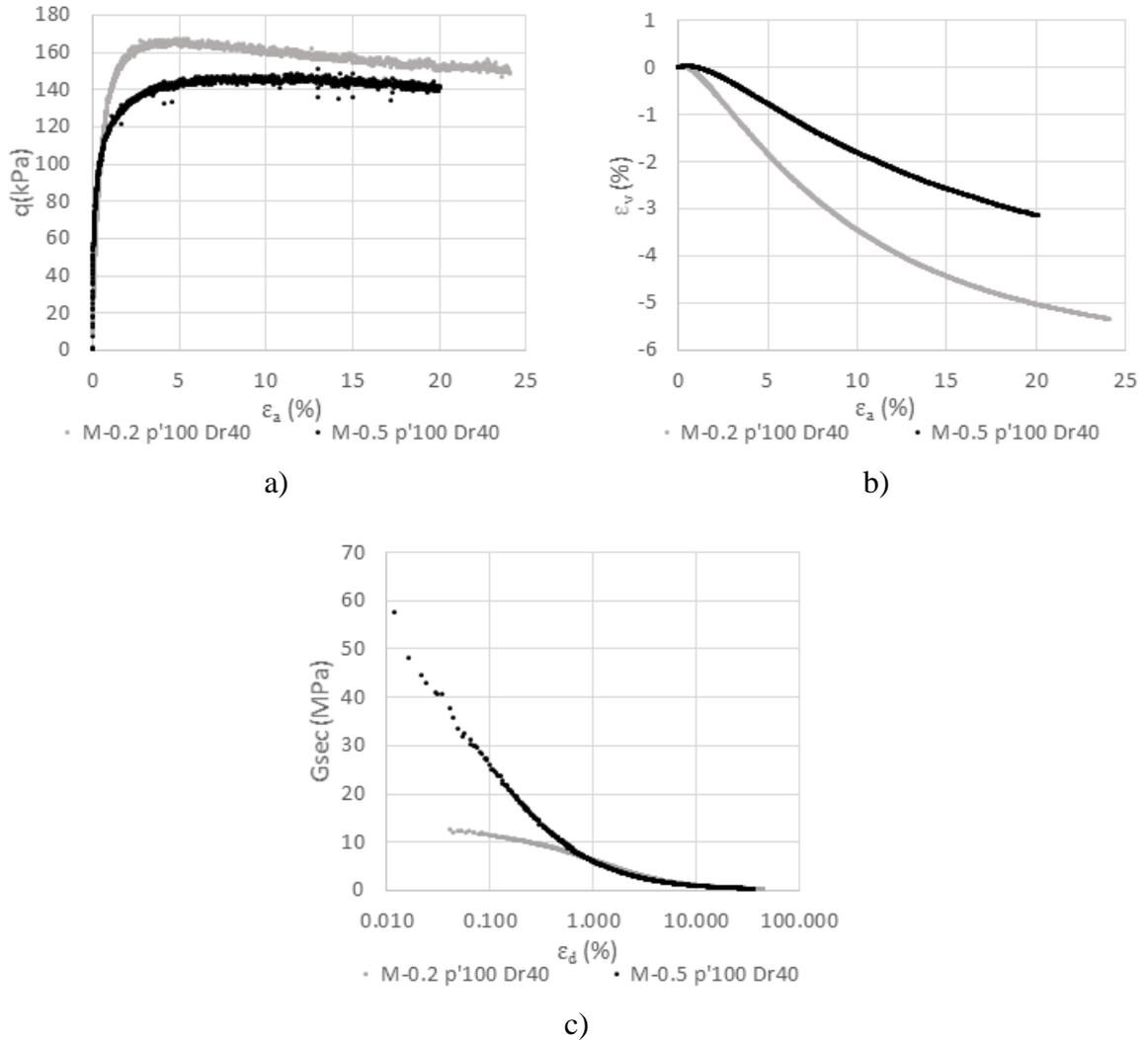


Figura 4.9 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante em amostras com  $Dr=40\%$  e  $p'=100\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

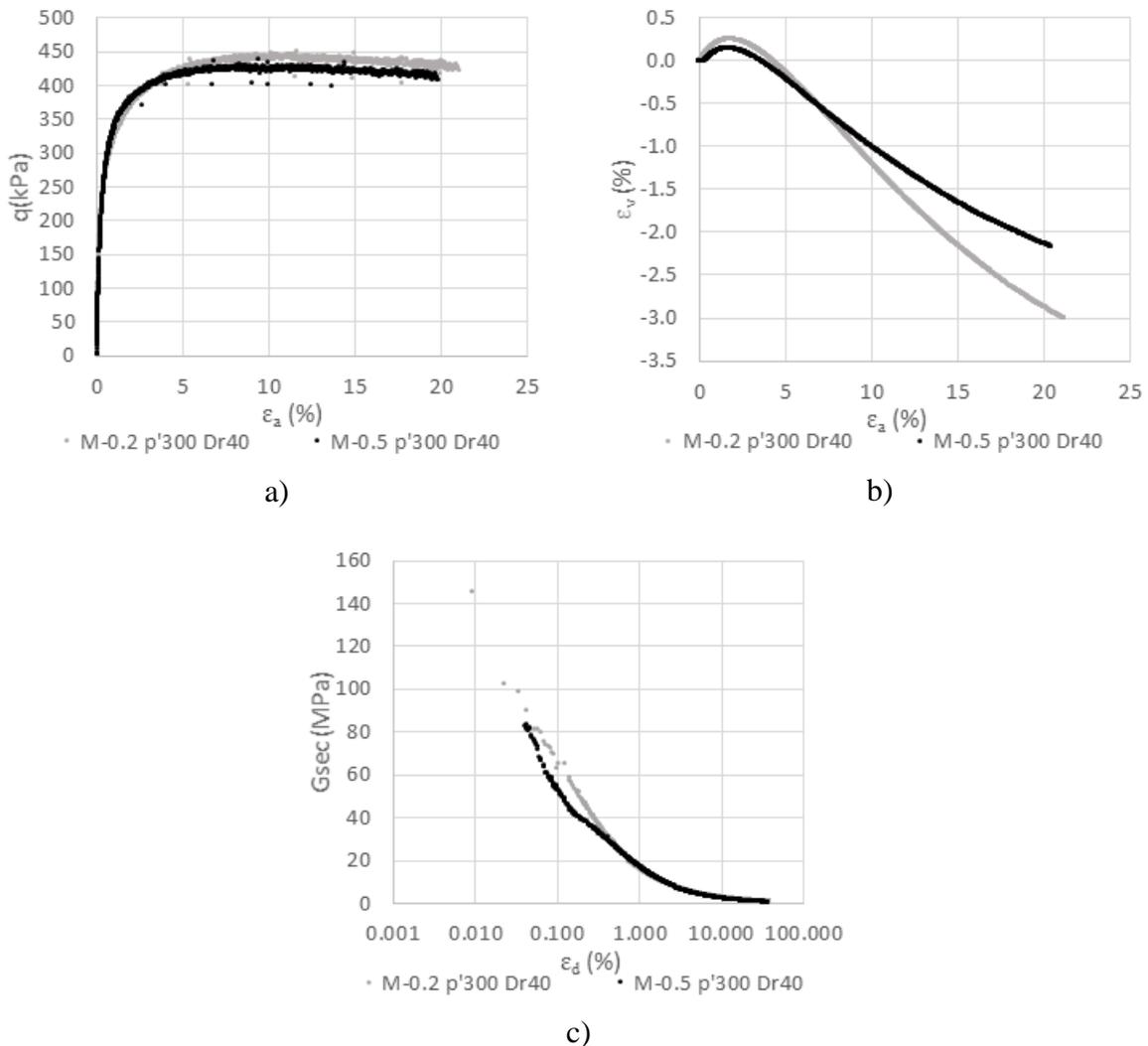


Figura 4.10 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante em amostras com  $Dr=40\%$  e  $p'=300\text{kPa}$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

A Figura 4.11 apresenta os resultados obtidos para amostras consolidadas para 100kPa e com densidades relativas de 80%. Através da análise à curva tensão-deformação, verifica-se que a amostra de areia grossa apresenta um pico mais acentuado que a amostra de areia fina embora tendam ambas para o mesmo valor a grandes deformações. Tratando-se de amostras densas, verifica-se que estas exibem dilatação mesmo para pequenas deformações (Figura 4.11b). Os valores obtidos são muito similares verificando-se que a amostra de areia grossa chega a uma variação de volume praticamente contante para níveis de deformação menores. Também neste caso, as curvas de degradação da rigidez das duas misturas são muito semelhantes, não havendo grandes diferenças para todos os níveis de deformação.

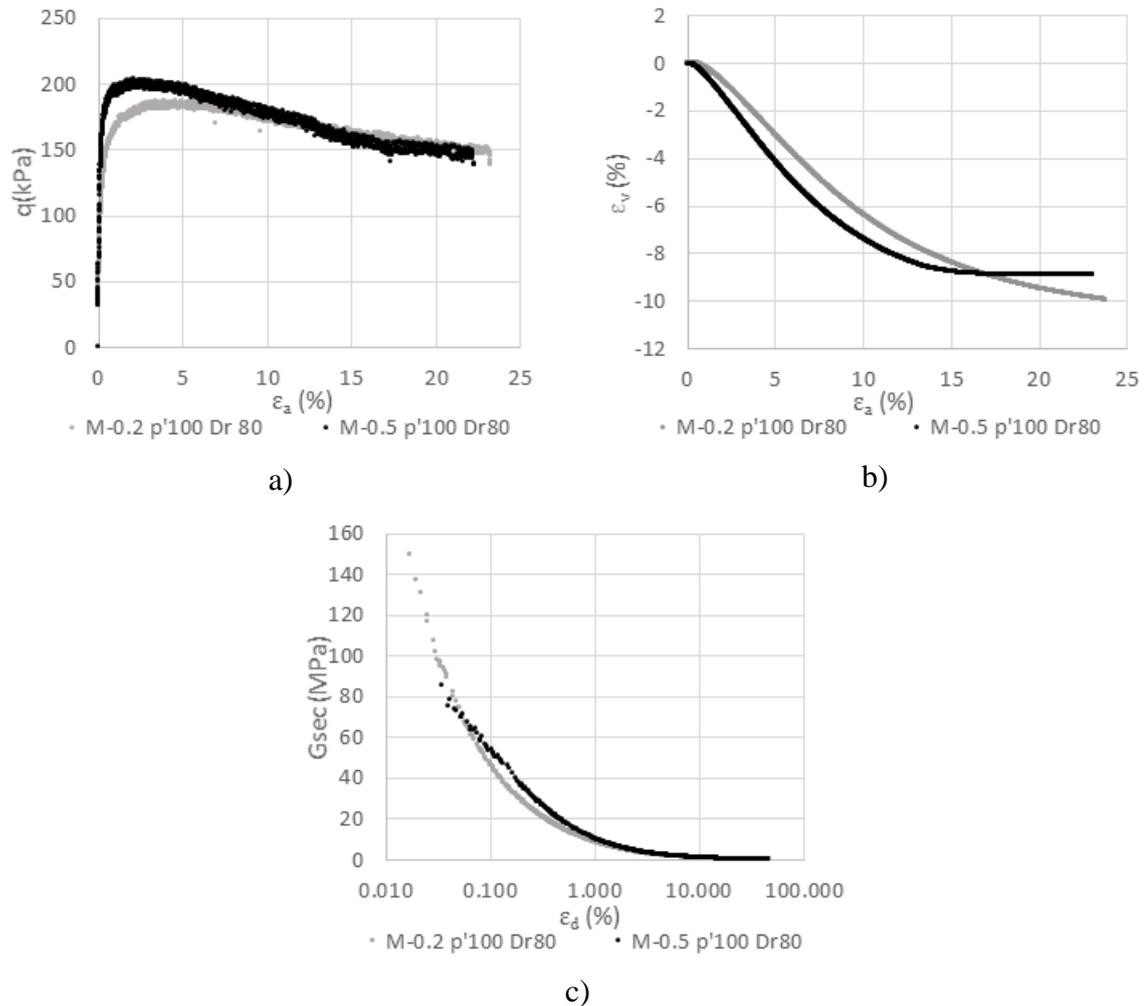


Figura 4.11 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante em amostras com  $Dr=80\%$  e  $p'=100kPa$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez.

Na Figura 4.12 podem ser analisados os resultados obtidos em amostras consolidadas com 300kPa e com densidade relativa de 80%. Analisando os resultados apresentados na curva tensão-deformação, pode concluir-se que a amostra de areia grossa apresenta um pico de resistência ligeiramente maior à amostra de areia fina, apesar de tenderem para o mesmo valor a grandes deformações. Observando a curva de variação volumétrica - deformação axial, percebe-se que ambas as amostras não contraem e começam logo por dilatar. Apesar dos valores serem semelhantes, a amostra de areia grossa apresenta uma maior dilatação inicial, enquanto que a grandes deformações a amostra de areia fina exibe uma dilatação maior. Ao observar a curva degradação da rigidez, verifica-se que a mistura mais grossa exibe uma rigidez superior para deformações inferiores a 0,8%.

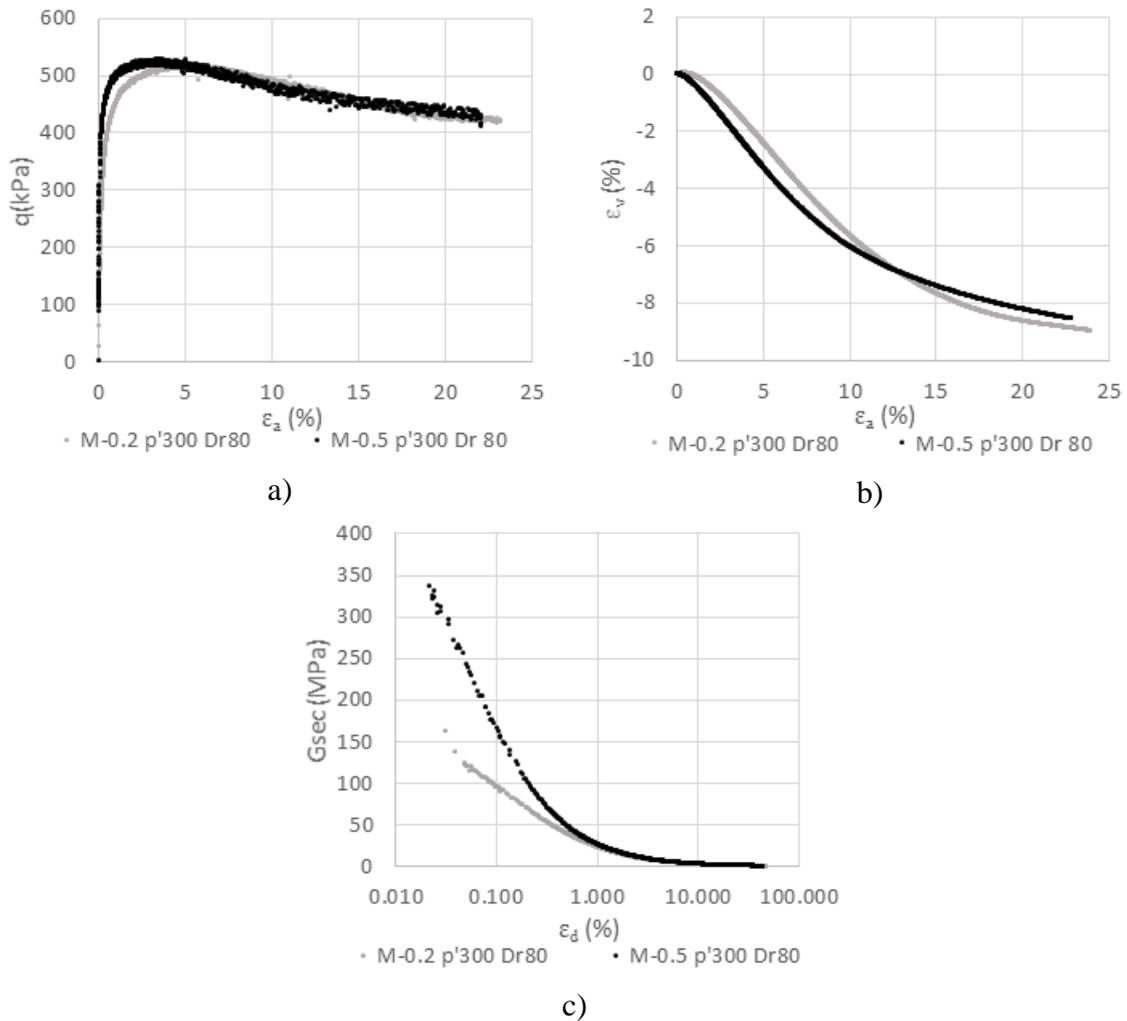


Figura 4.12 - Resultados obtidos através de ensaios triaxiais drenados de compressão com  $p'$  constante em amostras com  $Dr=80\%$  e  $p'=300kPa$ : a) Tensão-deformação; b) Variação volumétrica - deformação axial; c) Degradação da rigidez

Através deste estudo, conclui-se que a mistura mais grossa exibe uma resistência de pico ligeiramente maior quando se tratam de amostras densas, enquanto que a mistura mais fina apresenta uma resistência residual ligeiramente maior em amostras soltas. Já no comportamento volumétrico conclui-se que a amostra de areia grossa tem mais facilidade em chegar ao estado de volume constante. Relativamente à rigidez das misturas aparentemente tendem para valores semelhantes, sendo a maior diferença verificada na primeira comparação (Figura 4.9) em que um dos ensaios foi afetado pelo efeito do “*bedding error*” e nas restantes comparações ambas as misturas aparentam apresentar valores muito próximos.

### 4.5 Parâmetros de Resistência ao Corte

Nesta secção são apresentados os parâmetros de resistência ao corte de Mohr-Coulomb determinados para as duas misturas a partir dos resultados dos ensaios triaxiais.

O cálculo destes parâmetros foi feito através do plano  $p'$  -  $q$ , tal como é apresentado nas Figuras 4.13 e 4.14, para as duas misturas através da seguinte expressão, em que  $M$  representa o declive da inclinação da reta de ajuste no plano  $p'$  -  $q$ .

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{3 \times M}{6 + M}\right) \text{ [}^\circ\text{]} \tag{5}$$

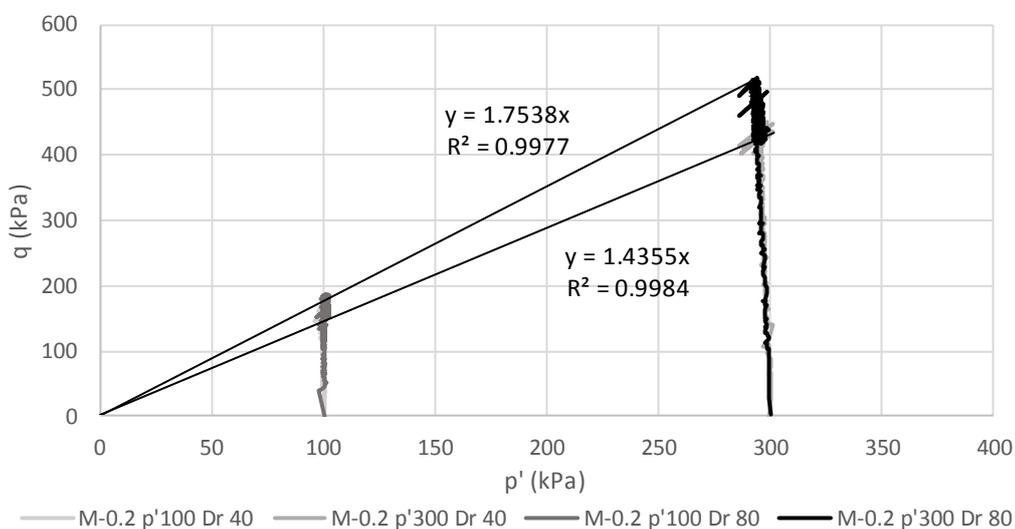


Figura 4.13 - Representação gráfica das curvas  $p'$  -  $q$  obtidas nas amostras da mistura M-0.2.

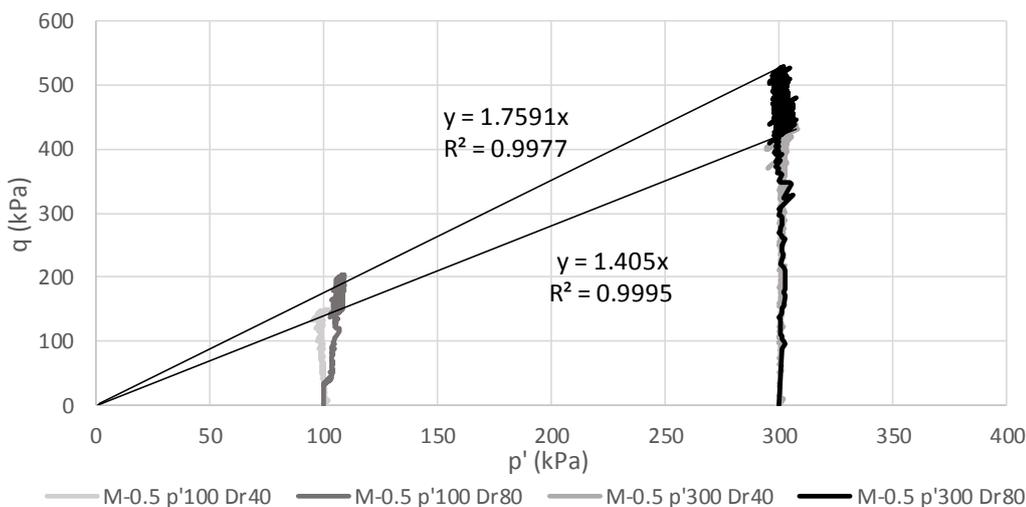


Figura 4.14 - Representação gráfica das curvas  $p'$  -  $q$  obtidas nas amostras da mistura M-0.5.

Os valores dos parâmetros de resistência ao corte obtidos são apresentados no Quadro 4.1. Refira-se que no cálculo se admitiu que a coesão em areias é nula, pelo que se ajustaram as envolventes de forma que passassem na origem do gráfico. O valor de pico foi obtido através do valor máximo de resistência, enquanto que o valor residual foi calculado através do último valor de resistência medido no ensaio. Comparando estes valores com os obtidos por Santos (2009), o valor do ângulo de resistência ao corte a volume constante é próximo do da areia de Coimbra do Lote I (34°), enquanto que o valor de pico apresentado por estas misturas é ligeiramente maior com uma diferença de quase 3° quando comparado com a areia de Coimbra do Lote I (40°).

Quadro 4.1 - Parâmetros de resistência ao corte obtidos nas diferentes misturas de areia.

Mistura	$c'$ (kPa)	$\phi'_{cv}$ (°)	$\phi'_p$ (°)
M-0.2	0	35,4	42,7
M-0.5	0	34,7	42,9

Para tentar perceber se existe alguma relação entre os ângulos de resistência ao corte a volume constante obtidos e outros parâmetros que caracterizam as misturas foi efetuado um estudo comparativo. Foram igualmente comparados os parâmetros obtidos com os referentes às outras areias apresentadas na bibliografia, nomeadamente as frações da areia de Leighton Buzzard (A, B, C, D e E), a areia de Nevada, Toyoura e Hostun. Os parâmetros obtidos nas misturas, M-0.2 e M-0.5 bem como os das areias referidas são apresentados no Quadro 4.2. Através da análise deste não se consegue definir uma relação inequívoca uma vez que a variação do ângulo de resistência ao corte não é linear e que o efeito da granulometria não consegue ser isolado uma vez que os valores de  $C_u$ ,  $e_{min}$  e  $e_{max}$  também variam.

Quadro 4.2 - Parâmetros obtidos nas misturas M-0.2 e M-0.5 bem como nas frações da areia de Leighton Buzzard e areias de Toyoura, Nevada e Hostun.

Areia	Mineralogia	Formato das Partículas	$D_{50}$ (mm)	$C_u$ ()	$e_{min}$ ()	$e_{max}$ ()	$\phi'_{cv}$ (°)
<b>LB:E</b>	Sílica	Sub-angular	0.14	1.58	0.61	1.01	33.4
<b>LB:D</b>	Sílica	Sub-angular	0.19	1.2	0.585	0.988	32.4
<b>LB:C</b>	Sílica	Sub-angular	0.45	1.3	0.508	0.756	31
<b>LB:B</b>	Sílica	Sub-angular	0.82	1.38	0.46	0.79	33
<b>LB:A</b>	Sílica	Sub-angular	1.6	1.4	0.52	0.8	32
<b>Toyourea</b>	Sílica e Feldspato	Sub-angular	0.17	1.7	0.62	0.96	31
<b>Nevada</b>	Sílica	Sub-arredondada	0.14	1.6	0.55	0.86	31
<b>Hostun</b>	Sílica	Sub-angular	0.33	1.58	0.66	1.00	33.5
<b>M-0.2</b>	Sílica	Sub-angular a Sub-arredondada	0.19	1.33	0.63	1.07	35.4
<b>M-0.5</b>	Sílica	Sub-angular a Sub-arredondada	0.55	1.99	0.51	0.95	34.7

Nota: Valores referenciados nos quadros 2.1 e 2.2

Foi igualmente efetuada uma análise mais aprofundada comparando as frações de areia de Leighton Buzzard e as misturas M-0.2 e M-0.5; e também as areias de Toyoura, Nevada, Hostun e as misturas M-0.2 e M-0.5. Na Figura 4.15 são apresentados gráficos onde se procuram relacionar as características das areias com os ângulos de resistência ao corte. Foram avaliadas possíveis relações com o diâmetro médio das partículas, o coeficiente de uniformidade e a diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo. Tendo por base as Figuras 4.15a e 4.15b que relacionam o diâmetro médio das partículas com o ângulo de resistência ao corte não parece existir nenhuma relação direta (tal como se observa pelo fator de correlação linear), pelo que, ou não existe uma relação entre estes parâmetros, ou essa relação é mascarada pelo efeito de outros fatores. Desta forma, é difícil estabelecer um padrão relativo a este parâmetro, algo que pode ser justificado pelo facto deste se encontrar relacionado com outros que também apresentam grande variação, caso do  $C_u$  e dos índices de vazios limite. Pela análise das Figuras 4.15c e 4.15d pode constatar-se que também o  $C_u$  não parece apresentar uma relação com os ângulos de resistência ao corte a volume constante. Apesar deste ser um estudo empírico, através das Figuras 4.15e e 4.15f, pode inferir-se que o ângulo de resistência ao corte a volume constante pode encontrar-se relacionado com a diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo (correlações superiores a 0.75). Aparentemente, quanto maior for a diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo, maior tende a ser o valor do ângulo de resistência ao corte. Estando os índices de vazios também dependentes do  $D_{50}$  e do  $C_u$ , é possível que haja uma relação entre o efeito da granulometria e os ângulos de resistência ao corte a volume constante embora este não seja perceptível na figura.

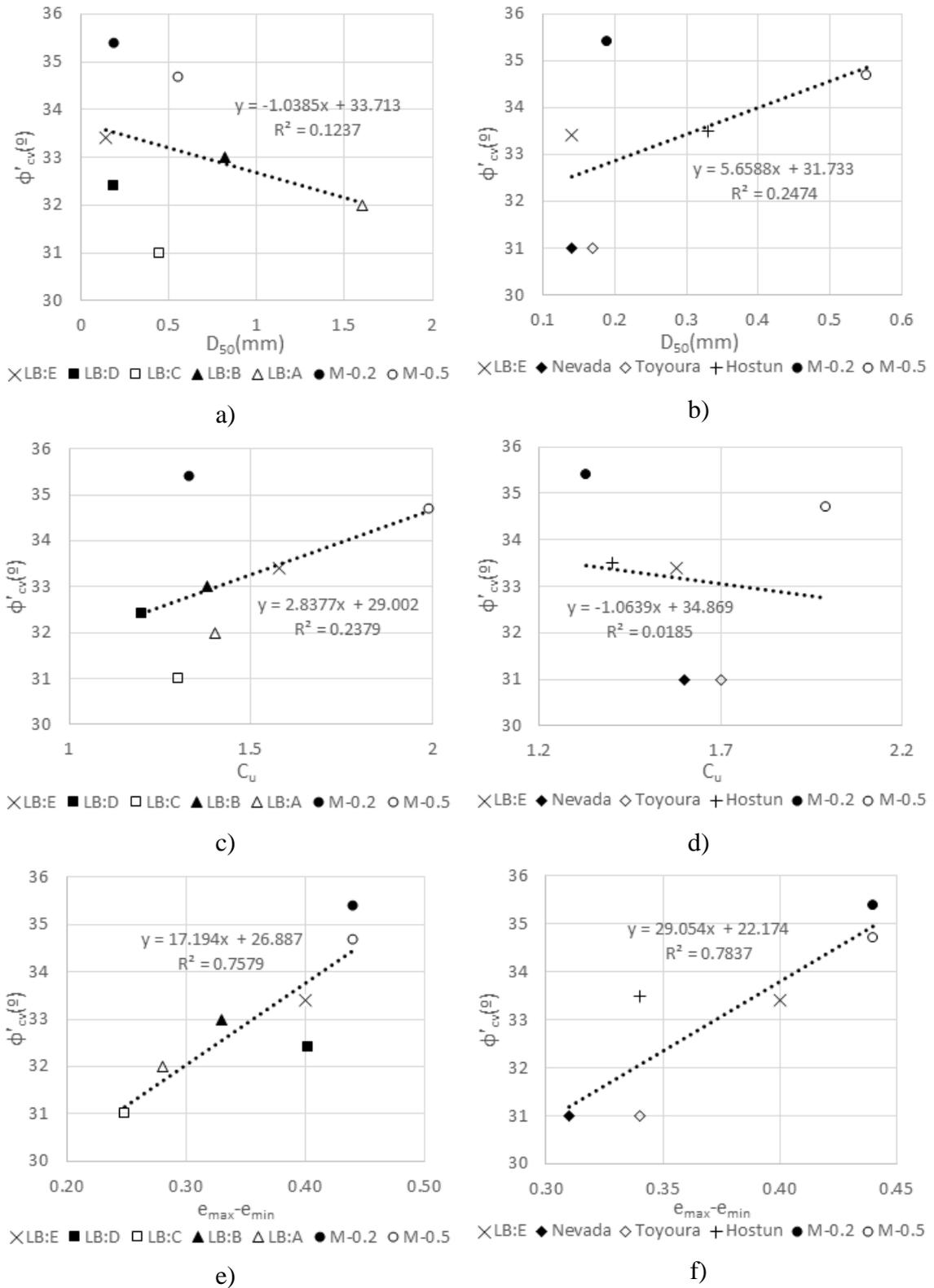


Figura 4.15 - Análise de alguns parâmetros em dois estudos com diversas areias em função de  $\phi'_{cv}$ : a) e b)  $D_{50}$ , c) e d)  $C_u$ , e) e f)  $e_{\max} - e_{\min}$ .

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Considerações Finais

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o efeito da granulometria no comportamento de solos arenosos, nomeadamente em termos de compressão triaxial, sendo tomada como objeto de estudo a areia de Coimbra do lote II que foi dividida em duas frações de granulometrias distintas. Para além do efeito da granulometria, foi também avaliado o efeito da densidade relativa, assim como o efeito da tensão média efetiva. Para tal foram realizados ensaios triaxiais drenados de compressão isotrópica com  $p'$  constante durante o corte para avaliar mais facilmente o efeito da tensão de consolidação. O plano de trabalhos contemplou a realização de 8 ensaios, 4 em cada mistura, M-0.2 e M-0.5, sendo estes realizados para dois níveis de tensão de consolidação, 100 e 300kPa, e para duas densidades relativas,  $Dr=40$  e 80%.

Através da experiência laboratorial adquirida, concluiu-se que o método de preparação das amostras e de realização dos ensaios é determinante nos resultados obtidos, tendo sido inicialmente realizados ensaios triaxiais padrão, sendo posteriormente alterados diversos processos, como por exemplo a utilização de medidores de deslocamento internos e da “*suction cap*”, que permitiram melhorar os resultados obtidos e minimizar consideravelmente o “*bedding error*”.

Os resultados obtidos permitiram comprovar as principais conclusões apresentadas na bibliografia. Assim, para maiores tensões médias efetivas as amostras apresentam:

- uma resistência superior;
- uma maior contração volumétrica inicial seguida de uma menor dilatação;
- uma maior rigidez inicial.

Os resultados efetuados com diferentes densidades relativas permitiram concluir que, tal como sugerido na bibliografia, amostras densas exibem:

- uma resistência de pico, ao contrário de amostras soltas;
- um comportamento inicial menos contrativo, apresentado uma dilatação superior para maiores deformações;
- um valor de rigidez superior em relação a amostras soltas.

A partir dos resultados apresentados na análise do efeito da granulometria, conclui-se que em amostras soltas a mistura de areia fina apresenta uma resistência residual ligeiramente superior,

enquanto que em amostras densas a mistura de areia grossa apresenta uma resistência de pico um pouco superior. Tal pode ser confirmado pelos valores dos ângulos de resistência ao corte de pico e residuais estimados para ambas as misturas. Já em termos de variação volumétrica - deformação axial, a mistura de areia mais grossa exhibe geralmente uma menor contração inicial seguida de uma menor dilatação, quando comparada com a areia fina.

Tendo por base os resultados obtidos no final da secção 4.5, parece poder afirmar-se que o ângulo de resistência ao corte a volume constante pode encontrar-se relacionado com a diferença entre o índice de vazios máximo e mínimo. Uma vez que estes são dependentes da mineralogia, do formato das partículas, do coeficiente de uniformidade e também do diâmetro médio das partículas, é provável que haja uma relação entre a granulometria e o ângulo de resistência ao corte a volume constante, embora tal não tenha sido diretamente observável.

## 5.2 Propostas para Trabalhos Futuros

Seguidamente são apresentadas algumas propostas para trabalhos a desenvolver futuramente, que, a serem efetuados, podem melhorar e aprofundar a pesquisa realizada nesta dissertação.

- Desenvolver um equipamento mecânico capaz de reproduzir o método de pluviação, de forma a ser minorado o erro de precisão manual.
- Realizar um estudo semelhante através de novas misturas da areia de Coimbra do Lote II, por exemplo, criando novas misturas ainda mais finas e/ou mais grossas, de forma a complementar este estudo, e verificar se existe algum padrão ao longo das diversas granulometrias.
- Realizar ensaios de “*Bender Elements*” sobre as misturas M-0.2 e M-0.5 para uma melhor caracterização da rigidez inicial destas misturas e assim construir gráficos completos da curva de degradação da rigidez através de “*Bender Elements*”, instrumentação interna e externa.
- Tentar perceber se alguns dos resultados obtidos se podem relacionar com o formato das partículas destas misturas, por exemplo com análise microscópica.
- Formular novas misturas desta, ou de outra areia, onde se tente manter o coeficiente de uniformidade, variando apenas o diâmetro médio das partículas de forma a isolar melhor o efeito da granulometria.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alsaydalani, Majed, and C. R. I. Clayton (2013). *Internal Fluidization in Granular Soils*. Vol. 140. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001039.
- Araújo Santos, Luis Manuel (2015). "Characterisation of the Mechanical Behaviour of Coimbra Sand under Generalised Loading Conditions." Universidade de Coimbra.
- Ashmawy, Alaa K., V. Vinh Hoang, and Beena Sukumaran (2003). "Evaluating the Influence of Particle Shape on Liquefaction Behavior Using Discrete Element Modeling." In *The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. Honolulu, Hawaii, USA: International Society of Offshore and Polar Engineers.
- ASTM (2006). "Standard Practice - Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)." USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2000a). "Standard Test Methods - Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table." USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2000b). "Standard Test Methods - Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density." USA: American Society for Testing and Materials.
- Azeiteiro, R., Coelho, P., Taborda, D., and Grazina, J. (2017). "Critical State-Based Interpretation of the Monotonic Behavior of Hostun Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 143, no. 5.
- Bishop, A. W. e Wesley, L. D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, 25 (4): 657-670. (citado em Araújo Santos, 2015)
- Bishop, A. W. & Henkel, D. J. (1962) "*The measurement of soil properties in the triaxial test*", In: Arnold, E. (ed.), pp. 227. (citado em Pedro, 2013)
- Casagrande, A. (1936). "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earthfills." *J. Boston Soci. Civil Engrg.* 23, no. 1 : 13-32. (citado em Santos, 2009)
- Cheuk, C. Y., D. J. White, and M. D. Bolton (2008). "Uplift Mechanisms of Pipes Buried in Sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134, no. 2 (2008): 154-63.
- Clarke, Sam, J. A Warren, Stephen Fay, Sam Rigby, and Andrew Tyas (2012). *The Role of Geotechnical Parameters on the Impulse Generated by Buried Charges*.
-

- Coelho, P. (2008). “Resistência ao Corte (Areias)”. Aulas de Mecânica dos Solos II, DEC, FCTUC, Coimbra, Portugal. (citado em Santos, 2009)
- Correia, A. A. S. (2011). *Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Fernandes, M. de M. (1994). “Mecânica dos Solos”. Volumes I e II, FEUP, Porto. (citado em Santos, 2009)
- Gens, A. (1982). “Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay”. PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London. (Citado em Correia, 2011)
- Goodey, RJ, AM McNamara, and RN Taylor (2006). "The Effectiveness of Buried Mass Concrete Thrust Blocks as a Means of Lateral Support for Excavations." Paper presented at the PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING.
- Hakhamaneshi, Manny, Jonathan Black, A. Cargill, C. M. Cox, and Tawfeg Elmrom (2016). *Development and Calibration of a Sand Pluviation Device for Preparation of Model Sand Bed for Centrifuge Tests*.
- Hachey, E. J., K. Been, and Mike Jefferies (1991). *The Critical State of Sand*. Vol. 41. doi:10.1680/geot.1991.41.3.365.
- Head, K.H. (1985). “Manual of soil laboratory testing”. Vols. 1, 2 e 3, Pentech Press, London. (Citado em Correia, 2011)
- Ishihara, K (1993). *Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes*. Vol. 43. doi:10.1680/geot.1993.43.3.351.
- Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977). “Effects of Gran Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands”. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 17, 20-35.
- Lanzano, Giovanni, Ciro Visone, Emilio Bilotta, and Filippo Santucci de Magistris (2016). "Experimental Assessment of the Stress–Strain Behaviour of Leighton Buzzard Sand for the Calibration of a Constitutive Model." *Geotechnical and Geological Engineering* 34, no. 4: 991-1012.
- Yao Li, Yunming Yang, Hai-Sui Yu, and Gethin Roberts (2016). *Monotonic Direct Simple Shear Tests on Sand under Multidirectional Loading*. Vol. 17. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000673.
- LNEC (1996). "Soils - Sieving." Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
-

- Norris, G., R. Siddharthan, Z. Zafir, and R. Madhu (1997). "Liquefaction and Residual Strength of Sands from Drained Triaxial Tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123, no. 3 (1997): 220-28.
- Pedro, A. M. G. (2013). Geotechnical investigation of ivens shaft in Lisbon. Tese de Doutoramento, Imperial College London, London.
- Santos, L. N. L. (2009). "Behaviour of Coimbra Sand under Monotonic Loading." Universidade de Coimbra.
- Santos, P. (2015). "Characterisation of the Initial Shear Stiffness of Sands Using Bender Elements." MSc thesis, University of Coimbra.
- Soga, K., Adam Bezuijen, and K. Eisa (2012). *The Efficiency of Compensation Grouting in Sands*. 2012. doi:10.1201/b12748-52.
- Song, Dongri, C. W. W. Ng, Clarence Choi, Gordon Zhou, J. S. H. Kwan, and Raymond Koo (2017). *Influence of Debris Flow Solid Fraction on Rigid Barrier Impact*. Vol. 54.
- Suzuki, Kiichi, and Takemine Yamada (2006). "Double Strain Softening and Diagonally Crossing Shear Bands of Sand in Drained Triaxial Tests." *International Journal of Geomechanics* 6, no. 6: 440-46.
- Thevanayagam, S, CC Wang, and K Ravishankar (1996). "Determination of Post-Liquefaction Strength: Steady State Vs Residual Strength."
- Toll, D. G. (1990) Triax: User manual. (citado em Santos, 2015)
- Wesley, L.D. (1975). "Influence of stress path and anisotropy on the behaviour of a soft alluvial clay". PhD Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London. (Citado em Correia, 2011)
- Yamamuro, J. and Lade, P. (1997). "Static Liquefaction of very loose sands". *Can. Geotech. Journal*, Vol 34, 905–917.