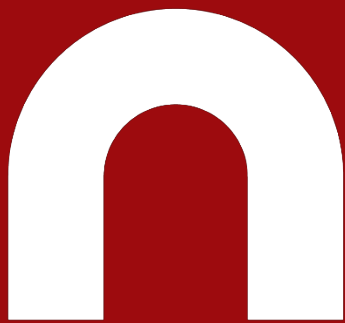




isec
Engenharia

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**Efeito de Finos no Comportamento a
Muito Grandes Deformações da Areia de
Coimbra**

Autor

João Pedro da Silva Victorino de Oliveira

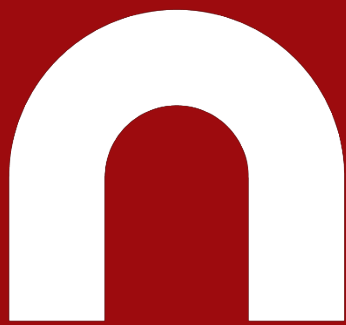
Orientador

Prof. Doutor Luís Manuel Araújo Santos

INSTITUTO POLITÉCNICO
DE COIMBRA

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA
DE COIMBRA

Coimbra, junho de 2021



isec
Engenharia

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**Efeito de Finos no Comportamento a Muito Grandes
Deformações da Areia de Coimbra**

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil

Especialização em Construção Urbana

Autor

João Pedro da Silva Victorino de Oliveira

Orientador

Prof. Doutor Luís Manuel Araújo Santos

INSTITUTO POLITÉCNICO
DE COIMBRA

INSTITUTO SUPERIOR
DE ENGENHARIA
DE COIMBRA

Coimbra, junho de 2021

“O homem não é nada além daquilo que a educação faz dele.”

Immanuel Kant

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho de investigação não teria sido possível, sem a contribuição das mais diversas formas, de várias pessoas a quem exprimo o meu sincero reconhecimento. De uma forma especial, e atendendo à importância da respetiva contribuição, expresso os meus agradecimentos especiais:

- aos meus pais, Armindo e Helena, por me acompanharem e apoiarem em todas as etapas da minha vida. Agradeço profundamente todos os sacrifícios que fizeram para que pudesse realizar a minha formação superior, proporcionando a melhor vida possível e pela compreensão demonstrada, em especial, na fase final de elaboração da presente dissertação;
- aos meus avós, por todo o apoio e ajuda ao longo de todas as etapas do meu percurso escolar;
- ao Professor Luis Araújo Santos, por toda a ajuda e profissionalismo que demonstrou na orientação desta dissertação. Enalteço toda a rapidez e prontidão na resolução dos problemas que surgiram no equipamento triaxial ao longo do trabalho experimental, assim como, no esclarecimento de dúvidas que surgiram durante a elaboração do documento. Agradeço todos os ensinamentos transmitidos, assim como, toda a motivação para continuar a aprofundar os meus conhecimentos na área da geotecnia;
- ao Carlos Renato, por toda a sua ajuda durante o trabalho laboratorial e conhecimento transmitido. Sou bastante grato pela sua amizade e pelos inúmeros momentos de descontração proporcionados durante as longas horas passadas no laboratório;
- ao Departamento de Engenharia Química e Biológica do ISEC, pela estreita colaboração neste trabalho ao ceder o CO₂ indispensável para a fase de saturação das amostras nos ensaios triaxiais, com especial reconhecimento à Engenheira Martine Costa, pela sua disponibilidade e amabilidade em abastecer os balões com o referido gás;
- ao António Amaral, técnico responsável pelo Laboratório de Materiais de Construção, por todo o equipamento emprestado durante a construção do processo de pluviação, assim como, na disponibilidade em usar o seu laboratório para a execução dos ensaios para a determinação do índice de vazios mínimo e equivalente de areia;
- ao Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, pela amabilidade em emprestar o peso para determinação do índice de vazios mínimo e em especial ao José António Lopes por toda a ajuda prestada na resolução dos problemas no equipamento, ao longo da realização do trabalho experimental.

Por último, e tendo consciência que nada se consegue sozinho, muito obrigado a todos aqueles que fazem parte da minha história pessoal, seja em Almeirim ou em Coimbra.

RESUMO

A ocorrência de diversos incidentes associados à liquefação na década de 60 do século passado impulsionaram o estudo e a caracterização de solos granulares, nomeadamente areias saturadas. Recentemente, os eventos sísmicos registados na Indonésia, em Palu, demonstraram que apesar dos avanços na área da engenharia sísmica geotécnica, a caracterização avançada de solos arenosos é fundamental na mitigação de vários eventos catastróficos na sequência de solicitações sísmicas ou cíclicas.

Atendendo à história sísmica de Portugal bem como ao facto das principais cidades se localizarem no litoral ou nas margens de rios, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra com a coloração de outras instituições do ensino superior, iniciou em 2008 um vasto programa de investigação com base no desempenho de maciços suscetíveis à liquefação. A região de Coimbra possui diversos depósitos contendo camadas de areia relativamente uniforme, e em muitos casos saturada, que podem ser problemáticos tanto do ponto de vista de carregamento estático, como do ponto de vista de carregamentos dinâmicos originados por sismos. Face ao exposto, foi escolhida uma areia local recolhida nas margens do Rio Mondego, que após o seu tratamento, origina uma fração uniforme designada de areia de Coimbra, material que se pretende caracterizar, dando continuidade a estudos já realizados.

O presente estudo incide no comportamento a muito grandes deformações da areia de Coimbra. Através de ensaios triaxiais de compressão monotónica em condições drenadas e não drenadas, é possível avaliar o efeito da tensão de consolidação no comportamento da areia de Coimbra, para amostras com a mesma densidade relativa. Com a finalidade de replicar amostras reconstituídas de areia com as mesmas características iniciais, foi desenvolvido um método de deposição gravitacional por via seca, designado por *pluviação* seca, com uma densidade relativa plausível de encontrar na areia dos depósitos aluvionares (densidade relativa de 40%). Adicionalmente, este estudo consolida a informação já existente com intuito de definir o Estado Crítico da areia de Coimbra, informação primordial na definição de modelos de resposta deste solo. Por fim, para avaliar a influência da adição de finos à areia de Coimbra, foi criado um novo solo, designado areia de Coimbra contaminada, constituído 95% por areia de Coimbra e 5% por finos não plásticos. Através da realização de ensaios triaxiais não drenados, é possível comparar com os ensaios realizados com a areia de Coimbra, com a finalidade de averiguar a influência dos finos no comportamento da areia de Coimbra.

Finalizados os ensaios experimentais, é calculada a deformação média das amostras, para uma avaliação qualitativa do mecanismo de deformação. A deformação média obtida é comparada com as deformações obtidas no estudo de outros autores, com vista a avaliar o efeito das dimensões da amostra, nas deformações.

Palavras-Chave: areia de Coimbra, ações monotónicas, efeito de finos, estado crítico, ensaios triaxiais, liquefação.

ABSTRACT

The occurrence of several liquefaction-related phenomena in the 1960s gave impetus to the study and characterisation of granular soils, namely saturated sands. Recently, the seismic events recorded in Indonesia, in Palu, have demonstrated that despite all the advances in the field of geotechnical seismic engineering, advanced characterisation of sandy soils still fundamental to mitigate catastrophic events that may follow seismic or cyclic induced stresses.

Given the seismic history of Portugal as well as the fact that the main cities are located near the coast or on the banks of rivers, the Department of Civil Engineering of the University of Coimbra, in association with other higher education institutions, initiated in 2008 a vast research programme based on the performance of massifs susceptible to liquefaction. The Coimbra region has several deposits containing layers of relatively uniform and, in many cases, saturated sand, which can be problematic from the point of view of both static loading and dynamic loading, such as those caused by earthquakes. In view of the above, a local sand collected from the banks of the Mondego River was chosen, which after being treated, produces a uniform fraction called Coimbra sand, a material that is intended to characterise, giving continuity to previous studies already carried out.

The present study focuses on the behaviour at very high strains of the Coimbra sand. Through monotonic compression triaxial tests in drained and undrained conditions, it is possible to evaluate the effect of consolidation stress on the behaviour of the Coimbra sand, for samples with the same relative density. In order to replicate reconstituted sand samples with the same initial characteristics, a dry gravitational deposition method was developed, called dry pluviation, with a relative density of 40%, which is a relative density plausible to find in sand from alluvial deposits. Additionally, this study consolidates the existing information in order to define the Critical State of the Coimbra sand, a primordial information in the definition of soil behaviour models. Finally, to evaluate the influence of the addition of fines to the Coimbra sand, a new soil was created, named contaminated Coimbra sand, consisting in 95% of Coimbra sand and 5% of non-plastic fines. By performing undrained triaxial tests and comparing their results with the tests performed with the Coimbra sand, it is possible to investigate the influence of fines in the behaviour of the Coimbra sand.

Lastly, based on photographic records, the average deformation shape of tested samples is drawn for a qualitative evaluation of the deformation mechanism. The deformation contours obtained are compared with those obtained by other authors, in order to evaluate the effect of the sample dimensions on the strains.

Keywords: Coimbra sand, monotonic actions, fines effect, critical state, triaxial tests, liquefaction.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos e metodologia	3
1.3	Estrutura da dissertação	4
2	AREIA DE COIMBRA.....	7
2.1	Enquadramento da areia de Coimbra	7
2.2	Obtenção da areia	8
2.2.1	Origem.....	8
2.2.2	Lavagem e Peneiração	9
2.3	Identificação da areia	9
2.3.1	Granulometria	10
2.3.2	Índices físicos	11
2.3.3	Densidade Relativa	13
2.3.4	Considerações Finais	14
2.4	Identificação da areia de Coimbra contaminada	14
2.4.1	Identificação do pó granítico.....	15
2.4.2	Areia de Coimbra contaminada	16
2.5	Caracterização geotécnica	17
2.5.1	Caracterização microscópica.....	17
2.5.2	Permeabilidade	17
2.5.3	Resistência	18
2.6	Conclusões	19
3	COMPORTAMENTO DE AREIAS.....	21
3.1	Introdução	22
3.2	Comportamento drenado de areias	24
3.3	Comportamento não drenado de areias	26
3.3.1	Estado crítico de areias	28
3.3.2	Estado Transformação de Fase	32
3.3.3	Estado Quase-Estável de areias	32
3.3.4	Parâmetro de Estado.....	33
3.3.5	Fatores que influenciam o Estado Crítico.....	35
3.4	Areias contaminadas com finos	37
3.4.1	Efeitos dos finos na estrutura da areia	37
3.4.2	Comportamento não drenado de areias com finos	38
3.5	Fenómenos da liquefação.....	40
3.5.1	Liquefação por fluxo.....	41
3.5.2	Iniciação da liquefação por fluxo	42
3.5.3	Mobilidade cíclica.....	44
3.5.4	Suscetibilidade de liquefação.....	46
3.5.5	Efeitos causados pela liquefação	48

3.6	Conclusões	49
4	<i>EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS</i>	<i>51</i>
4.1	Equipamento triaxial do ISEC.....	51
4.1.1	Componentes do equipamento	51
4.1.2	Software.....	54
4.2	Calibração do processo de deposição de areias	55
4.2.1	Areias limpas	55
4.2.2	Areias contaminadas	58
4.3	Fase de ensaios	59
4.3.1	Montagem do provete	60
4.3.2	Processos de saturação	63
4.3.3	Consolidação	65
4.3.4	Fases de corte	65
4.4	Considerações finais	66
5	<i>RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....</i>	<i>67</i>
5.1	Ensaio Drenado	68
5.1.1	Efeito da tensão de consolidação.....	69
5.2	Ensaio não drenado.....	71
5.2.1	Efeito da tensão de consolidação.....	71
5.2.2	Efeito da adição de finos não plásticos	74
5.2.3	Estado de Transformação de Fase	79
5.2.4	Estado Crítico	80
5.3	Influência da geometria das amostras e estado inicial nas deformações das amostras ...	82
5.3.1	Influência das condições de drenagem	82
5.3.2	Comparação com amostras com geometrias diferentes	83
5.4	Considerações finais	85
6	<i>CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS</i>	<i>87</i>
6.1	Conclusões principais	87
6.2	Perspetivas Futuras	90
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</i>	<i>93</i>
	<i>ANEXOS</i>	<i>103</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 – Localização do local de recolha da areia de Coimbra-Lote 2 (Adaptado de LNEG, 1976).</i>	9
<i>Figura 2.2-Curvas granulométricas do pó granítico, areia do depósito aluvionar, areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada.</i>	11
<i>Figura 2.3-a) Ensaio azul de metileno; b) Ensaio equivalente de areia.</i>	15
<i>Figura 2.4-Efeito da densidade relativa na permeabilidade da areia de Coimbra: a) coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa; b) índice de vazios em função do logaritmo do coeficiente de permeabilidade, adaptado de Araújo Santos et al. (2016).</i>	18
<i>Figura 2.5-Linha do Estado Crítico da areia de Coimbra com os resultados dos vários laboratórios (Santos et al., 2012).</i>	19
<i>Figura 3.1-Comportamento de referência dos solos (Jardine, 1992 adaptado por Correia, 2004).</i>	22
<i>Figura 3.2-Comportamento de amostras de areia soltas e densas para a mesma tensão de consolidação. Relação entre extensão (ϵ) e: a) tensões de corte (τ); b) deformações volumétricas (ϵ_v); c) índice de vazios (e). (Adaptado Coelho, 2010).</i>	25
<i>Figura 3.3-Representação da LEC: a) Comportamento de amostras soltas e densas em condições drenadas e não drenadas (adaptado de Kramer, 1996); b) Efeito do estado inicial no Estado Crítico em testes de compressão triaxial (adaptado de Been et al. 1991).</i>	26
<i>Figura 3.4-Comportamento típico de uma areia quando submetida à compressão triaxial (adaptado de Sladen et al. 1985).</i>	26
<i>Figura 3.5-Comportamento típico de areias saturadas submetidas a ensaios de compressão triaxial monotónica em condições não drenadas: a) comportamento tensão-deformação (Ishihara, 1994 adaptado por Araújo Santos, 2015); b) trajetória de tensões (Yamamuro e Lade, 1998 adaptado por Araújo Santos, 2015).</i>	28
<i>Figura 3.6-Curvas de tensão-deformação e trajetórias de tensões de ensaios de compressão triaxial monotónica em condições não drenadas sobre a areia de Toyoura (adaptado de Ishihara, 1996): a) amostras soltas; b) amostras medianamente compactas; c) amostras densas.</i>	29
<i>Figura 3.7-Liquefação, liquefação limitada, e dilatação em testes de carregamento monotónico (adaptado de Kramer, 1996).</i>	30
<i>Figura 3.8-Suscetibilidade de ocorrência de rotura associada a fenómenos de liquefação, através da linha do estado crítico (adaptado de Kramer, 1996).</i>	30
<i>Figura 3.9-a) Curva do Estado Estável no espaço e-τ-σ' (adaptado de Kramer, 1996); b) Forma da LEE no plano e-$\log(\sigma')$.</i>	31
<i>Figura 3.10-Representação linear da LEE no plano p'-$q/2$ (adaptado de Verdugo, 1992).</i>	31
<i>Figura 3.11-Estados notáveis do comportamento de areias (adaptado de Ishihara, 1996): a) curva tensão-deformação; b) projeção da LTF no plano q-p'; c) projeções das LEQE e LEE no plano e-p'.</i>	33
<i>Figura 3.12-Definição do parâmetro de estado para a caracterização do comportamento de areias (Been e Jefferies, 1985 e adaptado por Araújo Santos, 2015).</i>	34
<i>Figura 3.13-Linha do Estado Crítico com diferentes percentagens de finos (adaptado de Been e Jefferies, 1985).</i>	36
<i>Figura 3.14-Carregamento em diferentes direções: a) Trajetória de tensões efetivas; b) Comportamento tensão-deformação (Symes et al., 1984).</i>	36
<i>Figura 3.15-Eschema da areia solta e partículas finas. a) solo no estado solto; b) solo comprimido (adaptado de Yamamuro e Lade, 1997).</i>	38
<i>Figura 3.16-Influência de finos não plásticos no comportamento mecânico da areia Fontainebleau de densidade média: a) gráfico (q-ϵ_a); b) gráfico (Δu-ϵ_a); c) gráfico (q-p') (adaptado de Jradi, 2019).</i>	39

<i>Figura 3.17-Trajétórias de tensões de ensaios triaxiais com carregamento monotónico em condições não drenadas de areia contaminada com finos, para diferentes tensões de consolidação. (Karimian et al., 2018).</i>	40
<i>Figura 3.18-Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, África do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Souza, 2018).</i>	42
<i>Figura 3.19-Resposta da amostra isotropicamente consolidada de areia no estado solto em condições não drenadas: a) curva tensão-deformação; b) trajetória de tensões efetivas; c) excesso de pressão nos poros; tensão efetiva de confinamento.</i>	43
<i>Figura 3.20-a) Resposta de cinco amostras consolidadas isotropicamente com o mesmo índice de vazios e com diferentes tensões efetivas de confinamento iniciais. Liquefação por fluxo nas amostras C,D e E iniciada no ponto X, formando uma linha tracejada designada superfície de liquefação por fluxo; b) truncamento da linha de liquefação por fluxo no Estado Estável (adaptado de Kramer, 1996).</i>	44
<i>Figura 3.21-Danos devido à mobilidade cíclica (Johansson, 2000): a) deslocamento lateral dum muro cais em Port Island, resultante do sismo de Kobe; b) vulcões de areia devido à liquefação induzida pelo sismo de Loma Prieta em Area Bay.</i>	45
<i>Figura 3.22-Resultados de ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (Casto e Poulos, 1977 adaptado por Rocha, 2010).</i>	46
<i>Figura 3.23-Limites de liquefação determinados por Tsuchida 1970 (adaptado por Rocha, 2010).</i>	46
<i>Figura 3.24-Separação entre o solo liquefeito e o solo superficial (Kramer (1996) adaptado por Fonseca (2017).</i>	48
<i>Figura 3.25-Deformações por fluência lateral provocadas por liquefação (Kramer (1996) adaptado por Fonseca (2017).</i>	49
<i>Figura 4.1-Equipamento triaxial do ISEC.</i>	52
<i>Figura 4.2-Eschema do sistema triaxial (Bonito et al. 2005).</i>	53
<i>Figura 4.3-Secção transversal esquemática da prensa triaxial (adaptado de Cai et al., 2014).</i>	54
<i>Figura 4.4-Calibração da técnica de pluviação da areia de Coimbra-Lote 2.</i>	57
<i>Figura 4.5-Pluviação da areia de Coimbra contaminada: a) Pluviação da areia contaminada com 20% de finos; b) Pluviação da areia contaminada com 5% de finos.</i>	59
<i>Figura 4.6-Sequência de montagem e conceção do provete de areia de Coimbra no equipamento triaxial.</i>	63
<i>Figura 4.7-Sistema de CO₂ para saturação de areias.</i>	64
<i>Figura 4.8-Fase de consolidação e condições de drenagem de ensaios triaxiais: a) Fase de consolidação; b) Ensaios triaxiais não drenados; c) Ensaios triaxiais drenados (Santos, 2007).</i>	65
<i>Figura 5.1-Ensaios drenados com diferentes tensões de consolidação, no gráfico ($q - p'$).</i>	69
<i>Figura 5.2-Efeitos da tensão de consolidação no comportamento drenado da areia de Coimbra: a) relacionando a tensão de desvio com a deformação axial, gráfico ($q - \varepsilon_{ax}$); b) relacionando a deformação volumétrica com a deformação axial, gráfico ($\varepsilon_v - \varepsilon_{ax}$).</i>	70
<i>Figura 5.3-Resultados dos ensaios de compressão triaxial em condições não drenadas da areia de Coimbra: a) trajetórias de tensões; b) trajetórias de tensões normalizadas; c) curvas tensão-deformação; d) curvas tensão-deformação normalizadas; e) curvas variação da pressão intersticial-deformação; f) variação da pressão intersticial normalizada.</i>	73
<i>Figura 5.4-Comparação entre os ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada com a areia de Coimbra através das trajetórias de tensões (gráficos $q-p'$): a) $p'_0 = 200$ kPa; b) $p'_0 = 400$ kPa; c) $p'_0 = 800$ kPa.</i>	75
<i>Figura 5.5-Comparação entre os ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada com a areia de Coimbra através das curvas tensão-deformação e variação da pressão intersticial-deformação ($q - \varepsilon_{ax}$ e $\Delta u - \varepsilon_{ax}$): a) $p'_0 = 200$ kPa; b) $p'_0 = 400$ kPa; c) $p'_0 = 800$ kPa.</i>	77

<i>Figura 5.6-Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada: a) trajetórias de tensões; b) trajetórias de tensões normalizadas; c) curvas tensão-deformação normalizadas; d) variação da pressão intersticial normalizada.</i>	<i>79</i>
<i>Figura 5.7-Estado de transformação de fase da areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada.</i>	<i>80</i>
<i>Figura 5.8-Estimativa da Linha do Estado Crítico da areia de Coimbra no plano q-p'.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 5.9-Estimativa da Linha do Estado Crítico no plano e-$\log(p')$.</i>	<i>82</i>
<i>Figura 5.10-Deformadas dos ensaios triaxiais:a) Ensaios não drenados; b) Ensaios drenados.</i>	<i>83</i>
<i>Figura 5.11-Comparação entre deformadas do presente estudo e deformadas de amostras com diferentes secções e dimensões de ensaios realizados por (Araújo Santos, 2015): a) Amostras de secção cheia (triaxial); b) Amostras de secção cheia (triaxial) e secção oca (HCA).</i>	<i>84</i>

ÍNDICE DE QUADROS

<i>Quadro 2.1 – Comparação dos parâmetros físicos obtidos com outros autores, por ordem decrescente de $e_{máx}$ e e_{min}.</i>	14
<i>Quadro 3.1-Fatores que influenciam o Estado Crítico (adaptado de Xin Kang et al., 2019).</i>	35
<i>Quadro 5.1-Descrição cronológica dos ensaios triaxiais realizados no âmbito do presente trabalho.</i>	67

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

Acrónimos e Abreviaturas

<i>ADU</i>	Unidade de aquisição de dados
<i>ASTM</i>	American Society for Testing Materials
<i>BS</i>	British Standard – Norma Inglesa
<i>CD</i>	Consolidado Drenado
<i>CU</i>	Consolidado Não drenado
<i>DEC</i>	Departamento de Engenharia Civil
<i>E</i>	Especificação (do LNEC)
<i>EC</i>	Estado Crítico
<i>ETF</i>	Estado de Transformação de Fase
<i>EQE</i>	Estado Quase-Estável
<i>FCTUC</i>	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
<i>FEUP</i>	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
<i>GDS</i>	Global Distribution System
<i>HCA</i>	Hollow Cylinder Apparatus
<i>ISEC</i>	Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
<i>LCV</i>	Linha de Consolidação Virgem
<i>LGF</i>	Laboratório de geotecnia e fundações
<i>LEC</i>	Linha do Estado Crítico
<i>LEQE</i>	Linha do Estado Quase-Estável
<i>LTF</i>	Linha de Transformação de Fase
<i>LNEG</i>	Laboratório Nacional de Energia e Geologia
<i>LVDT</i>	Transformador Diferencial Variável Linear (Linear Variable Differential Transformer)
<i>MC</i>	Critério de Mohr-Coulomb
<i>NP EN</i>	Norma Portuguesa da Norma Europeia
<i>SLF</i>	Superfície de Liquefação por Fluxo
<i>SP-SM</i>	Areia Mal Graduada com Silte
<i>TM</i>	Triaxial Monotónico

Alfabeto Latino

B	parâmetro de tensão intersticial de Skempton
c	coesão
C	ensaaios com areia de Coimbra contaminada
C_c	coeficiente de curvatura
C_u	coeficiente de uniformidade
$d_4^{t_1}$	densidade relativa da água à temperatura t_1
$d_4^{t_x}$	densidade relativa da água à temperatura t_x
D	Diâmetro da amostra
D_{10}	diâmetro efetivo
D_{30}	diâmetro das partículas ao para o qual corresponde 30% de passados
D_{50}	dimensão média das partículas
D_{60}	diâmetro das partículas ao para o qual corresponde 60% de passados
D_r	Densidade relativa
e	índice de vazios
G	densidade das partículas sólidas
H	altura da amostra
I	invariante de tensão
k	coeficiente de permeabilidade
m_1	massa do picnómetro vazio (g)
m_2	massa do picnómetro cheio de água à temperatura t_1 (g)
m_3	massa do picnómetro cheio de água destilada (g)
m_4	massa da amostra seca em estufa (g)
m_5	massa do picnómetro com a amostra e a água destilada (g)
M	declive no plano q-p' da LEC ou LEE
P	peso
p'	tensão principal média
q	tensão de desvio
R^2	coeficiente de determinação
t_1	temperatura da água (°C)
t_x	temperatura do conteúdo do picnómetro (°C)
V	volume

Alfabeto Grego

a	rotação da tensão
γ_d	peso volúmico seco
γ_w	peso volúmico da água
ε	extensão
σ	tensão
σ'	tensão efetiva
τ	tensão tangencial
ψ	parâmetro de estado
ϕ'	ângulo de resistência ao corte
Δ	variação
r_u	parâmetro de pressão intersticial

Índices

ac	areia de Coimbra-Lote 2
acc	areia de Coimbra contaminada
0	inicial
ax	axial
cr	crítico
D	areia densa
EC	mobilizado no Estado Crítico
f	final
max	máximo
min	mínimo
p	pico
S	areia solta
TF	Mobilizado no Estado de Transformação de Fase
u	pressão de água nos poros
v	volumétrico

1 INTRODUÇÃO

A determinação das características mecânicas e físicas de solos assume uma especial importância na engenharia civil, levando-se em consideração que a geologia e a engenharia deverão trabalhar em conjunto. A utilização de materiais de boa qualidade não garante por si só o êxito de uma estrutura. Caso esta não esteja assente ou fundada num local com as condições de segurança necessárias, poderão ocorrer nas estruturas danos irreversíveis. A caracterização geotécnica de solos pode ser realizada através de ensaios de campo ou laboratoriais. Apesar dos ensaios de campo apresentarem uma maior representatividade da área e maior celeridade na obtenção de resultados, os ensaios laboratoriais, embora sejam mais demorados, são mais detalhados e caracterizam o comportamento fundamental do solo, tornando-se fundamentais no dimensionamento de obras geotécnicas. A dificuldade na avaliação do comportamento de solos arenosos através de ensaios *in situ*, coloca a investigação laboratorial num lugar de destaque, onde são necessários resultados experimentais de qualidade para se conseguir a formulação e calibração de modelos teóricos fiáveis que descrevam o comportamento dos solos.

O recente sismo e subsequentes eventos registados na Indonésia, em Palu, demonstram que apesar dos avanços na área da engenharia sísmica geotécnica, a caracterização avançada de solos arenosos é fundamental na mitigação de vários eventos catastróficos, como a liquefação. O estudo da liquefação de areias começou a ter maior preponderância na comunidade científica após os sismos, de 1964, ocorridos nos Estados Unidos da América (27 de março no Alasca) e no Japão (16 de março em Niigata), onde foram registados danos severos. As consequências dos referidos sismos alertaram os investigadores para as características próprias de areias saturadas quando solicitadas por ações sísmicas. Portugal, apesar de estar geograficamente menos exposto que outros países, presenciou no passado fenómenos de liquefação. De facto, os primeiros relatos de ocorrência de liquefação no mundo ocidental datam de 1755, ano do terramoto e tsunami que destruíram Lisboa (Araújo Santos, 2011).

1.1 Enquadramento do tema

Os registos de seis sismos fortes sentidos em Portugal, permitiu identificar a ocorrência de fenómenos de liquefação, sendo que, para os sismos ocorridos em 1531, 1755, 1858 e 1909, existe informação significativa sobre os referidos fenómenos (Jorge e Vieira, 1997). Através do estudo destes dados históricos e com a aplicação de critérios geomorfológicos/geológicos, foi possível efetuar um zonamento dos depósitos sedimentares nas unidades geomorfológicas em Portugal em função da sua suscetibilidade à liquefação (Jorge e Vieira, 1997; Jorge e Coelho, 1998). Estes autores referem, igualmente, que no seguimento do sismo de 1755, foram observados vários fenómenos de liquefação no estuário do Rio Mondego, bem como, nos depósitos aluvionares na região de Coimbra. Assim sendo, os referidos locais apresentam uma alta suscetibilidade à liquefação.

Face ao exposto o estudo das areias localizadas nos depósitos aluvionares nas margens do Rio Mondego, tem suscitado o interesse de vários investigadores. Diversos estudos incidiram sobre uma areia local, da qual se preparou uma fração uniforme, designada por areia de Coimbra (Santos, 2009).

O estudo da areia de Coimbra iniciou-se em 2008, através de um programa de investigação financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia, intitulado “Ferramentas para Dimensionamento Baseado no Desempenho em Maciços Suscetíveis à Liquefação” (Projeto FCT PTDC/ECM/103220/2008) e que terminou no final de 2013. Este programa de investigação que juntou as principais faculdades do país - Universidade de Coimbra (FCTUC), Universidade do Porto (FEUP) e Instituto Superior Técnico (IST) - originou vários estudos académicos, nas três escolas de engenharia, assim como diversos artigos científicos. A areia de Coimbra também foi alvo de investigações por parte de instituições internacionais, como o Imperial College London (McCormack, 2010), sendo que, os primeiros resultados foram publicados por (Santos, 2009).

O estado inicial de uma areia, isto é, a densidade relativa e a tensão de confinamento, definem a suscetibilidade de ocorrência ou não de liquefação, tendo consequentemente, influência direta nos danos que daí advêm (Ishihara, 1996). A compreensão da resposta de areias a solicitações monotónicas foi originalmente proposto por Casagrande (1936), concluindo, através dos estudos realizados que, quando uma areia solta é submetida a ensaios de corte, ela tende a diminuir de volume (contrair) até atingir, eventualmente, um estado estável de volume (ou índice de vazios ou densidade relativa. Por oposição, a mesma areia, num estado denso, tende a aumentar de volume (dilatarse) até atingir as mesmas condições de estado estável. Este estado foi designado de densidade crítica ou índice de vazios crítico (Casagrande, 1936). Esta hipótese é anterior às teorias do Estado crítico apresentada por Schofield e Wroth (1968) e do Estado Estável de areias apresentada por Poulos (1981).

Face ao exposto anteriormente, torna-se necessário realizar ensaios de caracterização mecânica em laboratório para se poder obter resultados representativos da realidade. O equipamento, convencional que melhor consegue simular de forma tão aproximada quanto possível as condições prevalecentes nos maciços terrosos antes do carregamento e aquelas que vão ser impostas pelas estruturas com que vão interatuar, é o equipamento triaxial. Através da realização de ensaios triaxiais de compressão em condições drenadas e não drenadas é possível caracterizar o comportamento de areias, nomeadamente a muito grandes deformações para as quais são atingidas o Estado Crítico.

O estudo do comportamento de areias, nomeadamente de areias saturadas em condições não drenadas, é frequentemente efetuado com amostras de areia cuja granulometria é uniforme. Esta escolha deve-se, essencialmente a dois fatores (Coelho *et al.*, 2011): i) a relativa uniformidade do tamanho das partículas permite a preparação de amostras uniformes, evitando-se fenómenos de segregação; ii) partículas de areia com propriedades semelhantes garantem a replicabilidade de condições iniciais e a repetibilidade de resultados. Porém, em condições naturais, depósitos aluvionares com este tipo de características não ocorrem com frequência, estando as frações de

areias suscetíveis de sofrer liquefação contaminadas com finos (ou grossos) que condicionam ou alteram a respostas das mesmas quando submetidas a ações monotónicas ou cíclicas.

O equipamento triaxial disponível no Laboratório de Geotecnia e Fundações do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra (LGF-ISEC), adquirido em 2002 à GDS Instruments, permitiu realizar ensaios triaxiais de compressão monotónica em condições drenadas e não drenadas com a areia de Coimbra. Este estudo foi pioneiro no ISEC, na medida em que nunca tinha sido alvo de estudo amostras reconstituídas de areia no triaxial do Departamento de Engenharia Civil. Com o decorrer dos trabalhos, foram adquiridos um novo controlador e uma bomba de sucção que aumentarão a versatilidade deste equipamento para futuros trabalhos.

1.2 Objetivos e metodologia

O objetivo principal desta dissertação é avaliar o efeito da adição de finos no comportamento a muito grandes deformações da areia de Coimbra. Com a realização deste trabalho pretende-se avaliar o comportamento da areia de Coimbra a muito grandes deformações em condições drenadas e não drenadas. O desenvolvimento de um método de deposição capaz de replicar as condições e os processos de deposição natural do solo, garantindo a mesma densidade relativa inicial nas amostras reconstituídas com a areia de Coimbra permite, através de ensaios triaxiais de compressão monotónica, avaliar a influência da variação das tensões efetivas iniciais em diferentes condições de drenagem. Com a realização deste estudo pretende-se aumentar o espetro de ensaios de compressão monotónica realizados com a areia de Coimbra e com isto obter uma estimativa para a Linha do Estado Crítico (LEC). Adicionalmente, com a contaminação da areia de Coimbra com finos não plásticos, pretende-se avaliar qual a sua influência, em condições não drenadas, quando comparada com a areia de Coimbra sem contaminação.

Para alcançar os objetivos supramencionados destacam-se, as principais etapas:

- realização de procedimentos de lavagem e peneiração, para obter a fração correspondente à areia de Coimbra. Através de ensaios de identificação de solo pretende-se caracterizar a areia de Coimbra, assim como, a areia original do depósito aluvionar. O novo solo formado a partir da contaminação da areia de Coimbra com finos não plásticos também é alvo de ensaios de identificação;
- desenvolvimento de um processo de deposição gravitacional por via seca, capaz de produzir amostras reconstituídas de areia com as mesmas características iniciais. Este método tem como finalidade obter amostras soltas com densidades relativas de 40%, sendo este um valor plausível de ser encontrado *in situ*. Nesta fase é fundamental que o processo de deposição esteja bem calibrado para, quando se efetuar a reprodução no equipamento triaxial, não haja variações significativas. O mesmo processo de deposição será utilizado para a areia de Coimbra contaminada, no entanto, é necessário efetuar as devidas adaptações para se obter as mesmas densidades relativas de 40%.
- após o desenvolvimento e calibração do processo de deposição de areias é necessário verificar se todo o equipamento triaxial se encontra em perfeitas condições de utilização. Tal é conseguido colocando a câmara triaxial sob pressão para verificar se não existe

nenhuma fuga no sistema. Estas verificações são cruciais para o operador se adaptar ao funcionamento do equipamento antes de iniciar a montagem de uma amostra.

- realização dos ensaios experimentais de compressão monotónica com a areia de Coimbra. Através de ensaios triaxiais com diferentes condições de drenagem pretende-se avaliar a resposta da areia de Coimbra quando consolidada para diferentes tensões de consolidação inicial. Com a repetição de ensaios com as mesmas condições iniciais (densidade relativa e tensão de consolidação), pretende-se aferir se o método de deposição desenvolvido é eficaz. Após a realização dos ensaios com a areia de Coimbra, são realizados os ensaios triaxiais, em condições não drenadas, com a areia de Coimbra contaminada. Os resultados obtidos são comparados com os ensaios análogos efetuados na areia de Coimbra, com a finalidade de averiguar qual a influência da adição de finos no comportamento a muito grandes deformações deste solo de referência.
- após a realização dos ensaios laboratoriais, e com recurso às fotografias retiradas ao longo dos ensaios, pretende-se definir a deformação média das amostras submetidas a ensaio. A comparação da deformação média do presente estudo com as deformações obtidas nos estudos de Araújo Santos (2015) permite avaliar, qualitativamente, a influência das dimensões da amostra nas deformações das amostras.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em sete secções, nas quais se incluem o presente capítulo e as referências bibliográficas. Nos restantes capítulos, são abordados todos os aspetos técnicos e científicos que possibilitam o trabalho desenvolvido e cujos resultados também se apresentam neste documento escrito. Adicionalmente ao corpo de texto, juntam-se vários anexos que resumem resultados de ensaios laboratoriais que permitiram a caracterização física e mecânica do solo em apreço. Neste primeiro capítulo, além desta apresentação da estrutura da dissertação, faz-se igualmente um enquadramento do tema bem como uma descrição dos principais objetivos e da metodologia utilizada.

O Capítulo 2 inicia com o processo de obtenção da areia de Coimbra, seguindo-se de um conjunto de ensaios com vista à sua identificação e classificação, onde são indicados os procedimentos e adaptações dos ensaios realizados. Também são apresentados os ensaios de identificação dos finos usados para a contaminação da areia de Coimbra, assim como, da areia de Coimbra contaminada. São indicados os respetivos resultados de todos os ensaios realizados.

No Capítulo 3, é feita uma revisão teórica dos elementos essenciais para compreensão da resposta a ações monotónicas de areias. É igualmente apresentado o comportamento de areias contaminadas com finos não plásticos, para muito grandes deformações. Adicionalmente, também é apresentada a temática da liquefação, assim como, todos os fenómenos e efeitos que lhes tão associados. Todos os conceitos abordados neste capítulo são importantes para uma posterior análise e melhor compreensão dos trabalhos desenvolvidos nesta dissertação.

No Capítulo 4, é feita uma descrição pormenorizada de todos os componentes do equipamento triaxial do ISEC, sendo indicados todos os instrumentos de medição utilizados bem como uma descrição sumaria do software GDSLab utilizado para a realização dos ensaios triaxiais.

Seguidamente, é apresentada a descrição do método de preparação de amostras desenvolvido para a areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada. O processo sequencial de montagem de provetes no triaxial é igualmente apresentado neste capítulo. Por último, são indicadas detalhadamente todas as etapas necessárias para a realização dos ensaios triaxiais, assim como, todas as adaptações efetuadas.

O Capítulo 5 reúne todos os resultados dos ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas da areia de Coimbra, para diferentes tensões de consolidação. São apresentados os resultados da areia de Coimbra contaminada, que são comparados com os da areia de Coimbra. Por fim, é feita uma comparação da deformação média obtida através das deformações das amostras ensaiadas, com as deformações obtidas no estudo de Araújo Santos (2015). Esta comparação permite estudar a influência das dimensões da amostra, nas deformações induzidas pelo carregamento monotónico.

O Capítulo 6 é dedicado às principais conclusões deste trabalho de investigação, sendo também propostos tópicos de investigação futura, dando continuidade à caracterização da areia de Coimbra, tanto para grandes como para pequenas deformações. A aquisição de novos componentes para o equipamento triaxial do ISEC, permite a realização de ensaios com maior eficiência, possibilitando o estudo de novos tipos de solo e a realização de novos projetos de investigação.

2 AREIA DE COIMBRA

O material de referência no presente estudo é a areia de Coimbra, sendo a sua completa identificação e caracterização fundamental para corretamente compreender todas as conclusões que resultam desta investigação laboratorial. Neste capítulo serão abordadas as principais características da areia de Coimbra, determinadas através dos respetivos ensaios, comparando os resultados obtidos com diferentes investigações científicas cujos resultados foram publicados. Com esta fase de estudo pretende-se garantir que as características fundamentais da areia estejam bem determinadas, sabendo que a areia de Coimbra é um material de referência que tem vindo a ser utilizada por várias instituições de ensino superior nacionais e internacionais (Araújo Santos, 2015). Todas as dificuldades e adaptações necessárias para a obtenção dos parâmetros de caracterização da areia de Coimbra são abordados neste capítulo. Igualmente, a origem e a obtenção da areia de Coimbra também serão referidas, sendo este último de extrema importância, uma vez que a areia de Coimbra é uma areia artificial obtida através de processo de lavagem e peneiração de areia proveniente de depósitos aluvionares da região de Coimbra.

2.1 Enquadramento da areia de Coimbra

A liquefação de areias é um fenómeno que conduz a um comportamento instável de areias, quando sujeita tanto a solicitações cíclicas como monotónicas, comportando-se como um fluido. Quando ocorre um carregamento ou uma solicitação, em condições não drenadas, as contrações resultantes da trajetória de tensões conduzem ao aumento da pressão intersticial entre as partículas, reduzindo a tensão efetiva do solo e, conseqüente, a redução da sua resistência. Quando esta última tensão se anula, o solo comporta-se como um fluido ocorrendo a designada liquefação das areias.

A constituição do solo, nomeadamente a sua granulometria, é um aspeto fundamental para a ocorrência ou não de fenómenos da liquefação. Pode afirmar-se que, se um solo for bem graduado, está menos sujeito à liquefação, do que um solo mal graduado (Marques, 2011). Depreende-se, assim, que o efeito dos finos não plásticos é fundamental na avaliação da suscetibilidade à liquefação de areias, em especial as percentagens, para a qual o efeito estabilizador se torna significativo. Face ao exposto, o estudo da influência dos finos em areias toma especial relevo na avaliação da resistência à liquefação de areias.

Sendo os depósitos aluvionares de areia de Coimbra, da região de Coimbra e no estuário do Rio Mondego, na Figueira da Foz, passíveis de sofrer liquefação (Jorge e Vieira, 1997; Jorge e Coelho, 1998), e com vista a complementar os vários estudos e trabalhos científicos realizados para caracterizar e compreender o comportamento da areia de Coimbra quando sujeita a diversas solicitações, o presente trabalho debruçou-se no estudo de uma fração granulométrica obtida através de uma amostra retirada dos depósitos aluvionares localizados nas margens do Rio Mondego. Esta amostra de areia retirada junto à Figueira da Foz é denominada de Lote 2,

dando assim continuidade aos estudos iniciados por Araújo Santos (2015). Os primeiros estudos referentes à areia de Coimbra incidiram sobre um primeiro lote de areia recolhido na Quinta da Portela, existindo desta forma um conhecimento mais variado relativamente ao Lote 1 (Fonseca, 2017).

Uma vez que é impossível na prática recolher amostras de areia intactas dos depósitos aluvionares no seu estado natural, e sendo que a mesma não garante a qualidade requerida para a realização dos ensaios necessários para a realização deste trabalho, nomeadamente a não garantia de provetes com características semelhantes entre eles, foi necessário executar um tratamento inicial (Pedro *et al.*, 2016), descrito na Secção 2.2.2.

2.2 Obtenção da areia

A areia de Coimbra é uma areia artificial que tem sido alvo de diversos estudos. Atualmente são utilizados dois lotes de areia, sendo que o presente estudo será referente ao Lote 2. Através da lavagem e peneiração de uma amostra de areia proveniente do Lote 2 obtém-se a areia de Coimbra. Com este processo pretende-se ter uma uniformização da areia de Coimbra, pois solos com granulometria extensa podem exibir segregação de partículas (Pedro *et al.*, 2016), o que interferiria com a obtenção e tratamento de resultados dos ensaios triaxiais. De seguida é referido com mais detalhe a sua origem, assim como, o processo de obtenção da areia de Coimbra.

2.2.1 Origem

A areia de Coimbra caracteriza-se por ser um solo granular proveniente de depósitos aluvionares, extraídos nas margens do rio Mondego. Os estudos atuais incidem-se sobre dois lotes de areia de Coimbra. O primeiro lote foi recolhido na Quinta da Portela, designando-se por Lote 1 e o segundo local de extração situa-se no estuário do rio Mondego, junto à Figueira da Foz. Este segundo lote, que se denomina por Lote 2, é o solo de referência no presente estudo, indicado na Figura 2.1. Segundo Araújo Santos (2015), os depósitos aluvionares não se encontram unicamente no leito do rio Mondego. Os dados passíveis de serem recolhidos na carta geológica 19-D do LNEG (2005) comprovam a existência de estratos de areia, tanto nas zonas da Solum, da Casa Branca e do Alto do São João, denominadas areias vermelhas do Estádio. As sondagens geotécnicas realizadas para a reconstrução do Pavilhão de Portugal em Coimbra, revelaram a presença de solo arenoso até profundidades que podem atingir 25m.

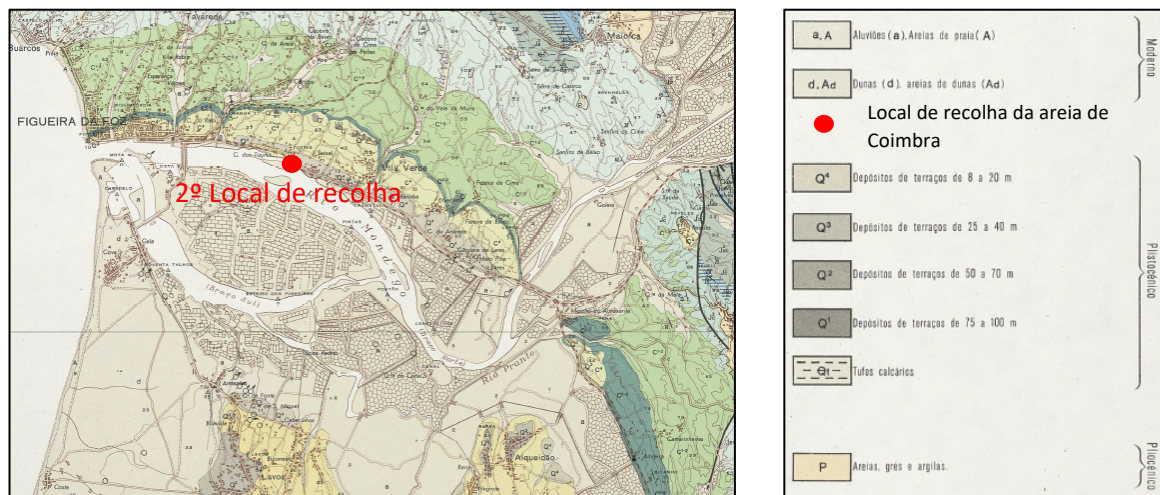


Figura 2.1 – Localização do local de recolha da areia de Coimbra-Lote 2 (Adaptado de LNEG, 1976).

2.2.2 Lavagem e Peneiração

A preparação da areia de Coimbra seguiu os procedimentos propostos por Santos (2009) e mais recentemente utilizados por Araújo Santos (2015). Assim a amostra foi inicialmente sujeita a lavagem com recurso ao peneiro nº200 (#0,075 mm) da série ASTM para remover quaisquer finos no solo e também suspensos no ar (Araújo Santos *et al.*, 2016). A areia lavada foi colocada em tabuleiros, que posteriormente foram colocados numa estufa a 110°C para retirar toda a água e ficar com a amostra completamente seca, durante um período superior a 24h. Após este processo, a areia foi peneirada, através de peneiração mecânica, completado o processo com peneiração manual como é proposto na norma E 196-1966 do LNEC, guardando-se unicamente a fração que fica retida entre o peneiro nº40 (#0,425 mm) e o peneiro nº100 (#0,150 mm) da série ASTM. Tal como utilizado por Santos (2009) e Araújo Santos (2015), inclui-se o peneiro nº60 (#0,250 mm), de forma intermédia, para facilitar a peneiração de uma maior quantidade de areia de cada vez e, reduzindo a colmatção do peneiro nº100 (# 0,150 mm).

A utilização desta fração granulométrica sustenta-se sobre três critérios: i) o facto de ser constituída por partículas de areia relativamente finas de forma a minimizar prejudiciais efeitos de escala que podem influenciar o comportamento de pequenas amostras; ii) sendo constituída por partículas com propriedades semelhantes garantem amostras similares e representativas das condições geológicas, e por fim, iii) uma uniformidade nas dimensões das partículas permite a preparação de amostras uniformes, evitando-se fenómenos de segregação, problema fundamental aquando a preparação de amostras (Coelho *et al.*, 2011). De igual importância a utilização de uma fração uniforme de areia permite, não só replicar as condições iniciais, mas também a comparação e a repetibilidade de resultados (Cunha, 2010). Com o presente estudo, dar-se-á continuidade a estudos já realizados com a areia de Coimbra do Lote 2 no ISEC por Fonseca (2017).

2.3 Identificação da areia

Para que um trabalho laboratorial que envolva solos seja bem-sucedido, é necessário realizar uma caracterização prévia do material a ser testado. Neste sentido, o estudo da sua granulometria e a determinação dos índices físicos do solo são importantes para a sua

identificação. Os índices físicos como o índice de vazios, o peso volúmico seco e a densidade das partículas sólidas, são determinantes para o cálculo da densidade relativa, que tem um papel importante, pois permite controlar a qualidade das amostras reconstruídas de areia. Devido à dificuldade, e quase impossibilidade, de conseguir amostras intactas *in situ* de areia, é necessário replicar as condições de deposição natural em laboratório, sendo este aspeto mais aprofundado no Secção 4.

2.3.1 Granulometria

O estudo da granulometria da areia do depósito aluvionar segue o estipulado na norma E 196-1966 do LNEC. Para realizar uma análise granulométrica completa da areia de Coimbra é interessante fazer uma comparação da variação de granulometria da amostra original retirada do depósito aluvionar de areia do Lote 2. Assim, em consonância com a norma E 196-1966, procedeu-se ao estudo da granulometria da areia do depósito aluvionar. Começou-se por esquarterar uma amostra com cerca de 290 g, seguindo-se dos procedimentos em conformidade com as especificações da norma E195-1966, tendo-se obtido a curva granulométrica representada na Figura 2.2. Pela análise da curva granulométrica, cerca de 65% do material passa no peneiro nº40 (#0,425 mm) e 25% passa pelo peneiro nº60 (#0,25 mm). Verifica-se que para a areia do Lote 2, $D_{50} \approx 0,35$ mm e $D_{10} \approx 0,18$ mm, o que confere, aplicando a Equação 2.1, um coeficiente de uniformidade (C_u) próximo de 2,22. O valor de D_{30} é aproximadamente igual a 0,28mm, obtendo-se um coeficiente de curvatura (C_c), próximo de 1,09, por aplicação da Equação 2.2. No Anexo A.1. estão indicados os dados relativos à análise granulométrica da areia do depósito aluvionar.

Para a areia de Coimbra-Lote 2 procedeu-se de forma idêntica à descrita anteriormente, tendo-se esquarterado uma amostra com cerca de 185g de areia. De seguida, procedeu-se à sua análise granulométrica, em consonância com a norma E 196-1966 do LNEC. Da análise da curva granulométrica, Figura 2.3, verifica-se que $D_{50} \approx 0,30$ mm e $D_{10} \approx 0,18$ mm, conferindo através da Equação 2.1, um coeficiente de uniformidade (C_u) próximo de 1,72. O valor de D_{30} é sensivelmente igual a 0,25mm, obtendo-se um coeficiente de curvatura (C_c), próximo de 1,12 calculado através da Equação 2.2. Segundo a curva granulométrica a areia de Coimbra é composta por 4,55% de material retido no peneiro nº40 (#0,425mm), 64,15% retido no peneiro nº60 (#0,250 mm) e 31,3% no peneiro nº140 (#0,150 mm). Face ao exposto, e em consonância com a norma D 2487-06 da ASTM, a areia de Coimbra-Lote 2 é classificada como uma areia média (Fonseca 2017) mal graduada (SP) pois o seu (C_u) é inferior a 4 e tem menos de 5% de finos. Adicionalmente segundo a especificação E 240-1979 do LNEC a areia de Coimbra é um solo sujeito a liquefação, pois pertence ao grupo A-3 que contem materiais como areia fina da praia ou dunas, assim como areias mal graduadas pertencentes a depósitos aluvionares (Araújo Santos et al., 2016). No Anexo A.1. estão indicados os dados relativos à análise granulométrica da areia de Coimbra-Lote 2.

Como observado na Figura 2.2 as curvas granulométricas do depósito aluvionar e da areia de Coimbra-Lote 2 inicialmente começam sobrepostas, são praticamente idênticas até à zona central das mesmas, divergindo a partir daí devido às partículas finas passadas pelo peneiro nº100 (#0,150 mm), fazendo com que as curvas tenham desenvolvimentos diferentes. Como

era expectável a curva granulométrica da areia de Coimbra-Lote 2 apresenta um declive mais acentuado devendo-se ao facto de ser uma fração granulométrica restrita entre duas dimensões limite, apresenta uma distribuição uniforme de partículas, sendo um solo com uma graduação inferior à areia do depósito aluvionar.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [2.1]$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad [2.2]$$

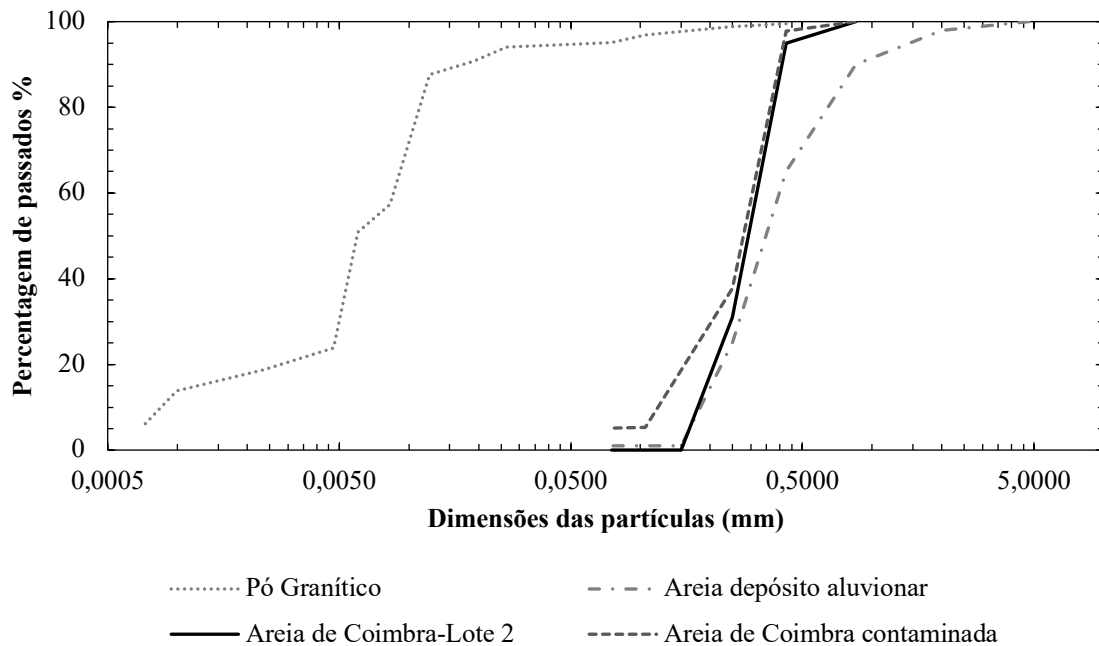


Figura 2.2-Curvas granulométricas do pó granítico, areia do depósito aluvionar, areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada.

2.3.2 Índices físicos

Um dos aspetos mais importantes para a caracterização física de uma areia, são o índice de vazios (e) e densidade das partículas solidas.

A densidade das partículas solidas caracteriza-se pela relação entre o peso das partículas solidas e o peso de igual volume de água à temperatura de 20°C. Como se verifica de seguida, os valores da densidade das partículas em areias apresentam um valor médio de 2,65.

O índice de vazios de um solo depende da forma das partículas, da sua granulometria, do processo de deposição etc. Em amostras de areia reconstituídas como o caso da areia de Coimbra-Lote 2, é primordial determinar o seu índice de vazios máximo ($e_{m\acute{a}x}$) e o índice de vazios mínimo ($e_{m\acute{i}n}$) que correspondem ao arranjo mais solto ou mais denso dos grãos de areia respetivamente. (Fonseca, 2017).

Contudo todas estas grandezas estão relacionadas, pois se o índice de vazios for maior a porosidade por sua vez também aumentará, consequência disto, menores serão o peso volúmico e o peso volúmico seco (Cruz, F. 2016).

Densidade das partículas sólidas

A determinação da densidade das partículas sólidas (G) seguiu o procedimento indicado na norma NP 83 de 1965 do LNEC. O valor da densidade das partículas obtido, para a areia de Coimbra, é de 2,65, valor próximo de 2,64 obtido por (Araújo Santos, 2015) e (Fonseca, 2017), como indicado no Quadro 2.1. O respetivo boletim de ensaio de determinação das partículas sólidas encontra-se no Anexo A.2.

Índice de vazios mínimo

A determinação do índice de vazios mínimo (e_{min}), não existindo norma nacional para o efeito, segue o estabelecido na norma D 4254 – 00 da ASTM. Como o laboratório de Geotecnia e Fundações do ISEC (LGF-ISEC), não dispõe de todos os equipamentos necessários, houve necessidade de proceder a alguns ajustes no procedimento. Após secagem em estufa, a areia é vibrada num molde com as dimensões de 101,2 mm de diâmetro e 115,5 mm de altura, com recurso a uma mesa vibratória. Dado que o Departamento de Engenharia Civil do ISEC não dispõe da mesa exigida no método 1 A da norma, é utilizada uma mesa vibratória para provetes de betão, seguindo-se assim o procedimento proposto por Araújo Santos (2015). Cada provete é preparado com 7 camadas, dividindo uma massa de 1750 g em 7 partes iguais. Sobre cada camada é colocado um peso de 9670 g disponibilizado pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, deixando vibrar livremente, durante um minuto. Quando a vibração de todas as camadas termina, rasa-se a superfície do molde, e mede-se a massa obtida. Findo o procedimento, determina-se o peso volúmico seco, por aplicação da Equação 2.3, e posteriormente o índice de vazios (e), pela Equação 2.4. Note-se que o peso resulta da multiplicação da massa pela aceleração da gravidade. Na Equação 2.4, γ_w representa o peso volúmico da água, sendo o seu valor 9,81 kN/m³. Foram executados 5 ensaios, através do método descrito e calculados os respetivos índices de vazios mínimos. Para reduzir o erro e obter um valor mais coerente, o índice de vazios mínimo (e_{min}) da areia de Coimbra-Lote 2 é calculado através da média aritmética dos 5 ensaios, chegando ao valor de 0,527. O boletim de ensaio está apresentado no Anexo A.4.

$$\gamma_d = \frac{P}{V} \quad [2.3]$$

$$e = \frac{G \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad [2.4]$$

Índice de vazios máximo

A determinação do índice vazios máximo segue o método proposto na norma D 4253 – 00 da ASTM, com uma ligeira adaptação. Não estando disponível nenhuma proveta graduada de dois litros, apenas é possível a utilização de uma proveta graduada de um litro, adaptando-se assim a quantidade de amostra de areia proposta na norma, para 500 g $\pm$ 0,5 kg. Contudo para evitar

resultados pré-concebidos opta-se por variar a massa como está demonstrado no Quadro 2.3. Assim executaram-se cinco medições para cada massa de 350 g, 375 g e 450 g, sete medições para massa de 500g e por fim oito medições com massas variáveis superiores a 500 g, como apresentado no Quadro 2.3.

Note-se que idêntico procedimento já foi aplicado com sucesso por Araújo Santos (2015) e Fonseca (2017). O cálculo do peso de areia contido na proveta é realizado através da Equação 2.3. Recorrendo à Equação 2.4, obtém-se o valor do índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$) exposto no Quadro 2.3. A medição do volume é feita através da graduação da proveta. O valor determinado para o índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$) é a média aritmética dos 30 ensaios realizados, tendo-se obtido o valor de 0,964. O respetivo boletim de ensaio está apresentado no Anexo A.3.

2.3.3 Densidade Relativa

Para a caracterização do estado inicial de uma areia, a densidade relativa é um aspeto muito importante a ter em conta. Esta está relacionada com os índices de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$), mínimo ($e_{\text{mín}}$) e índice de vazios natural, podendo ser calculada em função dos índices de vazios, assim como, do peso volúmico ou densidade do solo (Araújo Santos, 2015), como é demonstrado nas Equações 2.8 e 2.9.

$$D_R = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad [2.5]$$

$$D_R = \frac{\gamma_{d,\text{máx}}(\gamma_d - \gamma_{d,\text{mín}})}{\gamma_d(\gamma_{d,\text{máx}} - \gamma_{d,\text{mín}})} \quad [2.6]$$

Uma amostra de areia é tanto mais densa, quanto maior for a sua densidade relativa. Desta forma, amostras muito densas estão próximas de $D_r=100\%$, por sua vez, amostras muito soltas perto de $D_r=0\%$, (Fonseca, 2017). Sabendo que a areia de Coimbra-Lote 2 é classificada como uma areia mal graduada, possuindo uma granulometria pobre pois todas as suas partículas apresentam dimensões semelhantes, o índice de vazios mínimo ($e_{\text{mín}}$) apresenta um valor elevado, originando desta forma um intervalo pequeno entre o índice de vazios máximo e mínimo (Dos Santos, 2018). O índice de vazios natural apresenta assim um valor intermédio no intervalo referido, valor elevado, originando no estado natural densidades relativas mais elevadas.

No âmbito desta dissertação este parâmetro apresenta uma grande importância, uma vez que o mecanismo de calibração e preparação de amostras para o ensaio triaxial tem por base o controlo da densidade relativa, aspeto essencial para ensaiar amostras reconstituídas de areia e garantir a homogeneidade entre vários provetes (Pedro *et al.* 2016). Na Secção 4.2 é descrito o método de preparação de amostras cilíndricas, de secção cheia, através do método de deposição gravitacional de areia em meio seco, que posteriormente são submetidas a ensaios triaxiais de compressão.

2.3.4 Considerações Finais

Perante a análise da curva granulométrica da areia de Coimbra-Lote 2, tratando-se de uma fração compreendida entre o peneiro nº40 (#0,425 mm) e nº100 (#0,150 mm), as dimensões das partículas apresentam dimensões muito semelhantes, uma vez que, o material mais grosseiro e os finos foram retirados. Segundo os intervalos de classificação apresentados por Matos Fernandes (2006) e atendendo às dimensões da areia de Coimbra-Lote 2 (0,1 – 0,5mm), conclui-se que o solo em estudo se classifica como areia média. Através da norma D 2487-06 da ASTM trata-se de uma areia média mal graduada (SP), pois o seu coeficiente uniformidade (C_u) de 1,72 é inferior a 4.

Da análise do Quadro 2.1 onde são indicadas várias conclusões obtidas por Araújo Santos (2015) e Fonseca (2017) no que diz respeito às características físicas da areia Coimbra, é possível comparar com os resultados obtidos no presente estudo para a areia de Coimbra e para a areia de Coimbra – Lote 2 contaminada, sendo que esta última será mais aprofundada em secções posteriores. Contudo é possível afirmar que o valor da densidade das partículas solidas em todos os estudos é praticamente idêntico, e a dimensão das partículas, referente à areia de Coimbra, apresenta valores semelhantes com outros autores. Relativamente à areia de Coimbra contaminada, o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$), apresenta valores mais baixos do que os obtidos para a areia de Coimbra – Lote 2. Estes resultados são expectáveis devido à presença de finos na areia, que preenchem os vazios entre as partículas de maiores dimensões. Os coeficientes de uniformidade (C_u) e circularidade (C_c) da areia de Coimbra contaminada apresentam valores superiores e inferiores, respetivamente, quando comparados com a areia de Coimbra. Este aspeto é justificado pelo facto do D_{60} ser superior ao da areia de Coimbra e o por sua vez D_{10} inferior. No que diz respeito à areia de Coimbra existe uma grande coerência entre os coeficientes obtidos por todos os autores.

Quadro 2.1 – Comparação dos parâmetros físicos obtidos com outros autores, por ordem decrescente de $e_{máx}$ e $e_{mín}$.

Referência	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	C_u (-)	C_c (-)	G (-)	$e_{máx}$ (-)	$e_{mín}$ (-)
Presente estudo	0,180	0,300	1,72	1,12	2,65	0,964	0,550
Araújo Santos, 2015	0,180	0,290	1,78	0,95	2,64	0,960	0,550
Fonseca, 2017	0,157	0,305	2,10	1,27	2,64	0,954	0,536
Areia de Coimbra contaminada	0,130	0,270	2,31	1,03	2,65	0,918	0,474

2.4 Identificação da areia de Coimbra contaminada

Nesta secção é abordado um novo material de estudo, composto por areia de Coimbra-Lote 2 e pela adição de finos não plásticos. A utilização deste segundo material permite estudar qual a influência na adição de finos no comportamento a muito grandes deformações da areia de Coimbra-Lote 2. Este novo material designado por “areia contaminada” é constituído por 95% de areia de Coimbra e 5% de finos não plásticos do tipo granítico. Os finos graníticos utilizados são provenientes de pó de rocha de uma pedreira de natureza granítica.

2.4.1 Identificação do pó granítico

Numa fase inicial é necessário realizar uma caracterização do pó granítico, pois tratando-se de material sem valor comercial, a pedra não possui caracterização do pó. Foram feitos ensaios de identificação, estando os resultados explicados nas secções seguintes.

Azul de metileno e equivalente de areia

O ensaio de azul metileno permite avaliar a quantidade e qualidade dos finos presentes no solo. O ensaio foi realizado segundo os procedimentos propostos na norma NP EN 933-9. O valor de azul de metileno calculado para o pó granítico foi de 1,85 g/Kg. Na Figura 2.3 a) está representado o resultado do ensaio de azul de metileno, com os cinco resultados positivos.

Foi igualmente realizado o ensaio de equivalente de areia com o objetivo de avaliar a qualidade e quantidade de elementos finos existentes no pó granítico. O ensaio foi realizado de acordo com a norma NP EN 933-8. O valor obtido foi de 1,23%. Na Figura 2.4 b) está representada a leitura da altura do sedimento.

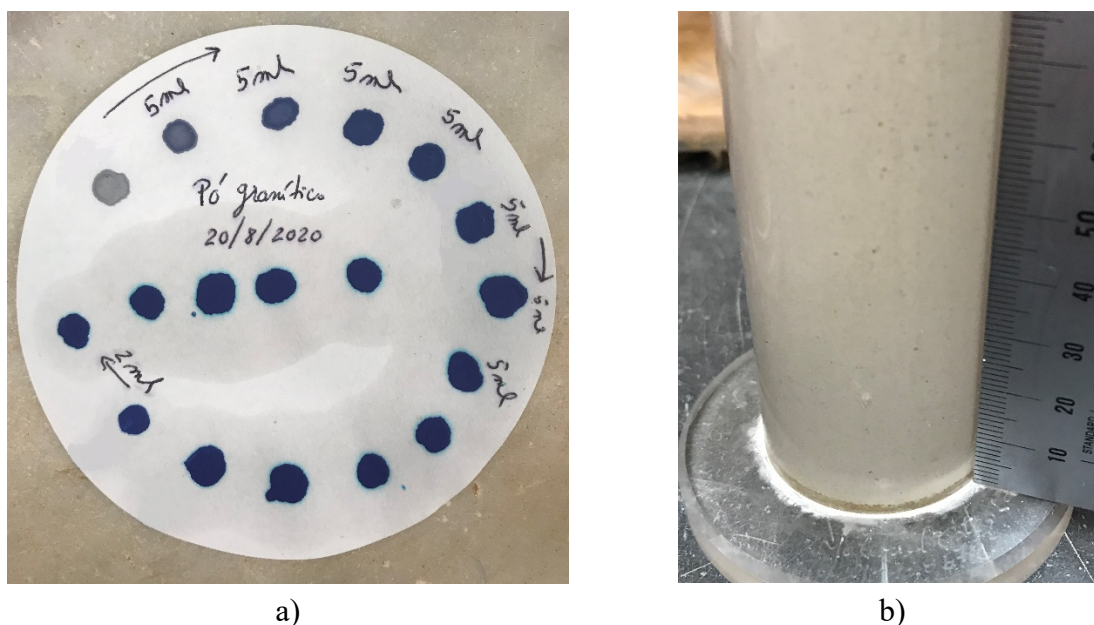


Figura 2.3-a) Ensaio azul de metileno; b) Ensaio equivalente de areia.

Densidade das partículas sólidas

A determinação da densidade das partículas sólidas do pó granítico segue as indicações da norma NP- 83 de 1965 do LNEC. O valor da densidade das partículas obtido, para o pó granítico, é de 2,64. O respetivo boletim de ensaio está no Anexo A.2.

Granulometria

O estudo da granulometria do pó granítico segue o estipulado na norma E 196-1966 do LNEC. Como cerca de 95% de solo passa no peneiro nº200 (0,075 mm), foi necessário efetuar o ensaio de sedimentação, em conformidade com as especificações da norma E195-1966. A técnica de sedimentação permite determinar, quantitativamente, a distribuição em massa da dimensão das partículas. A curva granulométrica do pó granítico está representada na Figura 2.2. O respetivo boletim de ensaio está no Anexo A.1.

Limites de consistência

Embora, o pó granítico utilizado seja considerado não plástico, não tendo sido ainda caracterizado é fundamental verificar a sua plasticidade. Para isso, através da norma NP- 143-1969 do LNEC, foram realizados os ensaios de determinação dos limites de consistência.

Durante a determinação dos limites de consistência concluiu-se que a determinação do limite de plasticidade não era possível, pois quando se tentou formar os filamentos por rolagem eles desagregavam-se. A determinação do limite de liquidez através do método de concha de Casagrande não foi igualmente possível, pois durante a abertura do sulco, o material desagregava-se o que impossibilitou a continuação do ensaio. No entanto, embora não conste nas normas portuguesas, através do ensaio com o cone penetrómetro foi possível chegar ao valor do limite de liquidez. Assim sendo, através dos procedimentos indicados na norma BS 1377-2 de 1990, obteve-se um limite de liquidez de 36,49%. De notar que, segundo a norma NP-143-1969, quando não é possível determinar um dos limites o solo é classificado como “não plástico”. No Anexo A.5, é indicado o resultado do ensaio com o cone penetrómetro.

2.4.2 Areia de Coimbra contaminada

Nesta secção serão apresentados os ensaios realizados para a determinação dos parâmetros físicos da areia de Coimbra contaminada, que como referido anteriormente, contem, em peso, 5% de finos e 95% de areia de Coimbra.

Densidade das partículas sólidas

A determinação da densidade das partículas sólidas seguiu igualmente os procedimentos propostos pela norma NP- 83 de 1965 do LNEC, tendo-se obtido o valor de 2,65. O respetivo boletim de ensaio está no Anexo A.2.1.

Índice de vazios máximo e mínimo

A determinação dos índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) da areia contaminada seguiu o estabelecido nas normas D 4254 – 00 da ASTM e D 4253 – 00 da ASTM, respetivamente, com as respetivas adaptações apresentadas na secção 2.3.2. O valor determinado para o índice de vazios máximo e mínimo da areia de Coimbra contaminada são de 0,918 e 0,474, respetivamente. Os boletins de ensaios do índice de vazios máximo e mínimo estão indicados, respetivamente, nos Anexos A.3. e A.4.

Granulometria

A análise granulométrica da areia de Coimbra contaminada seguiu os procedimentos estipulados na norma 196-1966 do LNEC. Da análise da curva granulométrica, Figura 2.2, verifica-se que $D_{50} \approx 0,27$ mm e $D_{10} \approx 0,13$ mm, conferindo através da Equação 2.6, um coeficiente de uniformidade (C_u) próximo de 2,31. O valor de D_{30} é sensivelmente igual a 0,20 mm, obtendo-se um coeficiente de curvatura (C_c), próximo de 1,03 calculado através da Equação 2.2. Segundo a curva granulométrica a areia de Coimbra é composta por 2,16% de material retido no peneiro nº40 (#0, 425mm), 60,04% retido no peneiro nº60 (#0,250 mm) e 32,5% no peneiro nº140 (#0,150 mm). Face ao exposto, e em consonância com a norma D 2487-

06 da ASTM, a areia de Coimbra contaminada é classificada como uma areia mal graduada com silte (SP-SM), pois contém 5% de finos. O boletim de ensaio está indicado no Anexo A.1.

2.5 Caracterização geotécnica

Neste capítulo, resumem-se as principais características da areia de Coimbra-Lote 2, fazendo referência aos ensaios realizados para determinação dos parâmetros geotécnicos. Também é feita uma caracterização microscópica, referindo as principais características mineralógicas, assim como, a sua composição química e morfologia das partículas constituintes. Estes parâmetros têm por base ensaios de outros autores, no entanto, apresentam relevante importância para a caracterização da areia em estudo.

2.5.1 Caracterização microscópica

Para a caracterização microscópica da areia de Coimbra-Lote 2, segundo Araújo Santos (2015) foram utilizados resultados provenientes fluorescência de raios X, difração de raios X assim como microscopia eletrônica de varrimento. Segundo o autor supramencionado, a areia de Coimbra-Lote 2 é composta maioritariamente por quartzo (52%), com a presença pouco significativa de feldspatos K e ainda vestígios de Feldspatos Na. Foi ainda também detetada a presença de Micas na areia de Coimbra-Lote2 (Araújo Santos *et al.*, 2016).

Relativamente à composição química, 88% da areia de Coimbra-Lote 2 é referente a sílica, 5% referente a alumina, 1,5% e 2,7% a óxido de cálcio e óxido de potássio, respetivamente. Esta areia apresenta uma tonalidade um pouco escura, devido a uma maior quantidade de óxido de ferro e a uma menor quantidade de sílica (Araújo Santos, 2015).

A análise morfológica da areia de Coimbra-Lote 2 realizada por Araújo Santos *et al.*, (2016), permitiu, através de fotografias microscópicas e aplicando conceitos de esfericidade e circularidade chegar a conclusões mais detalhadas, no que diz respeito à forma das partículas de areia. Segundo Cho *et al.*, (2006) a esfericidade reflete a similaridade entre o comprimento, a altura e a espessura da partícula, e referindo-se à forma global da partícula. A circularidade, por sua vez, descreve a escala das principais características superficiais que são uma ordem de grandeza inferiores ao tamanho da partícula.

A areia de Coimbra-Lote 2 apresenta partículas circulares com uma angularidade reduzida. Através da escala de Powers (1953), podem classificar-se as partículas de areia do Lote 2 como sendo arredondadas.

2.5.2 Permeabilidade

A permeabilidade da areia de Coimbra – Lote 2 foi estudada inicialmente por Santos (2009) e Cunha (2010), em amostras com densidades relativas de 40% e 80%. A ordem de grandeza apresentada para o coeficiente de permeabilidade foi de (10^{-4} m/s), à semelhança do obtido por Araújo Santos (2015), classificando-se assim como tendo uma permeabilidade média (Matos Fernandes, 2006). Observando a Figura 2.4a, verifica-se que, com o aumento da densidade relativa (D_r), o coeficiente de permeabilidade (k) diminui (Araújo Santos *et al.*, 2016). É importante referir que independentemente da constituição mineralógica da areia de Coimbra,

para a mesma densidade relativa, a permeabilidade é igual. Porém, é representado na Figura 2.4b a relação entre o índice de vazios (e) e o logaritmo do coeficiente de permeabilidade ($\log(k)$), apresentando uma relação aproximadamente linear tal como indicam Lambe e Whitman (1979).

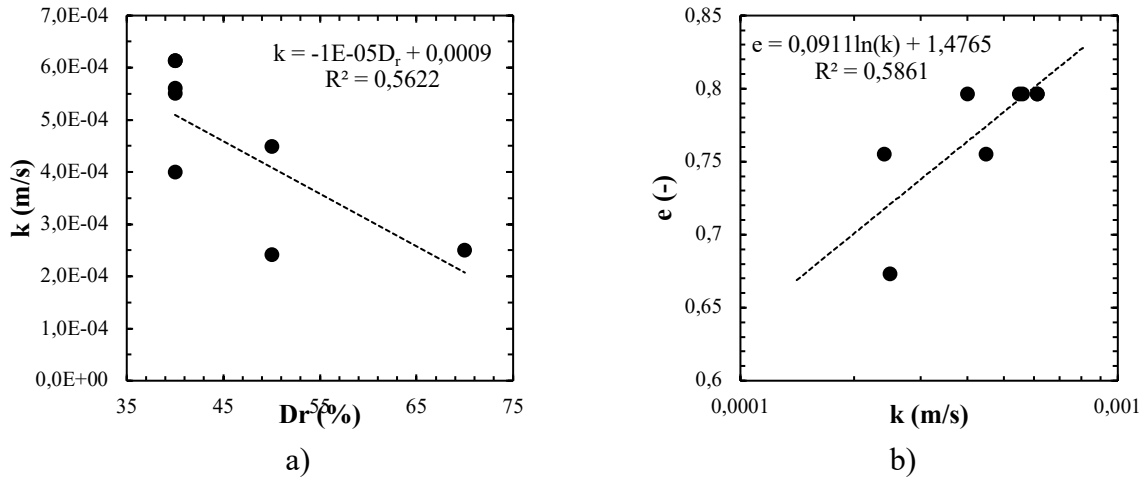


Figura 2.4-Efeito da densidade relativa na permeabilidade da areia de Coimbra: a) coeficiente de permeabilidade em função da densidade relativa; b) índice de vazios em função do logaritmo do coeficiente de permeabilidade, adaptado de Araújo Santos *et al.* (2016).

2.5.3 Resistência

Para avaliar a resistência ao corte da areia de Coimbra foram realizados por Araújo Santos (2015) ensaios de corte direto. Foram testadas amostras com densidades diferentes, com 60% e 90%, concluindo-se que, como era expectável, os ângulos de resistência ao corte variam em função da densidade relativa. Os ângulos de resistência ao corte de pico são maiores quanto maior a densidade e os ângulos de resistência ao corte residual são semelhantes (Araújo Santos 2015). Para a areia de Coimbra o ângulo de resistência ao corte residual, que define a resistência ao corte a grandes deformações, obtido nos ensaios de corte direto varia entre 36° e 37° (Araújo Santos, 2015).

Igualmente para avaliar a resistência ao corte da areia de Coimbra, Santos *et al.*, 2012, juntou os resultados de diversos ensaios triaxiais realizados nas principais faculdades do país (IST, FCTUC e FEUP) e comparando todos os resultados, foi possível uma primeira estimativa do desenvolvimento e localização da LEC como é demonstrado na Figura 2.5.

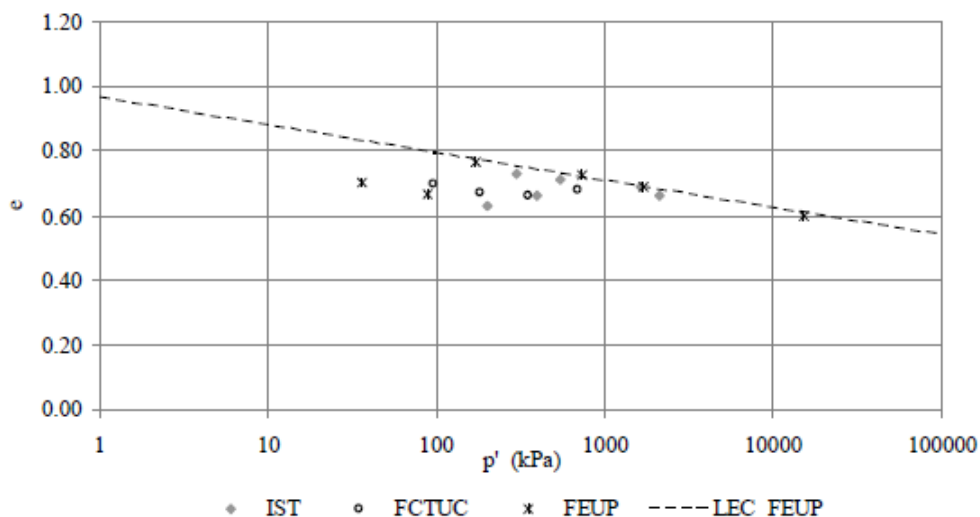


Figura 2.5-Linha do Estado Crítico da areia de Coimbra com os resultados dos vários laboratórios (Santos *et al.*, 2012).

2.6 Conclusões

Para a realização de ensaios triaxiais de compressão, é importante e imprescindível a determinação de todos os parâmetros de caracterização da areia de Coimbra-Lote 2, material de investigação utilizado no presente estudo.

Os ensaios e estudos realizados concluem que os valores obtidos estão em consonância com os de outros autores, salientando que as pequenas discrepâncias de valores verificadas, podem ser explicadas por erros de amostragem. Quanto à sùmula de características geotécnicas já publicadas e apresentadas neste capítulo, os resultados permitem, em secções posteriores, validar a qualidade dos resultados obtidos bem como complementar a discussão de resultados.

A caracterização da areia de Coimbra-Lote 2 é fundamental para desenvolver um processo de preparação de amostras de areia que esteja devidamente calibrado, garantindo a qualidade exigida a amostras cilíndricas cheias para ensaiar à compressão em prensas triaxiais. Neste processo o controlo da densidade relativa é crucial para conseguir amostras reconstituídas de areia, assim como replicar o mesmo processo de forma a conseguir provetes com características semelhantes, ou seja, com a mesma densidade relativa.

3 COMPORTAMENTO DE AREIAS

O estudo do comportamento dos solos quando sujeitos a solicitações naturais ou intervenções humanas apresenta uma grande importância no âmbito da Engenharia Civil. Conhecer as propriedades dos solos antes de atingirem a rotura permite prever as deformações no terreno quando sujeitos a cargas submetidas pelas estruturas executadas e os movimentos que podem ocorrer na estrutura devido a tais deformações (Correia, 2004). Segundo Correia (2004), um bom investimento em ensaios experimentais para caracterização do comportamento dos solos permite: i) melhor compreensão e previsão dos movimentos da estrutura, aproximando o mais possível da realidade e, com isto, conseguir economizar no custo de dimensionamento; ii) conseguir assegurar uma boa funcionalidade das estruturas; iii) no caso de se executar escavações, através do conhecimento prévio dos movimentos do terreno é possível evitar danos nas estruturas adjacentes. Tudo isto são aspetos importantes a ter em consideração, uma vez que o solo apresenta um comportamento não linear, dependendo fortemente das características de deformabilidade dos solos e dos níveis de deformação (Correia, 2004).

Pode aferir-se que o comportamento de qualquer material resulta de uma relação entre tensões e extensões, permitindo definir uma lei constitutiva que torne possível a explicação dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados (Araújo Santos, 2015). Assim, segundo Araújo Santos (2015) podemos definir três níveis distintos de deformação: i) elástico para pequenas deformações; ii) plástico para grandes deformações, incluindo a rotura do material e; elasto-plástico para deformações intermédias, que contempla os comportamentos anteriores e também onde são definidos critérios de cedência do material.

Através da Figura 3.1, representativa do comportamento de um solo quando sujeito a uma ação de corte, é possível identificar os três níveis de deformação referidos. O patamar OA traduz o comportamento elástico do material onde ocorrem pequenas deformações, atingindo ε_{Y1} . Continuando a ação de corte, a zona AB corresponde ao comportamento elasto-plástico, contemplando as deformações entre ε_{Y1} e ε_{Y2} . A partir do momento que se verifica a quebra de linearidade do gráfico, o solo começa a apresentar comportamento plástico e deformações mais significativas. Prosseguindo com o corte com deformações superiores a ε_{Y2} , inicia-se a fase plástica onde ocorrem deformações irreversíveis, até atingir ε_{Y3} que representa o valor de deformação no pico da resistência. Devido ao comportamento não linear de um solo, é necessário definir vários módulos de deformabilidade, para cada nível de deformação, ao contrário do que acontece noutros materiais, em que basta conhecer o módulo de elasticidade para caracterizar o material (Correia, 2004).

Para caracterizar a areia de Coimbra no que diz respeito ao seu comportamento e à relação tensão-deformação-resistência, é abordado neste capítulo o comportamento para grandes deformações de areias, onde se introduz a problemática da liquefação das areias.

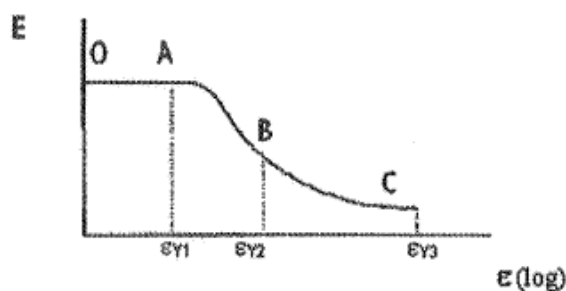


Figura 3.1-Comportamento de referência dos solos (Jardine, 1992 adaptado por Correia, 2004).

3.1 Introdução

Segundo Ishihara (1996) escorregamento de taludes, fenómenos de compactação e liquefação de solos estão associados às grandes deformações. Exemplo destes fenómenos são algumas roturas em barragens nos Estados Unidos da América como, Calaveras em 1918 e Lower San Fernando em 1971, ambas no estado da Califórnia, Fort Peck em 1938 no estado de Montana, assim como, roturas em aterros hidráulicos servindo de exploração de gás e petróleo como em Nerlek no Mar de Beaufort, em 1983 no Canadá (Konrad, 1990). Desde 1880 centenas de deslizamentos de areia têm ocorrido ao longo da linha costeira da Holanda, na parte sudoeste do país, deslocando em alguns desses casos mais de um milhão de metros cúbicos de areia (Lindenberg e Koning, 1981). Um conjunto de ocorrências relacionadas com os fenómenos mencionados anteriormente permitiram o desenvolvimento de modelos teóricos para descrever o comportamento monotónico em condições não drenadas (Araújo Santos, 2015).

O recente sismo e subsequentes eventos registados na Indonésia, mais propriamente na ilha de Celebes na cidade de Palu em 2018, demonstram que, apesar dos avanços na área da engenharia sísmica geotécnica, a caracterização avançada de solos arenosos é fundamental na mitigação de vários eventos catastróficos, como a liquefação. A região do Baixo Mondego, onde se inclui Coimbra, está referenciada como uma zona suscetível à liquefação, tendo sido registadas várias ocorrências nos vários sismos significativos ocorridos em Portugal, nomeadamente no seguimento do sismo de 1755, que devastou a cidade de Lisboa (Tappan, 1914). O projeto de estruturas geotécnicas resistentes a tais eventos requer a utilização de ferramentas de cálculo numéricas que necessitam de um conhecimento aprofundado do comportamento de areias, nomeadamente a muito grandes deformações para as quais pode ser atingido o Estado Crítico.

Embora existam referências anteriores, o trabalho de Mogami e Kubo (1953), assume uma importância relevante, pois marca, perante a comunidade científica o início do estudo da liquefação de uma forma mais aprofundada. Realça-se a ocorrência dos fenómenos de liquefação e os efeitos devastadores dos sismos de Março e Junho de 1964 no Alasca (EUA) e em Niigata (Japão), respetivamente, que impulsionaram a comunidade científica ao estudo deste fenómeno (Araújo Santos, 2011).

Perante a natureza do fenómeno da liquefação é fundamental fazer a caracterização do solo arenoso, e uma análise dos danos associados à liquefação, para que seja possível estudar a suscetibilidade deste solo a este fenómeno.

Para minimizar as consequências e estragos deste fenómeno e compreender a resistência das areias quando sujeitas a solicitações que provocam o corte, diversos autores desenvolveram modelos constitutivos capazes de descrever o comportamento de areia em condições gerais de carga bem como a interpretação de dados recolhidos *in situ* de diversos tipos de areias (Azeiteiro, 2017).

Como é conhecido, em função da sua história de tensões os solos podem atingir diferentes estados, ou seja, variadas tensões e volumes específicos iniciais (Maranha das Neves, 2016). Devido às variadíssimas características de cada solo, mesmo conhecendo as características iniciais, é difícil fazer previsões, quando solicitados até a rotura, sobre a sua evolução da rigidez e resistência. Segundo Maranhã das Neves (2016), pode minimizar-se este problema admitindo a ocorrência de um Estado Crítico, o qual é atingindo quando se submete o solo a uma solicitação que possa provocar um comportamento semelhante ao de um fluido friccional. Com isto é possível conhecer os estados inicial e o final, e assim, a variação entre ambos. Contudo a forma como se processa também tem de ser determinada, assunto abordado na Secção 3.3.1.

A maioria dos solos, incluindo as areias, quando submetidas a ações cíclicas ou monotónicas que levem à rotura do solo, rompe de acordo com o critério de *Mohr-Coulomb* (MC) (Matos Fernandes, 2006). Este critério representa um conjunto de equações lineares, no espaço de tensão principal, que descrevem as condições para que um material isotrópico chegue à rotura (Labuz e Zang, 2012). Este critério indica que quando um solo entra em rotura num determinado ponto, os planos que intercetam o mesmo ponto, verificam uma relação entre a componente normal σ'_f e a componente tangencial, τ_f em conformidade com a Equação 3.1 (Matos Fernandes, 2006), onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte e c' a coesão, que no caso das areias assume um valor nulo. Conhecendo vários estados de rotura, é possível obter, através de regressão linear uma tangente comum que define a envolvente de rotura pelo critério de Mohr-Coulomb (Marques, 2011).

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad [3.1]$$

No diagrama tensão-deformação (p' - q), utilizado para determinar o comportamento de uma areia submetida a carregamento monotónico no equipamento triaxial, o critério de Mohr-Coulomb, em areias pode ser representado pela Equação 3.2 (Marques, 2011):

$$q = M \cdot p' \quad [3.2]$$

Em que:

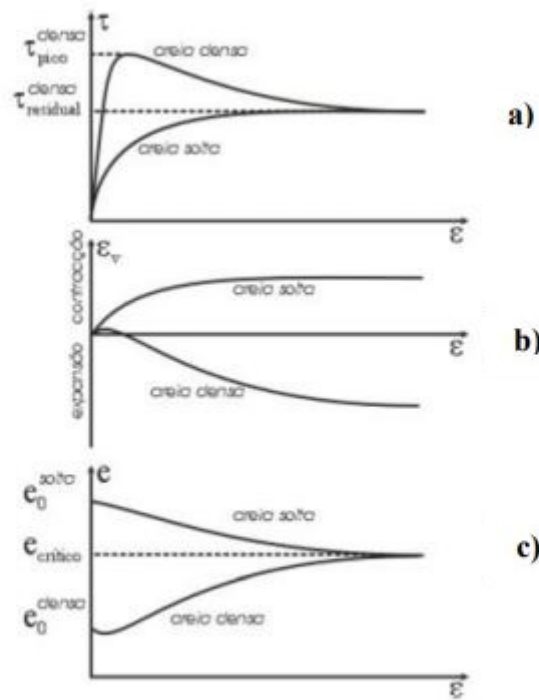
- p' representa a tensão principal média- $p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$
- q representa a tensão de desvio- $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ($\sigma'_2 = \sigma'_3$ no ensaio triaxial)
- M representa a relação entre q e p' no estado de rotura

3.2 Comportamento drenado de areias

Casagrande (1936) para compreender o comportamento e resistência ao corte de solos sem coesão, realizou uma série de ensaios triaxiais drenados, com deformação controlada, em amostras de areia soltas e densas. O referido autor concluiu, como demonstrado na Figura 3.2, que à medida que a tensão de corte vai sendo aplicada a areia no estado solto (Figura 3.2a), esta apresenta um comportamento contrativo (Figura 3.2b) e consequentemente uma diminuição do volume de vazios, como representado na Figura 3.2c. Pelo contrário, a areia densa exibe um comportamento dilatante (aumento do volume de vazios). Deve salientar-se que a resistência na rotura é igual em ambos os casos. Assim sendo, o índice de vazios inicial é indiferente pois ambas convergem para o mesmo valor de índice de vazios, como indicado na Figura 3.2c. No momento em que se desenvolveram as grandes deformações, ambas as amostras atingiram o mesmo valor de compacidade, designando-se por índice de vazios crítico, e_c . Assim que as amostras atingiram este índice de vazios crítico, mobilizaram a mesma resistência ao corte para grandes deformações. Segundo Roscoe et al. (1958), após atingida esta compacidade, diz-se que o solo está no seu estado crítico, ou seja, onde o solo se continua a deformar à tensão e índice de vazios constante. Este estudo comprovou que amostras submetidas à mesma tensão de confinamento, tende a aproximar-se de um índice de vazios comum, independentemente das densidades relativas, D_r , iniciais. Casagrande (1936) denominou a linha que une os pontos dos índices de vazios críticos, em função da pressão de confinamento de um dado solo, como linha dos estados críticos (LEC), (Marques, 2011).

Analisando a Figura 3.2a, e considerando como exemplo uma areia densa, em que o seu índice de vazios é inferior ao índice de vazios crítico ($e_D < e_{cr}$), quando submetida a uma tensão de corte, a amostra contrai rapidamente atingindo um valor máximo na curva tensão-deformação corresponde à sua resistência de pico, para deformações axiais entre 1 a 5% (Marques, 2011). Após a amostra alcançar este ponto, a mesma tende a dilatar, pois ainda apresenta um pouco de resistência, até atingir o seu estado crítico a grandes deformações (Figura 3.2b). Assim sendo, podem identificar-se dois ângulos de resistência ao corte, um correspondente à sua resistência de pico (ϕ_p) e outro correspondente ao seu estado crítico (ϕ_{cr}), no plano tensão-deformação ($q - \varepsilon_{ax}$). Segundo Matos Fernandes (2006) o ângulo de resistência ao corte de pico (ϕ_p) depende das tensões de confinamento iniciais e de outros fatores, enquanto que o ângulo de atrito crítico (ϕ_{cr}) é uma propriedade intrínseca do material.

No caso de se considerar uma areia solta, em que o seu índice de vazios é superior ao índice de vazios crítico ($e_s > e_{cr}$), a areia irá sofrer uma contração contínua, contrariamente ao que acontece nas areias densas, atingindo assim a sua resistência ao corte máxima no seu estado crítico.



e_0 – índice de vazios inicial; e_c – índice de vazios crítico; τ_{pico} – resistência de pico; $\tau_{residual}$ – resistência residual

Figura 3.2-Comportamento de amostras de areia soltas e densas para a mesma tensão de consolidação. Relação entre extensão (ϵ) e: a) tensões de corte (τ); b) deformações volumétricas (ϵ_v); c) índice de vazios (e). (Adaptado Coelho, 2010).

Através de uma vasta campanha de ensaios experimentais, Castro (1969), comprovou que a tensão de confinamento controlada produz acréscimos positivos de pressão de água nos poros (devido à contração) em amostras soltas, e acréscimos negativos de pressão de água nos poros (devido à tendência para dilatar) em amostras densas até atingir a LEC. Assim sendo, no plano $e-p'$, a linha dos Estados Críticos é atingida através de mudanças de volume, em condições drenadas, ou por mudança da tensão efetiva, em condições não drenadas, como demonstrado na Figura 3.3a (Marques, 2011). A Figura 3.3a representa, de uma maneira geral, a trajetória do comportamento de amostras de areia consoante o seu estado inicial (denso ou solto) e as condições de ensaio a que estão sujeitas (drenado ou não drenado) até atingir a LEC.

Been *et al.* (1991) realizaram ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas, confirmando que independentemente do estado inicial do solo, todos os ensaios de compressão atingiram o Estado Crítico (Figura 3.3b). Nesta figura, é claramente visível que apenas uma linha para a qual convergem todos os testes independentemente das condições iniciais das amostras e da posição inicial relativamente à LEC (acima ou abaixo) (Kang *et al.*, 2019). Esta linha é o lugar geométrico que corresponde ao índice de vazios crítico, para onde convergem todos os ensaios. Considera-se que o estado solto se encontra acima da LEC e o estado denso abaixo da LEC no plano $e-p'$.

A Figura 3.4 representa a trajetória de tensões típica de areias em ensaios triaxiais até atingir a LEC, para areias soltas e densas e em condições drenadas e não drenadas (Sladen *et al.* 1985).

Pela análise da Figura 3.4, é possível concluir que os ensaios triaxiais drenados atingem mais rapidamente a LEC em comparação com os ensaios não drenados.

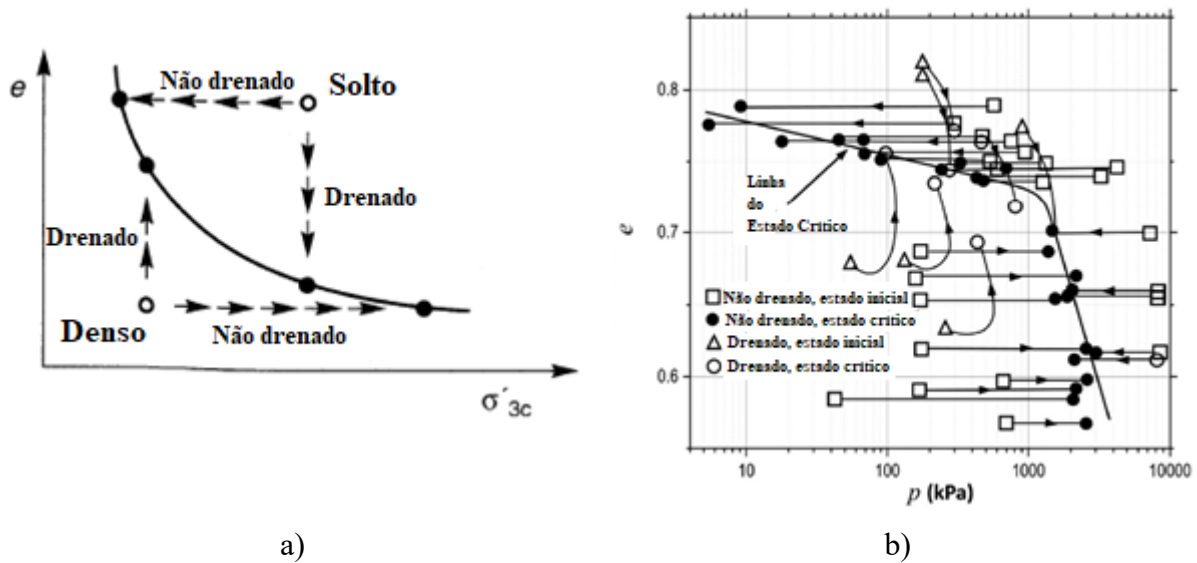


Figura 3.3-Representação da LEC: a) Comportamento de amostras soltas e densas em condições drenadas e não drenadas (adaptado de Kramer, 1996); b) Efeito do estado inicial no Estado Crítico em testes de compressão triaxial (adaptado de Been *et al.* 1991).

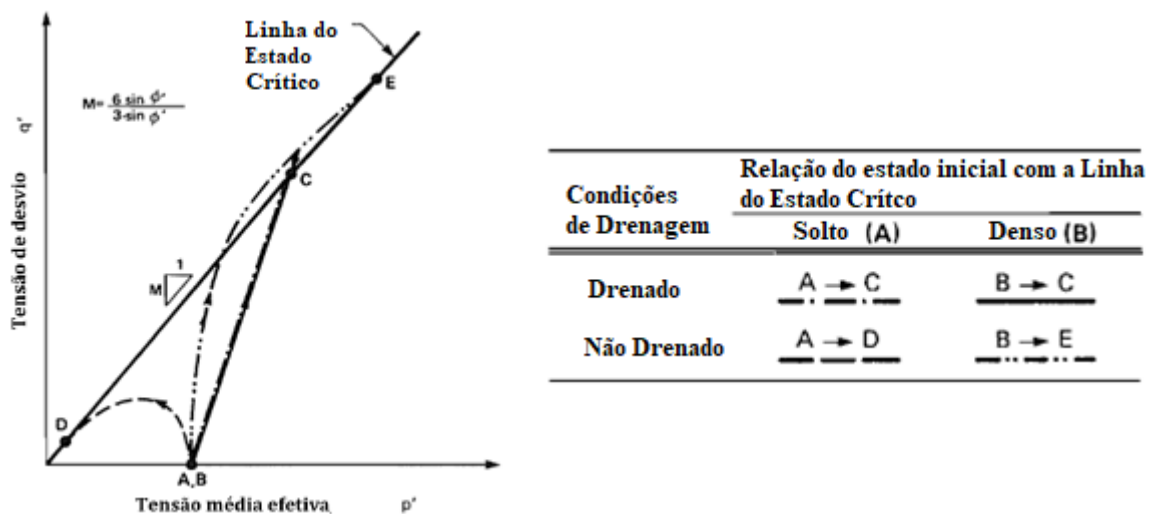


Figura 3.4-Comportamento típico de uma areia quando submetida à compressão triaxial (adaptado de Sladen *et al.* 1985).

3.3 Comportamento não drenado de areias

Quando uma areia, em condições não drenadas, é sujeita a um carregamento monotónico, o conjunto de partículas de areia em equilíbrio, onde as forças inter-granulares são transmitidas através de pontos de contacto, irá sofrer uma deformação que será acompanhada de uma mudança de volume, fenómeno conhecido como dilatância (Ishihara, 1996). Esta variação de volume originada por uma tensão de corte resulta, segundo Dafalias (1993) de dois tipos de movimentos: i) movimento de imbricamento dos grãos, característicos de depósitos soltos, que tende a reduzir o volume da estrutura granular, ou contrair para um estado mais denso.; e ii) movimento de enrolamento, característico de depósitos densos, no qual as partículas rebolam

umas sobre as outras provocando um aumento de volume, ou seja, o solo tende a dilatar. Quando o imbricamento dos grãos ocorre, as partículas de areia vão preenchendo os vazios, por essa razão a maior parte das partículas não se estão a mover na direção do corte (Ishihara, 1996). O imbricamento dos grãos pode ocorrer com grande facilidade, sem mobilização de uma grande tensão de corte, razão pela qual, a redução de volume da areia é observada na fase inicial de carga nos testes em areias com densidades elevadas (Ishihara, 1996). Pelo contrário para existir movimento de enrolamento, terá de existir um incremento de tensão maior, para que as partículas rolem umas sobre as outras, portanto a dilatação é geralmente induzida numa fase posterior à aplicação da tensão de corte, onde já ocorreram grandes deformações na areia (Ishihara, 1996).

Na Figura 3.5a estão representados estes dois movimentos, onde estão representados três comportamentos típicos de solos arenosos em condições não drenadas. Quando a densidade é baixa, no caso do primeiro mecanismo (Linha A), a areia tende a contrair desde o início do ensaio, demonstrando um comportamento com deformação por amolecimento (Ishihara, 1996). Segundo Ishihara (1996) amostras preparadas com densidade inferiores a 16% exibiram um comportamento apenas por amolecimento idêntico ao representado na Figura 3.5 b) pela trajetória de tensões referente à tensão de consolidação mais elevada (Araújo Santos, 2015).

No caso de amostras com densidades elevadas (Linha C), a areia apresenta um comportamento com deformação por endurecimento, onde a tensão de corte aumenta com a deformação (Ishihara, 1996). Este tipo de amostras tende a contrair ao início da fase de corte, começando a dilatar até atingir a rotura (Kramer, 1996). Segundo Ishihara (1996) e Kramer (1996) estas amostras não estão sujeitas a liquefação por fluxo, pois não se verifica nenhum pico de resistência durante o ensaio, assim a tensão de rotura corresponde à tensão de corte máxima da areia.

Quando a densidade é moderada, a areia apresenta os dois comportamentos descritos anteriormente (Linha B). Numa primeira fase a areia contrai, originando uma deformação por amolecimento, tal como acontece nas amostras soltas (Ishihara, 1996). Quando ocorre a tensão de pico e consequente redução de tensões as deformações não são ilimitadas (Ishihara, 1996). A uma determinada altura, o movimento de imbricamento dá lugar ao movimento de enrolamento e, consequentemente, a areia começa a dilatar, provocando uma deformação por endurecimento até atingir a rotura (Ishihara, 1996). Segundo Ishihara (1996) as amostras com densidade moderada apresentam uma rotura induzida por liquefação por fluxo mas com deformações limitadas.

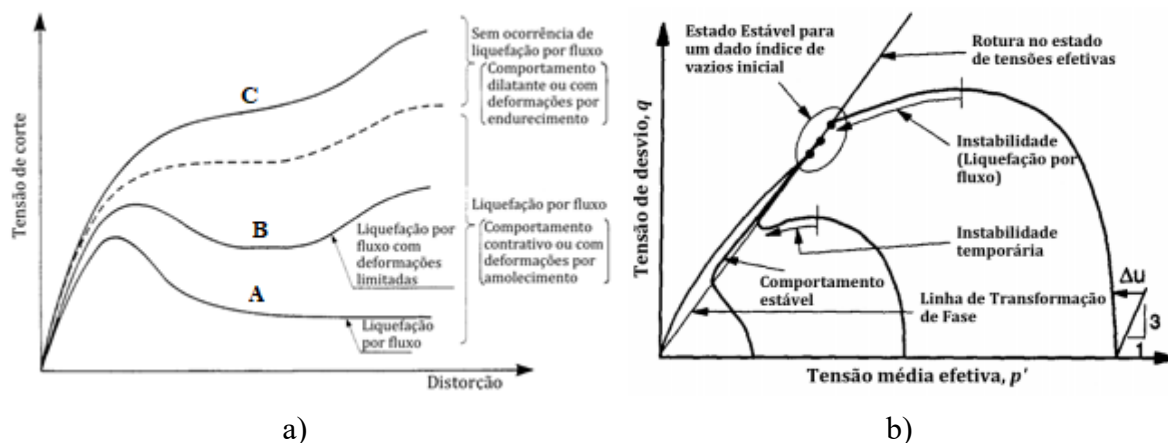


Figura 3.5-Comportamento típico de areias saturadas submetidas a ensaios de compressão triaxial monotónica em condições não drenadas: a) comportamento tensão-deformação (Ishihara, 1994 adaptado por Araújo Santos, 2015); b) trajetória de tensões (Yamamuro e Lade, 1998 adaptado por Araújo Santos, 2015).

3.3.1 Estado crítico de areias

Para uma melhor compreensão e exemplificação do comportamento de areias quando submetidas a carregamentos triaxiais monotónicos em condições não drenadas, são utilizados os resultados dos ensaios da areia de Toyoura apresentados por Ishihara (1996). Embora o método de deposição e preparação de amostras seja diferente ao realizado na presente dissertação, onde se utilizou a deposição gravitacional em meio seco, ao invés da deposição por via húmida, todos os resultados dos ensaios realizados tendem a apresentar comportamento idêntico.

Começando por analisar o gráfico tensão-deformação para amostras soltas, com $D_r = 16\%$, da Figura 3.6 a) pode verificar-se um pico, correspondendo a tensão de desvio de pico. Esta tensão de pico é tanto maior quanto maior é a tensão de confinamento, sendo atingido para deformações axiais mais pequenas (Ishihara, 1996). Apesar das grandes diferenças observadas para extensões mais pequenas, é de notar que todas as amostras caminham para um estado idêntico a grandes deformações ($\epsilon_{ax} = 25\%$), permanecendo a tensão de corte constante apesar da amostra continuar a deformar (Araújo Santos, 2015). Segundo Castro (1975) e Castro e Poulos (1977) quando uma amostra se deforma continuamente mantendo o volume e a tensão de corte constantes, é atingido um novo estado denominado por estado estável ou crítico de areias. As duas denominações mencionadas referem-se ao mesmo estado, no entanto, em publicações mais antigas é frequentemente designado por estado estável de areias. Para simplificar a compreensão será utilizada uma única denominação, assim à luz dos conhecimentos atuais, o estado em que a areia se deforma continuamente será designado por estado crítico de areias. Uma das características observadas nesta série de ensaios é que a trajetória de tensões sobe para a direita após a tensão de corte atingir um valor mínimo, valor mínimo este que segundo Ishihara *et al.* (1975) corresponde ao estado de transformação de fase. Este ponto define um estado transitório no comportamento da areia consistindo numa mudança de um comportamento de contração para um comportamento dilatante (Ishihara, 1996). Ainda segundo este autor, no caso de areias mais soltas com densidades relativas inferiores a 16%,

não existe um comportamento dilatante e, neste caso, o estado de transformação de fase coincide com a linha de estado crítico.

No caso de amostras com densidades moderadas, como exemplificado na Figura 3.6 b), com $D_r=38\%$, o comportamento observado no que diz respeito à influência da tensão de confinamento sobre a resposta na curva tensão-deformação e a pressão dos poros, é idêntico ao que acontece nas amostras mais soltas (Ishihara, 1996).

Relativamente às amostras mais densas como no caso da Figura 3.6 c), com $D_r= 64\%$, o comportamento é diferente ao apresentado anteriormente. Para os patamares alcançados para grandes deformações onde as amostras continuam a deformar-se sem variação de tensão de corte, é visível que a tensão de corte neste estado não depende da tensão de confinamento inicial, mas sim unicamente do índice de vazios inicial (Araújo Santos, 2015). Estas amostras densas apresentam um comportamento inicial de contração, dilatando posteriormente até atingir uma tensão de corte constante para grandes deformações.

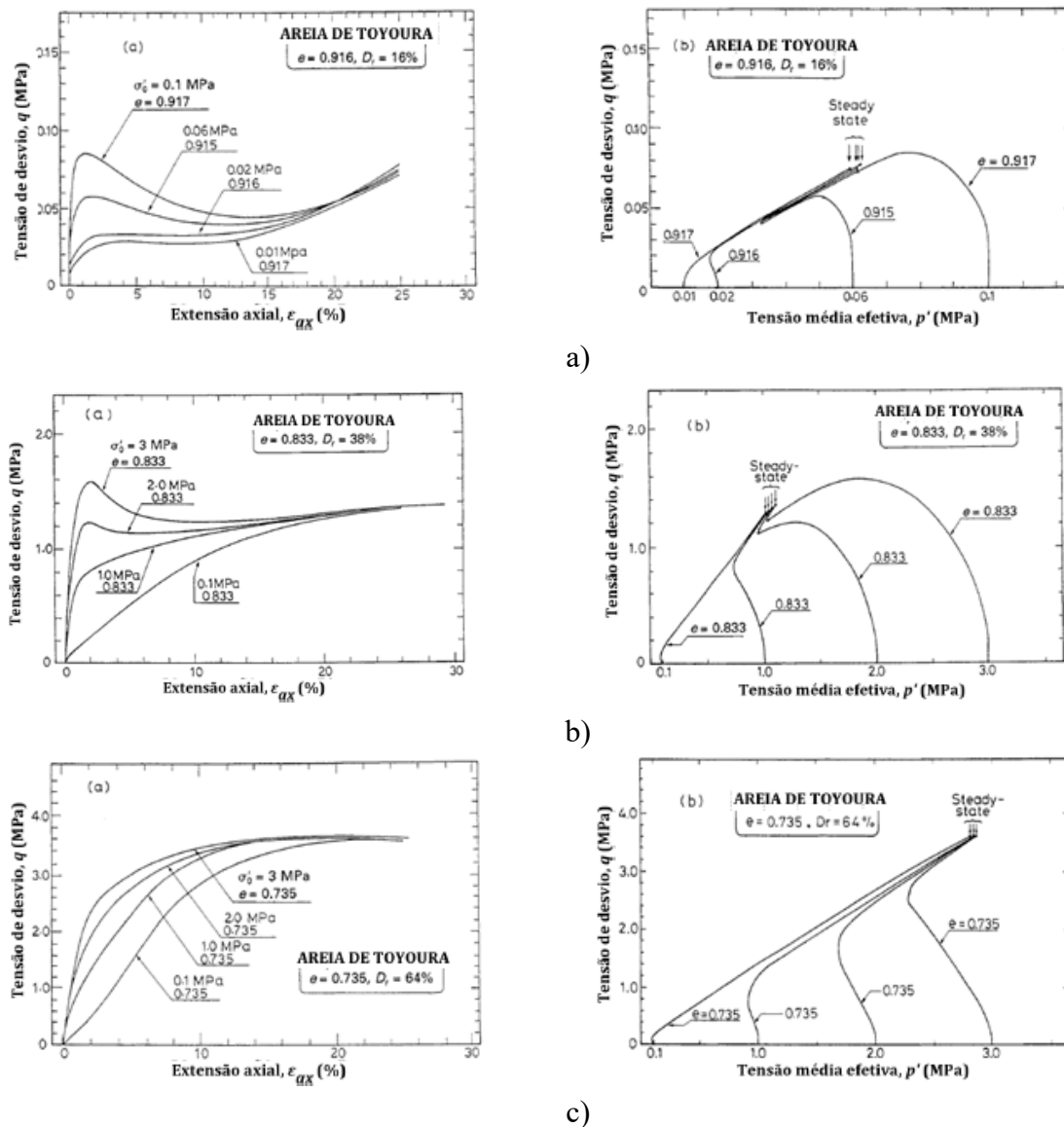


Figura 3.6-Curvas de tensão-deformação e trajetórias de tensões de ensaios de compressão triaxial monotónica em condições não drenadas sobre a areia de Toyoura (adaptado de Ishihara, 1996): a) amostras soltas; b) amostras medianamente compactas; c) amostras densas.

Através de ensaios triaxiais cíclicos e estáticos realizados por Castro (1969) em amostras consolidadas isotropicamente e anisotropicamente foram observados três tipos diferentes de comportamento tensão-deformação como demonstrado na Figura 3.7. Amostras pouco densas, à semelhança das conclusões observadas por Ishihara (1996), apresentaram um pico de resistência a pequenas deformações, caminhando para uma tensão de corte constante para grandes deformações. Este tipo de comportamento é designado por liquefação por fluxo (Kramer, 1996). Segundo Kramer (1996), as amostras densas, como referido anteriormente, apresentam um comportamento de contração inicial, dilatando até atingir uma tensão de corte constante a grandes deformações. No caso de densidades moderadas a areia apresenta um comportamento de contração até a um valor mínimo, correspondendo este valor mínimo ao estado de transformação de fase e posteriormente apresenta um comportamento de dilatação. Segundo Kramer (1996) este comportamento é designado por liquefação limitada.

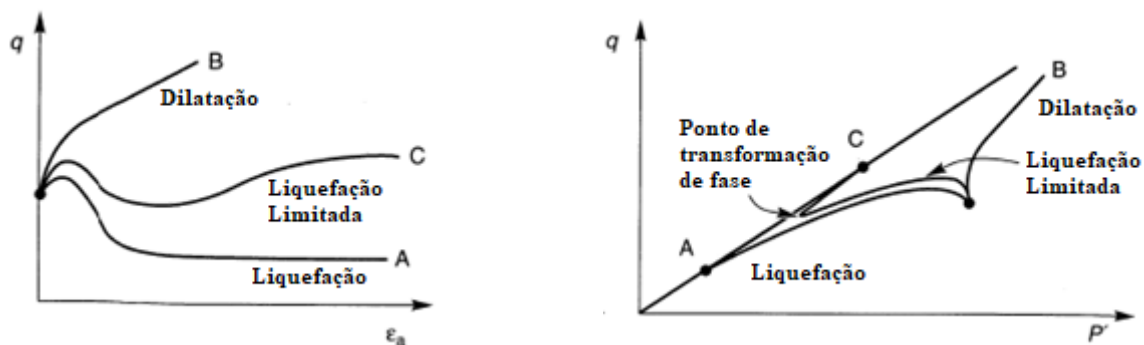


Figura 3.7-Liquefação, liquefação limitada, e dilatação em testes de carregamento monotónico (adaptado de Kramer, 1996).

Segundo Kramer (1996) a linha de estado crítico (LEC) é útil para identificar condições sob as quais um determinado solo pode ser ou não suscetível à liquefação por fluxo (Figura 3.8). Solos cujo seu estado inicial se encontra abaixo da linha (LEC) não são suscetíveis à liquefação por fluxo. Pelo contrário, um solo que apresente um estado inicial acima da linha (LEC) é suscetível à liquefação por fluxo somente se a tensão de corte exceder a força do estado crítico (ou residual).

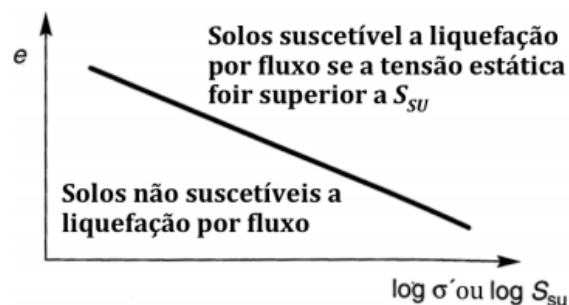


Figura 3.8-Suscetibilidade de ocorrência de rotura associada a fenómenos de liquefação, através da linha do estado crítico (adaptado de Kramer, 1996).

Sabendo que o estado crítico é atingido apenas para muito grandes deformações, onde o solo deforma continuamente com uma tensão de corte constante, tensão efetiva de confinamento, volume e velocidade constantes, considera-se que a deformação apenas depende da densidade do solo (Kramer, 1996). Assim sendo, segundo Kramer (1996), o lugar geométrico dos pontos

que descrevem a relação entre a razão de vazios e a pressão efetiva de confinamento no estado estável designa-se por linha de estado crítico (LEC), embora o autor na sua publicação referir-se a esta linha como linha do estado estável, e pode ser observada numa curva tridimensional $e-\tau-\sigma'$ (Figura 3.9a)) ou no espaço $e-p'-q$.

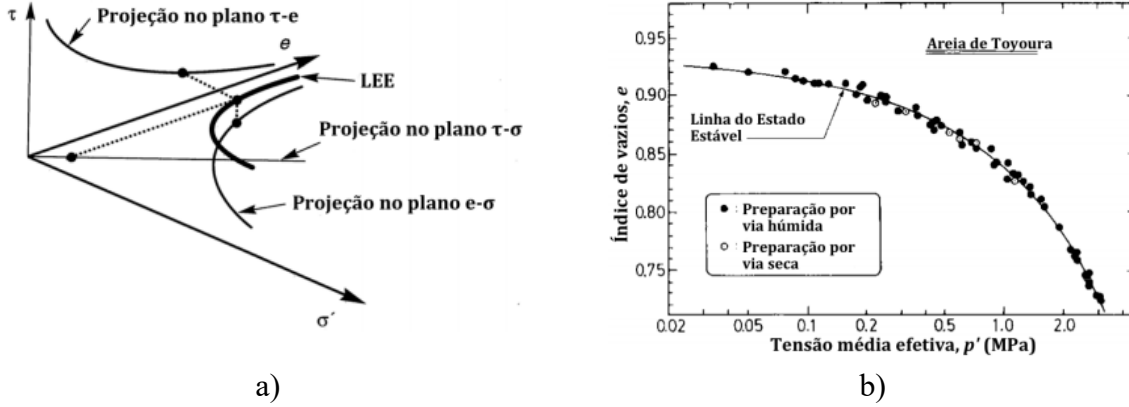


Figura 3.9-a) Curva do Estado Estável no espaço $e-\tau-\sigma'$ (adaptado de Kramer, 1996); b) Forma da LEE no plano $e-\log(\sigma')$.

Segundo Kramer (1996) a representação mais comum da LEC é feita no plano $e-\log(\sigma')$, como representado na Figura 3.9b). Diversos autores (Been e Jefferies, 1985; Mohamed e Dobry, 1986; Been *et al.*, 1991) defendem que a projeção da LEC no plano $e-\log(\sigma')$ é uma linha reta, enquanto outros (Verdugo e Ishihara, 1996; Riemer e Seed, 1997) defendem que a LEE apresenta uma curvatura de 2ª ordem.

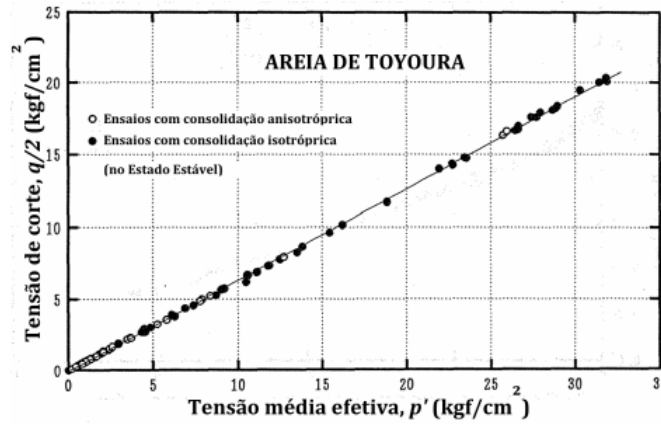


Figura 3.10-Representação linear da LEE no plano $p'-q/2$ (adaptado de Verdugo, 1992).

Nos planos de tensões ($q-p'$, $\tau-\sigma'$ ou outras representações equivalentes), a projeção da LEC é sempre uma linha reta como mostra a Figura 3.10 relativamente à areia de Toyoura (Araújo Santos, 2015). Segundo Schofield e Wroth (1968) a projeção da LEC no plano das tensões permite calcular o ângulo de resistência ao corte na areia no Estado Crítico a partir da relação entre este parâmetro de resistência e o declive da Linha do Estado Crítico (M_{EC}) através da Equação 3.3.

$$M_{EC \text{ Compressão}} = \left(\frac{q}{p'} \right)_{EC} = \frac{6 \sin \phi'_{EC}}{3 - \sin \phi'_{EC}} \quad [3.3]$$

3.3.2 Estado Transformação de Fase

Considerando os resultados obtidos na Figura 3.6 b) e c) no que diz respeito às trajetórias de tensões, qualquer que seja a tensão de confinamento inicial, a areia exibe inicialmente um comportamento contrativo e, com o desenvolver das deformações, verifica-se uma alteração de comportamento de deformação por amolecimento para endurecimento (Araújo Santos, 2015). Segundo Ishihara *et al.* (1975) o estado em que ocorre a mudança de comportamento designa-se Estado de Transformação de Fase (ETF). Assim sendo, este ETF define-se por um estado limite para o qual, em descarga, o comportamento sólido do solo é perdido, transformando-se num estado liquefeito (Ishihara *et al.* 1975).

Pela análise da Figura 3.5 b), e considerando apenas as trajetórias de tensões com menor tensão efetiva inicial, é possível definir uma envolvente que considere todos os Estados de Transformação de Fase que ocorrem para um valor mínimo de p' (Taborda, 2011). A envolvente que passa na origem do referencial, é designada Linha de Transformação de Fase (LTF). Como a passagem de comportamento contrativo a dilatante força a areia a exibir variações volumétricas nulas, é sugerido que no plano $q-p'$, como é demonstrado na Figura 3.5 b) (Araújo Santos, 2015), a LTF coincida com a projeção da LEC neste mesmo plano (Coelho, 2007). Pode considerar-se, desta forma, que o declive da LTF e respetivo ângulo de resistência ao corte deste estado (ϕ'_{TF}), são frequentemente considerados iguais ao referente à LEC. Segundo diversos autores (Ishihara *et al.*, 1975; Vaid e Chern, 1983a; Vaid *et al.*, 1990; Lade e Ibsen, 1997), ao serem coincidentes no plano $q-p'$, têm muitas propriedades semelhantes às referidas para a LEC, nomeadamente a sua independência do coeficiente de impulso em repouso, densidade relativa, do grau de sobreconsolidação, do modo e tipo de carregamento.

Segundo Alarcon-Guzman *et al.*, (1988) e confrontando as trajetórias de tensões e as curvas de tensão-deformação ilustradas na Figura 3.5, verifica-se que as amostras que demonstram comportamentos com deformações por amolecimento, com rotura induzida por liquefação por fluxo atingem o Estado Crítico e o Estado de Transformação de Fase simultaneamente. Tal situação ocorre a amostras muito soltas ou amostras densas com tensões efetivas iniciais elevadas, como referido no início da presente secção. No que diz respeito a amostras que apresentem deformações limitadas aquando a liquefação de fluxo, apresentam um valor de resistência mínima correspondente à resistência mínima transitória no Estado de Transformação de Fase, apresentando posteriormente um comportamento dilatante com o aumento das deformações até atingir o Estado Crítico.

3.3.3 Estado Quase-Estável de areias

Segundo Alarcon-Guzman *et al.* (1998) o estado onde se atinge a resistência mínima transitória denomina-se Estado Quase-Estável de areias (EQE). Uma vez que este estado ocorre na resistência mínima transitória, coincide com o Estado de Transformação de Fase (ETF), correspondendo assim a um caso particular do ETF (Araújo Santos, 2015). Segundo Ishihara (1996) no EQE ocorre uma redução temporária de tensões de corte durante um intervalo limitado de deformações distinguindo-se deste modo do EC que é apenas alcançado para níveis de deformação muito elevados (Figura 3.11b). Uma vez que são coincidentes no plano $q-p'$, raramente é apresentada a linha do Estado Quase-Estável (LEQE), sendo o lugar destes estados

representados pela LTF (Figura 3.11a), no entanto também é usual representar a LEQE no plano $e-p'$ juntamente com a projeção da LEC (Figura 3.11c).

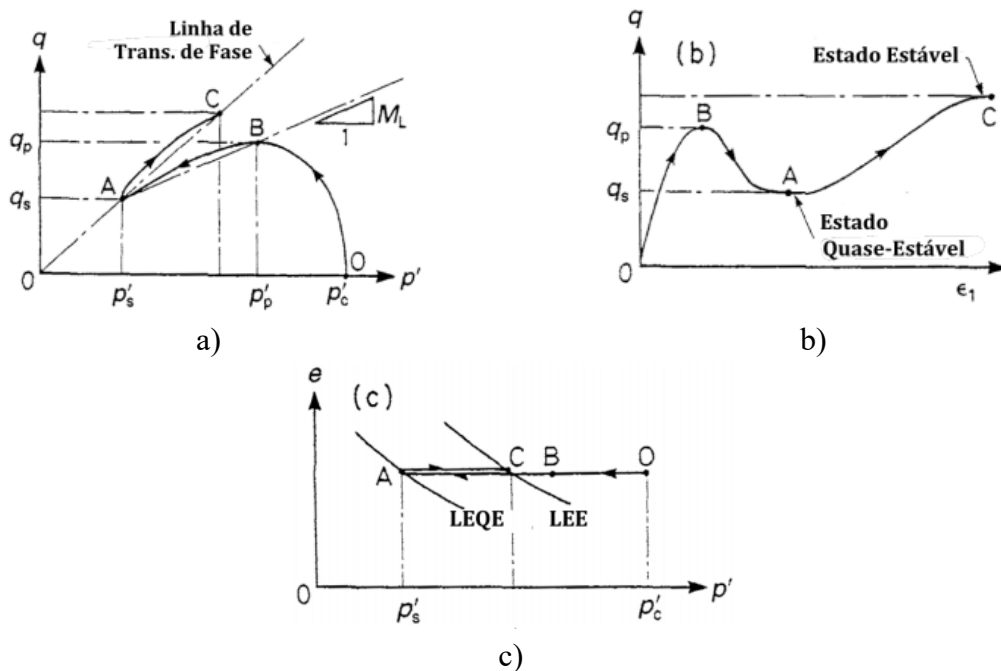


Figura 3-11-Estados notáveis do comportamento de areias (adaptado de Ishihara, 1996): a) curva tensão-deformação; b) projeção da LTF no plano $q-p'$; c) projeções das LEQE e LEE no plano $e-p'$.

3.3.4 Parâmetro de Estado

Um solo é um material que existe em vários estados. Assim sendo, para caracterizar um determinado solo torna-se imprescindível definir uma medida que defina esse estado. Uma das medidas que definem o estado de um determinado solo é a densidade relativa (Been e Jefferies, 1985). As densidades máxima e mínima definem condições de referência e a densidade relativa é uma medida de estado da areia em relação a essas condições de referência Been e Jefferies, 1985). Segundo Kramer (1996), a natureza da Linha do Estado Crítico demonstra as limitações da aplicabilidade de medidas absolutas como a densidade relativa (ou o índice de vazios) e o estado de tensão efetiva. Analisando a Figura 3.8, é possível confirmar que para o mesmo índice de vazios, o solo apresenta comportamentos diferentes, podendo ou não sofrer liquefação por fluxo (Kramer, 1996). Para tensões mais elevadas o solo é suscetível à liquefação por fluxo enquanto que, para tensões menores, não é suscetível. Todavia, independentemente dos valores iniciais e das características da areia, o comportamento da areia pode ser idêntico desde que a proximidade das suas características iniciais a um estado de referência seja idêntico (Kramer, 1996).

O objetivo da utilização de um conceito de estado, que descreve as condições físicas ao contrário das características intrínsecas do material, deve-se ao facto de muitas propriedades do material variarem consoante o seu estado, considerando-se, este conceito de estado, um bom parâmetro para descrever o comportamento do solo (Coelho, 2007)

Segundo Been e Jefferies (1985) o parâmetro de estado (ψ) é uma das primeiras soluções para normalizar o comportamento das areias, tendo a LEC como referência. O parâmetro de estado define-se como uma medida de desvio (Equação 3.4), sendo traduzido como a diferença entre

o índice de vazios inicial (e_0) e o índice de vazios no Estado Crítico (e_{EC}) para uma determinada tensão inicial, aqui definida pelo primeiro invariante de tensão (I_1) ou seja, a tensão média efetiva inicial (p'_0), (Araújo Santos, 2015). Para Been e Jefferies (1985) o uso do Estado Crítico deve-se à sua unicidade contrariamente à linha de consolidação virgem (LCV) que para areias, não é única, pois depende do índice de vazios inicial (Ishihara, 1993). A Figura 3.12 demonstra graficamente a definição do parâmetro de estado.

O parâmetro de estado depende das características da própria areia, na medida em que as propriedades mecânicas da areia são influenciadas por variações de volume durante o ensaio e não pela tensão de confinamento ou índice de vazios inicial (Been e Jefferies, 1985). Segundo estes autores a dimensão da dilatação é que determina a resistência e não o índice de vazios ou densidade relativa que o solo possuía quando ocorreu a dilatação.

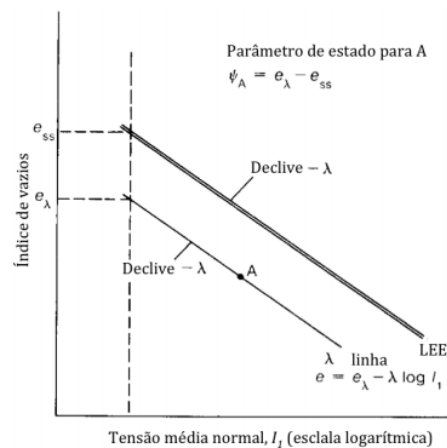


Figura 3.12-Definição do parâmetro de estado para a caracterização do comportamento de areias (Been e Jefferies, 1985 e adaptado por Araújo Santos, 2015).

$$\psi = e_0 - e_{EC} \quad [3.4]$$

Consoante os valores de ψ obtidos, pode então definir-se que (Been e Jefferies, 1985):

- para estados iniciais positivos ($\psi > 0$), o solo exibe um pico na tensão de corte seguido de uma acentuada redução das tensões de corte;
- para estados iniciais negativos ($\psi < 0$), o solo não exibe qualquer pico e dilata até atingir a envolvente de rotura;
- independentemente do estado de tensão inicial, a trajetória de tensões efetivas é idêntica em forma até uma razão de tensões ligeiramente inferior à envolvente de rotura. No Estado de Transformação de Fase, o corrente estado irá influenciar o que acontece para grandes deformações tanto para contração ou dilatação. No caso de amostras com parâmetro de estado negativo têm sempre um estado negativo na transformação de fase, por outro lado, amostras com parâmetro de estado positivo e elevado têm sempre um estado positivo na transformação de fase. No entanto no caso do parâmetro de estado ser positivo mas com valor reduzido, pode ter um estado negativo na transformação de fase e exibir comportamento dilatante para grandes deformações.

3.3.5 Fatores que influenciam o Estado Crítico

O estado crítico de areias é um assunto muito discutido e trabalhado entre diversos investigadores. Sendo um assunto que origina várias perspetivas e abordagens, torna-se por isso difícil chegar a um consenso para definir os principais fatores que influenciam a resistência ao corte das areias para grandes deformações. Kang *et al.*, (2019) realizou uma revisão sobre os fatores que influenciam a medição do estado crítico (Quadro 3.1).

Quadro Error! No text of specified style in document..2-Fatores que influenciam o Estado Crítico (adaptado de Xin Kang *et al.*, 2019).

Influência	Fatores
Não tem efeito	Condições de drenagem; Estrutura inicial; Estado inicial.
Efeito significativo	Nível de tensão; Dimensão das partículas; Extensão ou Compressão; Rotação de tensões; Teor de finos; Índice de vazios; Quebra de partículas; Distribuição granulométrica.
Efeito reduzido	Índice de deformação; Tipo de carga; Histórico de consolidação.
Pouco claro	Dimensão da amostra.

Segundo Castro *et al.* (1982) o efeito do tamanho das partículas e do tamanho da amostra, afeta significativamente a posição do ponto crítico na LEC. De salientar que a dimensão dos grãos e a sua angularidade são fatores importantes a considerar, pois foi demonstrado que variações na distribuição dos grãos (mantendo a angularidade constante) resultam em mudanças significativas na posição, mas não na inclinação da LEC (Kang *et al.*, 2019). Este autor defende que, embora o tamanho da amostra apresente uma grande contribuição para a LEC, o seu efeito não é claro pois algumas amostras tendem a produzir resultados conservadores, enquanto outras o contrário.

Vaid *et al.* (1990) demonstrou que trajetórias de extensão ou de compressão em areias originam LEC diferentes para cada situação. Segundo Kuerbis *et al.* (1988) e Vaid *et al.* (1990), existem diferenças muito grandes entre a extensão e a compressão devido à anisotropia inerente, daí produzirem LEC diferentes. Resultados dos ensaios de Riemer *et al.* (1997) e Vaid e Chern (1985) indicam que amostras submetidas a ensaios de extensão apresentam um pior comportamento a grandes deformações do que as submetidas a compressão. Been *et al.* (1991) complementou esta conclusão ao descobrir que há um amolecimento maior nos ensaios de extensão do que nos de compressão.

Been and Jefferies (1985) investigaram a influência de finos na LEC, chegando à conclusão que a LEC aumenta com o aumento da percentagem de finos, o que origina uma maior compressibilidade com o aumento do teor de finos. Na Figura 3.13 está representado a percentagem de finos, assim como o aumento do declive da LEC com o aumento da percentagem de finos.

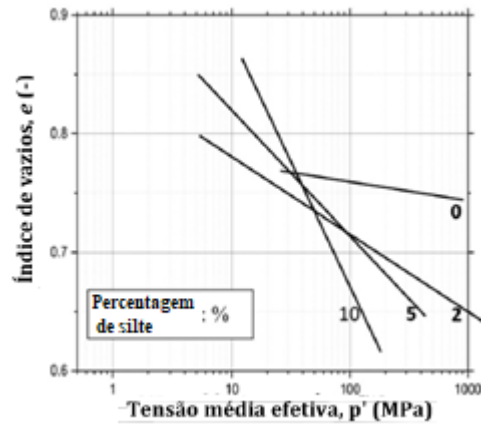


Figura 3.13-Linha do Estado Crítico com diferentes percentagens de finos (adaptado de Been e Jefferies, 1985).

Symes *et al.*, (1984) aplicou direções de carregamento diferentes a uma amostra solta de areia anisotropicamente consolidada, tendo concluído que a rotura da areia durante a dilatação variava com as direções do carregamento, como é demonstrado na Figura 3.14. Por sua vez amostras carregadas com maior tensão vertical foram mais rígidas e romperam com um valor mais elevado de q/p' . Assim sendo a rotação da tensão (representada pelo carregamento na direção α) é um fator que determina o comportamento das areias (Schofield e Wroth 1968; Atkinson e Bransby 1978; Been e Jefferies *et al.* 1991; Wood 1991; Zhang *et al.* 2013).

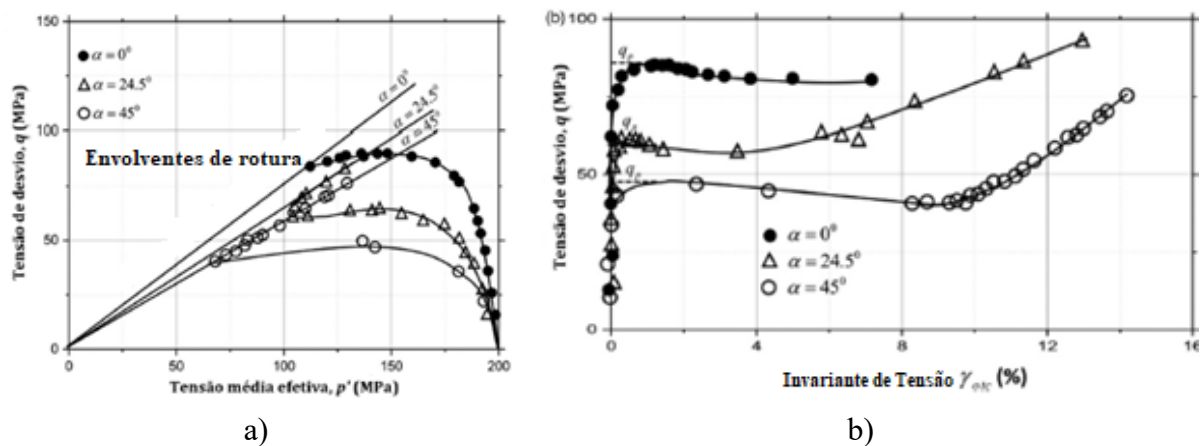


Figura 3.14-Carregamento em diferentes direções: a) Trajetória de tensões efetivas; b) Comportamento tensão-deformação (Symes *et al.*, 1984).

Castro (1969) afirma que a taxa de deformação controla a estrutura de fluxo da amostra no Estado Crítico. Assim sendo, diferentes taxas de deformação provocaram um Estado Crítico diferente na mesma amostra. De igual modo, o fenómeno de liquefação “Kink” proposto por Alarcon-Guzman *et al.*, (1988) também demonstra indiretamente que o Estado Crítico está relacionado com a taxa de deformação, mas pode variar com diferentes tipos de carregamento. No entanto, Hunger e Morgenstern (1984) afirmam que durante os fluxos mais rápidos os materiais comportam-se como fluidos de fricção, indicando que a taxa de deformação tem um efeito menor na resistência ao corte em materiais granulares. Embora os autores anteriores acreditam que a taxa de deformação tem impacto sobre a posição da LEC, Been *et al.*, (1991) realizaram ensaios com tensões controladas em amostras contractivas não drenadas. Nestes

ensaios não foram observadas diferenças significativas, indicando que o efeito da taxa de deformação é pequeno para a areia testada. Em suma, tanto os testes com tensões controladas como com deformações controladas dependem da taxa de deformação. Em teoria, se o carregamento é suficientemente lento ou a taxa de deformação é suficientemente rápida, as duas condições devem dar os mesmos resultados.

Para avaliar a influência das condições de drenagem em relação ao Estado Crítico Kang *et al.*, (2019) testaram amostras igualmente preparadas em condições drenadas e não drenadas, tendo concluído que independentemente das condições de drenagem, não existe influência no Estado Crítico nem na localização da LEC.

Analisando todos estes aspetos é possível concluir que apenas alguns parâmetros terão efeito significativo no Estado Crítico. O índice de vazios crítico é um aspeto importante para a determinação do Estado Crítico, assim como a percentagem de finos, que provoca um aumento da LEC com o aumento do teor de finos (Kang *et al.*, 2019).

3.4 Areias contaminadas com finos

Nesta secção serão apresentados alguns aspetos importantes no estudo do efeito da adição de finos no comportamento não drenado de areias. É feita uma primeira abordagem que incide na forma como os finos influenciam a estrutura da areia e, posteriormente, o comportamento monotónico de areias contaminadas com finos, em condições não drenadas.

3.4.1 Efeitos dos finos na estrutura da areia

Ao longo dos tempos tem sido reconhecido que a adição de finos na areia afeta a estrutura interna do solo. Terzaghi em 1956, sugeriu que partículas de silte adicionadas à areia poderiam criar uma estrutura “metaestável”, ou seja, que apresente um estado de equilíbrio aparente, embora seja capaz de mudar para um estado mais estável (Yamamuro e Covert, 2001). Estudos posteriores que incluíram ensaios monotónicos nas areias do Nevada e Ottawa contaminadas com finos indicaram que a estrutura por Terzaghi era plausível. Através destes ensaios foi possível concluir que uma areia solta contendo uma pequena percentagem de finos era mais compressível, particularmente em baixas tensões de confinamento, do que a própria areia limpa. Este aumento de compressibilidade foi associado a uma estrutura de solo “metaestável” como indicado na Figura 3.15.

Outros estudos incidiram na relação entre a percentagem de finos que a areia contém e os índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$), que estão relacionados com estruturas mais soltas e mais densas respetivamente. Os ensaios realizados com a areia de Cambria (mal graduada) demonstra que os índices de vazios máximo e mínimo tendem a diminuir à medida que a percentagem de finos adicionada à areia aumenta. Este decréscimo tende a ocorrer até percentagens de finos compreendidas entre os 20% e 40% (Lade *et al.*, 1998). No caso de solos arenosos no estado natural, a diminuição do índice de vazios não é tão notória. Neste caso quando se adicionam finos em percentagens compreendidas entre os 0% e os 30%, os índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) tendem a aumentar com a adição dos finos (Cubrinovski e Ishihara, 2002). No entanto, é de notar que a adição de finos por si só não é

totalmente responsável pela alteração dos índices de vazios do solo, existe outros fatores, como as propriedades dos tamanhos dos grãos e a angularidade das partículas, que também contribuem para a alteração dos índices de vazios. Apesar disto, a adição de finos à areia tem claramente algum efeito nos índices de vazios do solo, o que significa que a estrutura interna da areia também é afetada com a sua adição.

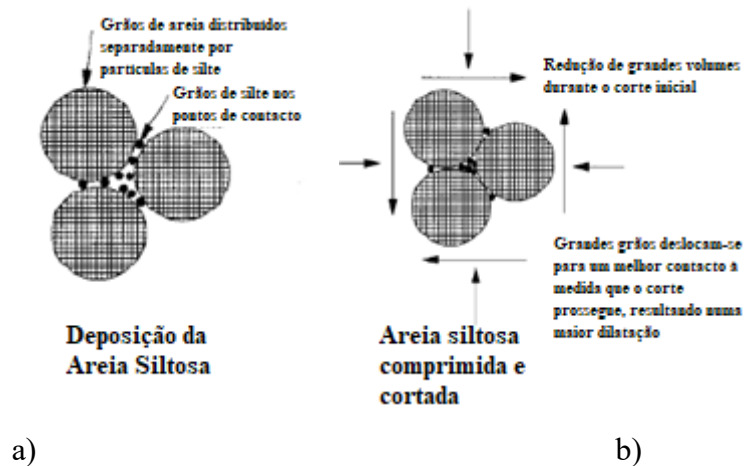


Figura 3.15-Esquema da areia solta e partículas finas. a) solo no estado solto; b) solo comprimido (adaptado de Yamamuro e Lade, 1997).

Outro aspeto a ter em consideração é saber qual a influência dos finos no esqueleto sólido do solo. Segundo Thevanayagam (1998) quando um solo é carregado, as forças são transferidas e sustentadas através de uma cadeia de forças interna que opera a diferentes níveis de escala. Sabendo que a areia com finos apresenta uma vasta gama de tamanho de grãos, é possível que as partículas mais pequenas não participem (ou estejam inativas) na estrutura de força do solo durante o carregamento, pois podem acumular-se no espaço vazio criado pelos de grãos de maiores dimensões. Através de ensaios realizados com a areia Ottawa C-109, Shen *et al.*, (1977), assumem que os finos se situavam dentro dos espaços vazios criados pelos grãos de areia e não contribuem para aumentar a resistência ao corte das amostras testadas.

3.4.2 Comportamento não drenado de areias com finos

As primeiras investigações realizadas para compreender o comportamento da areia com finos quando submetidas a carregamentos monotónicos, consistiram em contaminar a areia com diferentes percentagens de finos não plásticos, avaliar o seu comportamento individual e posteriormente comparar todos resultados. Segundo ensaios de carregamento monotónico realizados por Pitman *et al.*, (1994) na areia Ottawa C-109, contaminada com diferentes percentagens de finos de sílica não plástica, foi possível concluir que à medida que a percentagem de finos aumenta a areia apresenta um comportamento mais dilatável. De igual modo, os ensaios monotónicos realizados na areia Brenda 20/200 por Vaid (1994) concluíram que à medida que a percentagem de finos aumenta a areia apresenta um comportamento mais dilatável. Mais recentemente Jradi (2019) chegou a conclusões semelhantes, demonstrando que para areias com densidade relativa média, o aumento da percentagem traduz-se num comportamento mais dilatável, como demonstrado na Figura 3.16. Com o comportamento mais dilatável, devido ao aumento da percentagem de finos, o referido autor pode concluir que a resistência à liquefação aumentou com a adição de finos não plásticos.

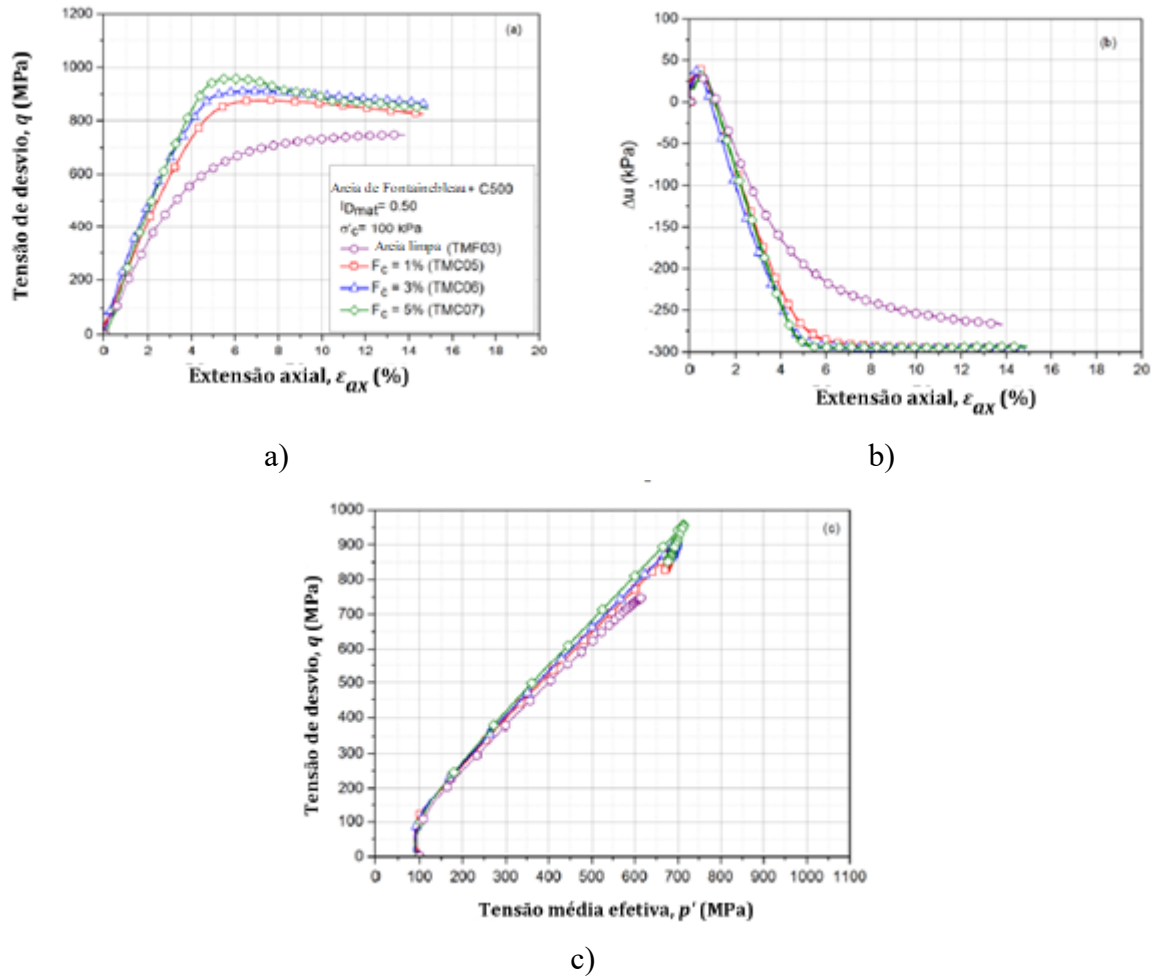


Figura 3.16-Influência de finos não plásticos no comportamento mecânico da areia Fontainebleau de densidade média: a) gráfico (q - ε_a); b) gráfico (Δu - ε_a); c) gráfico (q - p') (adaptado de Jradi, 2019).

Por oposição, Lade e Yamamuro (1997), realizaram ensaios de compressão axial com as areias de Nevada e Ottawa contaminadas com finos não plásticos de Nevada, concluindo que as amostras testadas atingiram um pico de tensão mais baixo e exibiram um comportamento mais contrativo à medida que a percentagem de finos ia aumentando. Posto isto, o comportamento da areia do Nevada e Ottawa contaminada com finos foi contrário ao que se observou para a areia de Ottawa C-109 e Brenda 20/200.

Mais recentemente Bensoula *et al.*, (2014) realizaram ensaios triaxiais de compressão monotónica em areias contaminadas com finos não plásticos. O método utilizado na preparação de amostras foi a pluviação por via seca, no sentido de reproduzir o seu desempenho *in situ*. Nos ensaios foram testadas amostras com densidades relativas de 15% e 55%, contaminadas com percentagens de finos que variavam entre 0% e 30%, com uma tensão de consolidação de 100 kPa. Foi possível concluir que o aumento da percentagem de finos leva a uma diminuição da tensão de desvio. Esta diminuição provém do papel dos finos na redução da dilatação do solo, amplificando a fase de contração da areia contaminada e levando a uma diminuição da tensão efetiva de confinamento e consequentemente a uma diminuição da tensão de pico da areia contaminada. Estes resultados estão em conformidade com diversos autores (Lade e Yamamuro (1997), Shen et al. (1977), Troncoso e Verdugo (1985), Koester (1994) e Kokusho et al., (2014)). Segundo os ensaios realizados por Karimian et al., (2018) à medida que a

percentagem de finos aumenta a areia tende a contrair mais numa fase inicial, estando em conformidade com os autores supramencionados, embora que, quando a tensão de consolidação aumenta essa contração não seja tão expressiva, como é demonstrado na Figura 3.17.

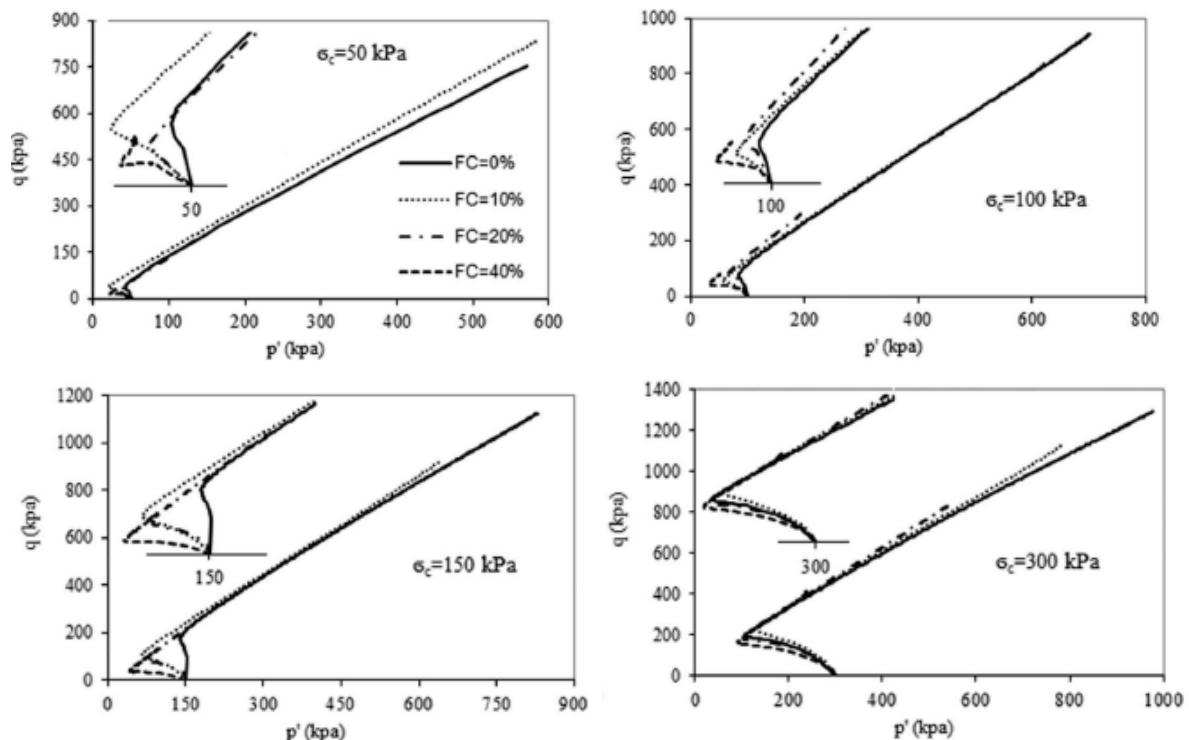


Figura 3.17-Trajetórias de tensões de ensaios triaxiais com carregamento monotónico em condições não drenadas de areia contaminada com finos, para diferentes tensões de consolidação. (Karimian *et al.*, 2018).

3.5 Fenómenos da liquefação

A liquefação é considerada um dos tópicos mais relevantes, complexos e controversos na Engenharia Civil e Geotécnica (Kramer, 1996). De uma forma simplista, a liquefação define-se como o surgimento de altas pressões intersticiais de água nos poros que originam a anulação das tensões efetivas do solo. Os seus efeitos devastadores podem afetar superestruturas e infraestruturas de diferentes maneiras (Araújo Santos, 2011).

O fenómeno da liquefação caracteriza-se pela alteração do comportamento sólido da areia, para um comportamento semelhante a um líquido (Ishihara *et al.*, 1993). Esta alteração é impulsionada pelo desenvolvimento de elevadas pressões intersticiais em solos granulares sob carregamentos estáticos ou cíclicos em condições não drenadas (Araújo Santos, 2015). Todavia, utiliza-se o termo liquefação para explicar fenómenos que envolvem deformações em maciços terrosos, quando sujeitos a solicitações monotónicas ou dinâmicas, em solos granulares e em condições não drenadas. No entanto, não é correto generalizar esses fenómenos e classificá-los de liquefação, pois qualquer que seja o fenómeno observado resulta sempre da geração de pressão de água nos poros e, consequência disto, uma redução das tensões efetivas resultante da tendência de densificação de solos granulares sujeitos a solicitações rápidas (Kramer, 1996). Perante esta generalização do conceito de liquefação, é importante limitar e delinear restrições, para que, apenas os fenómenos que cumpram tais imposições, possam ser classificados como

liquefação. Assim segundo Boulanger (2005), os fenómenos relacionados com a liquefação podem ser classificados:

- (i) os efeitos observados *in situ*, tais como vulcões de areia ou grandes deformações do terreno ou das estruturas nele assentes;
- (ii) a razão (r_u) entre o excesso de pressão de água nos poros e a tensão vertical efetiva inicial em ensaios laboratoriais elementares cíclicos não drenados, sendo que ocorre liquefação quando $r_u=1$ onde:

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_0}$$
- (iii) as deformações medidas em ensaios laboratoriais elementares cíclicos em condições não drenadas (a liquefação inicia-se para um valor de dupla amplitude de 5%)
- (iv) o comportamento não drenado de areias que depende do comportamento tensão-deformação sob ações monotónicas e das magnitudes das tensões de corte estáticas e dinâmicas impostas à amostra durante o carregamento.

Segundo Coelho (2007) não existe uma definição única para o fenómeno da liquefação, devido à sua variedade de aplicação. De facto, pode tratar-se de um ensaio laboratorial ou uma situação de campo, incluindo problemas que têm características muito particulares e diferentes entre si. Assim o referido autor defende que uma definição, geral e qualitativa, para o fenómeno de liquefação induzidas por sismos poderia ser a do fenómeno capaz de produzir grandes deformações no terreno associado a uma significativa degradação das características mecânicas dos solos granulares devido à geração do excesso de pressão de água nos poros resultante da ação cíclica produzida por sismo em condições pelo menos parcialmente não drenadas.

Como já referido anteriormente, e segundo Kramer (1996) a produção de excesso de pressão de água nos poros sob condições não drenadas é uma condição registada em todos os fenómenos de liquefação. A tendência de solos secos granulares densificarem-se quando sujeitos a uma carga estática ou cíclica, é uma consequência já conhecida. Quando estes solos estão saturados, o carregamento rápido ocorre em condições não drenadas, de modo a que a tendência para a densificação faz com as pressões de água nos poros aumentem e as tensões efetivas diminuam (Kramer, 1996). Este autor refere igualmente que os fenómenos de liquefação que resultam deste processo podem ser divididos em dois grupos principais: liquefação de fluxo e mobilidade cíclica.

3.5.1 Liquefação por fluxo

A liquefação por fluxo ocorre com menos frequência que a mobilidade cíclica mas os seus efeitos são mais devastadores (Araújo Santos, 2011). Kramer (1996) afirma que este fenómeno pode ocorrer quando a tensão de corte requerida para o equilíbrio estático duma massa de solos (tensão de corte estática) é superior à tensão resistente do solo no estado liquefeito. Ou seja, este fenómeno consiste numa transformação do estado do solo, que inicialmente se comportava como um sólido e rapidamente passa a comportar-se como um líquido. Esta mudança de estado ocorre quando são gerados excessos de pressão intersticial positivos na água que preenche os vazios intersticiais. Em condições drenadas, este excesso de pressão neutra viria a dissipar-se

com a expulsão da água do solo, mas em condições não drenadas a água não tem forma de sair, logo não se pode dissipar. No caso de ocorrer um aumento elevado de pressão intersticial, esta pode igualar o valor da tensão total presente nas condições de equilíbrio. Ao verificar-se a anulação das forças interpartículas o solo perde por completo a sua resistência ao corte (Oliveira, 2014). Quando a liquefação por fluxo ocorre, as grandes deformações originadas são produzidas por tensões de corte estáticas (Kramer, 1996). As tensões cíclicas também podem levar o solo a um estado instável, onde a sua resistência diminui o suficiente para que as tensões estáticas originem a liquefação por fluxo (Kramer, 1996). Segundo o referido autor, caracterizam-se pelo seu início espontâneo, velocidade a que se desenvolvem e as grandes distâncias percorridas pelos materiais liquefeitos.

São inúmeros os problemas complexos originados pela liquefação por fluxo. Segundo Kramer (1996), este fenómeno pode provocar rotura de estruturas de contenção, inclinação ou afundamento de estruturas pesadas e no caso de estruturas mais leves a sua flutuação. Pode tomar-se como exemplo de liquefação por fluxo a cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit na África do Sul, demonstrado na Figura 3.18.



Figura 3.18-Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, África do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Souza, 2018).

No âmbito desta dissertação esta problemática é aprofundada pois as cargas aplicadas nos ensaios triaxiais desenvolvidos são estáticas, condição necessária para ocorrer liquefação por fluxo.

3.5.2 Iniciação da liquefação por fluxo

Segundo Kramer (1996) o início da liquefação por fluxo pode ser observado mais facilmente quando o solo é submetido a um carregamento monotónico crescente. Considere-se a Figura 3.19, que representa a resposta de uma amostra de areia muito solta consolidada isotropicamente em condições não drenadas, sujeita a um ensaio triaxial de compressão. No ponto A, que se encontra imediatamente antes de iniciar o corte, a amostra encontra-se em equilíbrio sujeita a uma tensão efetiva de confinamento inicial (σ'_3), com tensão de corte zero (Figura 3.19a,b) e excesso de pressão de água nos poros zero (Figura 3.19c). Uma vez que no

plano $e-\sigma'_3$ (Figura 3.19d) o ponto A se encontra muito acima da LEC a areia exibirá um comportamento contrativo (Kramer, 1996). Quando começa a fase de corte, a amostra, ao contrair, gera um excesso positivo de pressão de água nos poros, mobilizando a resistência ao corte até um valor máximo (ponto B) (Kramer, 1996). Do ponto B ao ponto C a amostra continua a contrair aumentando assim drasticamente o excesso de pressão de água nos poros. No ponto C a amostra encontra-se no estado estável onde a tensão de efetiva de confinamento é apenas uma pequena percentagem em relação à tensão efetiva de confinamento inicial (Kramer, 1996). Segundo este autor, a amostra exibiu um comportamento de liquefação por fluxo, pois as tensões de corte necessárias para o equilíbrio (ponto B) são maiores que a resistência ao corte disponível (ponto C) do solo liquefeito. Assim sendo a liquefação por fluxo iniciou-se no instante em que se tornou irreversivelmente instável (ponto B).

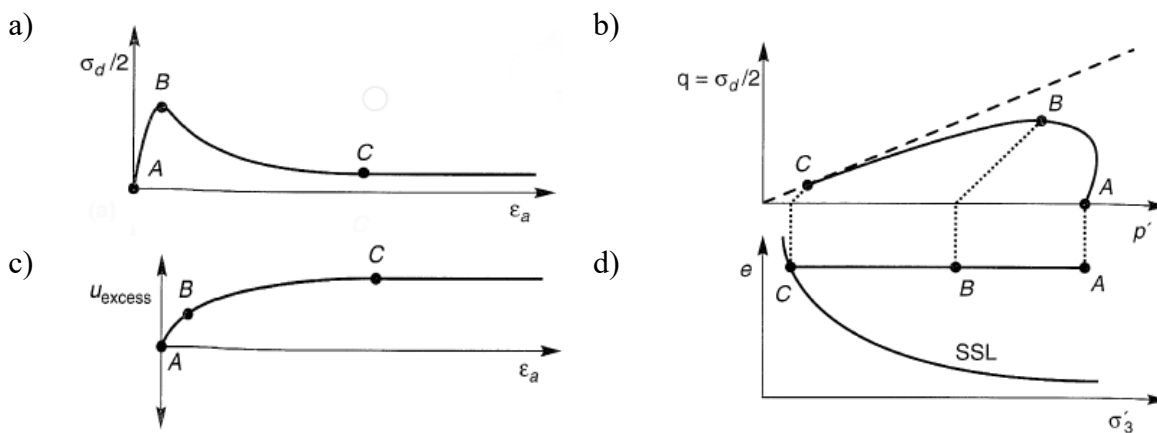


Figura 3.19-Resposta da amostra isotropicamente consolidada de areia no estado solto em condições não drenadas: a) curva tensão-deformação; b) trajetória de tensões efetivas; c) excesso de pressão nos poros; tensão efetiva de confinamento.

Considere-se agora o exemplo da Figura 3.20, onde se representam amostras com o mesmo índice de vazios mas com tensões efetivas de confinamento diferentes. Como todas as amostras foram produzidas com o mesmo índice de vazios irão alcançar a mesma tensão de resistência ao corte no estado crítico, mas chegarão lá por caminhos diferentes, uma vez que as suas trajetórias de tensões são diferentes (Kramer, 1996). Os estados iniciais das amostras A e B estão abaixo da LEC, desta forma exibem um comportamento dilatante durante o corte. Por sua vez, as amostras C, D e E exibem um comportamento contrativo por se encontrarem acima da LEC, onde atingem um pico de tensão a pequenas deformações evoluindo posteriormente em direção ao estado crítico. Segundo Kramer (1996) a liquefação por fluxo inicia-se para as amostras C, D e E no ponto X localizado na linha de trajetória de tensões.

Investigações levadas a cabo por Hanzawa *et al.* (1979) e Vaid e Chern (1983b) mostram que a localização dos pontos (X), que representam as condições de tensão efetiva para o início da liquefação por fluxo, formam uma linha reta (linha traço interrompido da Figura 3.20a) que se projeta desde a origem das trajetórias de tensão (Kramer, 1996). Graficamente esses pontos podem ser usados para definir a superfície da liquefação por fluxo (SLF). Como a liquefação por fluxo não pode ocorrer se a trajetória de tensões estiver abaixo do ponto do estado crítico, a SLF é truncada nesse nível (Figura 3.20b), (Kramer, 1996).

Para amostras muito soltas o ponto de resistência máxima no estado crítico pode estar tão próximo da origem que a diferença prática entre a SLF e a LEC é insignificante (Kramer, 1996). Segundo este autor, a SLF marca a fronteira entre os estados estáveis e instáveis sujeitos ao corte em condições não drenadas. Assim sendo, se um determinado solo em condições não drenadas submetidos a uma carga monotónica atingir a SLF, iniciar-se-á a liquefação por fluxo e a resistência ao corte será reduzida até ao estado crítico. Conclui-se, assim, que a SLF descreve as condições para as quais a liquefação por fluxo é iniciada.

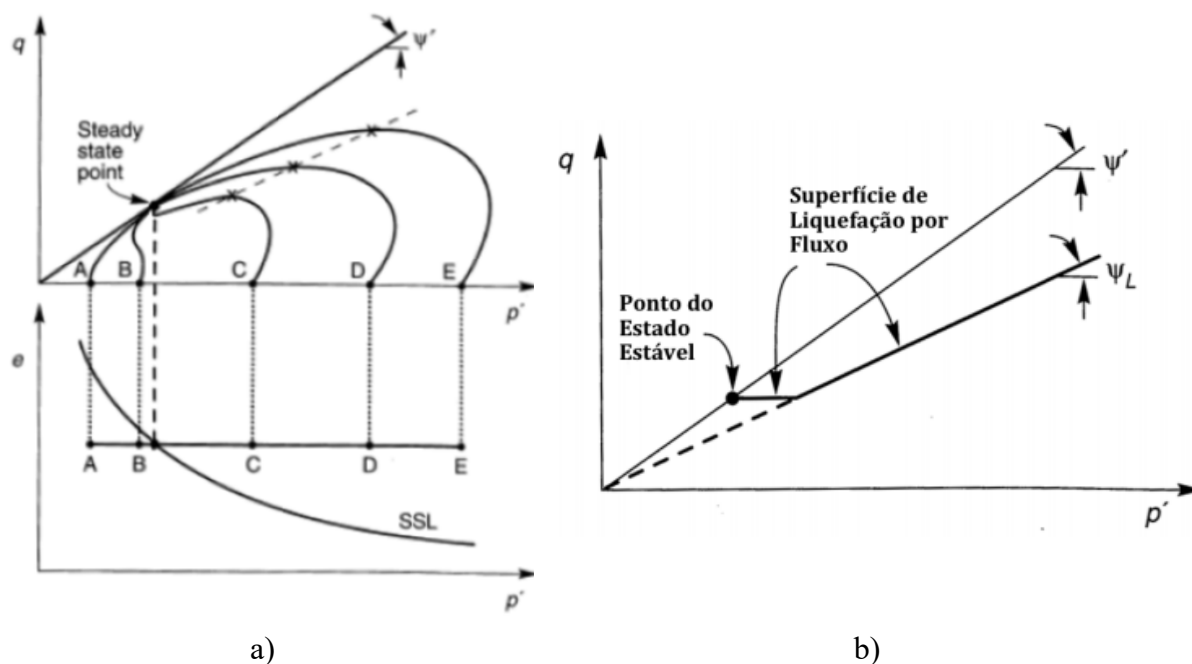


Figura 3.20-a) Resposta de cinco amostras consolidadas isotropicamente com o mesmo índice de vazios e com diferentes tensões efetivas de confinamento iniciais. Liquefação por fluxo nas amostras C,D e E iniciada no ponto X, formando uma linha tracejada designada superfície de liquefação por fluxo; b) truncamento da linha de liquefação por fluxo no Estado Estável (adaptado de Kramer, 1996).

3.5.3 Mobilidade cíclica

Ao contrário do que acontece na liquefação por fluxo, a mobilidade cíclica ocorre quando a tensão de corte estática é menor que a resistência ao corte do solo liquefeito (Kramer, 1996). As deformações ocorridas por mobilidade cíclica desenvolvem-se durante toda a atividade sísmica e podem ser induzidas por tensões de corte cíclicas ou estáticas (Kramer, 1996). Segundo o mesmo autor, a liquefação em terrenos de superfície horizontal é um caso especial de mobilidade cíclica. Como não existem tensões de corte estáticas horizontais que possam induzir deformações laterais, a liquefação superficial do terreno pode provocar grandes oscilações do terreno durante o abalo sísmico (Kramer, 1996). Ainda segundo este autor, estas oscilações do terreno são causadas pelo fluxo ascendente de água que ocorre durante a dissipação dos excessos de pressões de água nos poros induzidas pelo sismo. Consoante o período de tempo necessário para alcançar o equilíbrio hidráulico, podem ocorrer oscilações do terreno após o abalo sísmico. O assentamento vertical excessivo, inundações de zonas baixas do terreno e o desenvolvimento de vulcões de areia, são efeitos característicos deste fenómeno (Kramer, 1996).

Alguns exemplos de danos causados por mobilidade cíclica estão ilustrados na Figura 3.21.



Figura 3.21-Danos devido à mobilidade cíclica (Johansson, 2000): a) deslocamento lateral dum muro cais em Port Island, resultante do sismo de Kobe; b) vulcões de areia devido à liquefação induzida pelo sismo de Loma Prieta em Area Bay.

Para se compreender a diferença entre a liquefação por fluxo e a mobilidade cíclica, Castro e Poulos (1977) realizaram ensaios triaxiais em areias saturadas. Na Figura 3.22 estão representados os resultados obtidos, onde se indica a relação do índice de vazios e a tensão efetiva principal mínima (σ'_3) e a linha de estado permanente que indica os estados onde o solo se pode deformar sob volume e tensões constantes (Rocha, 2010).

O ponto C, que representa um solo solto (contrativo), quando carregado monotonicamente sob condições não drenadas origina a rotura da amostra terminando no ponto A, processo que não envolve variações volumétricas (Rocha, 2010). O ponto Q representa a perda total de resistência da amostra ($\sigma'_3=0$), passando assim a comporta-se como um líquido.

No ponto D, que representa um solo denso (expansivo), quando carregado monotonicamente apresenta um comportamento diferente de um solo solto, pois para pequenas deformações as tensões efetivas vão aumentar até atingir um pico, mas rapidamente irão baixar, deslocando-se para a direita do ponto D. Uma vez tratando-se de um solo denso as tensões efetivas irão aumentar até atingir a linha do estado crítico (Bedin, 2008). Quando o solo é carregado ciclicamente, devido ao aumento das pressões de água nos poros e consequentemente à redução das tensões efetivas, o solo atinge o ponto B até liquefazer, comportando-se como um líquido.

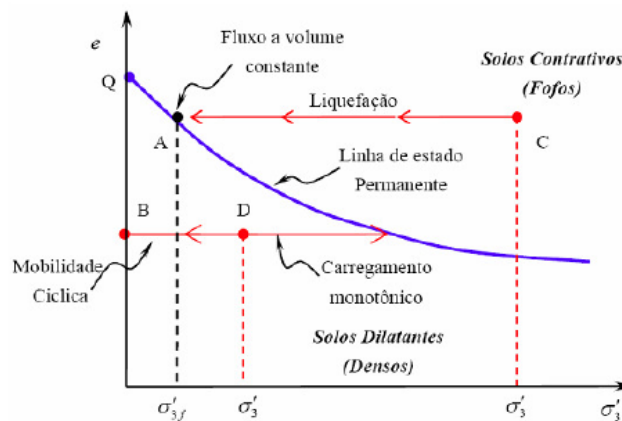


Figura 3.22-Resultados de ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (Casto e Poulos, 1977 adaptado por Rocha, 2010).

3.5.4 Suscetibilidade de liquefação

Segundo Kramer (1996) a liquefação é influenciada pela composição do solo sendo afetada pela sua deformação volumétrica. Logicamente quanto maior for a deformação volumétrica de um solo mais suscetível é de ocorrer liquefação. Segundo o autor supramencionado, os solos têm de apresentar características físicas específicas para ocorrer liquefação. Assim solos com partículas arredondadas são mais densos que os solos constituídos com partículas angulares e com isto apresentam menor variação volumétrica. A Figura 3.23 apresenta os resultados obtidos por Tsuchida (1970), e ilustra o intervalo de distribuições granulométricas onde é mais provável ocorrer liquefação, a partir de areias liquefeitas e não liquefeitas após a ocorrência de sismos. Também é possível observar que para ocorrer liquefação é necessário que o solo seja mal graduado e constituído na sua maioria por areia (Rocha, 2010). Os solos uniformes acabam por ser também mais suscetíveis à liquefação, uma vez que os solos bem graduados são mais estáveis por terem os seus vazios preenchidos com partículas mais finas e com isto acabam por ter uma menor variação volumétrica em condições drenadas (Fonseca, 2017). Segundo Tsuchida (1970), areias com D_{50} menor que 0,02mm e maior que 2mm não liquefazem, sendo as areias com coeficientes de permeabilidade entre 10^{-5} e 10^{-3} são mais suscetíveis a ocorrer liquefação.

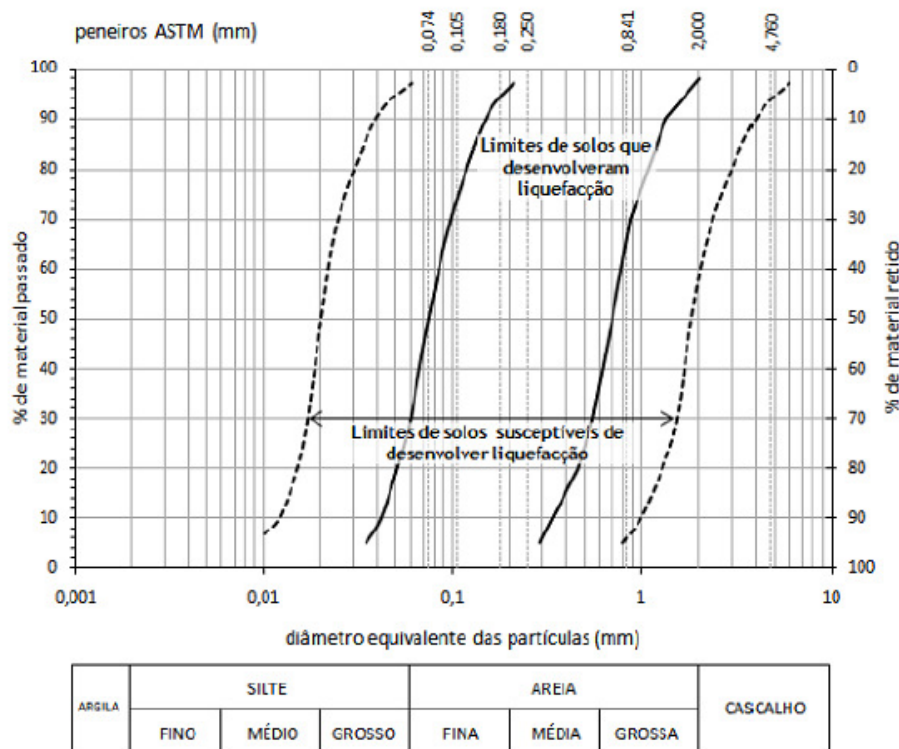


Figura 3.23-Limites de liquefação determinados por Tsuchida 1970 (adaptado por Rocha, 2010).

O primeiro passo para avaliar o risco de ocorrer liquefação, é efetuar uma análise ao solo, para se concluir acerca da sua suscetibilidade ao fenómeno, pois nem todos os solos são suscetíveis

à liquefação. Naturalmente se um determinado solo não for suscetível à liquefação, não existe risco, permitindo a conclusão da avaliação do risco de ocorrência de liquefação (Kramer, 1996). Uma abordagem diferente será tomada caso o solo seja suscetível ao fenómeno da liquefação. Aspectos importantes como o momento em que se inicia a liquefação e os efeitos causados pelo fenómeno têm de ser abordados e estudados. Segundo Kramer (1996) existem vários critérios para verificar a suscetibilidade à liquefação, diferindo nalguns casos entre a liquefação de fluxo e a mobilidade cíclica, como critérios históricos, geológicos, de composição e de estado.

Critério histórico

Grande parte das informações sobre o comportamento da liquefação resultou de investigações *in situ* após um acontecimento sísmico, concluindo-se que a liquefação geralmente ocorre no mesmo local em que as condições do solo e das águas subterrâneas permanecem inalteradas (Youd, 1984). Perante esta situação, as ocorrências históricas de liquefação servem para ajudar a identificar locais suscetíveis a ocorrer liquefação (Araújo Santos, 2011). Youd (1991) descreveu uma série de casos em que ocorrências históricas de liquefação foram usadas para mapear a suscetibilidade à liquefação. Ambraseys (1988) compilou dados recolhidos em todo o mundo para estimar a distância máxima para lá da qual não se verificam fenómenos de liquefação, e concluiu, que esta distância aumenta drasticamente com a magnitude do sismo. De realçar que este tipo de conclusão não garante que num futuro sismo os efeitos da liquefação não sejam sentidos a distâncias superiores.

Critério geológico

O ambiente de deposição, o ambiente hidrológico e a idade de um depósito de solo são igualmente fatores condicionantes para a sua suscetibilidade à liquefação (Youd e Hoose, 1977). Processos que conduzem a formações terrosas soltas com granulometrias uniformes, como por exemplo os depósitos fluviais ou eólicos, são potencialmente suscetíveis de sofrer liquefação quando saturados (Kramer, 1996). Segundo o mesmo autor a suscetibilidade à liquefação em depósitos de solo mais antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes. Como já referido, a liquefação ocorre apenas em solos saturados, assim sendo, a profundidade das águas subterrâneas tem também influência na suscetibilidade à liquefação, diminuindo esta suscetibilidade com o aumento da profundidade (Kramer, 1996). O mesmo autor refere que depósitos de solo de origem humana requerem atenção, pois solos colocados sem compactação ficando no estado solto são muito suscetíveis à liquefação.

Critério de composição do solo

As dimensões, forma e granulometria das partículas do solo apresentam um papel fundamental para a suscetibilidade do solo à liquefação, uma vez que, para ocorrer o fenómeno da liquefação, é necessário o desenvolvimento de excesso de pressão de água nos poros. Os solos com granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar as elevadas pressões nos poros, e os solos com granulometria mais grosseira foram considerados demasiado permeáveis para manter e gerar qualquer pressão nos poros durante tempo suficiente para que a liquefação se desenvolvesse (Kramer, 1996). Durante muitos anos, pensou-se que os fenómenos relacionados com a liquefação ocorreriam apenas em areias. Porém, segundo Kramer (1996), mais

recentemente os critérios de classificação de suscetibilidade à liquefação foram alargados. Segundo este autor, vários investigadores observaram a ocorrência de liquefação em siltes não plásticos, tanto em laboratório como no campo, concluindo assim que a plasticidade do solo também influencia a liquefação.

Os solos bem graduados são menos suscetíveis à liquefação pois as partículas mais finas preenchem os vazios reduzindo as variações volumétricas e consequentemente as pressões intersticiais em condições não drenadas (Araújo Santos, 2011). Dados recolhidos *in situ* provam que a maioria das roturas por liquefação ocorrem em formações com granulometria uniformes (Kramer, 1996). Ainda segundo este autor, a natureza mineralógica dos grãos, através das forças de interligação, desempenha um papel importante na resistência à liquefação em formações arenosas.

Critério de estado

Sabendo que a densidade relativa e o estado de tensão inicial influenciam muito o risco de liquefação, uma determinada formação arenosa pode satisfazer os critérios anteriores e não ser suscetível à liquefação (Kramer, 1996). Segundo este autor formações mais densas apresentam comportamento dilatante, assim sendo, são menos suscetíveis a liquefação por fluxo. No caso da mobilidade cíclica, estados de tensão inicial mais baixos podem facilitar a ocorrência deste fenómeno, estando dependente da amplitude das tensões de corte cíclicas. Perante isto, pode-se afirmar que contrariamente aos critérios anteriormente apresentados, o estado do solo, irá influenciar de forma distinta a liquefação por fluxo e a mobilidade cíclica (Kramer, 1996).

3.5.5 Efeitos causados pela liquefação

Os efeitos da liquefação podem ser bastante destrutivos, provocando no solo a perda da sua capacidade de resistência, através dos movimentos provocados durante e após o sismo, e levando mesmo ao colapso de várias estruturas. O aumento da pressão de água nos poros durante um sismo provoca alterações nos movimentos do solo, uma vez que diminui a sua rigidez (Kramer, 1996). Segundo este autor, a rigidez do solo é afetada quando ocorre liquefação, quando sujeito a variações de amplitudes e frequências, a sua resistência após o sismo pode ser inferior à inicial. A Figura 3.24 representa modificações em solos planos, evidenciando a separação que pode existir entre solo liquefeito e o solo de superfície que se encontra fissurado devido às oscilações a que está submetido.

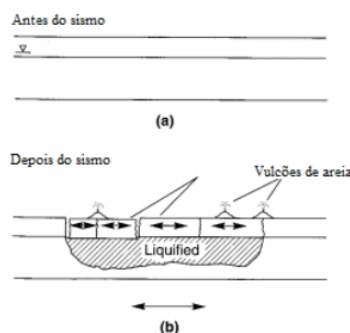


Figura 3.24-Separação entre o solo liquefeito e o solo superficial (Kramer (1996) adaptado por Fonseca (2017)).

Outro fenómeno que pode ocorrer é a fluência lateral. Este tipo de rotura é causado pela divisão das camadas superficiais de terreno em blocos que se movem livremente quer na vertical quer na horizontal após um abalo sísmico, levando à separação ou rotura de superestruturas ou infraestruturas. De uma maneira geral os deslocamentos horizontais podem variar entre poucos centímetros e 1m-2m, podendo ser substancialmente maiores caso o sismo seja muito intenso ou prolongado (Kramer, 1996). A Figura 3.25 demonstra este fenómeno que apenas ocorre em terrenos ligeiramente inclinados, como por exemplo leitos de rios.

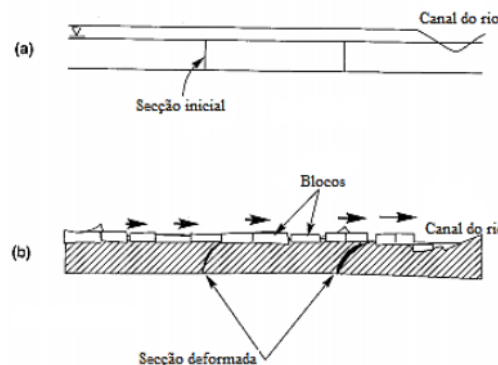


Figura 3.25-Deformações por fluência lateral provocadas por liquefação (Kramer (1996) adaptado por Fonseca (2017)).

Um dos efeitos que pode ocorrer devido à liquefação são os vulcões de areia. Segundo Kramer (1996) quando um solo liquefeito se encontra sob um solo menos permeável, onde a drenagem da água não é possível, ocorre um fluxo ascendente provocado pela dissipação de excesso de pressão intersticial nos poros, onde a saída da água é forçada e com isso arrasta partículas mais finas de areia.

Outro fenómeno que apresenta o mesmo princípio dos vulcões de areia são as fendas de alívio. A mistura de solos saturados com granulometrias diferentes onde, por exemplo, uma granulometria mais grosseira se sobrepõe por um solo com granulometria mais fina, em que ambos estão sujeitos às vibrações induzidas pelo sismo, ocorre o preenchimento de vazios com as partículas mais finas (Penna, 2008).

3.6 Conclusões

Neste capítulo são abordados o comportamento e a resistência ao corte das areias nos seus diferentes estados, denso e solto, quando submetidas a solicitações naturais, como o caso dos sismos, e a solicitações impostas pelo ser humano. Assim, através de alguns exemplos de ensaios triaxiais realizados por diversos autores, é possível compreender de melhor forma o comportamento de areias. Separadamente analisou-se o comportamento das areias em condições drenadas e não drenadas evidenciando as diferenças entre os dois tipos de drenagem. A resistência de solos granulares quando submetidos a condições naturais ou intervenções humanas é um assunto de extrema importância porque, caso a rotura seja atingida, pode originar vários desastres nas estruturas e construções humanas, causando nos solos deformações irrecuperáveis. Todos estes aspetos estão em consonância com o objetivo desta dissertação, que

se centra no comportamento das areias quando submetidas a carregamentos monotónicos em condições drenadas e não drenadas, avaliando o potencial de ocorrer o fenómeno da liquefação.

Para contextualizar e perceber o fenómeno da liquefação, neste capítulo, é apresentada a sua definição geral, assim como diversas consequências deste fenómeno. São descritos os princípios de liquefação bem como o tipo de comportamento tensão-deformação que os solos podem exibir (liquefação por fluxo e mobilidade cíclica), dando especial importância à liquefação por fluxo, uma vez que, uma das condições necessárias para ocorrer este tipo de liquefação é a de o solo ser submetido a uma carga estática, objetivo desta dissertação.

4 EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

A preparação de amostras de qualidade é um elemento fundamental no estudo laboratorial de qualquer tipo de solo. No estudo de areias suscetíveis à liquefação, o processo de deposição de areia tem de ser tal que garanta condições de homogeneidade ao longo de toda a amostra bem com a repetibilidade dos resultados obtidos (Araújo Santos 2015). É por esta razão, em parte, que o estudo dos fenómenos de liquefação é realizado em amostras uniformes, evitando-se problemas de segregação de partículas (Coelho *et al.*, 2011). A preparação de amostras não uniformes, cuja problemática se aborda nesta dissertação, deve ser ainda mais cuidada, pois a garantia de homogeneidade é mais difícil de alcançar devido aos problemas de segregação inerentes ao uso de um solo com uma granulometria mais variada (Yoshimine e Koike, 2005).

Para produzir amostras para ensaios laboratoriais, é necessário criar uma metodologia que consiga replicar a deposição natural da areia, controlando este aspeto através da densidade relativa. Através de um mecanismo descrito nesta secção, é possível produzir amostras reconstituídas de areia, possibilitando que a obtenção de amostras homogéneas e cujos resultados são comparáveis.

Um ensaio de caracterização mecânica, como o ensaio triaxial de compressão, tem o objetivo de simular as condições existentes *in situ* antes do carregamento e aquelas que vão ser impostas pela construção. Com os ensaios triaxiais é possível controlar o estado de tensão (total, intersticial, efetivo) assim como do estado de deformação das amostras. Na caracterização mecânica da areia de Coimbra, utilizou-se na presente dissertação, o equipamento triaxial disponível no Laboratório de Geotecnia e Fundações do ISEC (LGF-ISEC).

Neste capítulo, é feita uma exposição das principais características e componentes constituintes do equipamento triaxial e de todas as fases necessárias para realizar o ensaio triaxial, assim como do método de deposição seca utilizado para a preparação de amostras e a sua calibração.

4.1 Equipamento triaxial do ISEC

O equipamento triaxial do ISEC é um equipamento automático, que permite avaliar os parâmetros que caracterizam a resistência e deformabilidade dos solos.

Para o sucesso dos ensaios e conclusões retiradas é importante conhecer o equipamento detalhadamente assim como o seu funcionamento. Nesta secção é feita uma caracterização do equipamento existente no LGF-ISEC, assim como uma explicação do funcionamento do software que permite o manuseamento das solicitações impostas ao ensaio e o tratamento de resultados obtidos.

4.1.1 Componentes do equipamento

O equipamento triaxial existente no LGF-ISEC é constituído por (Figura 4.1):

- [1] Câmara triaxial;
- [2] Controladores digitais de pressão/volume (GDS Standard Pressure Controller);
- [3] Prensa Hidráulica *Tritech*, de 50 kN;
- [4] Equipamento de aquisição de dados;
- [5] Transdutor de pressão intersticial;
- [6] Transdutor de deslocamentos (*LVDT*).

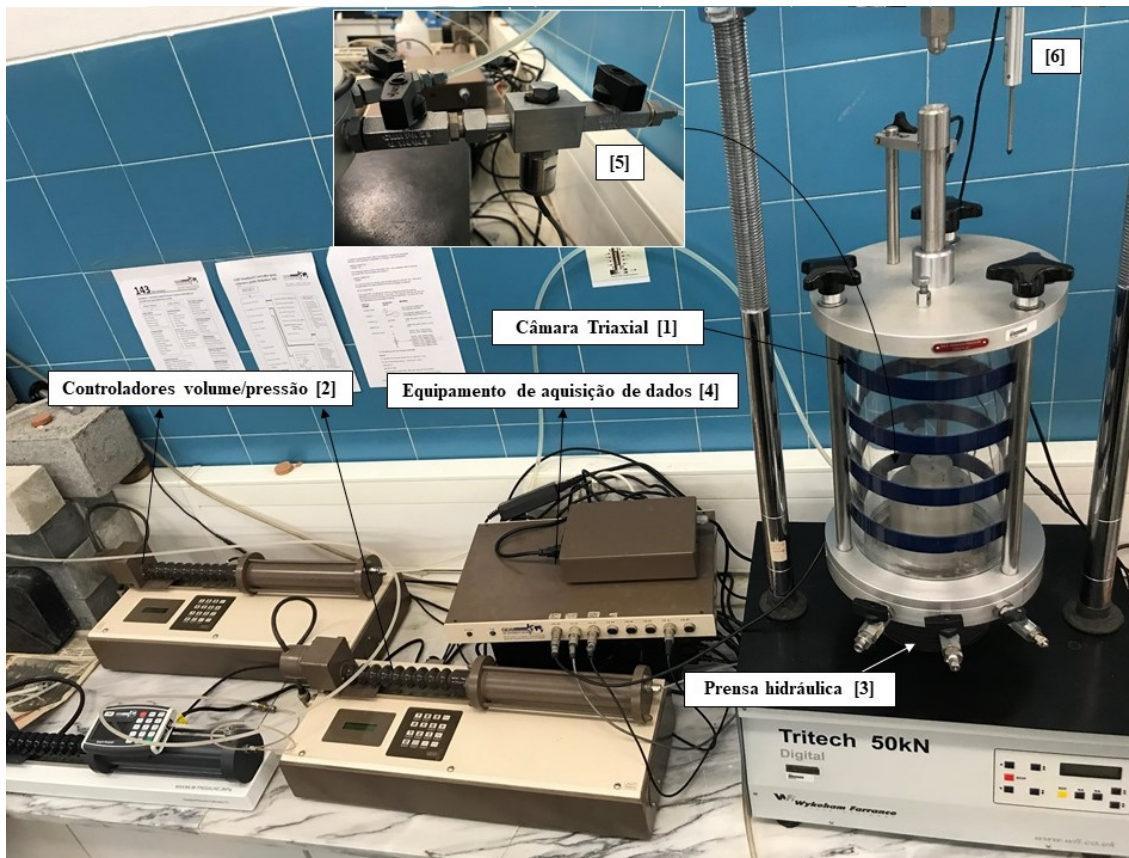


Figura 4.1-Equipamento triaxial do ISEC.

Conforme representado na Figura 4.2 o computador está ligado a um multiplexador que possui quatro entradas, uma para a prensa, uma para o controlador de pressão na câmara, uma para o controlador da contrapressão e outra para a unidade de aquisição de dados (ADU). Neste último, são conectados os transdutores de força axial, de deslocamentos verticais e de pressão intersticial.

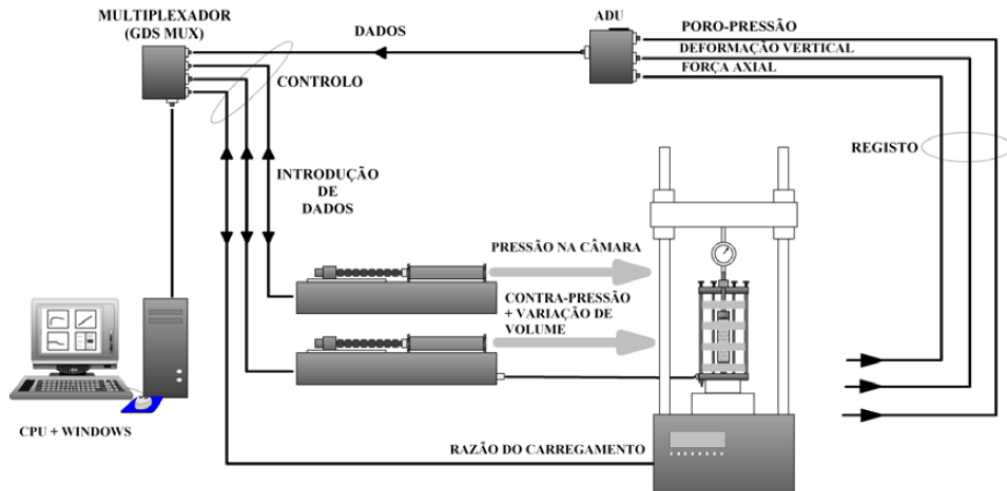


Figura 4.2-Esquema do sistema triaxial (Bonito *et al.* 2005).

A câmara triaxial [1] é formada pelos seguintes componentes principais: base da célula, campânula, êmbolo de carga e bloco de topo, como representado na Figura 4.3.

A base da câmara é feita de metal resistente à corrosão, onde estão incluídas quatro tubagens de pequeno diâmetro que por sua vez correspondem a ligações diferentes como indicado na Figura 4.3. Dentro da câmara, que contém água no seu interior é imposta pressão através de um controlador de volume-pressão com conexão à válvula 11. A válvula 12 serve para colocar um transdutor de pressão onde será medida a pressão da água nos poros da amostra. Através da válvula 15 é possível aplicar a sucção na amostra aquando a remoção do molde metálico, com ligação a uma bomba de sucção. A válvula 11 serve para efetuar a descarga da água da célula quando se termina o ensaio. Em cada ligação é colocada uma válvula que, caso não seja utilizada, mantém-se fechada. É extremamente importante que o cilindro do pedestal não contenha riscos ou deformações, para garantir uma vedação estanque com a membrana de borracha (Head, 1998).

A campânula de acrílico, e forma cilíndrica, contém água no seu interior que se encontra sob pressão. O topo da célula constituído por metal, contém uma válvula de purga de ar.

O êmbolo deve deslizar livremente para baixo, sendo a estanquidade garantida por o-rings internos ao longo do veio, quando está a decorrer o ensaio. O êmbolo está equipado com uma coleira de suporte que evita a saída do mesmo quando a célula se encontrar pressurizada, mas, se não estiver a exercer carga na amostra, possui um o-ring para evitar a saída de água quando se encontra nesta posição. A face inferior do êmbolo é equipada com uma extremidade hemisférica, sendo que, o diâmetro do êmbolo não deve ser inferior a cerca de sexto do diâmetro da amostra (Head, 1998). Toda a força exercida pelo êmbolo é transmitida a um bloco de topo que se encontra na parte superior da amostra, que é rígido e resistente à corrosão.

Outros componentes que constituem o ensaio triaxial são os controladores de volume-pressões (componente [2] na Figura 4.1). Segundo Hooker (2002) os controladores pressão-volume nos seus primeiros anos de utilização serviram essencialmente para investigação, sendo equipamentos de alta precisão e capazes de aplicar tensões até 3 MPa (Bonito *et al.* 2005). A

aplicação de pressões e medição das variações de volume é feita através de controladores pressão-volume *GDS Advanced Digital Controllers* (componente [2] na Figura 4.1), um para a câmara triaxial e outro para a amostra. O funcionamento destes controladores, constituídos por um êmbolo inserido no cilindro, é feito através do movimento do êmbolo impulsionado por um fuso atuador acionado por um motor passo-a-passo e uma caixa de transmissão provocando um movimento retilíneo. Dentro do cilindro ocorre pressurização e deslocamento de água através do êmbolo, sendo que os valores de tensão que se pretendem induzir são conseguidos, pela diferença do valor de tensão a atingir e a tensão instantânea, através do movimento do êmbolo a uma velocidade proporcional a esta diferença (Bonito *et al.* 2005).

No computador, que possui um software específico, é possível controlar e fixar a pressão na câmara a contrapressão e a taxa de carregamento (Bonito *et al.* 2005), sendo mais detalhado o funcionamento do software na seção 4.1.2.

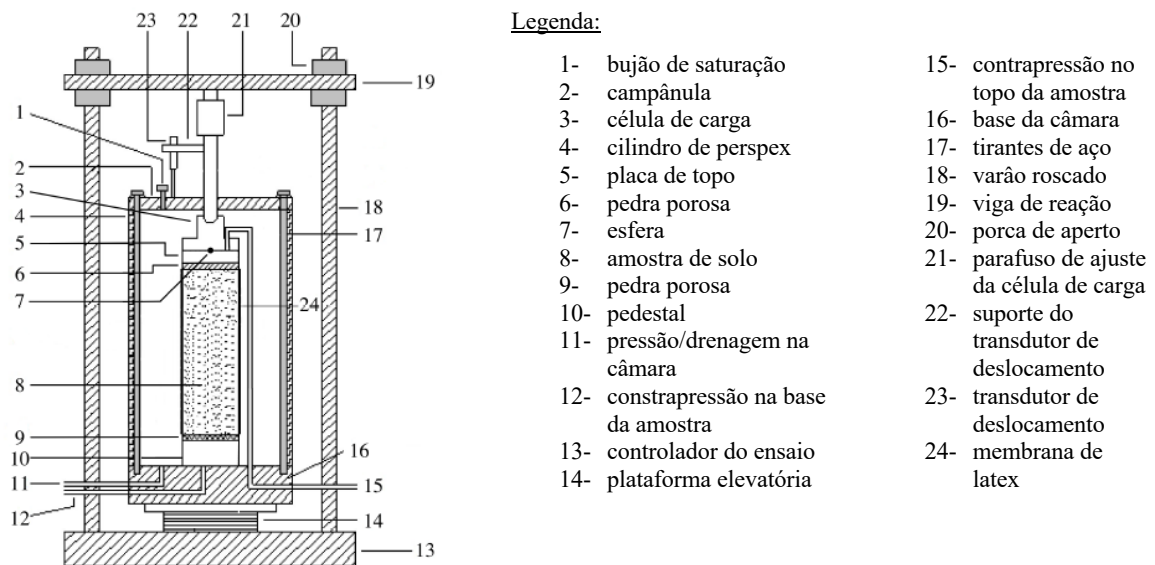


Figura 4.3-Secção transversal esquemática da prensa triaxial (adaptado de Cai et al., 2014).

4.1.2 Software

O computador recebe a informação através de um multiplexador que se encontra ligado a um ADU que por sua vez recebe os valores de força axial, pressão intersticial e deslocamentos verticais. A partir do mesmo multiplexador, o computador consegue transmitir para os controladores pressão-volume e para a prensa os valores pretendidos para cada função. O computador possui um software GDSLab v2.5.4.26, onde permite gravar todos os deslocamentos ocorridos durante o ensaio, as pressões intersticiais, assim como os incrementos de pressão e força axial aplicados no ensaio. Os resultados são gravados num formato tipo *.gds onde, posteriormente, serão convertidos para uma folha de calculo da MSExcel (*.xlsx).

O software permite, como já referido, transmitir as informações aos controladores pressão-volume e à prensa. A partir do menu de teste é possível controlar em simultâneo a pressão e a contrapressão, proceder à consolidação da amostra e medir a pressão na célula e nos poros em ensaios consolidados-não drenados.

4.2 Calibração do processo de deposição de areias

Para superar o problema de se conseguir amostras intactas de areia, foi necessário criar técnicas que replicassem tais condições naturais. Estes mecanismos podem-se classificar em dois grupos distintos, sendo que ambos têm por base o controlo da densidade relativa. No 1º grupo a densidade relativa é ajustada após a deposição da areia através de métodos de vibração ou compactação, enquanto que, no 2º grupo, a densidade relativa é controlada durante a deposição, através de métodos de deposição gravítica ou chuva de areia (em meio seco ou húmido) e também de métodos de espalhamento (Butterfield e Andrawes, 1970).

No presente trabalho, o procedimento adotado para a preparação de amostras é o método de deposição gravitacional por via seca, comumente designado de pluviação seca. Neste método, através do controlo do fluxo de pluviação, da altura de queda e do modo de deposição, é possível controlar a densidade relativa das amostras obtendo-se provetes de elevada uniformidade (Serra et al. 1997). O meio atravessado pelos grãos influencia o processo de deposição (Araújo Santos, 2015), sendo o ar o meio atravessado pelas partículas de areia neste trabalho.

Segundo Vaid e Negussey (1988), o método de pluviação é considerado como sendo a técnica que melhor reproduz o processo de deposição natural de areias. Estes autores referem ainda que este método é capaz de reproduzir tanto a anisotropia inerente como a estrutura de solos de origem aluvionar, que é o caso da areia de Coimbra. Adicionalmente, Mahmood et al. (1976) referem que este método de preparação em laboratório de amostras não induz qualquer tipo de orientação preferencial dos grãos, originando assim amostras mais uniformes ao longo de toda a altura do provete (Mulilis et al., 1977).

Um dos factores que influencia a densidade relativa é a altura de queda, daí a importância de manter a altura de queda da amostra entre a base do sistema de pluviação e o topo da amostra constante, para garantir a uniformidade da amostra em altura (Araújo Santos 2015).

O fluxo é controlado pela abertura do mecanismo de deposição. Segundo Okamoto e Fityus (2006), um menor número de aberturas, mas com diâmetro maior origina um fluxo maior do que um maior número de aberturas, mas de menor diâmetro e, por consequência, a densidade relativa aumenta com a diminuição do fluxo de deposição. O fator que influencia a uniformidade da areia, é o seu modo de deposição, pois solos de granulometria extensa, ao conterem partículas mais finas, podem exibir segregação de partículas (Yoshimine e Koike, 2005).

4.2.1 Areias limpas

Como referido, pretendeu-se preparar amostras através do processo de *pluviação* seca. Estas amostras, que numa fase posterior desta dissertação serão submetidas a ensaios de compressão triaxial, apresentam um diâmetro de 50 mm e uma altura de 100 mm. Desta forma, com o intuito de replicar as condições de preparação de amostras no equipamento triaxial, foi desenvolvido um molde padrão, em aço, que permite a calibração do processo de deposição de areia, como mostra a Figura 4.3 d). Este molde apresenta uma altura de 150 mm com intuito de permitir, igualmente, o aperfeiçoamento de alguns aspetos chaves do processo de preparação de provetes,

tais como a paragem do fluxo de deposição bem como a colocação de pedras porosas e da peça de topo necessária à realização de ensaios triaxiais.

Para obter amostras com $Dr=40\%$ foi necessário efetuar várias furações em tampas de plástico, variando não só o número de furos, mas também o diâmetro dos mesmos. Foram utilizados diâmetros a variar entre 0,25 mm e 4 mm, como representado na Figura 4.3a. Após a realização de vários testes foi possível concluir que a furação com 4 mm de diâmetro é a que se aproxima mais de $Dr=40\%$. Na Figura 4.3b está representado o resguardo utilizado para colocar sobre o molde, de forma a perder a menor areia quantidade de areia possível.

Para controlar o fluxo de queda foi construído um balde metálico, com 10cm de diâmetro por 13,4cm de altura, com orifícios, de 4 mm, na tampa tal como é demonstrado na Figura 4.4c. O balde com 1,6 kg de areia, permite que o fluxo de areia seja sempre constante, de forma a conseguir a homogeneidade transversal em toda a secção transversal da amostra (Araújo Santos 2015). O processo de pluviação está ilustrado na Figura 4.4.

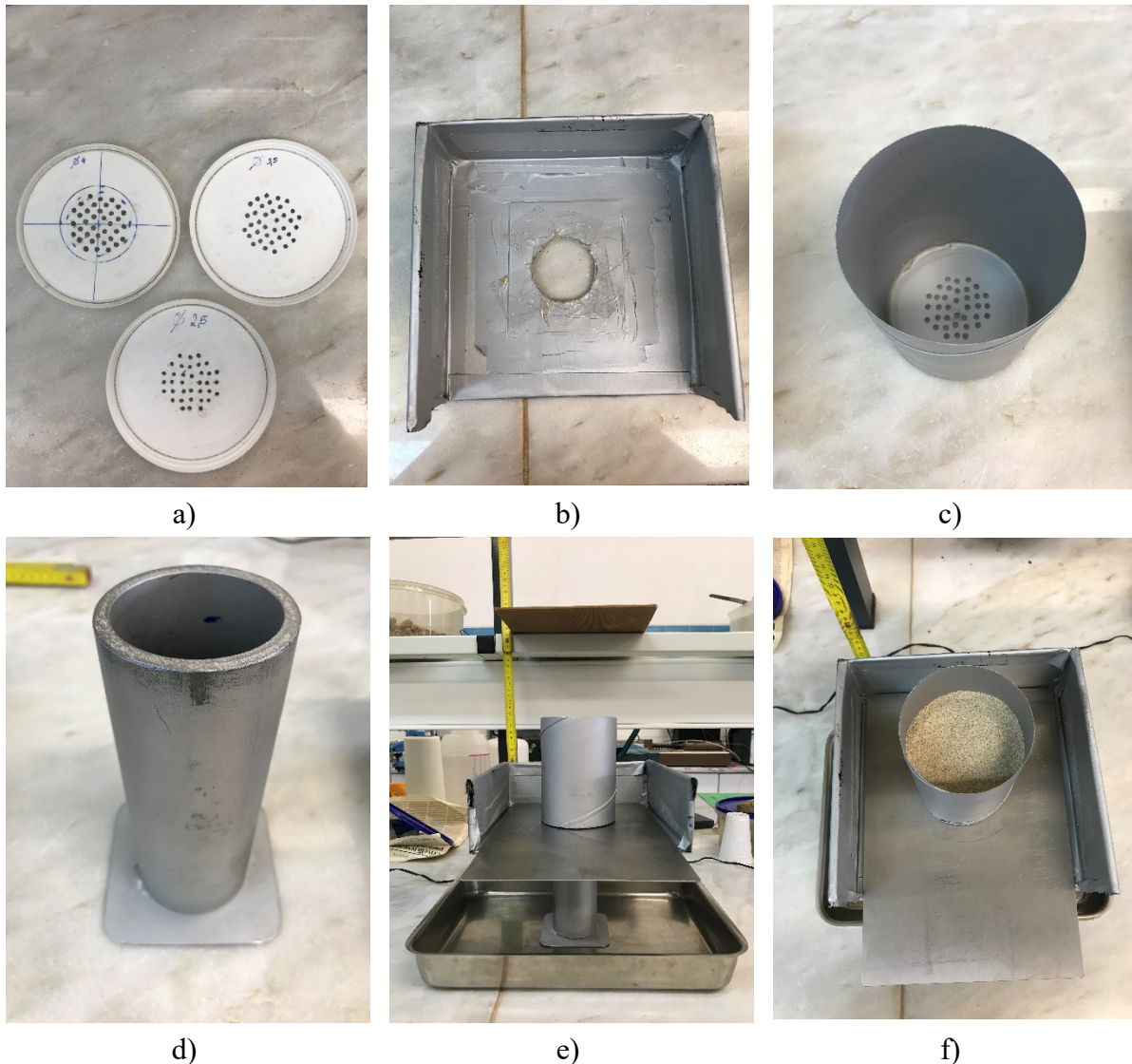


Figura 4.4-Calibração da técnica de *pluviação* da areia de Coimbra-Lote 2.

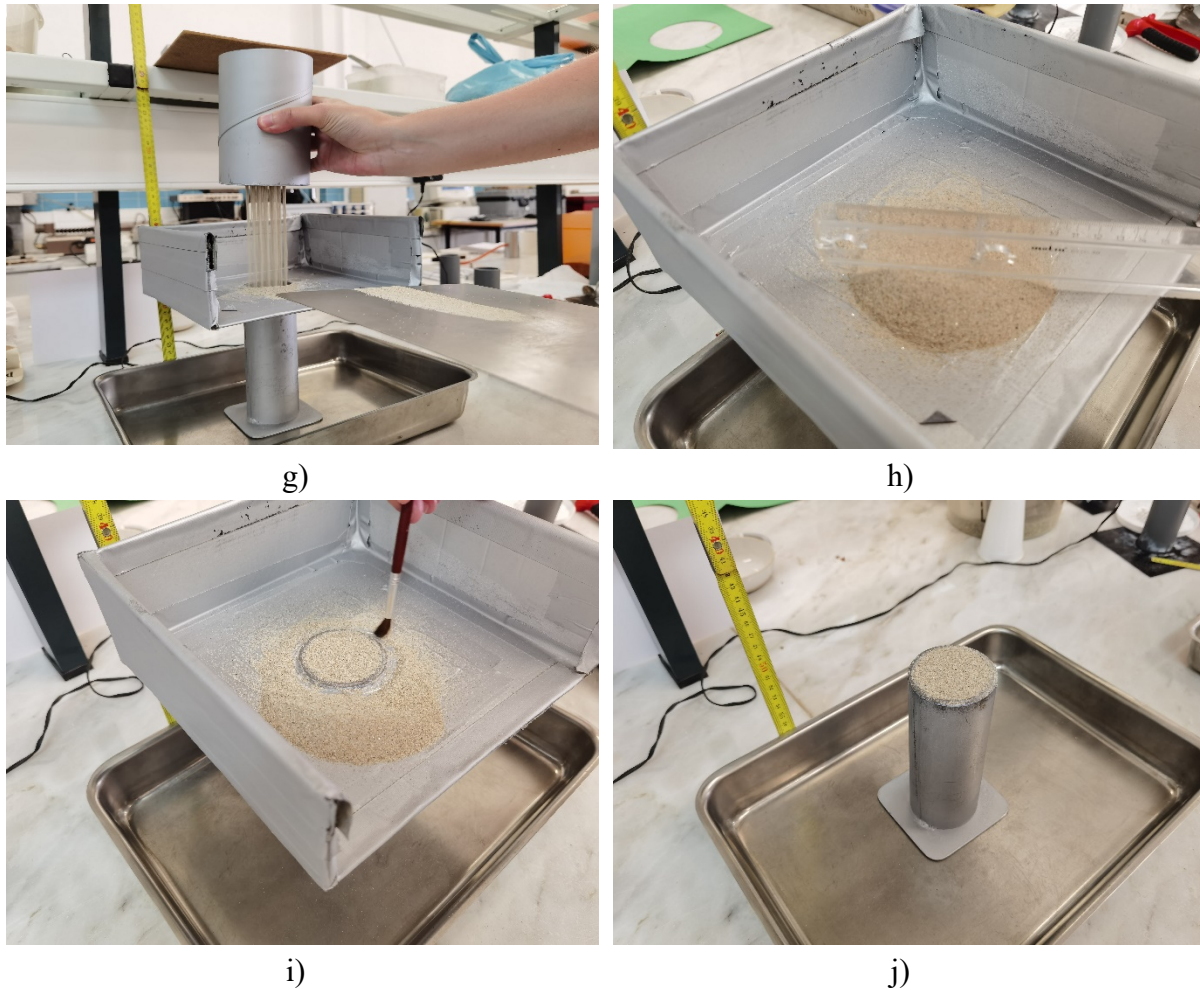


Figura 4.4-Calibração da técnica de *pluviação* da areia de Coimbra-Lote 2.

Para garantir uma altura de queda constante entre a base do sistema de *pluviação* e o topo da amostra, o balde é elevado à medida que o provete é preenchido, garantido assim a uniformidade da densidade relativa da amostra em altura (Araújo Santos 2015), como demonstrado na Figura 4.4g. Após o provete estar totalmente cheio, procede à sua rasagem (Figura 4.4h) para a remoção do excedente de areia bem como à limpeza do molde (Figura 4.4i). Finalmente, procede à medição da massa de areia contida no provete (Figura 4.4j), necessária para a determinação da densidade relativa.

Após a realização do procedimento descrito anteriormente procede-se ao cálculo da densidade relativa, para a areia de Coimbra. Para realizar este cálculo são executados dois processos distintos, um direto que consiste em saber qual a massa de areia contida dentro do molde, pesando diretamente o molde descontando o peso do mesmo. No 2º método, a massa é obtida indiretamente, simula o processo que executado no ensaio triaxial. Neste método todos os elementos utilizados são pesados antes de se preparar a amostra. Numa primeira fase é pesado o conjunto tabuleiro e amostra de areia inicial, o vaso que serve para executar a *pluviação* da areia, o resguardo colocado no topo da amostra para acautelar a areia que não entra no molde. A medição da soma tanto do vaso como do resguardo é importante e daí ser feita no início de cada amostra, pois existe partículas de areia que vão ficando acumuladas e que entrarão no cálculo das perdas. Após a realização da amostra, o tabuleiro com a areia que sobrou dentro do

vaso e a contida no resguardo são pesadas, assim como, o vaso e o resguardo. Este processo de calibração é igualmente importante, pois também permite ter uma ideia das perdas que se tem neste processo, uma vez que quando se executar as amostras no aparelho do ensaio triaxial, estas não podem ser contabilizadas, tendo assim um valor referência a ter em conta aquando da execução das amostras para o ensaio triaxial. Por fim a densidade relativa, é calculada em função do índice de vazios através da aplicação sequencial das Equações 4.1 e 4.2.

$$e = \frac{G \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad [4.1]$$

$$D_R = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\grave{i}n}} \quad [4.2]$$

Da análise do Anexo B.1., após a preparação 34 testes, conclui-se que a densidade relativa média é 41%, valor muito próximo de 40%, valor utilizado por Araújo Santos (2015). O desvio padrão obtido é de aproximadamente 0,020%, valor baixo, que comprova pouca diferença entre as densidades relativas de cada amostra. Foi possível com este processo saber um valor médio das perdas que ocorrem ao realizar as amostras no equipamento triaxial, valor esse, de aproximadamente 0,09g. A diferença entre o método direto e indireto, é de 0,5g em média, sendo este erro explicado, por perdas de partículas de areia ou erros de medição.

4.2.2 Areias contaminadas

Nesta secção é abordado o processo de calibração da densidade relativa de amostras de areia de Coimbra contaminada.

Numa primeira fase foi necessário definir qual a percentagem de finos a utilizar para contaminar a areia de Coimbra. É expectável que quanto maior for a percentagem de finos utilizada mais difícil será a *pluviação*, pois haverá colmatação da furação e por sua vez a sua deposição deixa de ser uniforme. No caso de se aumentar muito a furação, os espaços entre os vários furos ficam reduzidos ao mínimo, deixando de ser possível ter uma deposição uniforme e a densidade relativa pretendida. Para confirmar este problema, contaminou-se a areia de Coimbra com diferentes percentagens de finos (5%, 10%, 15% e 20%), a fim de se ajustar uma furação compatível com o modelo de *pluviação* e com a densidade relativa pretendida (40%). Foi possível concluir, que a partir da percentagem de finos de 10%, o modelo de *pluviação* não é viável, pois a furação colmata facilmente, sendo impossível realizar a deposição com este método, como demonstrado na Figura 4.5a. Desta forma, para evitar possíveis problemas de segregação, opta-se por utilizar uma percentagem de finos de 5%. Com esta percentagem de contaminação é garantida a deposição uniforme da areia assim como a densidade relativa. De notar, que foi necessários ajustes no diâmetro da furação do balde em relação ao utilizado na areia de Coimbra. Na Figura 4.5c são indicados os vários diâmetros utilizados para calibrar a *pluviação* da areia contaminada. Com a furação com 4mm de diâmetro, as densidades relativas obtidas estão na ordem dos 25%, muito abaixo dos 40% pretendidos. Ao contrário do que era expectável, para se obter a densidade relativa pretendida foi necessário reduzir o diâmetro para

2,5mm. Na Figura 4.5b é demonstrada a *pluviação* da areia de Coimbra contaminada com 5% de finos, utilizada nos ensaios triaxiais. Todo o processo para controlar a densidade relativa é idêntico ao utilizado na secção anterior, descrito para a areia de Coimbra. Da análise do Anexo B.2., foram realizados 41 testes, em que se obteve uma média de 43% para a densidade relativa (D_r), valor muito próximo de 40%. O desvio padrão é de aproximadamente 0,020% valor baixo, o que comprova pouca diferença entre as densidades relativas de cada amostra.

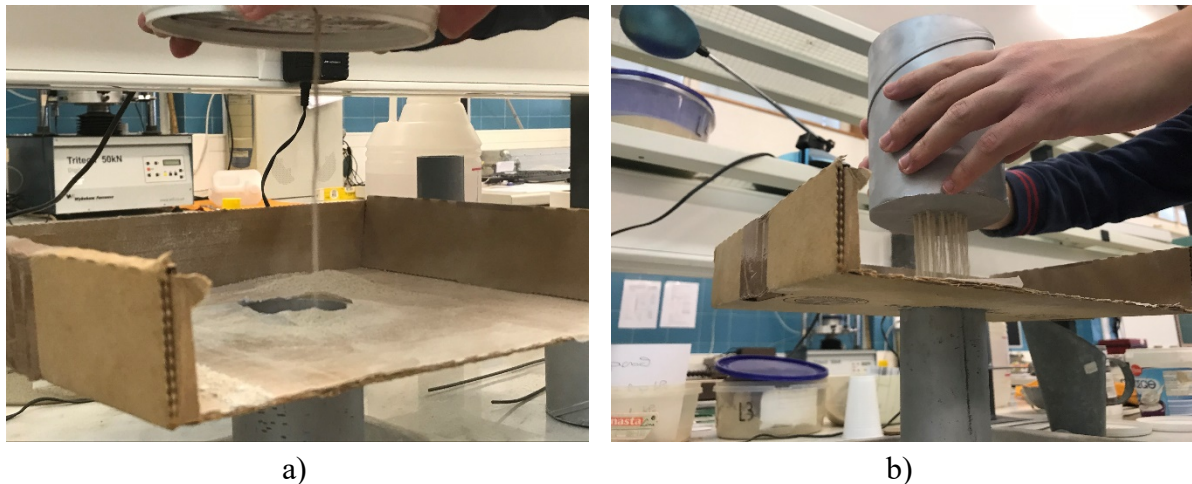


Figura 4.5-Pluviação da areia de Coimbra contaminada: a) *Pluviação* da areia contaminada com 20% de finos; b) *Pluviação* da areia contaminada com 5% de finos.

4.3 Fase de ensaios

A fase de ensaios corresponde ao passo mais importante e fulcral de um trabalho laboratorial. É importante que todo o equipamento esteja em condições e bem calibrado, assim como as amostras a serem ensaiadas devem estar corretamente executadas e caracterizadas. Tudo isto é fundamental para que os resultados e conclusões retirados tenham fundamento e sejam representativos da realidade. Assim sendo, todos os erros de montagem de equipamento, mas em especial, na preparação de amostras reconstituídas de areia devem ser mitigados ao máximo. A fase de calibração das amostras adquire uma importância redobrada nesta questão, porque através da replicação de inúmeras amostras de areia, é possível afinar o método de deposição gravítica, controlando assim a densidade relativa, mas também conhecer as perdas de areia em média associadas a este processo, que são impossíveis de contabilizar aquando da montagem da amostra na câmara triaxial.

Para verificar o estado do equipamento e dos seus constituintes devem ser executados controlos antes do início dos ensaios. Estando a trabalhar com sistemas pressurizados é necessário executar verificações de rotina do sistema de pressão e a sua preparação antes de serem utilizados. Os procedimentos para verificação do sistema podem dividir-se em duas categorias (Head, 1998): i) executar controlos completos quando um novo item é colocado no equipamento, se parte do sistema foi removido ou reparado sendo que estes controlos completos devem ser feitos em intervalos não superiores a três meses; ii) verificações de rotina antes da

realização de cada ensaio. Esta metodologia aplica-se a qualquer equipamento, em especial a aparelhos triaxiais.

O ensaio mais usual e mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte de um solo é o ensaio triaxial (Matos Fernandes, 2006). Com ele é possível replicar, quanto possível, as condições do maciço terroso antes de se impor o carregamento e aquelas que são originadas depois da estrutura estar executada e impor carregamento ao maciço terroso.

Os ensaios triaxiais de compressão realizados no âmbito desta dissertação, são ensaios consolidados não drenados (*CU*) e drenados (*CD*). Os ensaios consolidados não drenados são constituídos por duas fases principais, uma primeira fase de consolidação e uma segunda fase de corte, onde, respetivamente, são aplicadas as pressões de confinamento e se leva ao aumento das tensões tangenciais de maneira a que o solo chegue à rotura. Na primeira fase é aplicado um certo valor de pressão na câmara σ_3 , deixando a amostra drenar livremente (válvula d da Figura 4.1 aberta), ocorrendo assim a consolidação. Numa segunda fase, e como a válvula d se encontra fechada, não há saída de água, ocorre acréscimos de pressão intersticial ($\Delta u \neq 0$). Note-se que a amostra tem de estar saturada na fase de corte. De salientar que o volume da amostra se mantém constante durante o ensaio na fase de corte e a pressão na câmara é sempre medida durante o mesmo. Relativamente aos ensaios consolidados drenados, todo o processo é idêntico aos ensaios não drenados, à exceção da segunda fase, em que a válvula d se encontra aberta permitindo a saída de água da amostra, originando uma variação de pressão intersticial nula ($\Delta u = 0$). Note-se que neste tipo de ensaios o volume da amostra varia durante a fase de corte, sendo possível a sua medição durante o ensaio. Estas fases serão detalhadas nas secções 4.3.3 e 4.3.4 respetivamente.

De seguida serão abordados mais detalhadamente todas as fases atrás mencionadas, começando com a montagem do provete, aplicando processos de saturação e detalhando com maior pormenor a fase de consolidação e de corte. No Anexo C são indicados os boletins de ensaios utilizados para a realização dos ensaios triaxiais do presente estudo.

4.3.1 Montagem do provete

Nesta secção serão referidas todas as fases necessárias para a montagem do provete de areia de Coimbra-Lote 2. Este processo requer algum treino antes de começar os ensaios, uma vez que a montagem e execução pode ser um pouco complexa devido à natureza do solo. Devido à natureza granular, o solo é sensível durante a montagem, sendo que o processo descrito na secção 4.2.1 esteja bem trabalhado para que não ocorram imprevistos. Caso o provete fique executado de forma defeituosa pode criar perturbações ou levar mesmo ao colapso do provete durante a fase de saturação ou de consolidação. Assim sendo este processo tem de ser realizado com todo o cuidado e concentração, pois uma falha na montagem leva a que todo o procedimento tenha de ser repetido, assim como, realizar uma limpeza de toda a câmara triaxial para retirar toda a areia a fim de não danificar o equipamento.

De seguida serão mencionados todos os passos executados para a montagem do provete de areia até à fase de saturação, complementados com as ilustrações da Figura 4.6a à Figura 4.6s, sendo que o utilizador deve:

1. Instalar e aparafusar o pedestal adequado ao tamanho da amostra que pretende ensaiar.
2. Colocar uma proteção para evitar que as partículas de areia colmatem os orifícios localizados na base da célula triaxial (Figura 4.6a).
3. Colocar no pedestal a membrana que servirá para construir o provete de areia (Figura 4.6b).
4. Prender no pedestal a membrana com dois “o-rings” (anel de borracha) e colocar uma pedra porosa sob o pedestal (Figura 4.6c).
5. Colocar em torno do pedestal o molde do provete e apertá-lo (Figura 4.6d).
6. Inserir entre a membrana e o molde, um papel de filtro, para que a sucção a aplicar não se limite a um único ponto e seja bem distribuída em todo o molde e também consiga ajustar a membrana o melhor possível ao mesmo.
7. Colocar dois o-rings na parte superior do molde que mais à frente serão ajustados ao bloco de topo do provete e dobrar um pouco a membrana sobre o molde (Figura 4.6e);
8. Aplicar sucção ao molde com o valor na ordem 20kPa.
9. Colocar o resguardo (“babete”) no topo do molde do provete, para conter o excesso de areia resultante da pluviação (Figura 4.6g).
10. Colocar a chapa metálica que impede a saída da areia do vaso, assim como alinhar o vaso sobre a abertura do molde do provete para que a deposição se processe de forma correta e no local exato (Figura 4.6h).
11. Introduzir a areia dentro do balde (Figura 4.6i).
12. Executar a pluviação, preparando o provete com a densidade relativa desejada (processo descrito na secção 4.2) como ilustrado na (Figura 4.6j).
13. Colocar uma pedra porosa sobre o provete (Figura 4.6n).
14. Colocar sobre a pedra porosa o bloco de topo. Este processo é um pouco sensível pois a amostra tem de ter exatamente a mesma altura para que seja possível colocar dois o-rings na cavidade superior do bloco de topo (Figura 4.6o).
15. Ajustar novamente a membrana ao bloco de topo com muito cuidado e colocar os dois o-rings.
16. Aplicar a sucção no topo do provete e esperar um pouco para que o vácuo se distribua uniformemente pelo provete.
17. Após aguardar algum tempo retirar com bastante cuidado o molde e o papel de filtro para garantir que o provete se mantém direito e rígido (Figura 4.6p). Esta fase é muito importante pois se existir fuga de vácuo devido à membrana estar rasgada ou os o-rings não estarem bem colocados, todo o processo de montagem deve ser repetido.
18. Medir as dimensões do provete e recalcular o seu índice de vazios pois se não for o desejado o procedimento terá de voltar ao início (Figura 4.6q).
19. Colocar o corpo da célula triaxial e apertar bem os parafusos da célula triaxial (Figura 4.6r).
20. Encher a célula triaxial com água e manter a purga de ar aberta para que a água suba com a pressão atmosférica. Neste processo tem de se ter em atenção fechar a drenagem antes da purga de ar, para não aplicar à amostra a pressão da rede (Figura 4.6s).
21. Após o enchimento da célula triaxial colocar uma pressão $\sigma_3=30\text{kPa}$ e retirar o vácuo do provete.

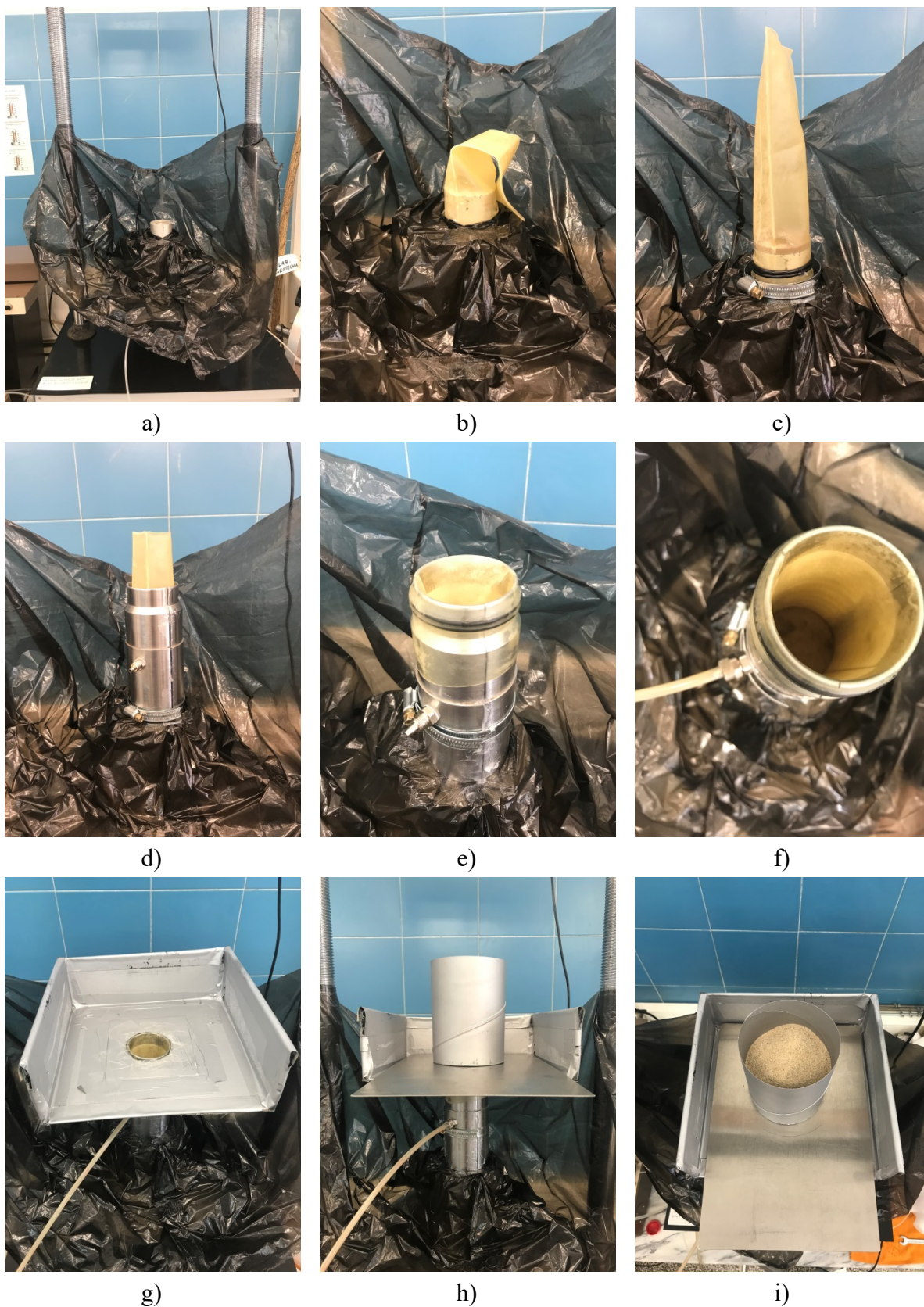


Figura 4.6-Sequência de montagem e conceção do provete de areia de Coimbra no equipamento triaxial.



Figura 4.6-Sequência de montagem e conceção do provete de areia de Coimbra no equipamento triaxial.

4.3.2 Processos de saturação

Uma vez que a preparação de amostras foi executada em meio seco através do método da chuva de areia, é necessário proceder-se à humidificação do provete, para que se atinja um nível de

saturação adequado, sem levar à perturbação da amostra, principalmente em areias mais soltas (Araújo Santos, 2015).

Com o objetivo de reduzir o tempo gasto na saturação da amostra, optou-se por substituir o ar retido no interior da amostra por CO₂, que é mais facilmente solúvel em água. O mecanismo utilizado consiste em encher um balão com CO₂ e ligá-lo à torneira que conecta com a base da amostra, onde se aplica a contrapressão, sendo que, na torneira que faz ligação ao topo da amostra, deve estar conectado um tubo mergulhado num gobelé com água, como demonstrado na Figura 4.7.

O processo de saturação consiste em fazer circular o CO₂ através da amostra (do fundo para o topo). O aparecimento de bolhas de ar no gobelé com água é indicativo da passagem de gás e consequentemente substituição e saída de ar da amostra. Após o esvaziamento do balão, é conectado o controlador de contrapressão, na base da amostra, para que seja imposto um gradiente de pressões, ou seja sucções (na ordem dos -5 kPa) no interior da amostra, para que a percolação da água seja feita no sentido ascendente da base para o topo do provete. Para isso no controlador de contrapressão é imposta uma pressão de 5 kPa e no topo de 0 kPa, deixando a torneira do topo aberta. Deve passar pela amostra pelo menos um controlador de pressão de 200 cm³. Neste processo o CO₂ é substituído por água. Posteriormente, as tensões são aumentadas para 600 kPa na amostra e 630 kPa na célula. Alcançadas estas tensões, o provete é deixado a saturar durante 12h.

Para avaliar o grau de saturação do provete recorre-se ao parâmetro B de Skempton onde se considera o provete saturado quando este parâmetro é superior a 0,95. Quando o solo se encontra totalmente saturado o valor deste parâmetro é igual à unidade. No caso do parâmetro B ser inferior a 0,95, deve-se aguardar mais 12 horas e realizar nova verificação do B. Através da Expressão 4.3 para incrementos isotrópicos de tensões efetivas ($\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$) é possível avaliar o grau de saturação da amostra. Quando a variação de pressão intersticial (Δu) é igual à variação de pressão radial ($\Delta\sigma_3$), ou seja, B=1, considera-se o solo totalmente saturado.

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = B \left[1 + A \left(\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3} - 1 \right) \right] \Leftrightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad [4.3]$$

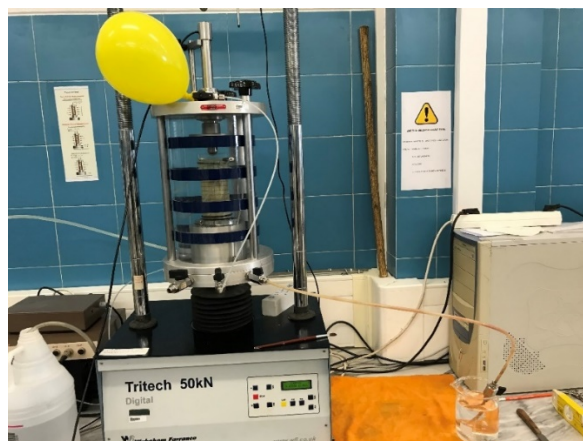


Figura 4.7-Sistema de CO₂ para saturação de areias.

4.3.3 Consolidação

Uma vez concluída a fase de saturação, segue-se o processo de consolidação onde se pretende repor os estados de tensão *in situ*, consoante os valores pretendidos, através de incrementos graduais de tensão. A consolidação pode ser isotrópica ou anisotrópica, sendo que no primeiro caso $\sigma_1 = \sigma_2$ e no segundo $\sigma_1 \neq \sigma_2$. Nesta dissertação as amostras foram consolidadas isotropicamente. Independentemente do tipo de corte aplicado à amostra, as válvulas da contrapressão ficam abertas, onde a drenagem é permitida, consequentemente o valor da contrapressão irá manter-se constante e as pressões na câmara irão aumentar, sendo que esta diferença de pressões irá corresponder ao valor de pressão de confinamento desejada (Figura 4.8a). Durante esta fase é medida a variação de volume (Δv) da amostra por forma a determinar as verdadeiras dimensões do provete ou mesmo o seu verdadeiro índice de vazios antes da fase de corte (Marques, 2011), considerando o provete consolidado quando a variação de volume (Δv) seja muito próxima de zero. Nas areias ensaiadas este processo durava pelo menos 4h.

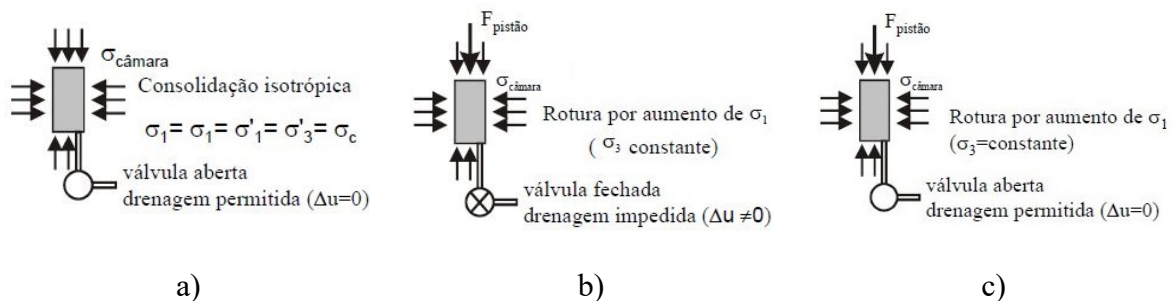


Figura 4.8-Fase de consolidação e condições de drenagem de ensaios triaxiais: a) Fase de consolidação; b) Ensaios triaxiais não drenados; c) Ensaios triaxiais drenados (Santos, 2007).

4.3.4 Fases de corte

A fase de corte poderá consoante os ensaios realizar-se em condições drenadas ou não drenadas. No caso dos ensaios não drenados (CU) a drenagem não é permitida, ou seja, a torneira da contrapressão está fechada (11 na Figura 4.3), sendo que o corte gera variações de pressão intersticiais relativamente à pressão aplicada durante a fase de consolidação, como demonstrado na Figura 4.8b. No entanto como não há drenagem, a variação volumétrica do provete é nula durante o ensaio ($\epsilon_v = 0$). Através da variação de tensões, aplicadas à amostra pela subida a velocidade constante da base prensa até que o topo do provete encoste ao êmbolo da célula de carga, é possível simular os carregamentos aplicados nos maciços através das estruturas construídas. Por outro lado, os ensaios drenados permitem a drenagem da amostra durante o carregamento, garantindo que esta é carregada sem geração de pressão de água nos poros, como demonstrado na Figura 4.8c. Nesta situação verifica-se variação volumétrica durante a fase de corte. Através deste tipo de ensaios é possível caracterizar o comportamento dos maciços após o processo de consolidação (Matos Fernandes, 2006).

O processo de ajuste do êmbolo ao topo da amostra foi realizado através do controlo manual da prensa triaxial. É importante que se utilize no ajuste a velocidade mais lenta, predefinida pela prensa, para que a pressão na câmara não sofra alterações e, consequentemente, variar a tensão de consolidação da amostra. Outro aspeto relevante a ter em conta no ajuste manual é assim que o êmbolo toque na reentrância do topo da amostra, o ajuste fica terminado. No caso da

prensa continuar a subir e a comprimir a amostra contra o êmbolo, são impostas deformações iniciais na amostra, tornando o ensaio não válido.

A velocidade de corte imposta nos ensaios de compressão triaxial foi de 6 %/h. Esta velocidade é idêntica à utilizada por outros investigadores em estudos anteriormente publicados sobre a areia de Coimbra (Araújo Santos, 2015). Através da multiplicação da velocidade de corte pela altura real da amostra é possível obter a deformação real por hora.

4.4 Considerações finais

Neste capítulo, expõe-se detalhadamente a constituição do equipamento triaxial do ISEC, utilizado para a realização do presente estudo, assim como, todas as fases necessárias para a realização de ensaios triaxiais de compressão monotónica. Também foi abordada a técnica de preparação de amostras desenvolvida, para se obter amostras com densidades relativas de 40%, para a areia de Coimbra-Lote 2 e areia de Coimbra contaminada.

Numa primeira fase, é descrito detalhadamente cada constituinte do equipamento triaxial indicando a sua função.

Seguidamente foi apresentada a técnica de preparação de amostras desenvolvida, designada por *pluviação* seca. Foram descritos os vários acessórios desenvolvidos, assim como, todo o procedimento e dificuldades ocorridas, com vista a obter amostras com densidades relativas de 40%. Foram contempladas as adaptações necessárias para que o método de deposição desenvolvido para a areia de Coimbra-Lote 2, fosse igualmente eficiente, para a areia de Coimbra contaminada.

Por fim, são indicadas as fases que constituem os ensaios triaxiais de compressão em condições drenadas e não drenadas, realizadas no presente estudo. São referidas e fundamentadas todas as alterações efetuadas, relativamente ao procedimento convencional de realização de ensaios triaxiais.

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os ensaios experimentais realizados no âmbito do presente trabalho permitem fornecer informações à cerca do comportamento da areia de Coimbra quando solicitada por ações monotónicas (Quadro 5.1). Os ensaios são divididos entre areia de Coimbra sem contaminação e areia de Coimbra contaminada. Foram realizados treze ensaios com areia de Coimbra, oito em condições não drenadas e cinco em condições drenadas, com diferentes tensões de consolidação. A diferente tensão de consolidação permite perceber em que medida a sua variação influencia o comportamento da areia de Coimbra a grandes deformações. Para estudar a influência de finos não plásticos no comportamento da areia de Coimbra, foram realizados cinco ensaios triaxiais não drenados, onde se adicionou cinco por cento, em massa, de finos não plásticos à areia de Coimbra.

A designação base dos ensaios é composta por dois campos separados por (). No primeiro campo indica-se a tensão de consolidação utilizada, por ex. ($p' = 200$). O segundo campo indica o tipo de carregamento utilizado TM (compressão triaxial monotónica), o tipo de drenagem CU (ensaio triaxial não drenado) e CD (ensaio triaxial drenado) e C no caso dos ensaios com a areia de Coimbra contaminada. O programa de ensaios contemplou a repetição de alguns ensaios de modo a verificar a qualidade das amostras, nomeadamente a repetibilidade de resultados. A existirem, a numeração das repetições efetuadas é exposta sob a forma de (x).

No Anexo D são indicadas as fichas de ensaio, onde estão discriminadas as características e resultados de cada ensaio individualmente, assim como, as fotos das deformações das amostras com intervalos de 5% de deformação.

Quadro 5.1-Descrição cronológica dos ensaios triaxiais realizados no âmbito do presente trabalho.

N.º do ensaio	Designação do ensaio	Data (D/M/A)	D_r (%)	Tipo de drenagem	Tipo de carregamento	Tensão de consolidação (kPa)	Particularidades do ensaio
1	200_TMCU (1)	19/08/20	26	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	Carregamento anterior à fase de corte. Ensaio não válido.
2	200_TMCU (2)	26/08/20	23	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	Fase de corte muito rápida. Ensaio não válido.
3	200_TMCU (3)	01/09/20	25	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	Densidade relativa abaixo de 40%.
4	200_TMCU (4)	01/09/20	60	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	Densidade relativa acima de 40%.
5	400_TMCU (1)	15/09/20	43	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	

Quadro 5.1-Descrição cronológica dos ensaios triaxiais realizados no âmbito do presente trabalho (Continuação).

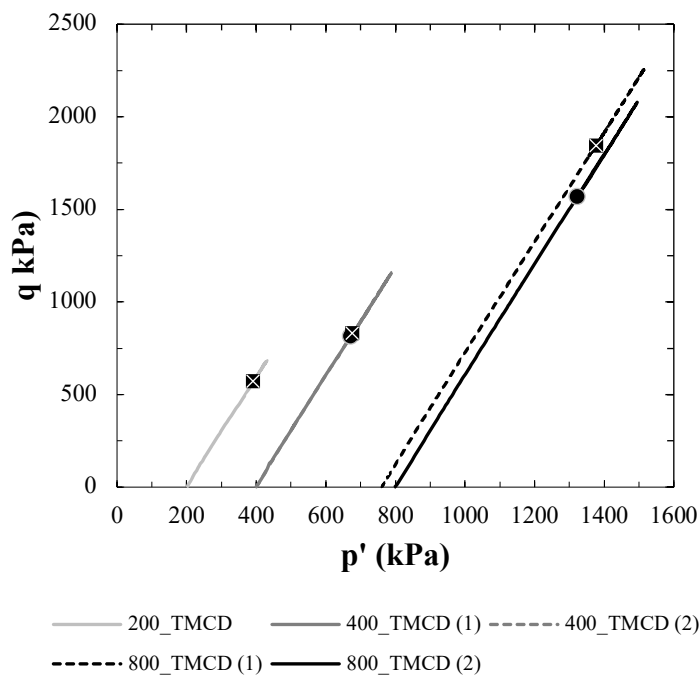
N.º do ensaio	Designação do ensaio	Data (D/M/A)	D _r (%)	Tipo de drenagem	Tipo de carregamento	Tensão de consolidação (kPa)	Particularidades do ensaio
6	400_TMCU (2)	10/11/20	34	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	
7	800_TMCU (1)	22/09/20	35	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	800	Quebra no carregamento. Ensaio não válido.
8	800_TMCU (2)	14/10/20	35	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	800	
9	200_TMCD	28/09/20	43	Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	
10	400_TMCD (1)	02/10/20	37	Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	
11	400_TMCD (2)	16/10/20	39	Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	
12	800_TMCD (1)	07/10/20	67	Drenado	Compressão Triaxial monotónica	800	Tensão de consolidação um pouco abaixo de 800 kPa. Densidade acima de 40%.
13	800_TMCD (2)	09/10/20	44	Drenado	Compressão Triaxial monotónica	800	
14	200_CTMCU (1)	20/10/20	35	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	
15	200_CTMCU (2)	03/11/20	27	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	200	Densidade relativa abaixo de 40%.
16	400_CTMCU (1)	23/10/20	25	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	Densidade relativa abaixo de 40%.
17	400_CTMCU (2)	29/10/20	32	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	400	
18	800_CTMCU	28/10/20	23	Não Drenado	Compressão Triaxial monotónica	800	Densidade relativa abaixo de 40%.

5.1 Ensaios Drenados

Nesta secção são apresentados os resultados relativos aos cinco ensaios triaxiais drenados. Todos os ensaios realizados apresentam a mesma densidade relativa (40%), sendo que nesta secção é abordada a influência da tensão de consolidação nos ensaios triaxiais drenados da areia de Coimbra. Também é demonstrada a evolução da deformação de uma amostra ao longo de um ensaio. No Anexo D.1. estão indicados os resultados individuais dos ensaios drenados.

5.1.1 Efeito da tensão de consolidação

Foram efetuados ensaios com tensões de consolidação (p') de 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, como demonstrado na Figura 5.1. De notar que, o ensaio 800_TMCD (1) apresenta uma tensão de consolidação um pouco inferior a 800 kPa, devido a um erro na fase inicial de ensaio, tendo sido prontamente corrigido. Pela análise da Figura 5.1 é possível verificar que quanto maior a tensão de consolidação (p') maior é o valor da tensão de desvio (q) para o valor de pico e de final do ensaio, este último representado em cada ensaio. Os ensaios com tensão de consolidação de 400 kPa apresentam um comportamento praticamente idêntico, apresentando valores de pico e de final de ensaio praticamente coincidentes. Com isto é possível aferir que a técnica de *pluviação* utilizada para replicar amostras é aceitável, pois os dois ensaios possuem densidades relativas muito próximas e consequentemente comportamentos idênticos. Nos ensaios com tensão de consolidação de 800 kPa, o ensaio 800_TMCD (1) apresenta uma densidade relativa muito superior ao 800_TMCD (2), o que explica a discrepância entre o valor de pico e de final de ensaio entre os dois ensaios. A pequena variação do valor da tensão de consolidação tem pouca influência nestas diferenças entre os ensaios. Caso este aspeto tivesse uma maior preponderância o valor da tensão de desvio final deveria ser mais pequeno.



Nota: Os símbolos preenchidos correspondem aos pontos finais dos ensaios.

Figura 5.1-Ensaio drenado com diferentes tensões de consolidação, no gráfico ($q - p'$).

Pela análise da Figura 5.2a, que relaciona a tensão de desvio (q) com a deformação axial é possível concluir que nos ensaios com tensão de consolidação de 800 kPa a tensão de pico é superior no ensaio 800_TMCD (1), resultante da sua densidade relativa mais elevada. A tensão de pico corresponde ao ponto de contração máxima da areia (Casagrande, 1936). Depois de atingir o pico, a resistência diminui com o aumento da tensão, atingindo uma tensão residual, que se mantém constante até atingir o estado crítico. Nos ensaios realizados não foi possível atingir o estado crítico, apesar de se ter obtido deformações na ordem dos 20% e 35%. A tensão

residual corresponde, por sua vez, ao valor final da tensão de desvio do ensaio. Como referido anteriormente a influência da elevada densidade relativa no ensaio 800_TMCD (1) é notória quando comparados os dois ensaios. No que diz respeito aos ensaios com tensão de consolidação de 400 kPa, o seu comportamento é praticamente semelhante. No entanto, no ensaio 400_TMCD (1) a tensão de pico é um pouco superior à do ensaio 400_TMCD (2) e ocorre numa deformação axial também superior. Os respetivos ensaios foram executados com praticamente a mesma densidade relativa, assim sendo, uma das justificações possíveis para estas diferenças, poderá dever-se à fase de montagem, onde existem sempre pequenas diferenças geométricas e de posicionamento entre as amostras. O ensaio 200_TMCD não apresenta uma tensão de pico tão expressiva como nos ensaios com tensões de consolidação mais elevadas. O desenvolvimento da curva apresenta um comportamento mais suave, não havendo uma grande diferença entre a tensão de pico e o patamar da tensão residual. Este comportamento coaduna-se como comportamento expectado para este nível de tensão. Todos os ensaios terminaram com deformações na ordem dos 20%, à exceção do 200_TMCD que chegou próximo de 35%. É de notar que, quanto maior a tensão de consolidação maior é a tensão de pico e mais expressivo é o decréscimo da tensão de desvio até ao patamar da tensão residual. O aumento da tensão consolidação provoca um aumento proporcional da resistência da areia de Coimbra como é demonstrado nas Figuras 5.1 e 5.2a. Estes resultados têm lógica tendo em conta a teoria de Mohr-Coulomb, expressa no diagrama tensão-deformação (p' - q), como indicada na Equação 3.2, onde é possível concluir que com um aumento da tensão de consolidação a tensão de desvio terá um aumento proporcional.

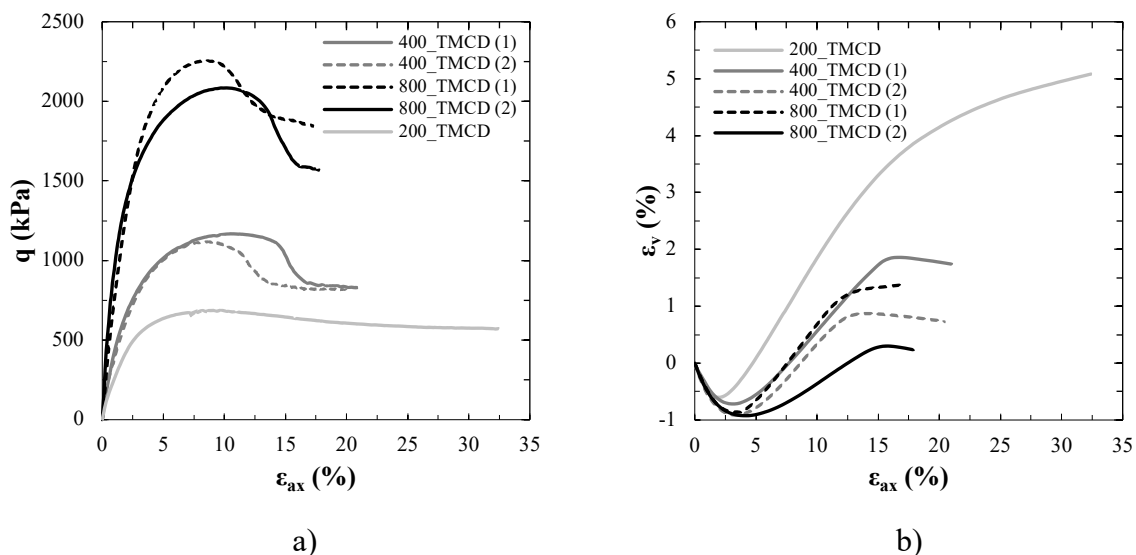


Figura 5.2-Efeitos da tensão de consolidação no comportamento drenado da areia de Coimbra: a) relacionando a tensão de desvio com a deformação axial, gráfico (q - ϵ_{ax}); b) relacionando a deformação volumétrica com a deformação axial, gráfico (ϵ_v - ϵ_{ax}).

A Figura 5.2b relaciona a extensão volumétrica com a extensão axial dos ensaios drenados. É possível verificar que, numa maneira geral, todos os ensaios apresentam um comportamento contractivo numa fase inicial, ao qual se segue uma fase dilatante. Pela análise da Figura 5.2b, é possível concluir que o ensaio 200_TMCD apresenta um pequeno comportamento contrativo no início passando a um comportamento dilatante bastante expressivo. Comparativamente o

ensaio 800_TMCD (2) apresenta de igual forma um comportamento contrativo no início, mas mais prolongado e a fase dilatante é bastante inferior e menos expressiva. Posto isto, é possível concluir, que à medida que a tensão de consolidação aumenta, para a mesma densidade relativa inicial, a areia de Coimbra, apresenta uma capacidade menor para dilatar. De notar que, o ensaio 800_TMCD (1) não pode ser considerado nesta conclusão, pois apresenta uma densidade relativa significativamente superior à das outras amostras.

5.2 Ensaios não drenados

Nesta secção são abordados os ensaios triaxiais não drenados realizados. É feita uma exposição relativamente à influência da variação da tensão de consolidação, assim como, a influência da adição de finos não plásticos no comportamento não drenado da areia de Coimbra. Foram realizados oito ensaios triaxiais em condições não drenadas com a areia de Coimbra limpa, sendo que três deles não foram considerados válidos devido a problemas nas amostras (Quadro 5.1), reduzindo assim os ensaios analisados para cinco. Relativamente aos ensaios com a areia de Coimbra contaminada, foram realizados cinco ensaios, mantendo a densidade relativa (D_r), mas com diferentes tensões de consolidação. No Anexo D.1. estão indicados os resultados individuais dos ensaios não drenados e no Anexo D.3. os ensaios não drenados, não válidos.

5.2.1 Efeito da tensão de consolidação

Os resultados dos ensaios de corte monotónico em condições não drenadas estão representados na Figura 5.3, nas quais se ilustram as trajetórias de tensões ($q-p'$), as curvas tensão-deformação ($q-\varepsilon_{ax}$) e a variação de pressão intersticial em função da deformação ($\Delta u-\varepsilon_{ax}$). Uma vez que neste trabalho foram utilizadas 3 tensões de consolidação diferentes, todos os ensaios são normalizados em função desta variável, possibilitando uma comparação mais direta. Assim, ilustram-se as trajetórias de tensões efetivas no plano ($q/p'_{o-} p'/p'_{o}$), as curvas tensão-deformação são normalizadas através da razão de tensões (η), definida como sendo o quociente da tensão de desvio (q) pela tensão média efetiva (p'), como indicado na Expressão 5.1 As gerações de pressão intersticiais são normalizadas pelo parâmetro de pressão intersticial (r_u), indicado na Expressão 5.2, que se define como sendo o quociente entre a variação de pressão de água nos poros (Δu) e a tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}).

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad [5.1]$$

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad [5.2]$$

Uma abordagem geral de todos os resultados permite concluir que, para todas as tensões de consolidação estudadas, a areia de Coimbra apresenta um comportamento com deformações por endurecimento. É possível identificar na fase inicial de alguns ensaios um ligeiro desvio das trajetórias de tensões devido a um ajuste imperfeito do topo da amostra à célula de carga antes do início do ensaio ou a outro tipo de erros (*bedding errors*). Pela análise da Figura 5.3a, é possível verificar que nos ensaios com tensão de consolidação de 200 kPa existe uma variação na fase inicial entre os dois ensaios. Embora ambos exibam um comportamento contrátil e só

depois um comportamento dilatante, o ensaio 200_TMCU (4) contrai menos que o ensaio 200_TMCU (3). Esta diferença deve-se ao facto de o ensaio 200_TMCU (4) apresentar uma densidade relativa superior à do ensaio 200_TMCU (3), apresentando um comportamento relativamente semelhante ao de areias densas. Situação semelhante ocorre nos ensaios com tensão de consolidação de 400kPa. No entanto, apesar de o ensaio 400_TMCU (2) apresentar um comportamento menos contrátil que o ensaio 400_TMCU (3) e possuir teoricamente uma densidade relativa mais baixa, o seu comportamento revela que houve uma densificação durante a fase final de montagem da amostra. A fase dilatante de todos os ensaios é praticamente coincidente revelando que a técnica de *pluviação* descrita no Capítulo 4 está correta e bem calibrada. Na Figura 5.3b onde são ilustradas as trajetórias de tensões normalizadas é possível concluir que a maioria dos ensaios apresenta densidades relativas muito próximas, à exceção dos ensaios supramencionados que apresentam uma densidade relativa ligeiramente superior à dos restantes. Como a fase inicial dos ensaios está ampliada é notória a contração inicial das amostras com o evoluir da deformação até atingir um valor mínimo de tensão de desvio, correspondente ao ponto de transformação de fase, passando a ter um comportamento dilatante. Nos ensaios 200_TMCU (4) e 400_TMCU (1) o ponto de transformação de fase não é tão notório pois apresentam um comportamento próximo de areias densas (Ishihara, 1996), onde a fase de contração é praticamente inexistente.

Na Figura 5.3c, que representa as curvas tensão-deformação, é possível verificar um pico a pequenas deformações, que corresponde à tensão de desvio de pico. De notar que, quanto maior é a tensão de consolidação maior é o valor de pico a pequenas deformações. Apesar das referidas diferenças para deformações mais pequenas, todas as amostras apresentam um comportamento dilatante após o surgimento da tensão de pico. Os ensaios 200_TMCU (4) e 400_TMCU (1), após a fase de dilatação, apresentam um pequeno patamar na tensão de desvio para deformações na ordem dos 15%. No entanto trata-se de um patamar bastante pequeno, sucedendo-se uma descida da tensão desvio com evoluir das deformações. De notar, que segundo Castro (1975) e Castro e Poulos (1977) quando uma amostra se deforma continuamente mantendo o volume e a tensão de corte constantes, é atingido um novo estado denominado por Estado Crítico de areias. Neste caso, os ensaios supramencionados são os que se aproximam mais do Estado Crítico, pois apresentam um patamar mais evidenciado onde foram atingidas deformações na ordem dos 23%. No entanto, este estado não foi atingido pois houve uma redução da tensão de desvio até atingir a rotura da amostra. Nenhum dos ensaios atingiu o Estado Crítico, pois todos, à exceção dos 200_TMCU (4) e 400_TMCU (1), após a fase de dilatação, quando aparentavam atingir uma tensão de desvio constante, acabaram por chegar ao corte finalizando os ensaios com deformações na ordem dos 15%. Os resultados normalizados representados na Figura 5.3d, embora sejam apresentados patamares de tensão-deformação mais pronunciados, permitem concluir que em todos os ensaios, as duas componentes do estado de tensão não são constantes. No entanto, os ensaios apresentam um desenvolvimento muito semelhante o que comprova que a densidade relativa das amostras é muito próxima, à exceção dos dois ensaios já referidos (200_TMCU (4); 400_TMCU (2)).

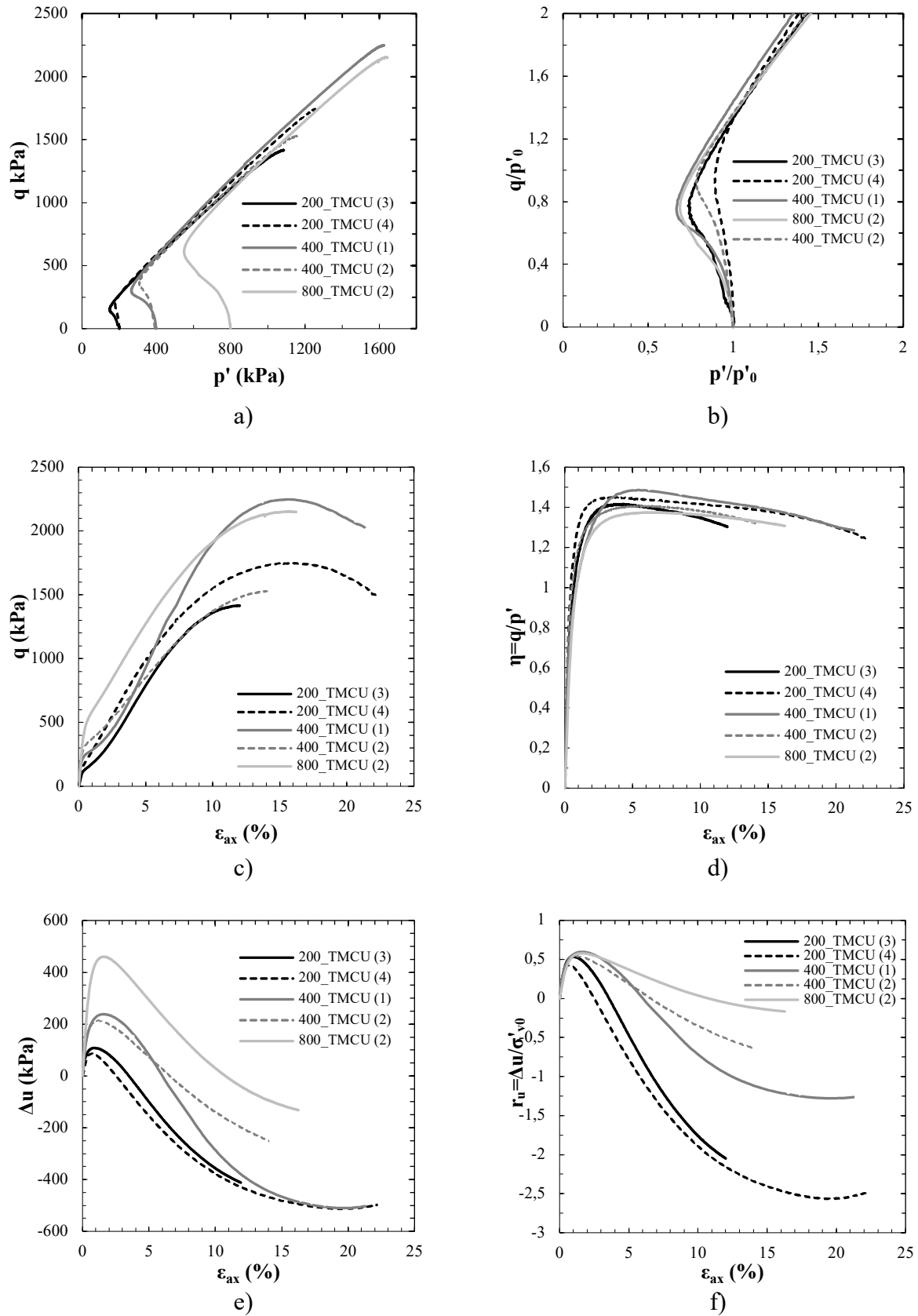


Figura 5.3-Resultados dos ensaios de compressão triaxial em condições não drenadas da areia de Coimbra: a) trajetórias de tensões; b) trajetórias de tensões normalizadas; c) curvas tensão-deformação; d) curvas tensão-deformação normalizadas; e) curvas variação da pressão intersticial-deformação; f) variação da pressão intersticial normalizada.

Relativamente à Figura 5.3e, em todos os ensaios durante o comportamento contrativo inicial é gerado um excesso positivo de pressão de água nos poros, até a um pico que corresponde ao momento em que a areia deixa de ter um comportamento contrativo passando para um comportamento dilatante. Quando a areia assume um comportamento dilatante, passa a existir geração negativa de pressão de água nos poros. É visível que, quanto maior é a tensão de consolidação maior é o valor que se gera de pressão positiva de água nos poros, correspondente ao pico em pequenas deformações nos gráficos tensão-deformação (Figura 5.3a). De notar que, os ensaios 200_TMCU (4) e 400_TMCU (2) apresentam um pico de excesso positivo de água nos poros mais baixo quando comparados com os ensaios com as mesmas tensões de consolidação. Esta diferença deve-se ao facto de as densidades relativas destes ensaios serem um pouco superiores à dos outros ensaios, levando a um comportamento menos contrátil numa fase inicial, e consequentemente uma geração de pressão positiva de água nos poros menor. Os ensaios 200_TMCU (4) e 400_TMCU (1) convergem para a mesma deformação, assim como para a mesma variação de pressão de água nos poros. Posto isto, e em consonância com as interpretações referentes aos gráficos tensão-deformação, estes dois ensaios foram os que estiveram mais próximos de atingir o Estado Crítico. Na Figura 5.4f estão indicados os gráficos normalizados, sendo possível concluir que no geral os ensaios apresentam densidades relativas bastantes próximas assim como comportamentos bastante semelhantes. Quando normalizados, os ensaios apresentam uma variação de excesso positivo de água nos poros muito próximo, ou seja, um comportamento contrativo inicial bastante idêntico. De notar que, quanto menor é a tensão de consolidação, menor é o valor de pico de r_u .

5.2.2 Efeito da adição de finos não plásticos

Com o objetivo de perceber qual a influência da adição de finos no comportamento não drenado da areia de Coimbra é feita a comparação entre os ensaios com a areia de Coimbra contaminada e a areia de Coimbra na Figura 5.4. Foram escolhidos os ensaios relativos à areia de Coimbra que apresentavam uma densidade relativa mais próxima de 40%, para que a comparação seja o mais exata possível. Todas as amostras submetidas a ensaio foram executadas para densidade relativa idênticas, mas com tensões de consolidação diferentes. No Anexo D.2. estão representados os ensaios individuais relativos à areia de Coimbra contaminada.

Analisando de uma maneira geral os ensaios relativos à areia de Coimbra contaminada é possível verificar que apresentam um desenvolvimento bastante idêntico ao da areia de Coimbra, como é demonstrado na Figura 5.4. Num momento inicial apresentam um comportamento contrativo e com o evoluir das deformações passam a apresentar um comportamento dilatante. Tal como acontece com a areia de Coimbra, a areia contaminada apresenta um comportamento com deformações por endurecimento.

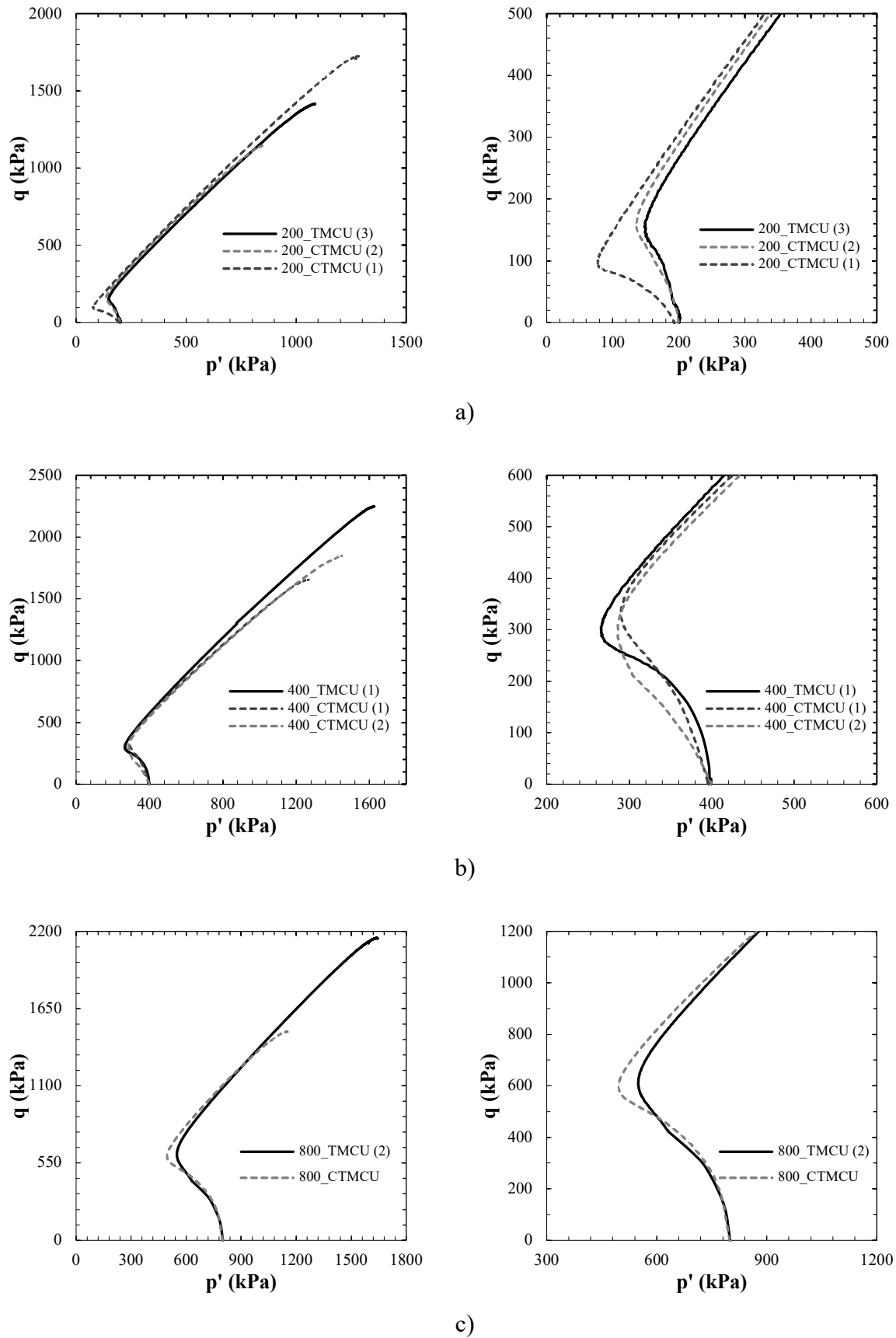


Figura 5.4-Comparação entre os ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada com a areia de Coimbra através das trajetórias de tensões (gráficos q - p'): a) $p'_0 = 200$ kPa; b) $p'_0 = 400$ kPa; c) $p'_0 = 800$ kPa.

Na Figura 5.4a estão representados os ensaios com tensão de consolidação de 200kPa, sendo possível verificar que os ensaios referentes à areia contaminada apresentam um comportamento mais contrativo numa fase inicial, seguindo-se de um comportamento dilatante. Estes resultados estão em concordância com os apresentados por Bensoula et al., (2014), Lade e Yamamuro (1997), Shen et al. (1977), Troncoso e Verdugo (1985), Koester (1994), Kokusho et al., (2014) e Karimian et al., (2018), uma vez que estes autores indicam que a utilização de finos provoca uma redução da dilatação do solo, amplificando a fase de contração da areia. Comparando os ensaios 200_CTMCU (1) e 200_CTMCU (2), verifica-se que este último apresenta um comportamento mais contrativo, que poderá dever-se a uma pequena discrepância entre as densidades relativas das amostras. Pela análise da Figura 5.5a é possível concluir que a tensão de desvio de pico da areia contaminada para deformações até ao ETF é muito semelhante à da areia de Coimbra, sendo que, como era espectável, o ensaio 200_CTMCU (1) apresenta uma tensão de desvio de pico um pouco inferior às dos ensaios 200_CTMCU (2) e 200_TMCU (3). No que diz respeito ao desenvolvimento é relativamente idêntico em todos os ensaios, após o surgimento da tensão de pico a pequenas deformações todas as amostras apresentam um comportamento dilatante. O ensaio 200_CTMCU (1) como apresenta um comportamento contrativo inicial mais acentuado, traduz-se numa geração de pressão positiva de águas nos poros mais elevada, como é demonstrado na Figura 5.5a, relativamente à areia de Coimbra e ao ensaio 200_CTMCU (2).

O ensaio realizado com uma tensão de consolidação de 800kPa, apresenta um comportamento semelhante aos ensaios com tensão de consolidação de 200kPa, como é demonstrado na Figura 5.4c. Na fase inicial do ensaio desenvolve um comportamento contrativo maior que a areia de Coimbra, seguindo-se de um comportamento dilatante. De notar, que o ensaio 800_CTMCU apresentou uma resistência máxima relativamente inferior à areia de Coimbra. Pela análise da Figura 5.5c é possível verificar que a tensão de pico, para deformações até ao ETF, é praticamente idêntica, passando posteriormente para um comportamento dilatante com o aumento das deformações, acabando por apresentar uma tensão de desvio máxima inferior à areia de Coimbra. No que diz respeito à variação de pressão de água nos poros, o ensaio 800_CTMCU ao apresentar um comportamento mais contrativo que a areia de Coimbra, leva à geração de um pico de pressão positiva de água nos poros que o ensaio 800_TMCU (2), como ilustrado na Figura 5.5c.

Os ensaios relativos à tensão de consolidação de 400kPa, apresentam um comportamento ligeiramente diferente ao demonstrado pelos ensaios com tensão de consolidação de 200kPa e 800kPa. Embora o seu desenvolvimento ser idêntico, demonstrando um comportamento contrátil inicialmente passando posteriormente para um comportamento dilatante, os ensaios com a areia contaminada contraíram menos que o ensaio da areia de Coimbra. Na Figura 5.4b é demonstrado o comportamento menos contrátil da areia contaminada face à areia de Coimbra. Resultados semelhantes foram apresentados por Pitman et al., (1994), Vaid (1994) e Jradi (2019), onde indicam que com aumento da percentagem de finos a areia traduz um comportamento mais dilatável.

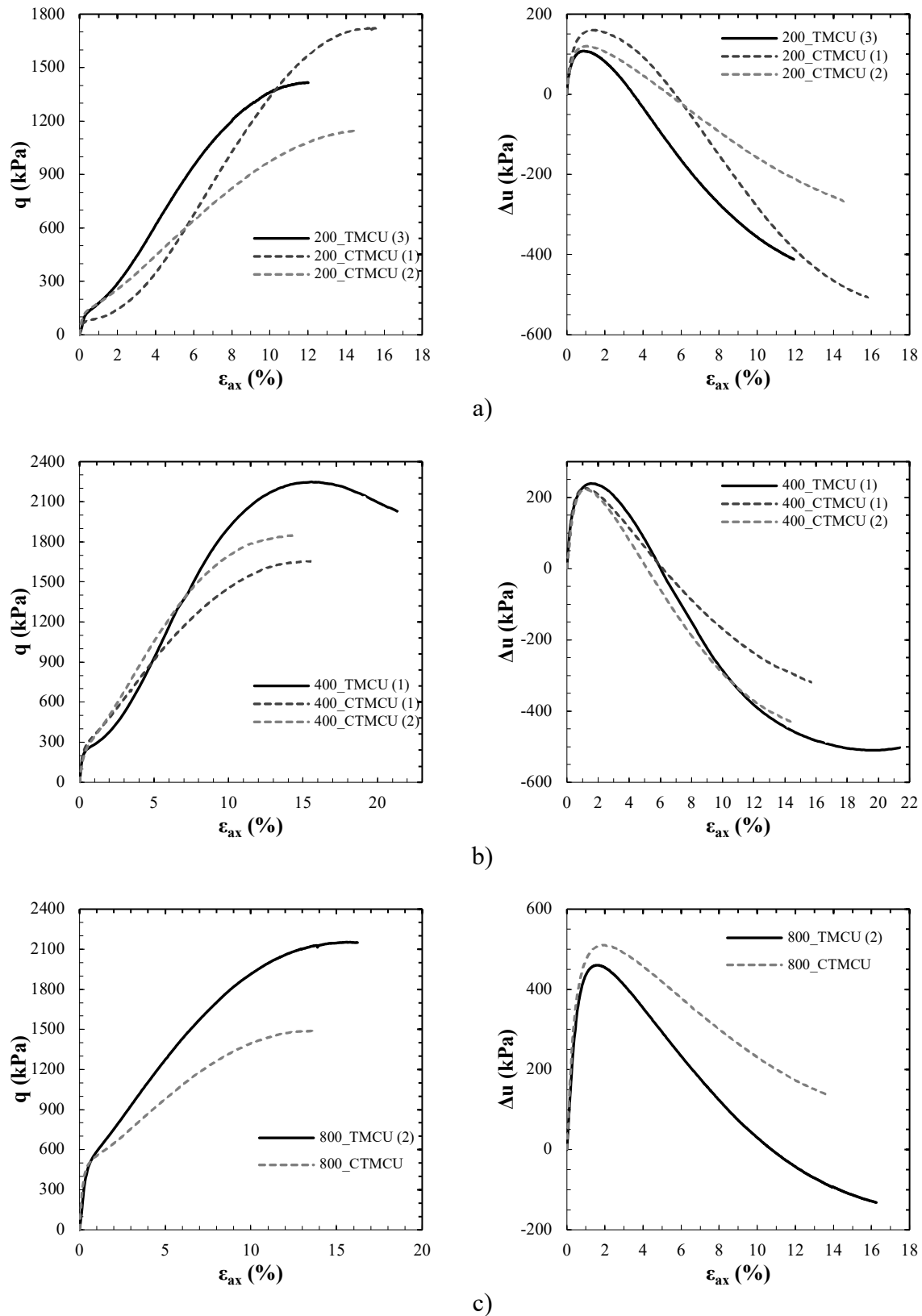


Figura 5.5-Comparação entre os ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada com a areia de Coimbra através das curvas tensão-deformação e variação da pressão intersticial-deformação (q - ϵ_{ax} e Δu - ϵ_{ax}): a) $p'_0 = 200$ kPa; b) $p'_0 = 400$ kPa; c) $p'_0 = 800$ kPa.

Pela análise da Figura 5.5b é possível verificar que a tensão de pico, para deformações até ao ETF, nos ensaios com a areia contaminada é ligeiramente superior que a da areia de Coimbra

seguindo-se de um comportamento dilatante com o evoluir das deformações. Como era expectável, o pico de variação de pressão positiva de água nos poros dos ensaios relativos à areia contaminada é inferior ao demonstrado pela areia de Coimbra devido ao seu comportamento mais dilatável, demonstrado na Figura 5.5b.

Em suma, todos os ensaios realizados com a areia contaminada apresentam um comportamento dilatante, ou seja, sem ocorrência de liquefação por fluxo. Relativamente à influência da adição de finos no comportamento da areia de Coimbra, não foi possível encontrar concordância entre os ensaios realizados com diferentes tensões de consolidação, como descrito anteriormente. A dificuldade de alcançar uma densidade relativa próxima de 40%, entre todas as amostras de areia contaminada ensaiadas, pode ter afetado o seu comportamento quando comparadas com a areia de Coimbra. Outro aspeto a ter em consideração é o facto de poder existir alguma segregação de partículas finas junto da furação do balde de deposição, fazendo com que os finos fiquem retidos no balde e apenas passem as partículas de areia. No entanto, como referido anteriormente, existem vários autores que defendem que a adição de finos provoca um comportamento mais contrátil da areia enquanto outros um comportamento mais dilatável, demonstrando não existe um consenso relativamente a esta temática.

Na Figura 5.6a estão representadas as trajetórias de tensões dos ensaios da areia de Coimbra contaminada. É possível concluir que apresentam um comportamento muito semelhante entre si, à exceção dos ensaios 200_CTMCU (1) e 200_CTMCU (2). O ensaio 200_CTMCU (1) apresenta um comportamento mais contrátil que o ensaio 200_CTMCU (2), que poderá ser explicada pela discrepância existente entre as densidades relativas das amostras, 35% e 27% respetivamente. A amostra referente ao ensaio 200_CTMCU (1) é a que apresenta uma densidade relativa mais elevada em relação aos restantes ensaios. Este efeito é perfeitamente visível no gráfico normalizado das trajetórias de tensões, representado na Figura 5.6b, onde se comprova que todos os ensaios apresentam uma densidade relativa bastante próxima à exceção do ensaio 200_CTMCU (1). Na Figura 5.6c estão representados os gráficos tensão-deformação normalizados, demonstrando a existência de patamares não lineares, afastando a possibilidade de se ter atingindo o Estado Crítico. Relativamente aos gráficos normalizados da pressão de água nos poros, representados na Figura 5.6d, todos os ensaios apresentam um pico positivo de água nos poros praticamente coincidente, à exceção do ensaio 200_CTMCU (1), que além de apresentar um pico de pressão positiva de água mais elevado, relativo ao seu comportamento contrátil inicial, quando passa para um comportamento dilatante provoca uma geração de pressão negativa nos poros superior à dos restantes ensaios. Esta discrepância é explicada pela diferença de densidade relativa que o ensaio 200_CTMCU (1) apresenta em relação às restantes amostras ensaiadas.

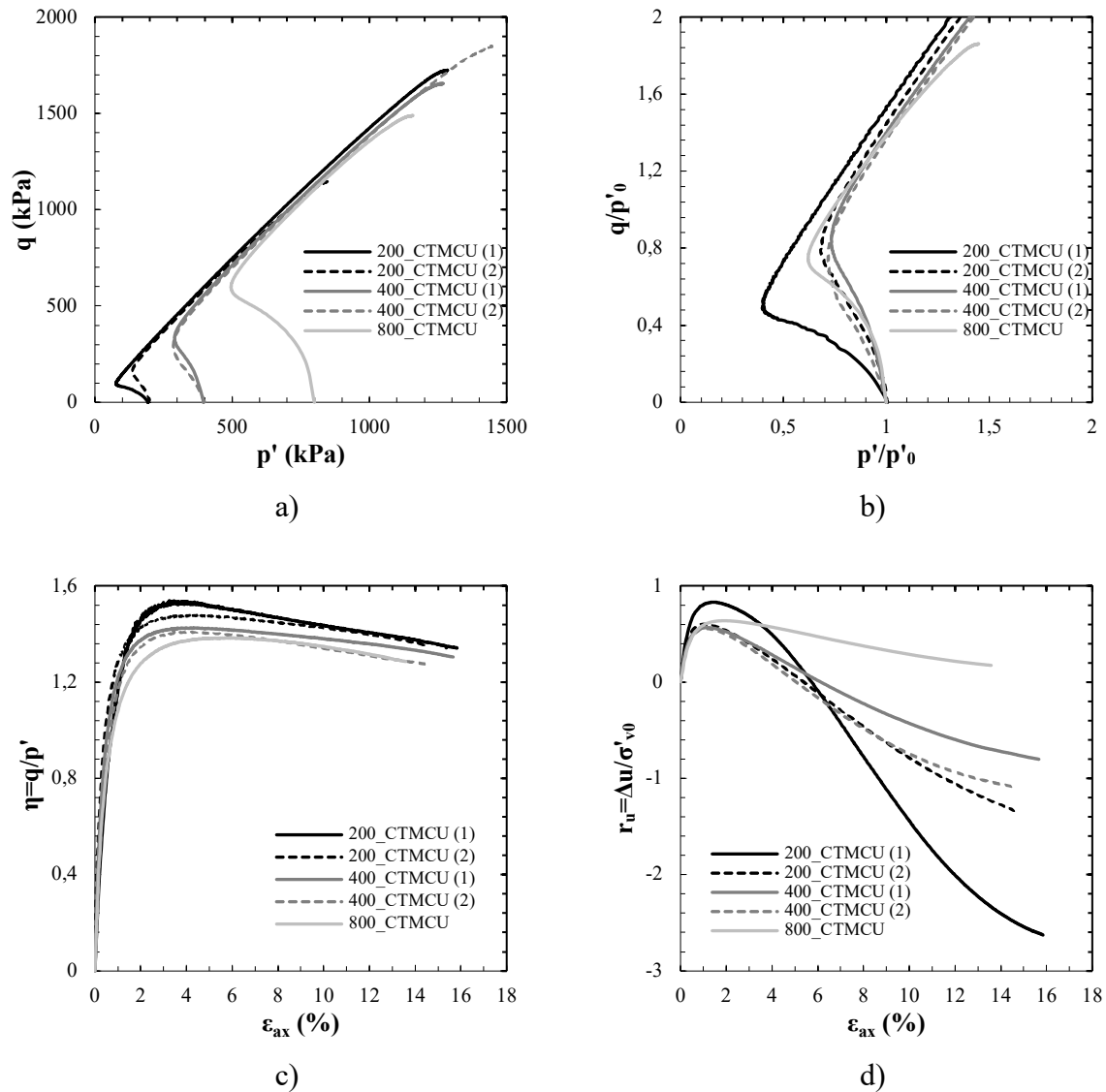


Figura 5.6—Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas da areia de Coimbra contaminada: a) trajetórias de tensões; b) trajetórias de tensões normalizadas; c) curvas tensão-deformação normalizadas; d) variação da pressão intersticial normalizada.

5.2.3 Estado de Transformação de Fase

O Estado de Transformação de Fase é definido como sendo o estado em que ocorre a mudança de comportamento da areia, passando de contrativo a dilatante (Ishihara, 1993). Segundo Alarcon-Guzman *et al.*, (1988) este estado é de fácil determinação dado que ocorre para o valor mínimo da tensão média efetiva, frequentemente designado de cotovelo da trajetória de tensões.

Na Figura 5.7 estão representados os estados de transformação de fase referentes aos ensaios realizados com areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada. São também indicados os ensaios de compressão realizados por Araújo Santos (2015) com a areia de Coimbra, para densidades relativas de 40%. Estes ensaios, realizados no laboratório de geotécnica da Universidade de Coimbra (UC), foram executados na prensa triaxial para amostras de secção cheia, com 100mm de diâmetro e 200mm de altura, e no Hollow Cylinder Apparatus (HCA) para amostras ocas, com 100mm de diâmetro externo, 60mm de diâmetro interno e 200 mm de altura. Na obtenção das retas de melhor ajuste aos pontos, opta-se por tratar separadamente os

ensaios relativos à areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada. Com esta divisão, pretende-se verificar qual o efeito dos finos no Estado de Transformação de Fase.

Observando primeiramente os resultados dos ensaios da areia de Coimbra (Figura 5.7), verifica-se uma colinearidade elevada entre os dados, o que comprova que, independentemente das dimensões da amostra e das tensões efetivas médias iniciais, o Estado de Transformação de Fase apresenta um comportamento linear, para a mesma densidade relativa. Para a LTF_{ac} , relativa à areia de Coimbra, através da aplicação da Equação 3.3 obteve-se um ângulo de transformação de $28,46^\circ$.

Nos ensaios com a areia de Coimbra contaminada, também se verifica uma boa colinearidade entre os dados, no entanto o número de ensaios realizados é bastante inferior aos executados com a areia de Coimbra. Todavia é possível obter uma estimativa da LTF_{acc} pela aplicação da Equação 3.3, tendo-se obtido um ângulo de transformação de $29,06^\circ$. Comparando este último com ângulo de transformação obtido para a areia de Coimbra ($28,46^\circ$), é possível concluir que é ligeiramente superior, o que poderá indicar que a utilização de finos não plásticos aumenta a resistência da areia à liquefação, como indicado por Jradi (2019). No entanto, o número de ensaios realizados com areia de Coimbra contaminada e a pequena diferença entre os ângulos de transformação, não permitem concluir que a utilização de finos não plásticos provoque o aumento da resistência à liquefação da areia de Coimbra.

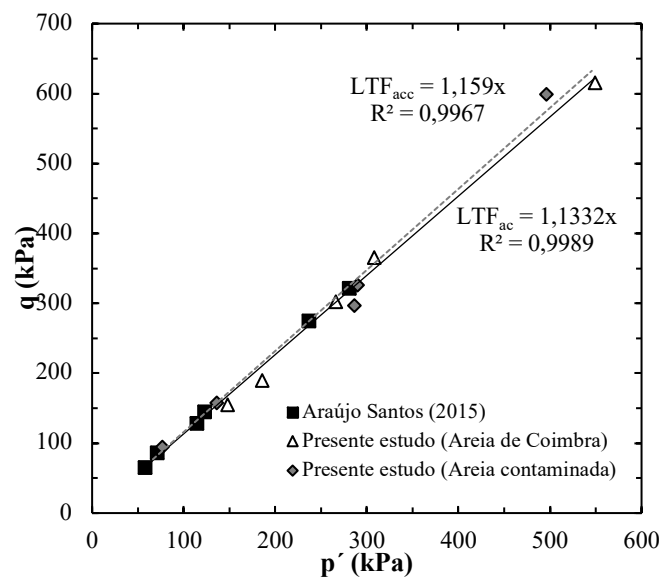


Figura 5.7-Estado de transformação de fase da areia de Coimbra e areia de Coimbra contaminada.

5.2.4 Estado Crítico

Segundo Poulos (1981) o Estado Crítico define-se como o estado em que a massa de solo deforma continuamente a volume constante, tensão efetiva normal e tensão de corte constantes e velocidade constante. O lugar dos pontos que descrevem a relação entre o índice de vazios e a tensão de corte ou tensão efetiva normal designa-se de Linha do Estado Crítico (LEC) (Kramer, 1996). Apesar da análise e comparação dos vários resultados obtidos Estado Crítico da areia de Coimbra não foi alcançado é, no entanto, possível apresentar uma estimativa do ângulo de resistência ao corte mobilizado no final dos ensaios e, consequentemente, da

inclinação da sua projeção no plano $q-p'$. Posto isto, na Figura 5.8 ilustra-se uma estimativa da LEC da areia de Coimbra no plano $q-p'$. São indicados os ensaios de compressão realizados por Araújo Santos (2015), com densidades relativas de 40% e 70% e os ensaios de compressão drenados e não drenados realizados no presente estudo. De notar, que o ensaio 200_TMCD não foi considerado uma vez que a tensão de desvio final se encontra bastante deslocada das dos restantes ensaios, provocando um deslocamento da LEC em relação aos restantes ensaios que não corresponde à verdade. Os ensaios 200_TMCU (4) e 800_TMCD (1) também não foram contemplados por apresentarem uma densidade relativa bastante superior à pretendida para o presente estudo. Pela análise da Figura 5.8 todos os dados apresentam uma colinearidade satisfatória, o que indica que a correlação apresentada poderá estar bastante próxima do Estado Crítico. Da aplicação da Equação 3.3, estima-se que o ângulo de resistência ao corte mobilizado para estados próximos do Estado Crítico é de $34,01^\circ$, valor próximo do intervalo indicado por Araújo Santos (2015) para estados próximos do Estado Crítico ($34,1^\circ$ a $37,3^\circ$). De notar, que o ângulo obtido para o Estado Crítico ($34,01^\circ$) é superior aos ângulos de transformação obtidos na secção anterior, corroborando a hipótese que a LEC e a LTF não são coincidentes, sendo que a primeira se projeta no plano $q-p'$ acima da segunda.

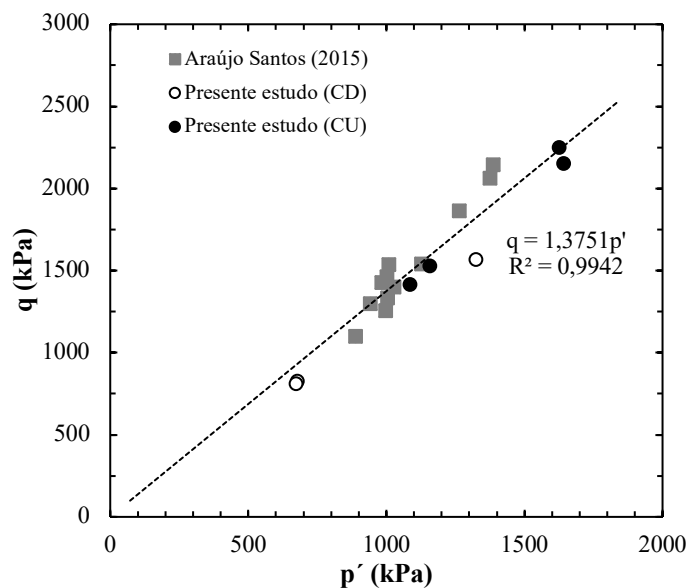


Figura 5.8-Estimativa da Linha do Estado Crítico da areia de Coimbra no plano $q-p'$.

A Figura 5.9 ilustra uma aproximação da LEC da areia de Coimbra no plano $e-\log(p')$. Esta linha corresponde ao índice de vazios crítico, para onde convergem todos os ensaios. Pela análise da Figura 5.8 é possível concluir que os ensaios drenados foram aqueles que se aproximaram mais da LEC. A capacidade de os ensaios drenados atingirem deformações mais elevadas, faz com que se aproximem mais da LEC. Os ensaios realizados por Araújo Santos (2015) com densidades relativas de 70% encontram-se ligeiramente mais afastados da LEC, assim como os ensaios não drenados realizados no presente estudo que apresentaram densidades relativas mais baixas que 40%. De notar, que os ensaios com densidade relativa na ordem dos 40% são aqueles que se aproximam mais à estimativa da LEC. É possível concluir que a proximidade dos ensaios à LEC depende unicamente do índice de vazios inicial, como indicado por Poulos (1981).

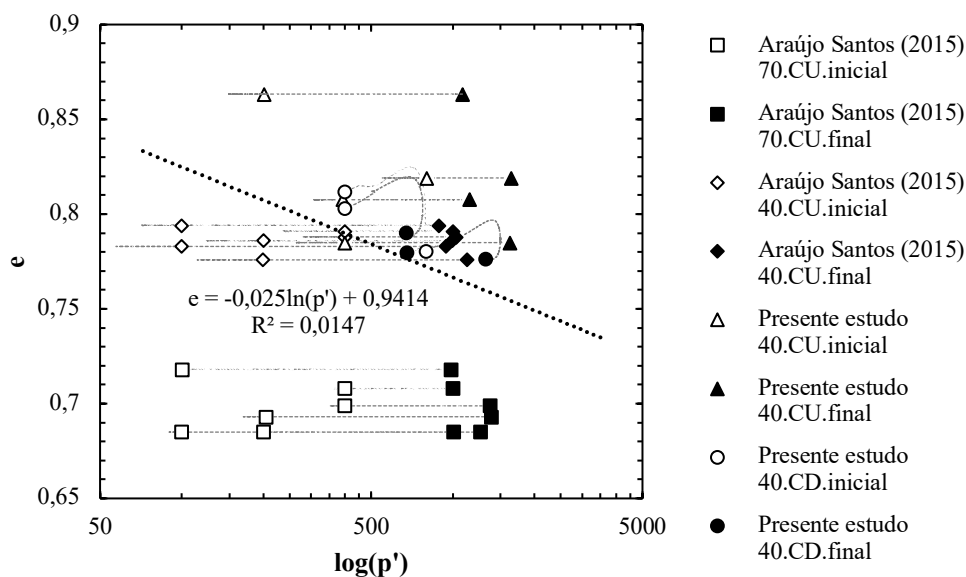


Figura 5.9-Estimativa da Linha do Estado Crítico no plano e - $\log(p')$.

5.3 Influência da geometria das amostras e estado inicial nas deformações das amostras

Os ensaios triaxiais podem ser afetados por diversos erros que podem condicionar os resultados dos ensaios. A avaliação dos efeitos destes erros e/ou não uniformidades é primordial para uma correta interpretação do comportamento do solo (Coelho, 2000). Uma das fontes de erros possíveis é a tensão axial. A sua determinação é feita pela razão entre a carga axial medida pela célula de carga e a área transversal do provete. À exceção de ensaios realizados com deformação radial nula, as amostras sofrem deformações e , consequentemente, a área transversal do provete varia durante os ensaios. Assim, torna-se necessário estimar a extensão radial da amostra em cada instante (Araújo Santos, 2015). Quando não é possível efetuar esta medição recorre-se a métodos indiretos que relacionam a deformação radial com outras grandezas, nomeadamente as extensões axial e volumétrica, medidas durante as várias fases de um ensaio (Coelho, 2000). Segundo este autor, durante a fase de consolidação, a secção da amostra pode ser facilmente determinada desde que se assuma que o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson sejam constantes em qualquer direção em consolidação isotrópica. Relativamente à fase de corte, a estimativa da secção transversal depende do mecanismo de deformação da amostra. Segundo Coelho (2000), em ensaios de compressão, são usualmente aceites três tipos de mecanismos: i) deformação mantendo a forma cilíndrica (cilindro reto); ii) deformação através de uma forma parabólica (embarrilamento); iii) deformação localizada numa dada secção da amostra (embarrigamento). No Anexo D.4. estão indicadas as fotos dos ensaios utilizadas para a determinação da deformação média das amostras do presente estudo.

5.3.1 Influência das condições de drenagem

Na Figura 5.10 é representada a evolução das deformações nas amostras dos ensaios, com a areia de Coimbra, à medida que carga axial aumenta. Através de imagens retiradas às amostras com o evoluir das deformações, em intervalos de 5%, foi possível desenhar as deformadas.

Com a sobreposição das deformadas para deformações de 10%, 15% e 20%, procedeu-se à determinação das deformações máximas e mínimas (linhas pretas) e deformação média (linha vermelha). Pela análise da Figura 5.10a, onde estão ilustradas as deformações dos ensaios não drenados, é possível concluir que o seu desenvolvimento, segundo a classificação proposta por Coelho (2000), tem uma forma parabólica, que se traduz em deformações por embarrilamento. Relativamente à Figura 5.10b, onde estão representadas as deformadas dos ensaios drenados, o seu desenvolvimento é em tudo semelhante ao que acontece nos ensaios não drenados. De notar, que não é representado o início do ensaio por ser idêntico aos dos ensaios não drenados. É notório que nos ensaios drenados foram atingidas deformações mais elevadas, como é o caso do ensaio 200_TMCD, onde se chegou a deformações na ordem dos 30%. No entanto, a deformação média ficou entre os 15% e 20%.

É possível concluir que independentemente da tensão efetiva inicial e das condições de drenagem, as deformações dos ensaios apresentam um comportamento semelhante.

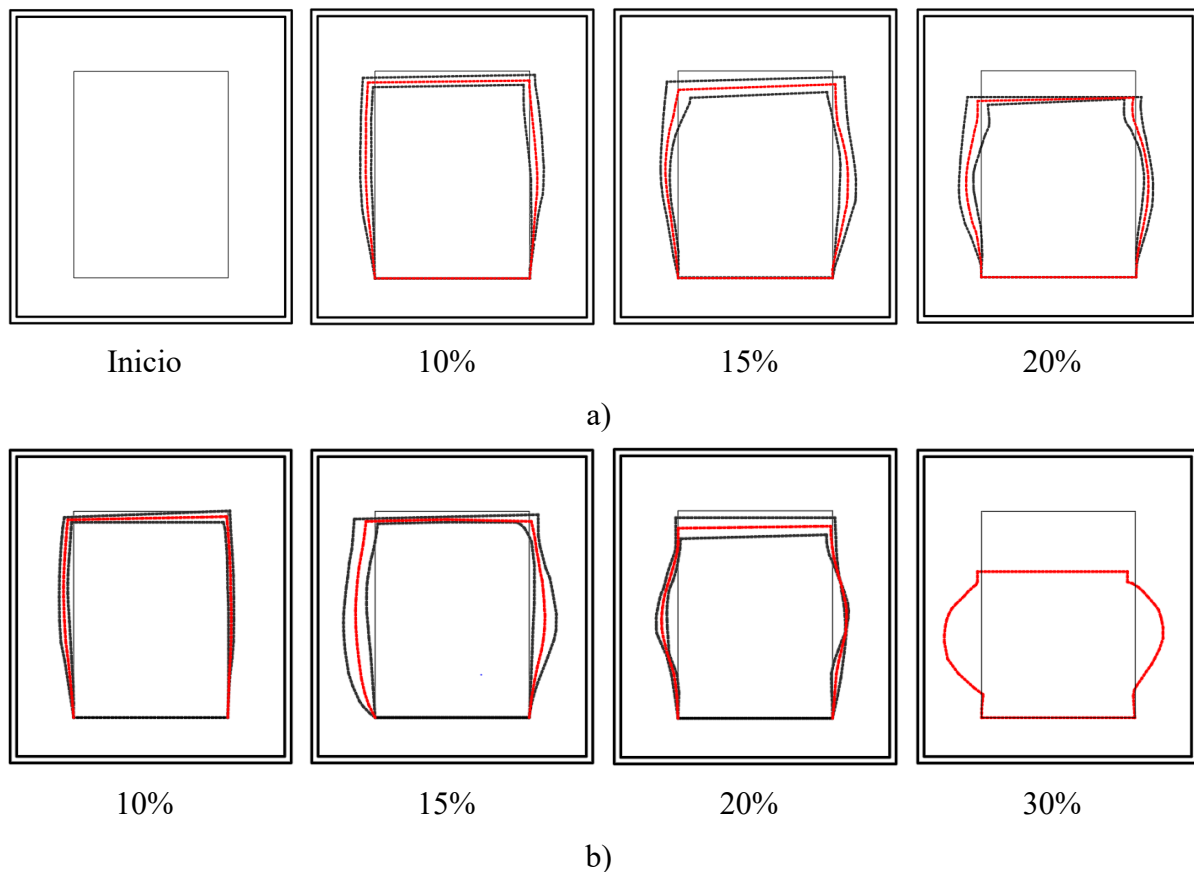


Figura 5.10-Deformadas dos ensaios triaxiais:a) Ensaios não drenados; b) Ensaios drenados.

5.3.2 Comparação com amostras com geometrias diferentes

Na Figura 5.11a está representado, pela linha preta, um dos ensaios triaxiais não drenados de secção cheia (D:100mm:H:200mm) realizados por Araújo Santos (2015) e a linha vermelha, a deformação média obtida nos ensaios triaxiais não drenados do presente estudo, para deformações de 10% e 15%. De notar que, em média, os ensaios realizados no equipamento triaxial por Araújo Santos (2015) chegaram a deformações na ordem dos 15%, como ocorreu nos ensaios não drenados do presente estudo. Pela análise da Figura 5.11a é possível verificar que as deformações são idênticas, apresentando deformações por embarrilamento. Perante esta

situação é possível concluir que a utilização de amostras de secção cheia com diferentes dimensões não influencia a forma como a amostra se irá deformar. No entanto existe alguns cuidados a ter durante a montagem da amostra, como por exemplo, a colocação correta da pedra porosa superior e do topo da amostra. É essencial que após a realização do processo de deposição se verifique que não existe irregularidades na superfície da areia, pois caso isso aconteça a pedra porosa e o topo irão apresentar uma inclinação. Quando é aplicada a carga, a mesma não será aplicada no centro da amostra, mas sim com uma excentricidade que irá impor deformações na amostra que não ocorreriam, caso a carga fosse aplicada no centro.

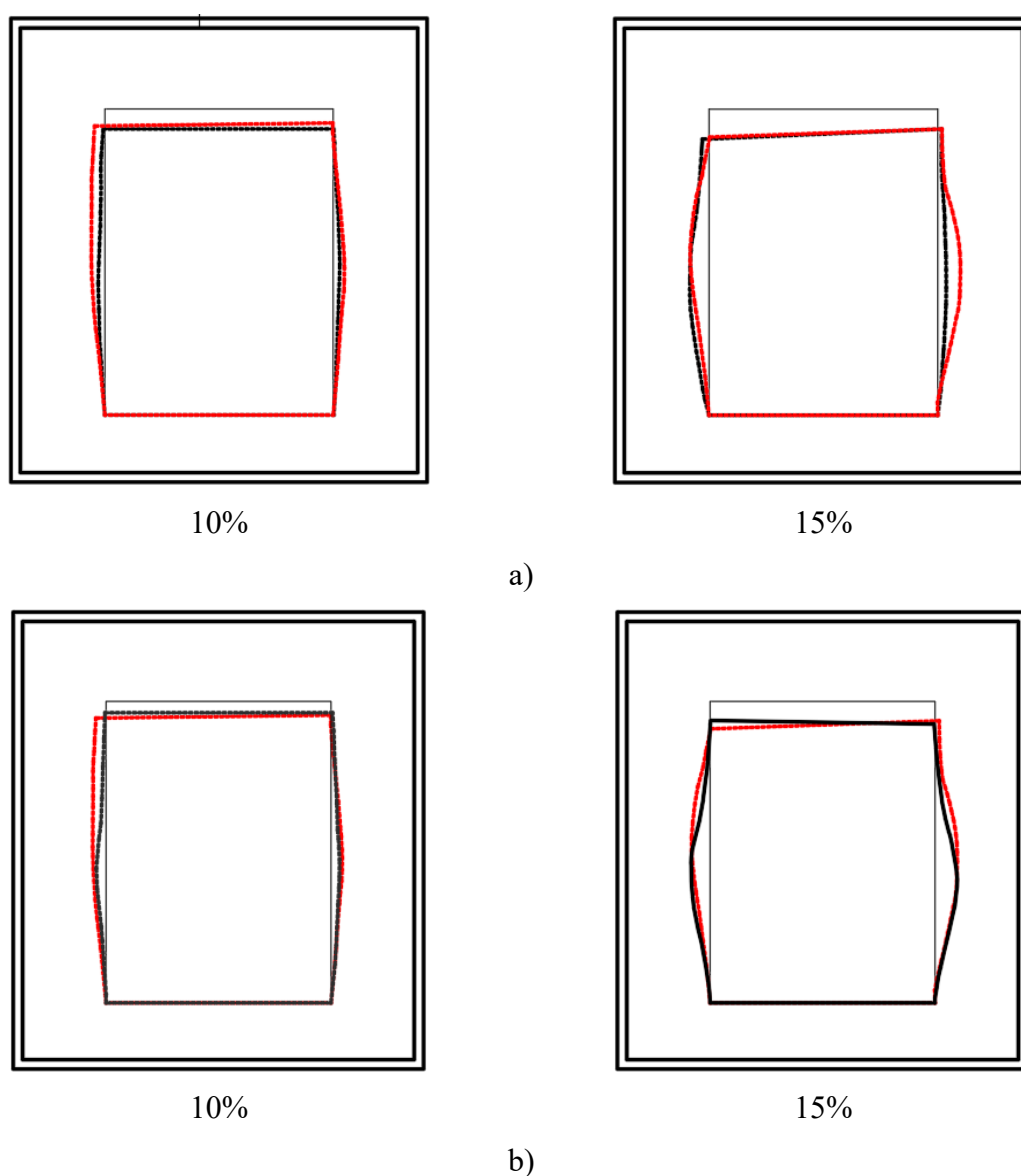


Figura 5.11-Comparação entre deformadas do presente estudo e deformadas de amostras com diferentes secções e dimensões de ensaios realizados por (Araújo Santos, 2015): a) Amostras de secção cheia (triaxial); b) Amostras de secção cheia (triaxial) e secção oca (HCA).

Na Figura 5.11b estão representadas as deformações médias dos ensaios não drenados do presente estudo (linha vermelha) e as deformações de um ensaio de secção oca (linha preta) realizado no HCA por Araújo Santos (2015). É notório pela análise da Figura 5.11b que o mecanismo de deformação do ensaio no HCA apresenta deformações por embarrigamento, uma

vez que as deformações apresentadas se localizam numa secção específica da amostra. Comparativamente com as deformações médias do presente estudo é possível verificar que existe uma ligeira diferença, uma vez que nas amostras de secção cheia, as deformações começam a ser notadas ao longo de todas as secções amostra, ao contrário do que acontece com as amostras ocas. Perante as deformações obtidas é possível concluir que fatores como, as dimensões da amostra, a tensão efetiva inicial e condições de drenagem não afetam o mecanismo de deformação, tornando-se o fator mais preponderante a utilização de amostras de secção cheia ou oca. Idênticas conclusões foram apresentadas por Araújo Santos (2015).

5.4 Considerações finais

A realização dos ensaios de corte monotónico em condições drenadas e não drenadas permitiu caracterizar o comportamento monotónico da areia de Coimbra no domínio das grandes deformações.

Através da utilização de diferentes tensões de consolidação nos ensaios drenados e não drenados da areia de Coimbra, foi possível estudar qual a sua influência, tendo-se concluído que o aumento da tensão de consolidação provoca um aumento proporcional na resistência ao corte da areia de Coimbra. A repetição de ensaios com a mesma tensão de consolidação e a normalização de todos os gráficos, permitiu comprovar que a técnica de deposição de areia desenvolvida era eficaz.

A contaminação da areia de Coimbra com finos não plásticos permitiu estudar qual a sua influência no aumento da resistência da areia de Coimbra. Foi possível concluir que todos os ensaios realizados com a areia contaminada apresentam um comportamento dilatante, ou seja, sem ocorrência de liquefação por fluxo. Relativamente à influência da adição de finos no comportamento da areia de Coimbra, não foi possível encontrar concordância entre os ensaios realizados com diferentes tensões de consolidação. Estes resultados vêm corroborar a inexistência de consenso relativamente a este assunto.

A elaboração de uma estimativa para a linha do Estado Crítico e Estado de Transformação de Fase da areia de Coimbra, através dos resultados obtidos no presente estudo juntamente com os obtidos por Araújo Santos (2015), permitiu chegar a valores do ângulo de resistência ao corte e de transformação mais próximos do valor real, devido ao número de ensaios realizados e à variabilidade das suas características. De notar, que embora haja uma variabilidade de ensaios executados por operadores diferentes, todos os dados apresentam colinearidade, o que comprova a fiabilidade dos valores obtidos.

A determinação das deformações médias dos ensaios do presente estudo, permitiu de forma qualitativa, compreender qual a influência da geometria e outros fatores da amostra no mecanismo de deformação. Foi possível concluir que amostras com diferentes dimensões, mas de secção cheia apresentam um mecanismo de deformação por embarrilamento, independentemente das tensões efetivas iniciais e das condições de drenagem. Conclusão diferente foi obtida quando comparadas com amostras com secção oca, desenvolvidas no HCA, onde as deformações são localizadas numa determinada secção, contrariamente ao que acontece nas amostras de secção cheia.

6 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

A ocorrência de diversos abalos sísmicos e subsequentes eventos registados ao longo dos tempos, em todo o mundo, demonstram que apesar dos avanços na área da engenharia sísmica geotécnica, a caracterização avançada de solos arenosos é fundamental na mitigação de vários eventos catastróficos, como a liquefação. A região do Baixo Mondego, onde se inclui Coimbra, está referenciada como uma zona suscetível à liquefação, tendo sido registadas várias ocorrências nos vários sismos significativos ocorridos em Portugal. Atendendo tanto à extensão e espessura dos depósitos arenosos aluvionares que originam a areia de Coimbra, bem como às desastrosas consequências que a ocorrência de fenómenos de liquefação pode acarretar, é imprescindível um conhecimento aprofundado do comportamento de areias, nomeadamente a muito grandes deformações para as quais são atingidas o Estado Crítico.

Neste estudo, através de ensaios triaxiais de compressão em condições drenadas e não drenadas, foi possível caracterizar o comportamento para muito grandes deformações da areia de Coimbra-Lote 2, dando continuidade aos trabalhos realizados por Araújo Santos (2015). Adicionalmente, através da adição de finos não plásticos à areia de Coimbra, foi possível estudar qual o seu efeito no comportamento da areia de Coimbra-Lote 2 para muito grandes deformações, em condições não drenadas.

Nas seguintes secções resumem-se as principais conclusões dos resultados obtidos, a partir dos ensaios triaxiais de compressão realizados na areia de Coimbra-Lote 2. São também apresentadas algumas propostas de investigação futuras, relativas a temas abordados no presente trabalho, com o objetivo de alargar o conhecimento sobre a areia de Coimbra, assim como continuar a contribuir para a caracterização avançada de solos para minimizar os efeitos causados pela liquefação.

6.1 Conclusões principais

O material de estudo do presente trabalho é uma areia artificial, designada por areia de Coimbra, proveniente dos depósitos aluvionares das margens do rio Mondego. Atualmente são objeto de estudo dois lotes da areia de Coimbra. O Lote 1 proveniente dos depósitos aluvionares da Quinta da Portela e o Lote 2 no estuário do rio Mondego, junto à Figueira da Foz. Este segundo lote é o solo de referência no presente estudo. A areia de Coimbra é obtida após lavagem e separação do material recolhido nos depósitos aluvionares. O uso de uma fração uniforme do solo recolhido garante as condições de homogeneidade transversal e em altura das amostras, evitando fenómenos significativos de segregação das partículas. Estes requisitos são essenciais no estudo de areias com recurso a amostras preparadas em laboratório. De notar que, atendendo à maior suscetibilidade de ocorrência de liquefação em areias com granulometrias uniformes, estas apresentam condições mais favoráveis ao estudo de fenómenos associados à liquefação de solos.

Adicionalmente, a partir da areia de Coimbra-Lote 2, foi criado outro solo, também objeto de estudo no presente trabalho, através da adição de finos não plásticos à areia de Coimbra – Lote 2. Este novo solo é denominado de areia de Coimbra contaminada.

Através de ensaios de caracterização foi possível estudar a granulometria e determinar os índices físicos, importantes para a identificação da areia de Coimbra-Lote 2 e da areia de Coimbra contaminada.

Pela análise da granulometria da areia de Coimbra-Lote 2, e atendendo ao seu processo de obtenção, é possível classificá-la como sendo uma areia mal graduada. De notar que, embora a areia de Coimbra contaminada contenha 5% em massa de finos não plásticos, é igualmente classificada como sendo uma areia mal graduada. O estudo das grandezas básicas da areia de Coimbra-Lote 2 indica valores bastante idênticos, para a densidade das partículas sólidas e índice de vazios máximo e mínimo, quando comparados com outros autores (Araújo Santos, 2015; Fonseca, 2017). Comparativamente, a areia de Coimbra-Lote 2 e a areia de Coimbra contaminada, revelam algumas diferenças entre si, nomeadamente no valor do índice de vazios máximo e mínimo. De facto, embora a densidade das partículas sólidas dos dois solos ser idêntica (2,65), a areia de Coimbra-Lote 2 apresenta índice de vazios máximo e mínimo de 0,96 e 0,55, respetivamente, os valores homólogos para a areia de Coimbra contaminada são 0,92 e 0,47. Naturalmente que, esta diferença é explicada pelo preenchimento dos vazios por partículas de menores dimensões, oriundas da adição de finos à areia de Coimbra-Lote 2.

Atendendo à morfologia das partículas a areia de Coimbra-Lote 2, contém partículas lamelares, designadamente micas, que podem proporcionar a formação de pontes entre as partículas granulares, criando vazios não passíveis de serem preenchidos. Apesar deste lote apresentar partículas arredondadas, que têm tendência a densificar mais, a existência de micas, cuja forma é lamelar, é mais preponderante. A descrição destas grandezas é preponderante para a escolha da densidade relativa adotada no presente estudo, 40%. As densidades relativas da maioria dos depósitos arenosos naturais balizam-se entre 40% e 70%. Estes valores coadunam-se com as densidades relativas dos depósitos suscetíveis a fenómenos de liquefação que são também representativos dos depósitos aluvionares do Rio Mondego (Araújo Santos, 2015).

O coeficiente de permeabilidade da areia de Coimbra-Lote 2, coaduna-se com os valores típicos apresentados para areias variando entre 5×10^{-4} m/s e $2,5 \times 10^{-4}$ m/s, consoante a densidade relativa (Araújo Santos, 2015).

No presente estudo foi desenvolvido um procedimento de preparação de amostras, com vista a replicar a deposição natural de areias no equipamento triaxial, pelo método de deposição gravitacional em meio seco, designado por *pluviação* seca. Numa fase inicial, anterior à realização dos ensaios triaxiais, foi executado um processo exaustivo de calibração, para ser possível obter amostras, de secção cheia, com densidades relativas de 40%. Este processo de calibração foi executado para a areia de Coimbra-Lote 2 e areia de Coimbra contaminada.

A metodologia apresentada no Capítulo 4 permite a montagem de amostras sem ajuda externa, apesar de, em algumas fases, nomeadamente na deposição da areia, se recomendar o apoio de uma segunda pessoa, para não correr o risco de perder a amostra e consequentemente todo o ensaio. Complementarmente, através da metodologia desenvolvida para saturar as amostras

onde se substitui o oxigénio por dióxido de carbono, foi possível aumentar a eficiência do processo de saturação, permitindo preparar amostras saturadas de areia com um valor de B médio de 0,96 em vinte e quatro horas, independentemente da tensão de consolidação escolhida.

A caracterização da areia de Coimbra-Lote 2, no presente estudo, resulta da realização de treze ensaios triaxiais de compressão, onde oito foram realizados em condições não drenadas e cinco em condições drenadas. Adicionalmente, com o objetivo de estudar a influência da adição de finos à areia de Coimbra-Lote 2, foram realizados cinco ensaios em condições não drenadas, com a areia de Coimbra contaminada. Os ensaios monotónicos de compressão drenados e não drenados, foram executados para três tensões de consolidação isotrópica: 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

No domínio das grandes deformações, os ensaios drenados, de uma maneira geral apresentam um comportamento contractivo numa fase inicial, ao qual se segue uma fase dilatante. Foi possível concluir que, quanto maior é a tensão de consolidação, a tensão de desvio de pico e de final do ensaio aumentam proporcionalmente. Adicionalmente, com o aumento da tensão de consolidação, para a mesma densidade relativa, a areia de Coimbra-Lote 2 apresenta uma capacidade menor para dilatar.

Os ensaios não drenados realizados com a areia de Coimbra-Lote 2, revelam que após uma contração inicial, todas as amostras exibem um comportamento com deformações por endurecimento até ao final do ensaio. Como, devido às limitações impostas na realização dos ensaios, não foi atingindo o Estado Crítico em nenhum ensaio, tanto em condições drenadas como não drenadas, apenas foi possível caracterizar o Estado de Transformação de Fase, cujo ângulo de resistência ao corte mobilizado depende das condições iniciais em estudo. Foi possível aferir, a partir da repetição de ensaios, com as mesmas condições iniciais, que a técnica de deposição desenvolvida apresenta resultados fiáveis.

Relativamente aos ensaios não drenados realizados com a areia de Coimbra contaminada, concluiu-se que apresentam um comportamento dilatante, sem ocorrência de liquefação por fluxo. A influência da adição de finos à areia é um tema que gera opiniões contraditórias. No presente estudo, não possível encontrar concordância entre os ensaios realizados com diferentes tensões de consolidação. Os ensaios correspondentes a tensões de consolidação de 200 kPa e 800 kPa apresentaram um comportamento contrativo inicial até ao ETF mais acentuado quando comparados com os respetivos ensaios da areia de Coimbra-Lote 2. Contrariamente, o ensaio com tensão de consolidação de 400 kPa apresentou um comportamento contrativo, até ao ETF, menor quando comparado com o ensaio relativo à areia de Coimbra-Lote 2.

Como referido, em nenhum dos ensaios foi atingido o Estado Crítico, no entanto, através dos ensaios realizados no presente estudo, juntamente com os ensaios realizados por Araújo Santos (2015) na prensa triaxial e no Hollow Cylinder Apparatus (HCA), foi possível obter uma estimativa da Linha de Estado Crítico. O ângulo de resistência ao corte mobilizado para estados próximos do Estado Crítico foi de $34,01^\circ$, valor próximo do intervalo indicado por Araújo Santos (2015), para estados próximos do Estado Crítico ($34,1^\circ$ a $37,3^\circ$). Adicionalmente, é também apresentada a aproximação da LEC da areia de Coimbra – Lote 2 no plano $e\text{-}\log(p')$. Através da linha correspondente ao índice de vazios crítico, é possível observar a convergência

de todos os ensaios. Concluiu-se que, os ensaios drenados, foram os que se aproximaram mais da LEC.

A determinação da Linha de Transformação de Fase (LTF) para a areia de Coimbra-Lote 2, foi determinada a partir dos ensaios realizados no presente estudo e os ensaios efetuados por Araújo Santos (2015), para densidades relativas de 40%. Obteve-se um ângulo de transformação de $28,46^\circ$. Através dos ensaios realizados com a areia de Coimbra contaminada foi igualmente possível obter uma estima para a LTF, obtendo-se um ângulo de transformação de $29,06^\circ$. De notar que, comparando os dois ângulos de transformação, o relativo à areia de Coimbra contaminada é ligeiramente superior, o que poderá indicar que a utilização de finos não plásticos na areia de Coimbra-Lote 2, poderá aumentar a resistência da areia à liquefação.

A determinação das deformações médias dos ensaios realizados no presente estudo permitiu, de forma qualitativa avaliar o tipo de deformação obtida. Concluiu-se que as amostras apresentam um mecanismo de deformação por embarrilamento. Adicionalmente, foram comparadas as deformadas médias do presente estudo, com as deformações das amostras de diferentes dimensões, realizadas por Araújo Santos (2015) na prensa triaxial e no HCA da Universidade de Coimbra (UC).

Em suma, com base nas conclusões apresentadas, os objetivos propostos para a realização do presente trabalho foram cumpridos. Foram realizados ensaios de caracterização fundamental para a areia de Coimbra-Lote 2 e para a areia de Coimbra contaminada. Foi desenvolvido um método fiável para ser aplicado na reconstituição de amostras no equipamento triaxial, tendo posteriormente sido estudado o comportamento da areia de Coimbra-Lote 2 quando submetida a ensaios triaxiais de compressão monotónica em condições drenadas e não drenadas.

6.2 Perspetivas Futuras

Durante a realização do presente trabalho, identificaram-se assuntos que, ou por estarem fora do âmbito do presente trabalho ou porque requerem a realização de mais ensaios, não foram abordados. Assim, no seguimento desta dissertação, são indicadas algumas sugestões de investigação futura:

- Continuar o estudo da influência da geometria da amostra no comportamento da areia de Coimbra, comparando as geometrias convencionais cuja relação altura/diâmetro é $2/1$, com geometrias de razões diferentes, nomeadamente $2,5/1$ e $3/1$;
- Proceder à execução de mais ensaios com vista à definição da Linha do Estado Crítico da areia de Coimbra, utilizando, para tal, amostras com densidades relativas de 20% e para tensões de consolidação mais elevadas;
- Utilizar a instrumentação local do ISEC e através da versatilidade da mesma caracterizar a areia de Coimbra para muito pequenas deformações, estimando-se a sua rigidez máxima;
- Continuar o estudo da influência da contaminação de areias.

Com vista a utilizar o novo atuador adquirido para o equipamento triaxial do ISEC propõe-se:

- Através da utilização do novo equipamento efetuar estudos com o intuito de avaliar a variação da permeabilidade com o estado de tensão efetivo;
- Caracterização de outros materiais passíveis de liquefação, como os rejeitos da mineração, utilizados em grandes obras geotécnicas, como por exemplo barragens.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G. A. e Chameau, J. L. (1988). *Undrained monotonic and cyclic strength of sands*. Journal of Geotechnical Engineering, 114 (10): 1089- 1109.
- Ambraseys, N. N. (1988). Engineering seismology. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 17, pp. 1-105.
- Araújo Santos, L. (2011). *Caracterização e Modelação do Comportamento Mecânico da Areia de Coimbra sob Ações Generalizadas*. Projeto de Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol..
- Araújo Santos, L. (2015). *Caracterização do Comportamento Mecânico da Areia de Coimbra sob Ações Generalizadas*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1vol.
- Araújo Santos, Luís M., Coelho, P., & Taborda, D. (2016). *Influência da Variabilidade das Propriedades Físicas da Areia de Coimbra na sua Permeabilidade*. XV Congresso Nacional de Geotecnia e VIII Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Porto.
- ASTM (2000a). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table*. D 4253. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM (2000e). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. D 4254. American Society for Testing and Materials, USA.
- ASTM (2006). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*, D 2487. American Society for Testing and Materials, USA.
- Atkinson, J. H., e P. L. Bransby. (1978). *The Mechanics of Soils, an Introduction to Critical State Soil Mechanics*. London: McGraw Hill Book Company (UK), 103–116.
- Azeiteiro, Ricardo J. N. (2017). *Critical State- Based Interpretation of the Monotonic Behavior of Hostun Sand*. American Society of Civil Engineers.
- Bedin, J. (2008). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Qualificação de doutoramento, Universidade Federal do rio Grande do Sul.
- Been, K, e Jefferies, M. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique. 35 (2): 99-112.
- Been, K., Jefferies, H. G. e Hachey, J. E. (1991). *The critical state of sands*. Géotechnique, 41 (3): 365-381.
- Bensoula, M., Missoum, H., Bendani, K. (2015). *Critical Undrained Shear Strength of Loose-Medium Sand-Silt Mixtures Under Monotonic Loadings*. Laboratory of Construction, Transports and Environment Protection (LCTPE), University of Mostaganem, Mostaganem, Algeria.

- Bonito, F., Cardoso, C., Maranhão, H. e Guerra, F. (2005). *O Ensaio Triaxial no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Aveiro*. 4.º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Moçambique.
- Boulanger, R. W. (2005). *General report - earthquake related problems (TS-4b)*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka: 3117-3124.
- BS 1377: Parte 2. 1990. *Methods of Test for Soil for Civil Engineering Purposes*. British Standards, London. British Standard Institution (1975) *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes*.
- Butterfield, R. e Andrawes, K. Z. (1970). *An air activated sand spreader for forming uniform sand beds*. Géotechnique, 20 (1): 97-100.
- Cai, G.-q., Zhao, C.-g., Li, J. e Liu, Y. (2014). *A new triaxial apparatus for testing soil water retention curves of unsaturated soils under different temperatures*. Journal of Zhejiang University - SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), 15 (5): 364-373.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristics of cohesionless soils affecting the stability o slopes and eaath fills*. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January: 257 – 275.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Tese de Doutoramento, Harvard University Cambridge.
- Castro, G. (1975). *Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands*. Journal of ASCE, 101, 551-69.
- Castro, G. E. (1982). *Liquefaction Induced by Cyclic Loading*. Report to National Science and Foundation, No. NSF/CEE-82018. Washington, DC: National Science Foundation.
- Castro, G., e S. J. Poulos. (1977). *Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division 103(GT6): 501–516.
- Cho, G.-C., Dodds, J. e Santamarina, J. C. (2006). *Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: natural and crushed sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (5): 591-602.
- Coelho, P. (2010). *Aulas de Mecânica dos Solos I*, Dec, FCTUC, Coimbra, Portugal.
- Coelho, P. A. L. d. F. (2000). *Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Coelho, P. A. L. d. F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Tese de Doutoramento, University for Cambridge, Cambridge.
- Coelho, P. A. L. d. F., Cunha, M. I. A. B. A. e Santos, L. N. L. (2011). *Laboratory characterization of the behaviour of liquefiable Coimbra sand*. 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago.

- Correia, António G. (2004). *Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas*. Geotecnia, 100: 103 -122.
- Cruz, F. (2016). Mecânica dos solos- Apontamentos teóricos. Elementos pedagógicos da unidade curricular de Mecânica dos solos da Licenciatura em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Cubrinovski, M. e Ishihara, K. (2002) Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands. *Soils and Foundations*, 42, 65 - 78.
- Cunha, M. I. A. B. A. d. (2010). *Caracterização laboratorial do comportamento de uma areia de Coimbra sob carregamento cíclico*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Dafalias, Y. F. (1993). Overview of constitutive models used in VELACS. *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*. 2. A. A. Balkema, Rotterdam: 1293-1304.
- Dos Santos, J. P. (2018). *Conceção e Implementação de um Sistema de Pluviação de Areia*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 1vol..
- Fonseca, M. P. (2017). *Estudo da Resposta de Areia de Coimbra sob carregamento uniaxial*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, Portugal.
- Hanzawa, H., Itoh, Y. e Suzuki, K. (1979). *Shear characteristics of a quick sand in the arabian gulf*. *Soils and Foundations*, 19 (4): 1-15. (citado por Kramer, 1996).
- Head, K. H. (1998). *Manual of Soil Laboratory Testing. Volume 3: Effective stress tests*, 2.^a Edição. John Wiley & Sons, Inc, New York, NY, USA.
- Hooker, P. (2002). *The development of automated testing in geotechnical engineering*. Proc. of the Indian Geotechnical Conference, Vol. 1, pp. 96-102, Allahabad.
- Hunger, O., e N. R. Morgenstern. (1984). *Experiments on the Flow Behavior of Granular Materials at High Velocity in an Open Channel*. *Geotechnique* 34 (3): 405–413.
- Ishihara, K. (1993). *Liquefaction and flow failure during earthquakes*. *Géotechnique*, 34 (3): 351-415.
- Ishihara, K. (1994). *Evaluation of residual strenght of sandy soils*. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Dehli, 5: 175-181.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechincs*. Oxford: Oxford Science Publications.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. e Yasuda, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*. *Soils and Foundations*, 15 (1): 29-44

- Johansson, J. (2000). *Soil Liquefaction Web Site*. University of Washington: <https://depts.washington.edu/liquefy/html/when/when1.html> (27 de Julho de 2020).
- Jorge, C e Vieira A. M. (1997). *Avaliação do potencial de liquefacção. Aplicação ao território português e à cidade de Setúbal*. 6.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, 1: 153-167.
- Jorge, C. e Coelho, A. G. (1998). Zonamento do potencial de liquefacção. Tentativa de aplicação a Portugal. *Geotecnia*, 83: 37-59.
- Jradi, L. (2019). *Study of the influence of fine particles on the properties of liquefaction of sands*. Dissertação de doutoramento, Universidade de Paris, Paris, França.
- Kang, X., Xia, Z., Chen, R., Ge, L. e Liu, X. (2019). *The critical state and steady state of sand: A literature review*. *Marine Georesources e Geotechnology* 37:9, 1105-1118.
- Karimian A., e Hassanlourad M. (2018). *Undrained monotonic shear behaviour of loose sand-silt soil mixture*. Department of Civil Engineering, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.
- Koester J.P., (1994) *The influence of fines type and content on cyclic strength, Ground Failures under Seismic Conditions*. ASCE, 17-33
- Kokusho T., Nagao Y., Ito F., Fukuyama T.(2014) *Sand liquefaction observed during recent earthquake and basic laboratory studies on aging effect, Earthquake Geotechnical Engineering*. Design, 75-92, Springer International Publishing. doi: 10.1007/978-3-319-03182-8 3.
- Konrad, J.-M. (1990). *Minimum undrained strenght of two sands*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116 (6): 932-947.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1.^a Edição, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Kuerbis, R. H., D. Negussey, e Y. P. Vaid. (1988). *Effect of Gradation and Fines Content on the Undrained Response of Sand*. ASCE conference on hydraulic fill structures. *Geotechnical Special Publication* 21, pp. 330–345.
- Labuz, Joseph F. e Arno Zang. (2012). *Mohr-Coulomb Failure Criterion*. *Rock Mech Rock Eng.* 45:975 – 979
- Lade, P. V. e Ibsen, L. B. (1997). *A study of the phase transformation and the characteristics lines of sand behaviour*. *International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, Nagoya: 353-359.
- Lade, P. V., Liggiro r, C. D. e Yamamuro, J. A. (1998) *Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand*. *Geotechnical Testing Journal*, 21, 336 - 347.
- Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics*, 1.^a edição. John Wiley and Sons, Sigapore. (citado Araújo Santos)

- Lindenberg, J. e Koning, H. L. (1981). *Critical density of sand*. *Géotechnique*, 31 (2):231-245.
- LNEC (1965). *Solos: Determinação da densidade das partículas*. NP-83. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEC (1966). Especificação E 195-1966, Solos- *Preparação por via seca de amostras*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- LNEC (1966). Especificação E 196-1966, Solos- *Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- LNEC (1970). Solos: *Classificação para fins rodoviários*. E 240. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEG (1976). *Carta geológica de Portugal: Figueira da Foz*. Folha 19-C. Laboratório Nacional de Energia e Geologia, Portugal.
- LNEG (2005). *Carta geológica de Portugal: Coimbra – Lousã*, Folha 19-D, Laboratório Nacional de Energia e Geologia, Portugal.
- Mahmood, A., Mitchell, J. K. e Lindblom, U. (1976). *Effect of specimen preparation method on grain arrangement and compressibility in sand*. Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing. ASTM: 169-192.
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos Estados Críticos: Solos Saturados e Não Saturados*. Volume 1. 1ª Edição, IST Edições, Lisboa.
- Marques, F. P. (2011). *Análise do potencial de liquefação de areias com finos*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1vol..
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Volume 1, 1ª Edição, FEUP Edições, Porto.
- McCormack, P. (2010). *Small Strain Stiffness Properties of Sand*. Tese de Mestrado, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London, 1 vol..
- Mogami, T. e Kubo, K. (1953). *The behaviour of soil during vibration*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1: 152-153.
- Mohamed, R. e Dobry, R. (1986). *Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand*. Journal of Geotechnical Engineering, 112 (10): 941-958.
- Mulilis, J. P., Seed, H. B., Chan, C. K., Mitchell, J. K. e Arulanandan, K. (1977). *Effects of sample preparation on sand liquefaction*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103 (GT2): 91-108.
- NP EN 143 (1969): *Determinação dos limites de consistência*. Norma Portuguesa, IPQ.
- NP EN 933-8 (2002): *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados - Parte 8: Determinação do teor de finos - Ensaio do equivalente de areia*. Norma Portuguesa, IPQ.

NP EN 933-9 (2002): *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados - Parte 9: Determinação do teor de finos - Ensaio do azul de metileno*. Norma Portuguesa, IPQ.

Okamoto, M. e Fityus, S. (2006). *An evaluation of the dry pluviation preparation technique applied to silica sand samples*. International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media, Ube: 33-39.

Oliveira M., C., (2014): *Estudo de Liquefação por Instabilidade de Fluxo de Solos Arenosiltosos em Laboratório*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Pedro A, Dias Santos PA, Araújo Santos LM, Coelho PALF, Taborda DMG. (2016). *Potenciais fontes de erro na realização e interpretação de ensaios de bender elements em amostras reconstituídas de areia*. In: 15.º Congresso Nacional de Geotecnia e 8.º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Porto, 20-23.

Penna, L. R. (2008). *"Estudo da construção de aterros em depósitos estratificados de rejeitos de mineração"*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

Pitman, T. D., Robertson, P. K. & Sego, D. C. (1994) *Influence of Fines on the Collapse of Loose Sands*. Canadian Geotechnical Journal, 31, 728 - 739.

Poulos, S. J. (1981). *The steady state of deformation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107 (GT5): 553-562.

Powers, M. C. (1953). *A new roundness scale for sedimentary particles*. Journal of Sedimentary Petrology, 23 (2): 117-119

Riemer, M. F., e R. B. Seed. (1997). *Factors Affecting Apparent Position of Steady-State Line*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123 (3): 281–288.

Rocha, J. M. M. (2010). *Definição de Condições de Liquefação em Triaxial à Luz da Teoria dos Estados Críticos e Avaliação de Risco por Razão de Velocidades de Ondas Sísmicas numa Areia Dunar*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Roscoe, K. H., Schofield, A. N. e Wroth, C. P. (1958). *On The Yielding of Soils*. Géotechnique, 8 (1), 22 – 53.

Santos, J. (2007). *Ensaio laboratoriais correntes- Apontamentos teóricos*. Elementos pedagógicos da unidade curricular de Fundações e Estruturas do Mestrado em Engenharia de estruturas. Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, Portugal.

Santos, J. A., Gomes, R. C., Lourenço, J. C., Marques, F., Coelho, P., Azeiteiro, R., Araújo Santos, L. M., Marques, V., Viana da Fonseca, A., Soares, M., Abreu, É. e Taborda, D. M. G. (2012). *Coimbra sand - round robin tests to evaluate liquefaction resistance*. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.

- Santos, L. N. (2009). *Comportamento da Areia de Coimbra sob Carregamento Monotónico*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1vol..
- Schofield, A. e Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*, 1.^a Edição. McGraw-Hill, Berkshire.
- Serra, J. B., Madeira, L., Emílio, F. T. e Palma, J. (1997). *Desenvolvimento e aplicação de um chuveiro de areia para a preparação de provetes em laboratório*. 6.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, 1: 231-240.
- Shen C.K., Vrymoed J.L., Uyeno C.K., (1977). The effects of fines on liquefaction of sands, Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 381-385.
- Sladen, J. A., D. Hollander, R. D. e Krahn, J. (1985). *The liquefaction of sands, a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (4): 564-578
- Souza, L., C. (2018). *Análise da Deposição de Rejeitos Desaguados. Projeto Final em Engenharia Ambiental*. Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. Brasília.
- Symes, M. J. P. R., A. Gens, e D. W. Hight. (1984). *Undrained Anisotropy and Principal Stress Rotation in Saturated Sand*. Geotechnique 34 (1): 11-27.
- Taborda, D. M. G. (2011). *Development of constitutive models for application in soil dynamics*. Tese de Doutoramento, Imperial College London, London.
- Tappan, E. M. (1914). "The World's Story: A History of the World in Story, Song and Art". Vol. 5. Houghton Mifflin Publishers, Boston. Internet Modern History Sourcebook como parte integrante de Internet History Sourcebooks Project a cargo de Paul Halsall: www.fordham.edu/halsall/mod/1755lisbonquake.html (15 de Abril de 2020).
- Terzhagi, K. (1956). *Varieties of submarine slope failures*. Proc., 8th Texas Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., University of Texas at Austin Bureau of Engineering Special Research Publication No. 29,41.
- Thevanayagam, S. (1998) *Effects of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124, 479 - 491.
- Troncoso J.H., Verdugo R., (1985). *Silt content and dynamic behavior of tailing sands*. Proceedings of XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1311-1314.
- Tsuchida, H. (1970). *Prediction and countermeasure against liquefaction in sand deposits*. Seminar in the Port and Harbor Research Institute: 3.1-3.33 (em Japonês) [citado por Ishihara, 1985].
- Vaid, Y. P. (1994) Liquefaction of Silty Soils. Geotechnical Special Publication, 1 - 16.

- Vaid, Y. P. e Chern, J. C. (1983). *Effects of static shear on resistance of liquefaction*. Soils and Foundations, 23 (1): 47-60.
- Vaid, Y. P. e Chern, J. C. (1983). *Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2 (3): 171-177.
- Vaid, Y. P. e Negussey, D. (1988). *Preparation of reconstituted sand specimen*. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. Baltimore, USA. ASTM: 405-417.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F. e Kuerbis, R. H. (1990). *Stress path and steady state*. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1): 1-7.
- Vaid, Y. P., e J. C. Chern. (1985). Closure to “*Effect of Static Shear on Resistance to Liquefaction*,” de Y. P. Vaid and J. C. Chern. Soils Found, JSSMFE 25 (3): 154–156.
- Verdugo, R. (1992). Characterization of sandy soil behavior under large deformation. Tese de Doutoramento, Universidade de Tóquio, Tóquio.
- Verdugo, R. e Ishihara, K. (1996). *The steady state of sandy soils*. Soils and Foundations, 36 (2): 81-91.
- Wood, D. M. (1991). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. New York: Cambridge University Press, pp. 139–162.
- Yamamuro J.A., Lade P.V., (1997). *Static liquefaction of very loose sands*, Canadian Geotechnical Journal, 34, 6, 905-917.
- Yamamuro, J. A. & Lade, P. V. (1997) *Static Liquefaction of Very Loose Sands*. Canadian Geotechnical Journal, 34, 905 - 917.
- Yamamuro, J. A. e Lade, P. V. (1998). *Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (9): 868-877.
- Yamamuro, J. A., e K. M. Covert. (2001). “*Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content*.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127 (4): 314–324.
- Yoshimine, M., e Koike, R. (2005). *Liquefaction of clean sand with stratified structure due to segregation of particle size*. Soils and Foundations (J. G. Society, Ed.), Vol.45, No. 4, pp. 89-98.
- Youd, T. L. (1984). *Recurrence of liquefaction at the same site*. Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 3, pág. 231-238.
- Youd, T. L. e Hoose, S. N. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. Proceedings, 6th World Conference on Earthquake Engineering. New Delhi, Vol.3, pp. 2189-2194.

Youd, T.L. (1991). *Mapping of earthquake-induced liquefaction for seismic zonation*. Proceedings, 4th International Conference on Seismic Zonation, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, pp. 111-147.

Zhang, M., Y. Yang, Q. Li, M. Jiang, e W. Fei. (2013). *Influence of Stress Paths Including Principal Stress Rotation on Critical State of Dense Sand*. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering 32 (12): 2560–2565.

ANEXOS

Anexo A - Ensaios de Caracterização de Solos;

Anexo B - Procedimentos de calibração do Método de *Pluviação Seca*;

Anexo C - Boletins de Ensaios Triaxiais;

Anexo D - Ensaios Triaxiais de Compressão Monotónica.

Anexo A – Ensaios de Caracterização de Solos

No Anexo A são apresentados os dados dos ensaios de identificação da areia de Coimbra – Lote 2, da areia do depósito aluvionar, do pó granítico e da areia de Coimbra contaminada, cujos resultados são apresentados no Capítulo 2. Os ensaios de caracterização do solo realizados são: a análise granulométrica, densidade das partículas sólidas, índice de vazios máximo e mínimo e limites de consistência, apresentados nas seguintes secções:

- A.1. Análises granulométricas;
- A.2. Densidades das partículas sólidas;
- A.3. Índices de vazios máximo;
- A.4. Índice de vazios mínimo;
- A.5. Limite de Liquidez do pó granítico.

A.1. Análises granulométricas

Quadro A.1.1 – Análise granulométrica da areia de Coimbra-Lote 2.

Análise Granulométrica					
Peneiro nº	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,89	323,20	309,10	289,24	432,00
Massa do peneiro com amostra (g)	0	327,39	368,17	318,07	0
Massa do material retido (g) m_x	0	4,19	59,07	28,825	0
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	4,55	64,15	31,30	0
% retidos acumulados n'_x	0	4,55	68,70	100	100
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	95,45	31,30	0	0
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	100	95,40	31,30	0	0

Quadro A.1.2 – Análise granulométrica da areia de Coimbra contaminada.

Análise Granulométrica					
Peneiro nº	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,89	323,16	309,06	289,22	397,93
Massa do peneiro com amostra (g)	0	325,35	369,82	322,12	398,09
Massa do material retido (g) m_x	0	2,19	60,76	32,9	0,16
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0	2,16	60,04	32,51	0,16
% retidos acumulados n'_x	0	2,16	62,21	94,72	94,88
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	100	97,84	37,79	5,28	5,12
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	100	97,8	37,8	5,3	5,1

Quadro A.1.3 – Análise granulométrica do pó granítico.

Análise Granulométrica					
Peneiro nº	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,89	323,20	309,10	289,24	432,00
Massa do peneiro com amostra (g)	362,04	323,54	309,71	291,31	433,76
Massa do material retido (g) m_x	0,15	0,34	0,61	2,07	1,76
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	0,15	0,34	0,60	2,05	1,74
% retidos acumulados n'_x	0,15	0,48	1,09	3,14	4,88
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	99,85	99,52	98,91	96,86	95,12
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	99,90	99,50	98,90	96,90	95,10

Quadro A.1.4 – Análise granulométrica da areia do depósito aluvionar.

Análise Granulométrica					
Peneiro nº	20	40	60	140	200
Malha (mm)	0,840	0,425	0,250	0,105	0,075
Massa do peneiro (g)	361,89	323,20	309,10	289,24	432,00
Massa do peneiro com amostra (g)	372,81	359,52	365,06	322,02	433,21
Massa do material retido (g) m_x	10,92	36,32	55,96	32,78	1,21
% material retido $n_x = m_x * 100 / m_b$	7,77	25,87	39,85	23,34	0,86
% retidos acumulados n'_x	7,77	33,64	73,49	96,83	97,69
% passados $n''_x = 100 - n'_x$	92,23	66,36	26,51	3,17	2,31
% passados (total) $N''_x = n''_x * N''_{10} / 100$	92,20	66,4	26,50	3,2	2,30

A.2. Densidades das partículas sólidas

Quadro A.2.1 – Determinação da densidade das partículas sólidas da areia de Coimbra-Lote 2.

Designação			Picnómetro nº:	
			38	44
Calibragem	m ₁	massa do picnómetro (g)	38,63	45,79
	m ₂	massa do picnómetro+água a temperatura t ₁ (g)	147,08	148,02
	t ₁	temperatura (°C)	20,0	21,5
	d ₄ ^{t1}	densidade da água a temperatura t ₁	0,99823	0,99791
	m ₃	picnómetro+água à temp t _x (g)	147,146	148,115
Densidade	m ₄	amostra seca	29,45	28,24
	m ₅	picnómetro +amostra+água	165,45	165,69
	t _x	temperatura do ensaio (°C)	16,8	16,8
	d ₄ ^{tx}	densidade da água à temp t _x (°C)	0,998834	0,998034
	k	factor da tabela da NP-83	1,001	1,001
	G	densidade das partículas	2,645	2,651
	Média das densidades das partículas		2,65	

Quadro A.2.2 – Determinação da densidade das partículas sólidas da areia de Coimbra contaminada.

Designação			Picnómetro nº:	
			76	47
Calibragem	m ₁	massa do picnómetro (g)	45,68	49,50
	m ₂	massa do picnómetro+água a temperatura t ₁ (g)	149,94	151,07
	t ₁	temperatura (°C)	25,2	25,2
	d ₄ ^{t1}	densidade da água a temperatura t ₁	0,99703	0,99703
	m ₃	picnómetro+água à temp t _x (g)	149,96	151,08
Densidade	m ₄	amostra seca	30,07	30,52
	m ₅	picnómetro +amostra+água	168,68	170,13
	t _x	temperatura do ensaio (°C)	24,4	24,7
	d ₄ ^{tx}	densidade da água à temp t _x (°C)	0,99723	0,99716
	k	factor da tabela da NP-83	0,999	0,999
	G	densidade das partículas	2,647	2,657
	Média das densidades das partículas		2,65	

Quadro A.2.3 – Determinação da densidade das partículas sólidas do pó granítico.

Designação			Picnómetro n°:	
			44	47
Calibragem	m_1	massa do picnómetro (g)	45,77	49,53
	m_2	massa do picnómetro+água a temperatura t_1 (g)	147,95	151,18
	t_1	temperatura (°C)	23,8	23,8
	$d_4^{t_1}$	densidade da água a temperatura t_1	0,99738	0,99738
	m_3	picnómetro+água à temp t_x (g)	147,91	151,16
Densidade	m_4	amostra seca	25,14	25,45
	m_5	picnómetro +amostra+água	163,60	166,91
	t_x	temperatura do ensaio (°C)	25,4	24,7
	$d_4^{t_x}$	densidade da água à temp t_x (°C)	0,99697	0,99716
	k	factor da tabela da NP-83	0,999	0,999
	G	densidade das partículas	2,66	2,62
Média das densidades das partículas			2,64	

A.3. Índices de vazios máximo

Quadro A.3.1 – Ensaios para obtenção do valor do índice de vazios máximo ($e_{máx}$) da areia de Coimbra-Lote 2.

Número do ensaio	Massa (m) (g)	Volume (cm ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	$e_{máx}$ (-)	γ_{dmin} médio (kN/m ³)	$e_{máx}$ médio (-)
1	350	260	13,2	1,007	13,5	0,964
2		250	13,7	0,930		
3		255	13,5	0,968		
4		252	13,6	0,945		
5		255	13,5	0,968		
6	375	270	13,6	0,945		
7		270	13,6	0,945		
8		275	13,4	0,981		
9		275	13,4	0,981		
10		275	13,4	0,981		
11	425	315	13,2	1,002		
12		310	13,4	0,970		
13		310	13,4	0,970		
14		315	13,2	1,002		
15		315	13,2	1,002		
16	500	370	13,3	0,999		
17		360	13,6	0,945		
18		355	13,8	0,918		
19		365	13,4	0,972		
20		365	13,4	0,972		
21		370	13,3	0,999		
22		355	13,8	0,918		
23	746	540	13,6	0,955		
24	745	530	13,8	0,922		
25	745	530	13,8	0,922		
26	746	540	13,6	0,955		
27	701	510	13,5	0,965		
28	822	600	13,4	0,972		
29	822	590	13,7	0,939		
30	717	520	13,5	0,959		

Quadro A.3.2 – Ensaio para obtenção do valor do índice de vazios máximo ($e_{máx}$) da areia de Coimbra contaminada.

Número do ensaio	Massa (m) (g)	Volume (cm ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	$e_{máx}$ (-)	γ_{dmin} médio (kN/m ³)	$e_{máx}$ médio (-)
1	500	360	13,6	0,945	13,818	0,918
2		365	13,4	0,972		
3		355	13,8	0,918		
4		348	14,1	0,877		
5		350	14,0	0,891		
6	710	498	14,0	0,893		
7		498	14,0	0,893		
8		498	14,0	0,893		
9		500	13,9	0,902		
10		500	13,9	0,902		
11	410	295	13,6	0,944		
12		293	13,8	0,927		
13		295	13,6	0,943		
14		293	13,8	0,927		
15		290	13,9	0,912		
16	850	608	13,7	0,931		
17		608	13,7	0,931		
18		598	13,9	0,899		
19		610	13,7	0,939		
20		605	13,8	0,923		

A.4. Índices de vazios mínimo

Quadro A.4.1 – Ensaio para obtenção do valor do índice de vazios máximo (e_{min}) da areia de Coimbra-Lote 2.

Dimensões do molde:

- Diâmetro: 10,11 cm
- Altura: 11,69 cm
- Volume: 938,44 cm³

Legenda:

- m_1 : massa do molde
- m_2 : massa do molde + amostra

Nº Ensaio	m_1 (g)	m_2 (g)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$e_{m\acute{i}n}$ (-)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ médio (kN/m ³)	$e_{m\acute{i}n}$ médio (-)
1	4402	6011	17,2	0,544	17,1	0,550
2	4402	5976	16,8	0,578		
3	4402	6019	17,3	0,536		
4	4402	6010	17,2	0,545		
5	4402	6007	17,1	0,547		

Quadro A.4.2 – Ensaio para obtenção do valor do índice de vazios máximo (e_{min}) da areia de Coimbra contaminada.

Dimensões do molde:

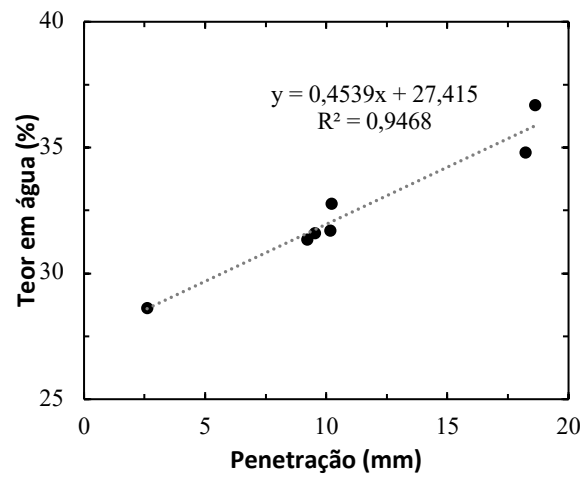
- Diâmetro: 10,11 cm
- Altura: 11,69 cm
- Volume: 938,44 cm³

Legenda:

- m_1 : massa do molde
- m_2 : massa do molde + amostra

Nº Ensaio	m_1 (g)	m_2 (g)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$e_{m\acute{i}n}$ (-)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ médio (kN/m ³)	$e_{m\acute{i}n}$ médio (-)
1	4410,4	6092,1	17,76	0,492	17,98	0,474
2	4410,4	6105,3	17,90	0,481		
3	4410,4	6107,4	17,92	0,479		
4	4410,4	6113,0	17,98	0,474		
5	4410,4	6113,4	17,98	0,474		
6	4410,4	6131,8	18,18	0,458		
7	4410,4	6129,1	18,15	0,460		

A.5. Limite de Liquidez do pó granítico



Anexo B – Procedimentos de calibração do Método de *Pluviação Seca*

No Anexo B, estão representados os resultados dos testes com vista a desenvolver os procedimentos do método de preparação de amostras por *pluviação seca*.

São apresentados os dados referentes às furações utilizadas para preparar amostras nos ensaios triaxiais, com as quais se obtiveram densidades relativas de 40%. Os resultados referem-se à calibração do processo para a areia de Coimbra – Lote 2 e para a areia de Coimbra contaminada.

O anexo B encontra-se dividido nas seguintes secções:

- B.1. Calibração do processo para a areia de Coimbra – Lote 2;
- B.2. Calibração do processo para a areia de Coimbra contaminada.

B.1. Calibração do processo para a areia de Coimbra – Lote 2

Legenda:

Número de testes realizados	34
Diâmetro da furação (mm)	4
Média (%)	43
Desvio padrão	1,89

- (1): resguardo (g)
- (2): tabuleiro + areia (g)
- (3): balde (g)
- (4): molde (g)
- (5): provete (g)

	(1)		(2)		(3)		(4)			(5)				
Nº	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Perda (g)	Direto	Indireto	Erro (g)	e	D _r (%)
1	78,5	78,44	1580,0	1144,9	39,0	39,7	1129,4	1563,7	0,03	434,3	435,8	1,49	0,79	42%
2	78,4	78,43	1579,2	1140,9	39,7	40,0	1129,2	1567,1	0,01	437,9	438,7	0,75	0,78	45%
3	78,4	78,43	1578,3	1143,5	40,3	40,3	1128,7	1563,8	0,09	435,1	434,9	-0,25	0,79	41%
4	78,4	78,44	1578,0	1139,7	40,3	40,3	1129,2	1567,5	0,05	438,3	438,4	0,07	0,78	44%
5	78,4	78,50	1578,0	1141,9	40,3	40,3	1129,1	1565,2	0,08	436,1	436,2	0,12	0,79	42%
6	78,5	78,47	1577,8	1140,7	40,3	40,4	1129,0	1566,1	0,01	437,1	437,2	0,11	0,79	43%
7	78,5	78,44	1577,6	1143,0	40,4	40,5	1129,3	1563,7	0,03	434,4	434,7	0,25	0,80	41%
8	78,4	78,50	1577,4	1140,2	40,5	41,1	1129,2	1565,6	0,01	436,4	438,0	1,57	0,78	44%
9	78,5	78,42	1576,6	1142,8	41,1	41,8	1129,1	1562,1	0,02	433,0	434,4	1,35	0,80	40%
10	78,4	78,46	1575,7	1138,6	41,8	41,5	1129,1	1566,5	0,05	437,4	436,9	-0,47	0,79	43%
11	78,5	78,50	1576,0	1136,4	41,5	42,9	1129,1	1567,0	0,04	437,9	441,0	3,14	0,77	47%
12	78,5	78,45	1573,5	1138,7	42,7	43,4	1129,1	1563,1	0,01	434,0	435,5	1,52	0,79	42%
13	78,5	78,54	1572,6	1136,5	43,4	42,8	1129,1	1565,5	0,01	436,4	435,6	-0,84	0,79	42%
14	78,5	78,48	1572,8	1139,8	42,8	42,8	1129,1	1561,3	0,08	432,2	433,0	0,81	0,80	39%
15	78,5	78,55	1572,0	1135,4	42,8	42,5	1129,1	1565,7	0,01	436,6	436,4	-0,23	0,79	42%
16	78,6	78,45	1571,7	1133,7	42,5	42,4	1129,2	1567,2	0,05	438,0	437,9	-0,13	0,78	44%
17	78,5	78,47	1571,7	1133,1	42,4	42,7	1129,1	1566,4	0,09	437,3	439,0	1,73	0,78	45%
18	86,8	86,84	1570,4	1132,2	42,5	42,3	1129,1	1567,2	0,09	438,1	438,2	0,09	0,78	44%
19	86,8	86,95	1570,3	1134,7	42,5	42,9	1129,1	1563,9	0,03	434,8	436,2	1,40	0,79	42%
20	87,0	86,92	1569,4	1133,7	42,9	43,1	1129,1	1564,6	0,03	435,5	435,9	0,36	0,79	42%
21	86,9	86,85	1568,9	1133,8	43,1	43,3	1129,1	1564,1	0,03	435,0	435,2	0,24	0,79	41%
22	86,9	87,06	1568,9	1130,6	37,0	37,1	1129,1	1566,2	0,67	437,1	439,2	2,12	0,78	45%
23	87,1	87,13	1568,1	1128,1	37,1	36,1	1129,1	1569,2	0,06	440,1	439,2	-0,89	0,78	45%
24	87,1	87,06	1568,0	1129,8	36,1	36,1	1129,3	1567,4	0,06	438,1	438,1	0,03	0,78	44%
25	87,1	87,33	1567,8	1132,5	36,1	36,4	1129,1	1564,8	0,26	435,7	436,1	0,42	0,79	42%
26	87,3	86,94	1567,8	1132,4	36,4	36,1	1129,2	1564,5	0,04	435,3	434,7	-0,62	0,80	41%
27	86,9	87,09	1567,6	1132,4	36,1	36,2	1129,1	1564,5	0,01	435,4	435,5	0,05	0,79	41%
28	87,1	87,11	1567,6	1129,7	36,2	36,2	1129,1	1567,0	0,07	437,9	438,0	0,09	0,78	44%
29	87,1	87,16	1567,4	1130,0	36,2	36,2	1129,1	1566,4	0,11	437,3	437,6	0,32	0,78	44%
30	87,2	87,15	1567,2	1128,3	36,2	36,1	1129,1	1566,6	0,75	437,5	439,6	2,12	0,78	46%
31	87,2	87,24	1566,5	1130,3	36,1	36,2	1129,0	1564,7	0,06	435,7	436,4	0,69	0,79	42%
32	87,2	87,12	1565,8	1127,8	36,2	36,2	1129,2	1567,3	0,05	438,1	437,9	-0,19	0,78	44%
33	87,2	87,1	1565,7	1124,4	36,2	36,1	1129,3	1570,6	0,04	441,3	441,2	-0,09	0,77	47%
34	87,1	87,13	1565,7	1126,6	36,1	36,2	1129,2	1568,2	0,06	439,0	439,3	0,25	0,78	45%

B.2. Calibração do processo para a areia de Coimbra contaminada

Legenda:

Número de testes realizados	40
Diâmetro da furação (mm)	2,5
Média (%)	43
Desvio padrão	2,03

- (1): resguardo (g)
- (2): tabuleiro + areia (g)
- (3): balde (g)
- (4): molde (g)
- (5): provete (g)

	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)					
Nº	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Perda (g)	Direto	Indireto	Erro (g)	e	Dr(%)
1	70,7	70,6	1607,5	1282,0	38,4	38,6	1132,2	1456,9	0,02	324,7	325,4	0,68	0,72	44%
2	70,6	70,9	1606,5	1281,1	38,6	38,8	1132,2	1457,1	0,02	324,9	324,9	-0,02	0,72	44%
3	70,8	70,7	1606,0	1280,8	38,5	38,4	1132,2	1456,8	0,02	324,6	325,4	0,78	0,72	44%
4	70,7	70,7	1605,3	1280,1	38,4	38,5	1132,1	1457,1	0,02	325,0	325,1	0,08	0,72	44%
5	70,7	70,9	1604,1	1282,8	38,5	38,6	1132,5	1453,9	0,02	321,4	321,0	-0,44	0,75	39%
6	70,9	70,9	1604,2	1282,9	38,6	38,5	1132,5	1453,1	0,02	320,6	321,4	0,78	0,74	39%
7	70,9	70,9	1603,6	1280,3	38,5	38,7	1132,3	1454,7	0,02	322,4	323,1	0,68	0,73	41%
8	70,9	70,8	1602,6	1281,2	38,7	38,5	1132,5	1453,3	0,02	320,8	321,7	0,88	0,74	40%
9	70,8	70,8	1602,2	1279,5	38,5	38,6	1132,3	1454,8	0,02	322,5	322,6	0,08	0,74	41%
10	70,4	71,0	1601,7	1275,0	38,5	39,2	1132,3	1458,8	0,02	326,5	325,4	-1,12	0,72	44%
11	71,0	70,4	1600,4	1274,2	39,2	38,6	1132,3	1458,5	0,02	326,2	327,4	1,18	0,71	47%
12	70,4	70,4	1600,2	1274,8	38,6	38,5	1132,4	1457,4	0,02	325,0	325,5	0,48	0,72	44%
13	70,4	70,5	1599,9	1274,0	38,5	38,6	1132,2	1457,6	0,02	325,4	325,7	0,28	0,72	45%
14	70,5	70,6	1599,9	1273,8	38,6	38,8	1131,8	1457,2	0,02	325,4	325,8	0,38	0,72	45%
15	70,6	70,5	1599,2	1275,1	38,8	38,7	1131,8	1455,5	0,02	323,7	324,3	0,58	0,73	43%
16	70,5	70,4	1598,9	1273,5	38,7	38,6	1131,8	1457,0	0,02	325,2	325,6	0,38	0,72	44%
17	70,4	70,6	1598,5	1271,4	38,6	38,6	1131,9	1458,2	0,02	326,3	326,9	0,58	0,71	46%
18	70,6	70,5	1598,1	1271,4	38,6	38,7	1131,9	1458,1	0,02	326,2	326,7	0,48	0,72	46%
19	70,5	70,5	1598,5	1272,2	38,7	39,0	1131,9	1457,6	0,02	325,7	326,0	0,28	0,72	45%
20	70,7	70,5	1597,5	1270,7	38,8	38,6	1131,9	1458,1	0,02	326,2	327,2	0,98	0,71	46%
21	70,5	70,6	1597,0	1271,9	38,6	39,1	1131,8	1455,0	0,02	323,2	324,5	1,28	0,73	43%
22	70,6	70,6	1595,0	1270,4	39,1	38,9	1131,9	1456,8	0,02	324,9	324,8	-0,12	0,73	43%
23	70,6	70,8	1595,3	1268,5	38,9	38,9	1131,9	1459,1	0,02	327,2	326,6	-0,62	0,72	46%
24	70,8	70,7	1595,1	1271,4	38,9	38,8	1132,3	1455,5	0,02	323,2	323,9	0,68	0,73	42%
25	70,7	70,5	1594,8	1269,5	38,8	38,8	1132,1	1457,0	0,02	324,9	325,5	0,58	0,72	44%
26	70,5	70,6	1594,3	1272,4	38,8	38,6	1132	1453,8	0,02	321,8	322,0	0,18	0,74	40%
27	70,6	70,5	1593,9	1270,6	38,6	38,9	1132,1	1454,8	0,02	322,7	323,1	0,38	0,73	41%
28	70,5	70,6	1593,2	1269,2	38,9	38,9	1132,2	1455,8	0,02	323,6	323,9	0,28	0,73	42%
29	70,6	70,5	1592,7	1270,6	38,9	39,1	1132,2	1453,9	0,02	321,7	322,0	0,28	0,74	40%
30	70,5	70,6	1592,2	1265,1	39,1	39,0	1132,3	1459,3	0,02	327,0	327,1	0,08	0,71	46%
31	70,6	70,6	1592,0	1266,4	39,0	38,7	1132,3	1457,8	0,02	325,5	325,9	0,38	0,72	45%
32	70,6	70,8	1591,9	1267,7	38,7	39,0	1132,4	1456,0	0,02	323,6	323,7	0,08	0,73	42%
33	70,8	70,6	1591,3	1264,5	39,0	39,0	1132,4	1458,9	0,02	326,5	327,0	0,48	0,71	46%
34	70,6	70,6	1590,9	1267,6	39,0	39,3	1132,4	1455,3	0,02	322,9	323,0	0,08	0,73	41%
35	70,6	70,7	1590,2	1264,5	39,3	39,1	1132,6	1458,2	0,02	325,6	325,8	0,18	0,72	45%
36	70,7	70,6	1590,2	1264,5	39,1	38,9	1132,5	1457,2	0,02	324,7	326,0	1,28	0,72	45%

	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)					
Nº	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Perda (g)	Direto	Indireto	Erro (g)	e	Dr(%)
37	70,6	70,8	1590,0	1264,2	38,9	38,8	1132,5	1457,9	0,02	325,4	325,7	0,28	0,72	45%
38	70,8	70,6	1589,6	1264,8	38,8	38,9	1132,5	1456,6	0,02	324,1	324,9	0,78	0,72	44%
39	70,6	70,8	1589,0	1265,2	38,9	38,9	1132,5	1456,3	0,02	323,8	323,6	-0,22	0,73	42%
40	70,8	70,6	1589,6	1264,3	38,9	39,3	1132,3	1457,0	0,02	324,7	325,1	0,38	0,72	44%

Anexo C – Boletins de Ensaios Triaxiais

No Anexo C, é apresentada a ficha de procedimentos a seguir para a realização de ensaios triaxiais, assim como, o boletim representativo das características das amostras.

O Anexo C encontra-se dividido nas seguintes secções:

- C.1. Procedimentos a seguir na realização de ensaios triaxiais;
- C.2. Boletim de preparação de amostras para ensaios triaxiais.

C.1. Procedimentos a Seguir na Realização de Ensaios Triaxiais

Ensaaios triaxiais		
Data início: ____/____/____ Data fim: ____/____/____	Ficheiro gds.: _____ Ensaio: _____ Dimensões do provete: Altura: _____ cm Diâmetro: _____ cm	
<u>Fase Montagem do Provete</u>		
Nº	Descrição	Notas
1	Verificar se todas as tomeiras se encontram fechadas	☐
2	Limpeza do o-ring da base da célula triaxial	☐
3	Colocar o resguardo sobre a base do triaxial	☐
4	Verificar se a membrana tem o tamanho definido	☐
4.1	Untar o pedestal com vaselina	☐
4.2	Colocar a membrana no pedestal	☐
4.3	Aplicar dois o-rings	☐
5	Medir as dimensões das pedras porosas	☐
5.1	Introduzir a pedra porosa da base no interior da membrana	☐
6	Untar com vaselina as partes de encaixe de cada secção do molde	☐
6.1	Colocar a anilha de aperto do molde no equipamento	☐
6.2	Montar o molde no equipamento	☐
6.3	Colocar os calces nas uniões do molde	☐
6.4	Apertar a anilha do molde	☐
7	Colocar o papel de filtro	☐
7.1	Colocar o corte do papel de filtro do lado oposto ao da sucção	☐
8	Colocar um o-ring na parte superior do molde	☐
9	Dobrar a membrana sobre o molde	☐
9.1	Verificar se não existe nenhuma dobra na membrana	☐
10	Aplicar o tubo da sucção no molde	☐
10.1	Ligar a sucção	☐
10.2	Verificar se a membrana se encontra completamente esticada	☐
11	Marcar no interior da membrana as alturas pretendidas (2 e 1,5 cm do topo respetivamente)	☐
12	Colocar o resguardo "babete" sobre o molde	☐
13	Realizar a pluviação	☐
13.1	Verificar se a superfície do provete se encontra nivelada	☐
13.2	Limpar qualquer excesso de areia no topo do molde	☐
14	Retirar o resguardo "babete"	☐
15	Limpar todas as partículas de areia na membrana e sobre o o-ring	☐
16	Colocar a pedra porosa superior	☐
17	Medir a diferença entre a pedra porosa e o topo	☐
18	Colocar o topo do provete	☐
19	Esticar a membrana sobre o topo da amostra	☐
20	Ajustar o o-ring e membrana ao topo	☐

<u>Fase Montagem do Provete</u>		
Nº	Descrição	Notas
21	Deslogar a sucção do molde	☐
22	Aplicar a sucção na torneira da base do triaxial	☐
22.1	Abrir a torneira de sucção após a ligar a bomba	☐
22.2	Verificar a sucção aplicada	☐
23	Retirar o molde tripartido	☐
24	Retirar o resguardo da base do triaxial	☐
25	Limpar o equipamento de areias	☐
26	Untar o o-ring do fundo com vaselina	☐
27	Colocar a campânula	☐
27.1	Apertar os parafusos da campânula	☐
28	Abrir a torneira de abastecimento de água	☐
28.1	Ligar o tubo de abastecimento de água	☐
28.2	Abrir a torneira da água	☐
29	Encher a célula	☐
29.1	Verificar que a purga da célula está aberta	☐
29.2	Manter a purga de ar aberta	☐
29.3	Fechar um pouco a torneira quando a água se aproxima do topo da célula	☐
29.4	Fechar a torneira da água	☐
29.5	Fechar a torneira de abastecimento de água do equipamento	☐
29.6	Verificar a purga de ar	☐
30	Abrir a torneira de medição do equipamento	☐
<u>Fase de Saturação do Provete</u>		
Nº	Descrição	Notas
1	Aplicar uma pressão na célula na ordem dos 30kPa	☐
1.1	Baixar a sucção ao mesmo tempo que a pressão aumenta	☐
1.2	Desligar a sucção da bomba	☐
1.3	Retirar o tubo da sucção e manter a torneira aberta	☐
2	Aplicar uma contra-pressão de 5 kPa	☐
3	Deixar passar água durante o tempo necessário para vazar um controlador (deixar pingar água na torneira de topo)	☐
4	Fechar a torneira de topo	☐
5	Fechar a torneira da contra-pressão	☐
6	Encher o controlador da contra-pressão com água	☐
6.1	Voltar a ligar o tubo do controlador na torneira da contra-pressão	☐
7	Abrir a torneira da contra-pressão	☐
8	Aumentar a pressão na célula (100 kPa)	☐
9	Aumentar a pressão na contra-pressão (100 kPa)	☐
10	Repetir até atingir pressões na célula na ordem de 630kPa	☐
11	Repetir até atingir pressões na contra-pressão na ordem de 600kPa	☐
	Determinar valor de B	
12	Fechar a torneira da contra-pressão	☐
13	Aumentar a pressão na célula (50kPa)	☐
14	Verificar valor de B	☐
15	Baixar 50 kPa na célula	☐
16	Abrir a torneira da contra-pressão	☐
17	Repor as pressões da saturação	☐
18	Repetir passos 15 a 20 até $B > 0,95$	☐

<u>Fase de Consolidação</u>		
Nº	Descrição	Notas
1	Verificar se as torneiras estão abertas	☐
2	Escolher a tensão de consolidação	☐
3	Aumentar a tensão na célula	☐
4	Verificação da variação de volume da amostra	☐
5	Aguardar pela estabilização do volume	☐
<u>Fase de Corte</u>		
Nº	Descrição	Notas
1	Escolher opções de drenagem	☐
Corte drenado		
2	Manter as torneiras abertas	☐
3	Programar o computador	☐
4	Zerar a carga vertical	☐
5	Ajustar a amostra à célula de carga mantendo $q < 1$	☐
6	Executar o corte	☐
Corte não drenado		
2	Manter as torneiras abertas	☐
3	Programar o pc	☐
4	Zerar a carga vertical	☐
5	Ajustar a amostra à célula de carga mantendo $q < 1$	☐
6	Fechar a torneira da back	☐
7	Executar o corte	☐

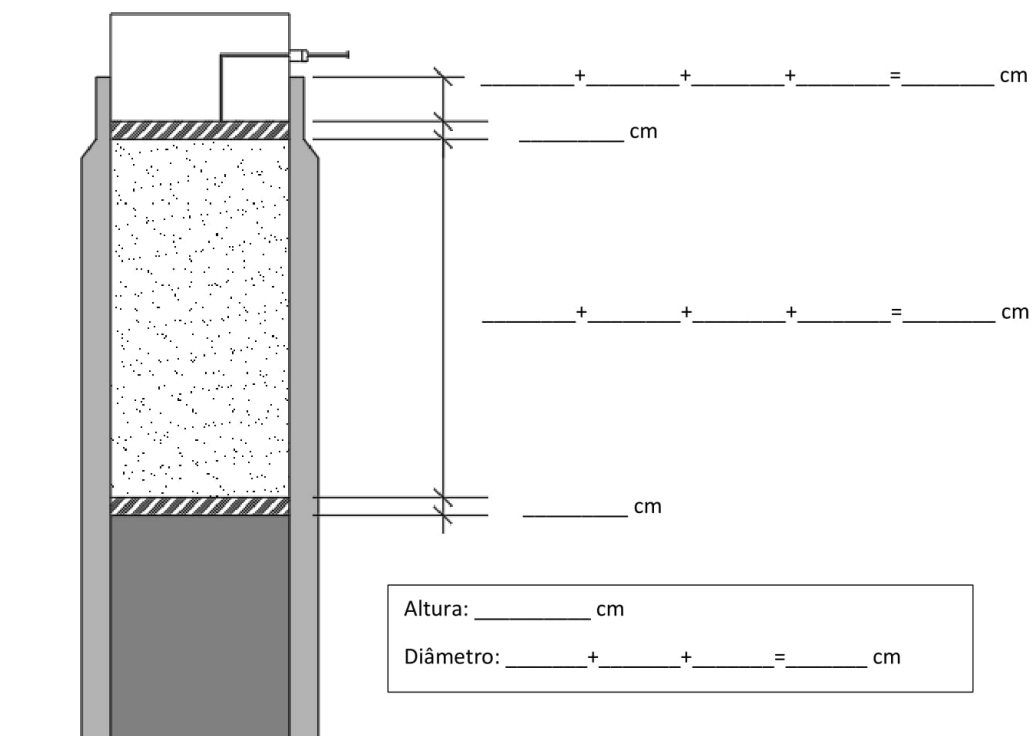
C.2. Boletim de Preparação de Amostras Para Ensaios Triaxiais

PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS TRIAXIAIS

Data: ____/____/____

Ensaio: _____

Dimensões indiretas:



Dimensões diretas:

Altura: _____ + _____ + _____ = _____ cm
Diâmetro: _____ + _____ + _____ = _____ cm

Massas:

	Inicial	Final
Tabuleiro+areia (g)		
Vaso (g)		
Babete (g)		

Anexo D – Ensaaios Triaxiais de Compressão Monotónica

No Anexo D, estão indicados os resultados individuais dos ensaios triaxiais realizados com a areia de Coimbra – Lote 2 e areia de Coimbra contaminada. Em cada ensaio são indicadas as suas principais características. Também são indicadas as deformações de cada ensaio, através das fotos retiradas com intervalos de deformação de 5%.

O Anexo D encontra-se dividido nas seguintes secções:

- D.1. Ensaaios triaxiais com a areia de Coimbra – Lote 2;
- D.2. Ensaaios triaxiais com a areia de Coimbra contaminada;
- D.3. Ensaaios triaxiais não validos;
- D.4. Deformações dos ensaios triaxiais.

D.1. Ensaio Triaxiais com a areia de Coimbra–Lote 2

Designação do ensaio	200_TMCU (3)
----------------------	--------------

Data de Corte	1/09/2020
---------------	-----------

Geometria da amostra

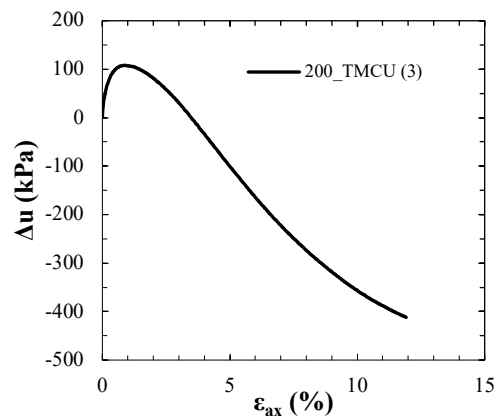
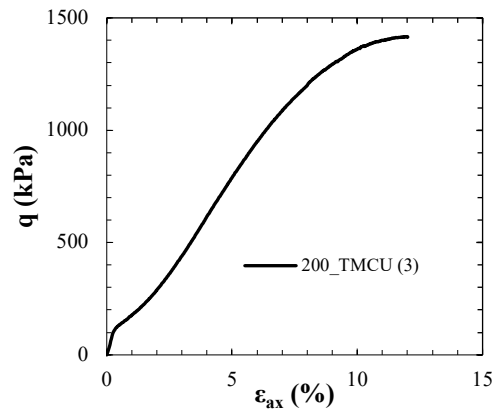
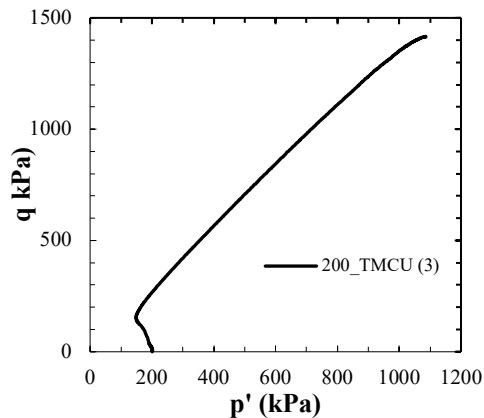
Massa (g)	249,87
Diâmetro (mm)	49,88
altura (mm)	89,85

Características do ensaio

Índice de vazios	0,861
Densidade relativa (%)	25
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	200
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	800
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	634	684	599	642	50	43	0,86
2	634	684	598	646	50	48	0,96
3	635	684	600	647	49	47	0,96



Designação do ensaio	200_TMCU (4)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	7/09/2020
----------------------	-----------

Geometria da amostra

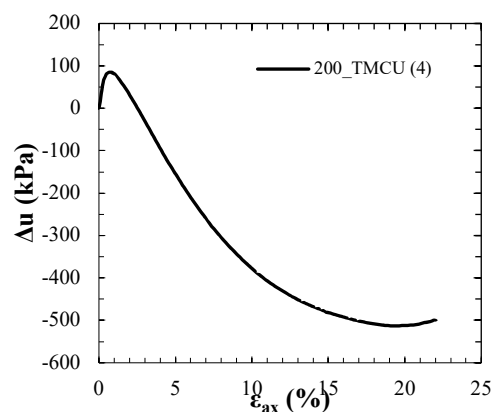
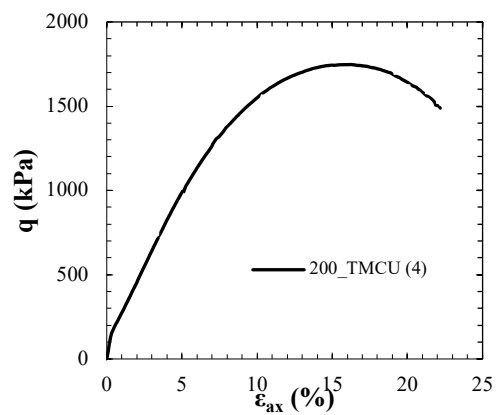
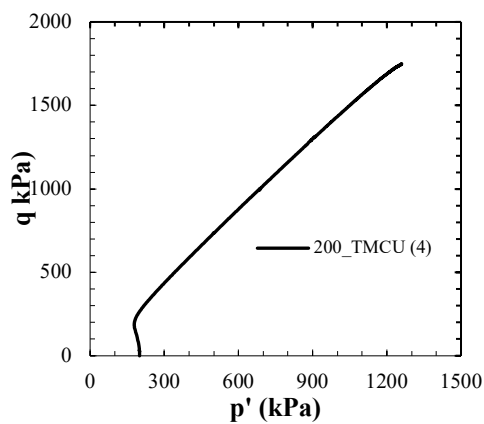
Massa (g)	254,13
Diâmetro (mm)	49,00
altura (mm)	87,30

Características do ensaio

Índice de vazios	0,716
Densidade relativa (%)	60
Saturação	0,94
Tensão de consolidação (kPa)	200
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	800
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	594	638	50	44	0,88
2	628	678	593	639	50	46	0,92
3	630	679	592	638	49	46	0,94



Designação do ensaio	400_TMCU (1)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	15/09/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

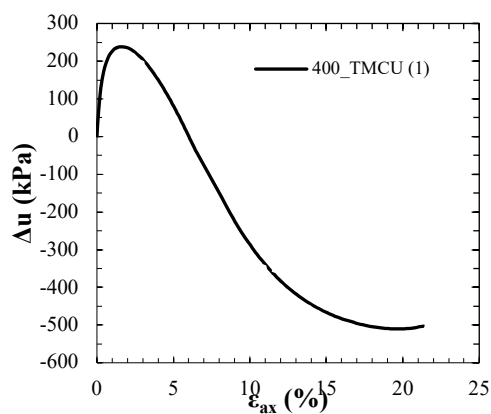
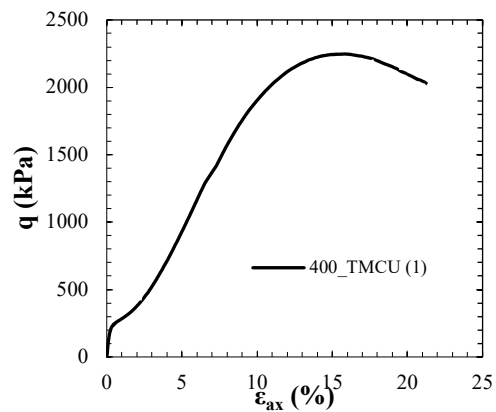
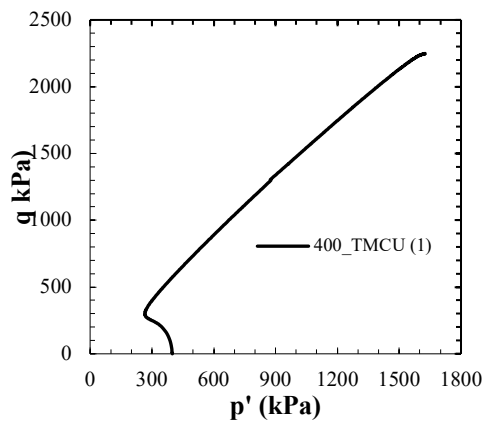
Massa (g)	230,65
Diâmetro (mm)	47,97
altura (mm)	86,00

Características do ensaio

Índice de vazios	0,785
Densidade relativa (%)	43
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	680	592	638	51	46	0,90
2	629	679	593	641	50	48	0,96



Designação do ensaio	400_TMCU (2)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	10/11/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

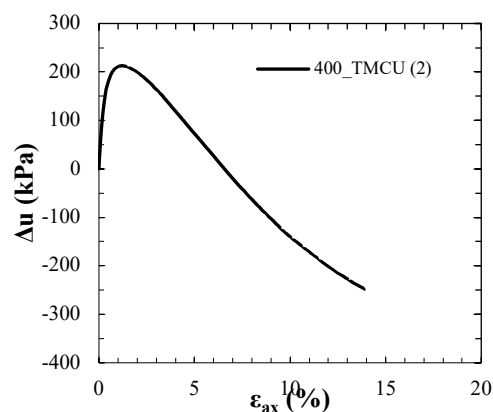
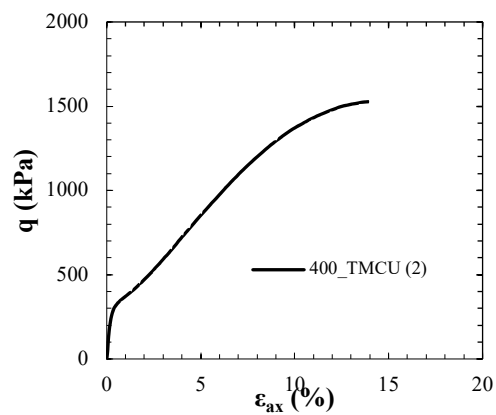
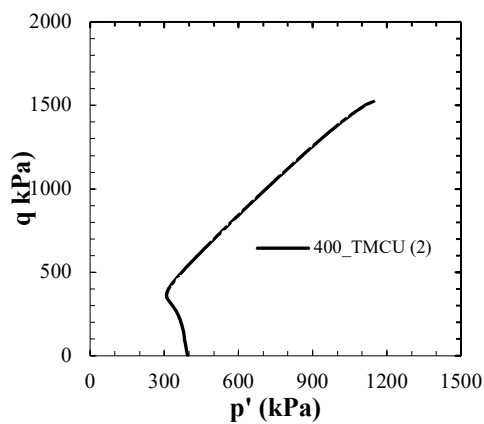
Massa (g)	261,28
Diâmetro (mm)	50,30
altura (mm)	90,60

Características do ensaio

Índice de vazios	0,825
Densidade relativa (%)	34
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	594	641	50	47	0,94
2	630	679	595	642	49	46	0,94
3	629	679	594	642	50	48	0,96



Designação do ensaio	800_TMCU (2)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	14/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

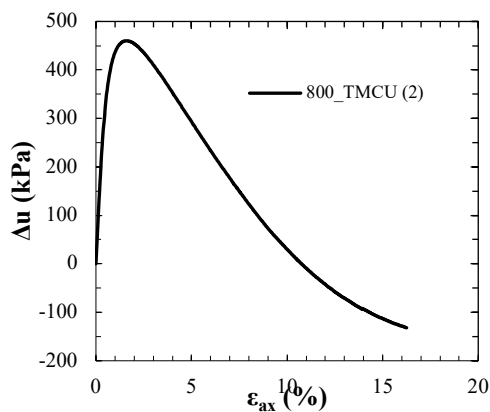
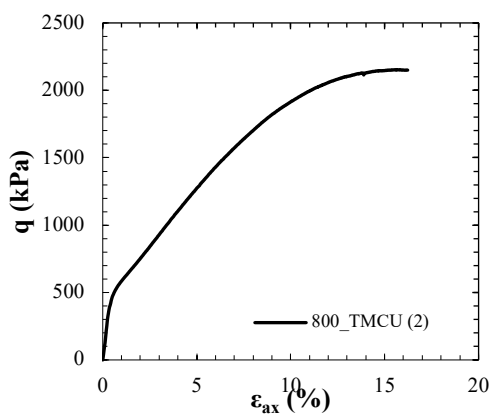
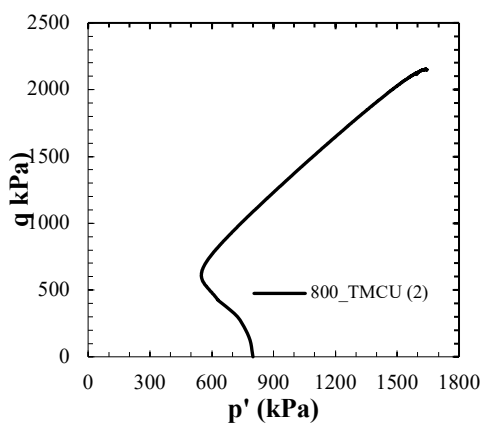
Massa (g)	249,39
Diâmetro (mm)	49,51
altura (mm)	88,96

Características do ensaio

Índice de vazios	0,819
Densidade relativa (%)	35
Saturação	0,98
Tensão de consolidação (kPa)	800
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1400
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	593	642	50	49	0,98



Designação do ensaio	200_TMCD
-----------------------------	----------

Data de Corte	28/09/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

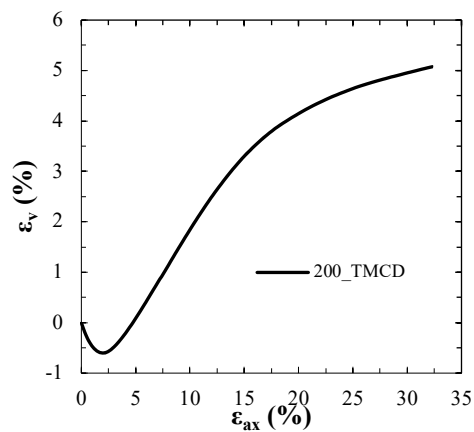
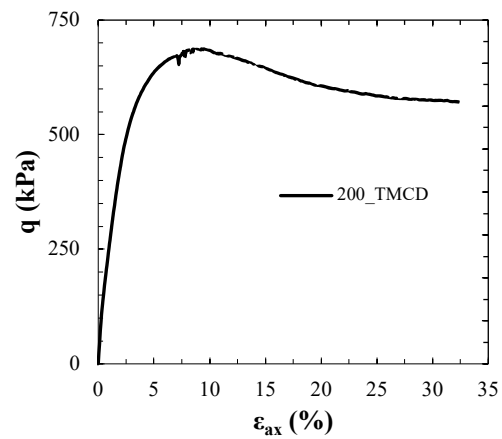
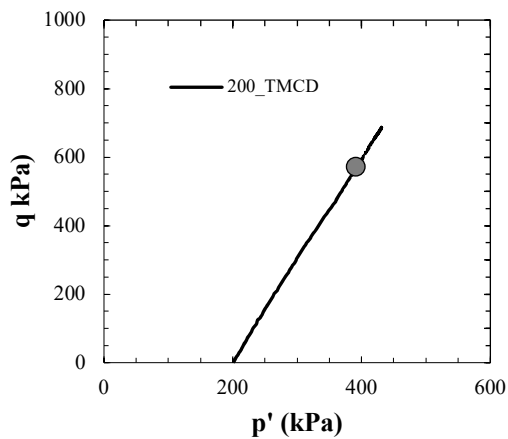
Massa (g)	251,11
Diâmetro (mm)	49,30
altura (mm)	88,65

Características do ensaio

Índice de vazios	0,785
Densidade relativa (%)	43
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	200
Tipo de drenagem	Drenado
Pressão na célula (kPa)	800
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	594	642	50	48	0,96



Designação do ensaio	400_TMCD (1)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	02/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

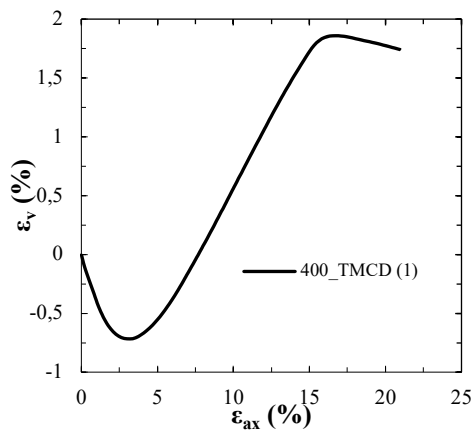
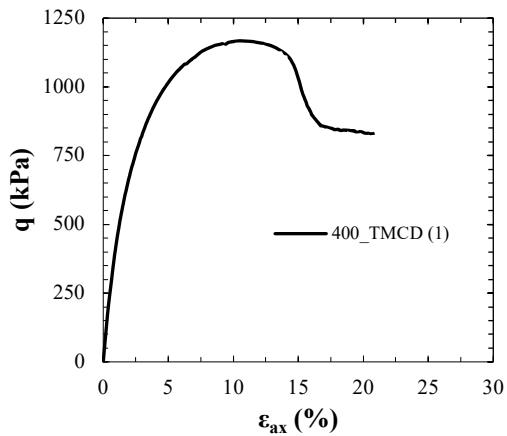
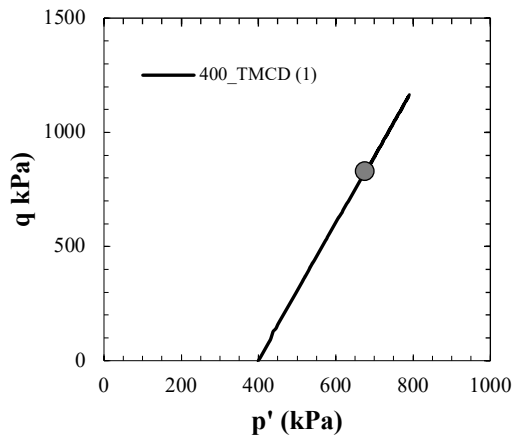
Massa (g)	259,15
Diâmetro (mm)	50,13
altura (mm)	89,81

Características do ensaio

Índice de vazios	0,812
Densidade relativa (%)	37
Saturação	0,92
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	592	638	50	46	0,92
2	631	679	593	637	48	44	0,92
3	629	679	593	639	50	46	0,92



Designação do ensaio	400_TMCD (2)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	16/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

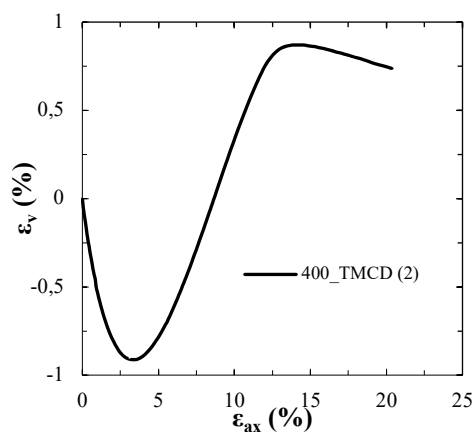
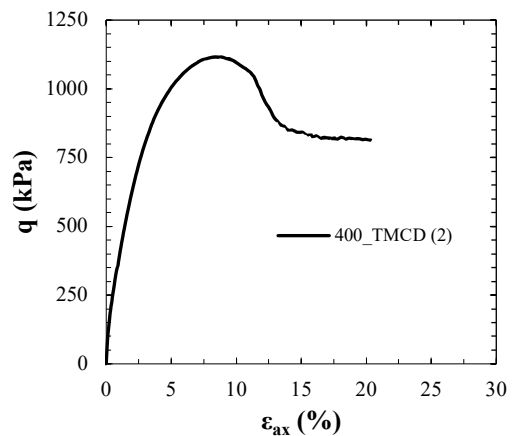
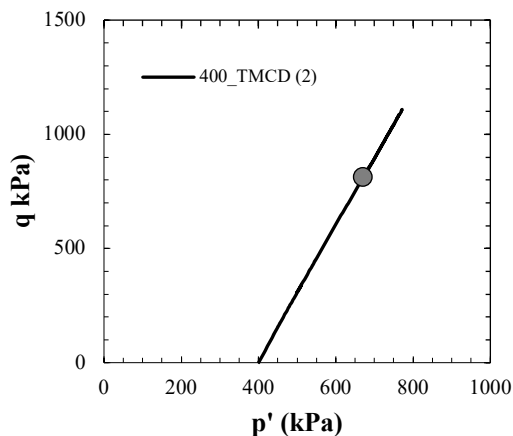
Massa (g)	246,92
Diâmetro (mm)	49,02
altura (mm)	89,07

Características do ensaio

Índice de vazios	0,803
Densidade relativa (%)	39
Saturação	0,98
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	593	642	50	49	0,98



Designação do ensaio	800_TMCD (1)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	07/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

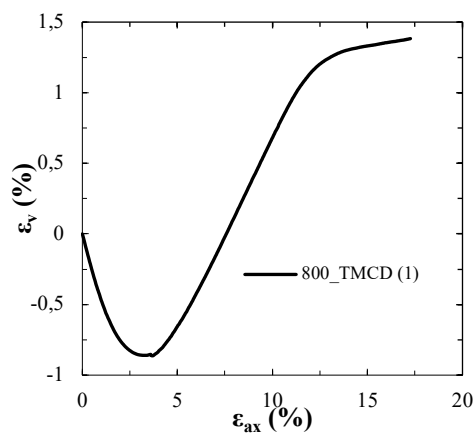
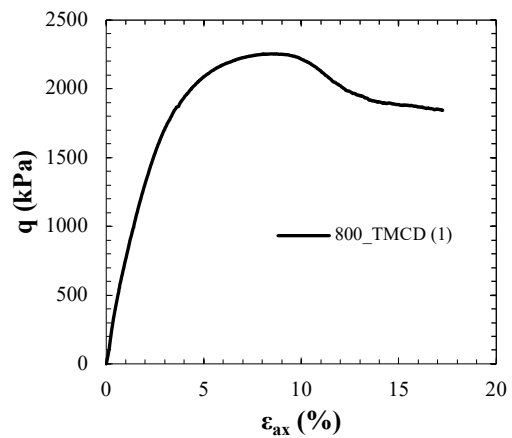
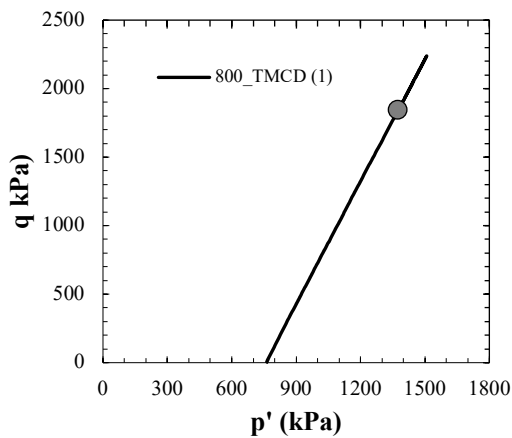
Massa (g)	254,5
Diâmetro (mm)	48,46
altura (mm)	87,82

Características do ensaio

Índice de vazios	0,686
Densidade relativa (%)	67
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	800
Tipo de drenagem	Drenado
Pressão na célula (kPa)	1400
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	593	641	50	48	0,96
2	629	679	593	641	50	48	0,96



Designação do ensaio	800_TMCD (2)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	09/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

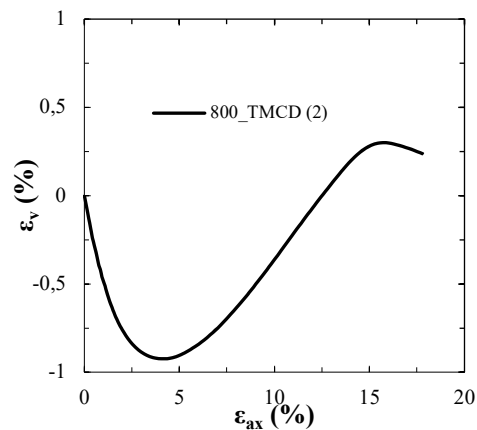
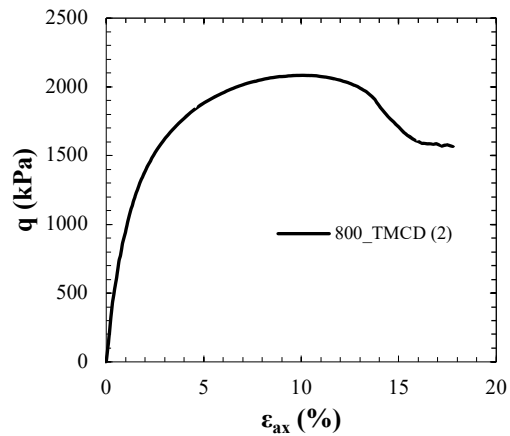
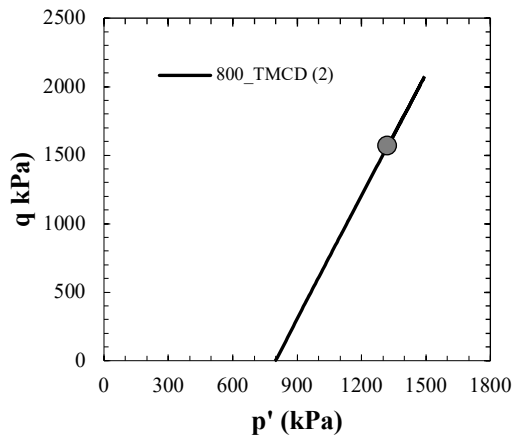
Massa (g)	261,42
Diâmetro (mm)	49,84
altura (mm)	90,07

Características do ensaio

Índice de vazios	0,780
Densidade relativa (%)	44
Saturação	0,92
Tensão de consolidação (kPa)	800
Tipo de drenagem	Drenado
Pressão na célula (kPa)	1400
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	593	639	50	46	0,92
2	630	679	594	640	49	46	0,94
3	629	679	593	639	50	46	0,92



D.2. Ensaio Triaxiais com a areia de Coimbra contaminada

Designação do ensaio	200_CTMCU (1)
-----------------------------	---------------

Data de Corte	20/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

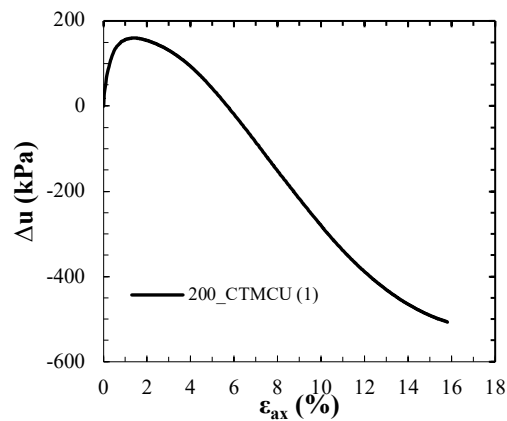
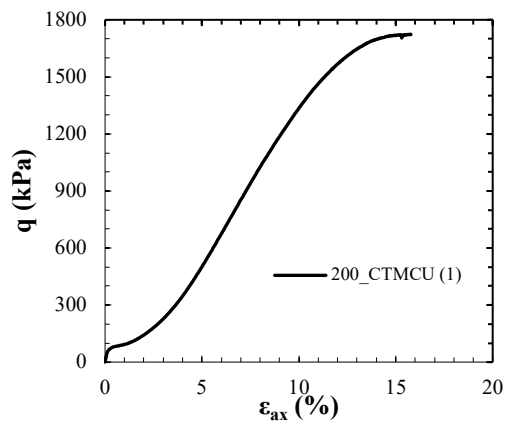
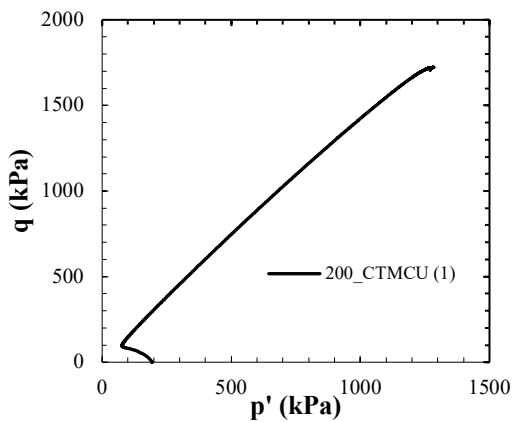
Massa (g)	249,41
Diâmetro (mm)	48,50
altura (mm)	89,79

Características do ensaio

Índice de vazios	0,762
Densidade relativa (%)	35
Saturação	1,00
Tensão de consolidação (kPa)	200
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	800
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	630	678	594	642	48	48	1,00



Designação do ensaio	200_CTMCU (2)
-----------------------------	---------------

Data de Corte	03/11/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

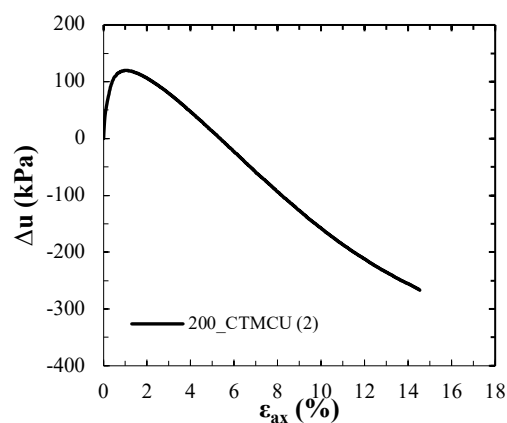
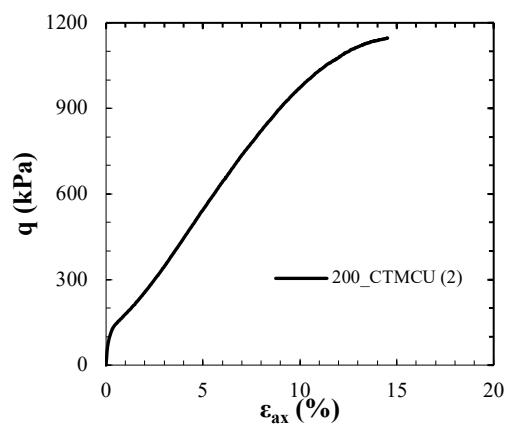
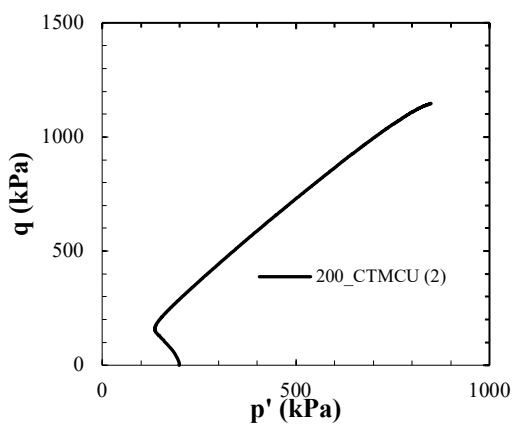
Massa (g)	253,69
Diâmetro (mm)	49,37
altura (mm)	90,02

Características do ensaio

Índice de vazios	0,799
Densidade relativa (%)	27
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	200
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	800
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	594	640	50	46	0,92
2	629	679	594	641	50	47	0,94
3	629	679	593	641	50	48	0,96



Designação do ensaio	400_CTMCU (1)
-----------------------------	---------------

Data de Corte	23/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

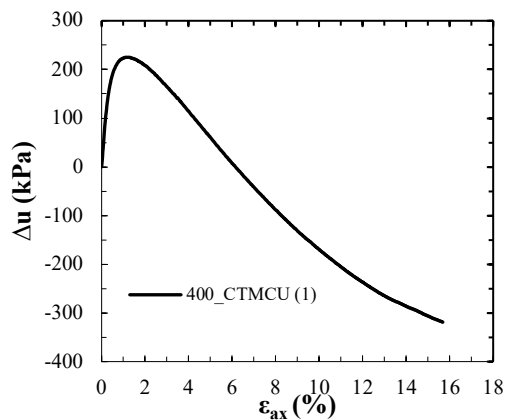
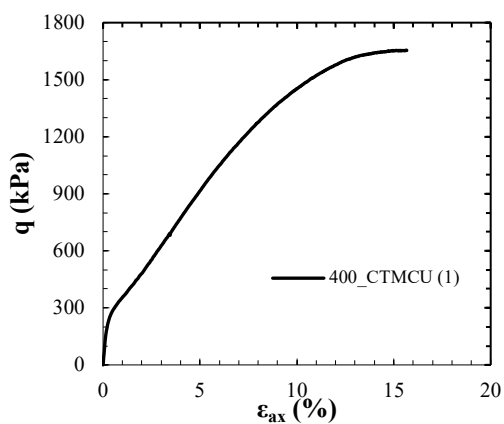
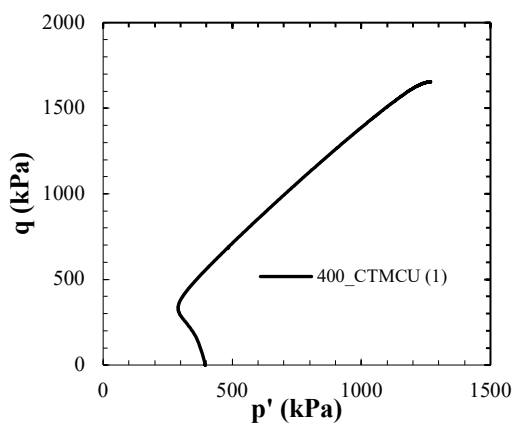
Massa (g)	252,48
Diâmetro (mm)	49,68
altura (mm)	88,96

Características do ensaio

Índice de vazios	0,809
Densidade relativa (%)	25
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	594	642	50	48	0,96



Designação do ensaio	400_CTMCU (2)
-----------------------------	---------------

Data de Corte	29/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

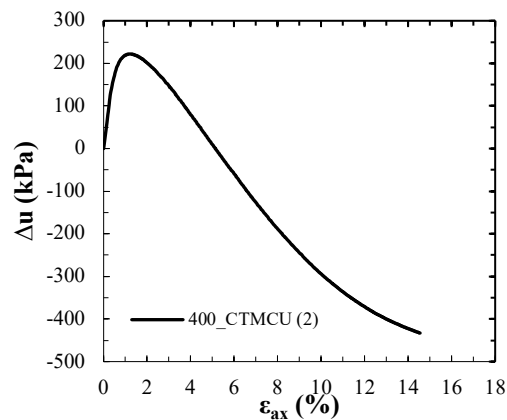
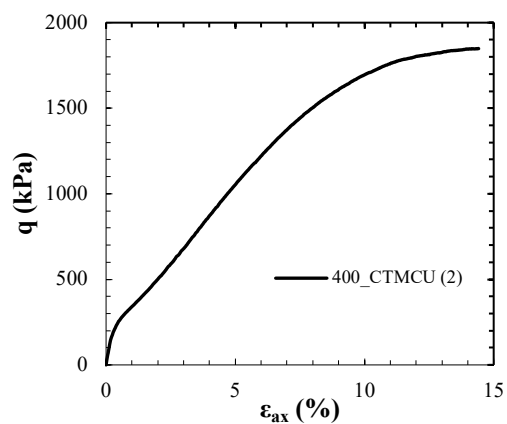
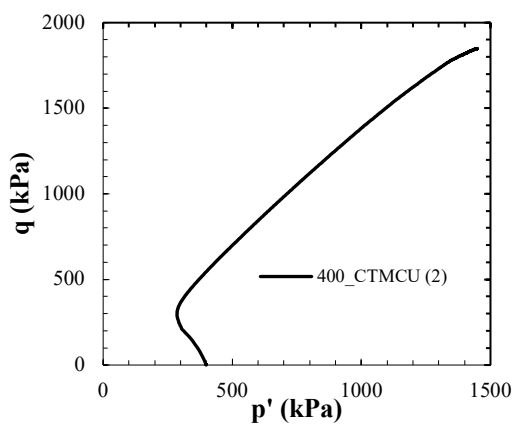
Massa (g)	253,97
Diâmetro (mm)	48,97
altura (mm)	90,31

Características do ensaio

Índice de vazios	0,774
Densidade relativa (%)	32
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	400
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1000
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	678	594	641	49	47	0,96



Designação do ensaio	800_CTMCU
-----------------------------	-----------

Data de Corte	28/10/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

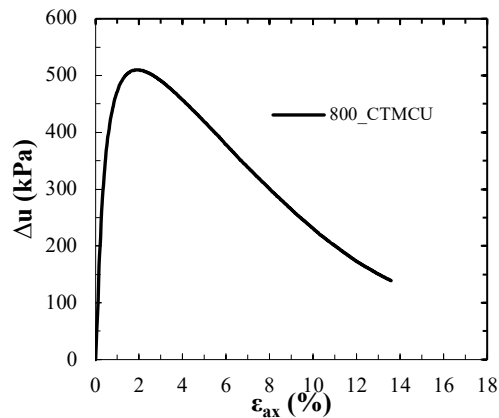
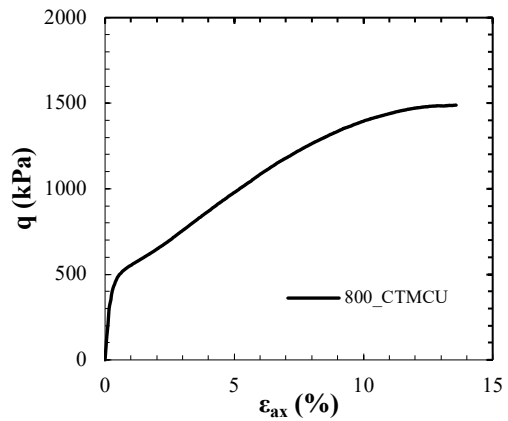
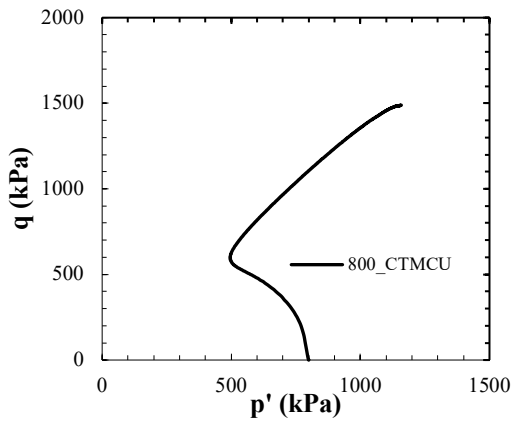
Massa (g)	263,85
Diâmetro (mm)	50,41
altura (mm)	90,61

Características do ensaio

Índice de vazios	0,815
Densidade relativa (%)	23
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	800
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1400
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	629	679	593	641	50	48	0,96



D.3. Ensaio Triaxiais Não Válidos

Designação do ensaio	800_TMCU (1)
-----------------------------	--------------

Data de Corte	22/09/2020
----------------------	------------

Geometria da amostra

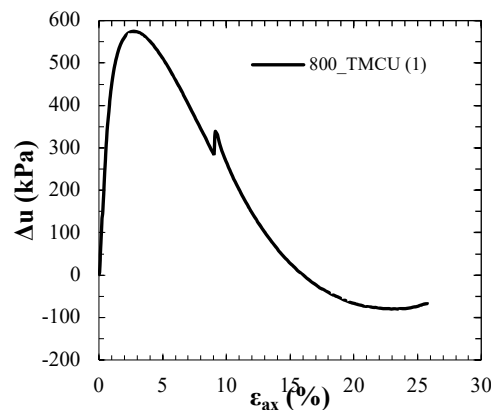
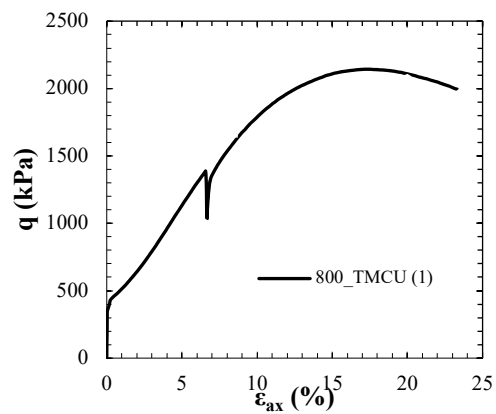
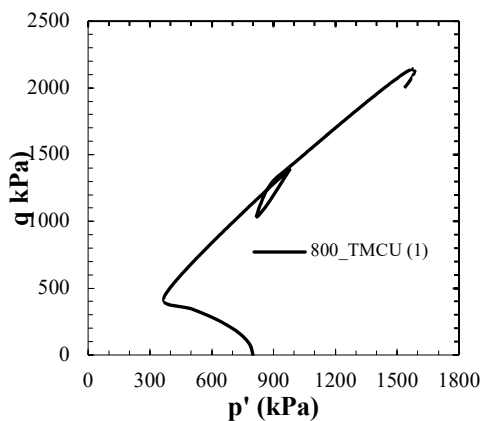
Massa (g)	223,34
Diâmetro (mm)	48,08
altura (mm)	84,43

Características do ensaio

Índice de vazios	0,818
Densidade relativa (%)	35
Saturação	0,96
Tensão de consolidação (kPa)	800
Tipo de drenagem	Não drenado
Pressão na célula (kPa)	1400
Pressão na amostra (kPa)	600
Velocidade de corte (mm/h)	0,09

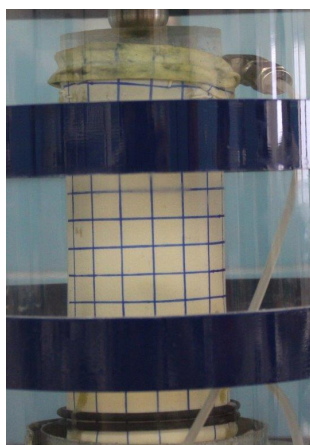
Verificação da Saturação (B)

Verificação	Pressão célula (kPa)		Contra-pressão (kPa)		Δc	Δu	B
	inicial	final	inicial	final			
1	630	679	594	640	49	46	0,94
2	629	679	592	640	50	48	0,96

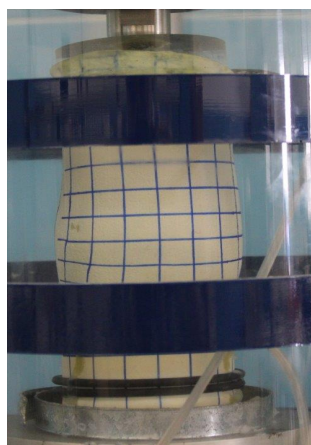


D.4. Deformações dos Ensaios Triaxiais

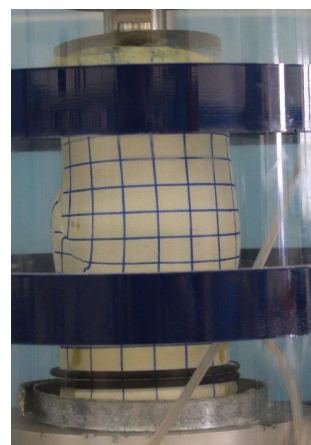
Ensaio: 200_TMCU (3)



Início



10%

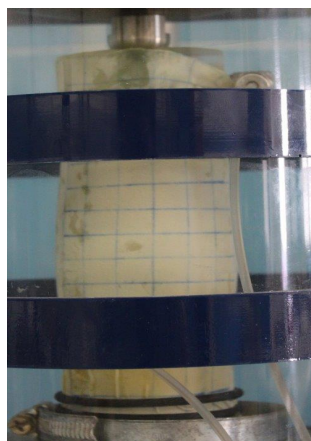


15%

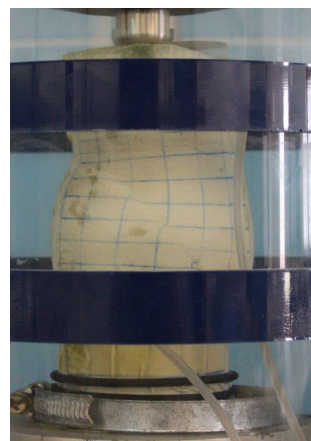
Ensaio: 200_TMCU (4)



Início

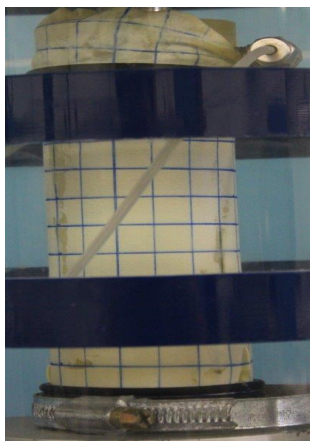


10%



15%

Ensaio: 400_TMCU (1)



Início

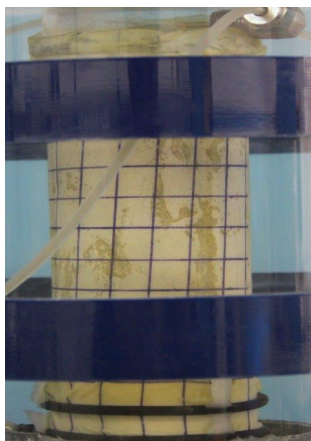


10%

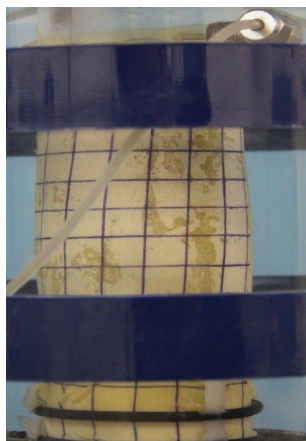


20%

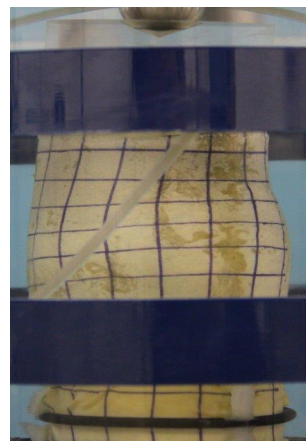
Ensaio: 400_TMCU (2)



Início

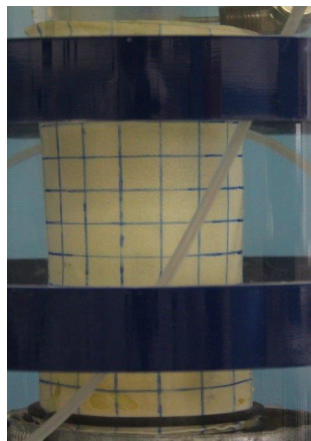


10%

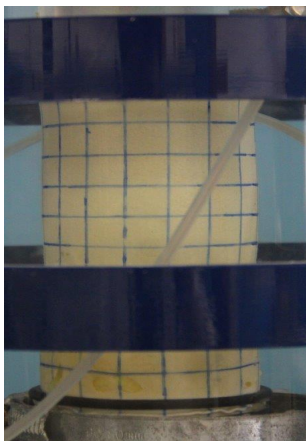


15%

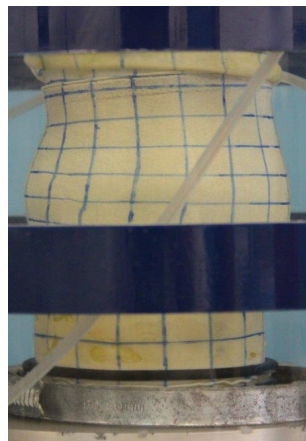
Ensaio: 800_TMCU (1)



Início

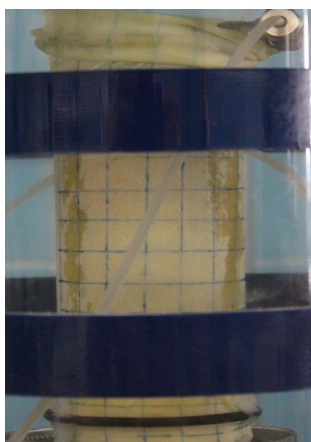


10%

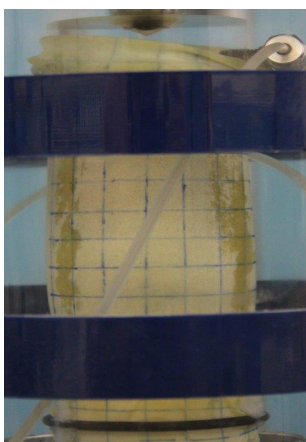


20%

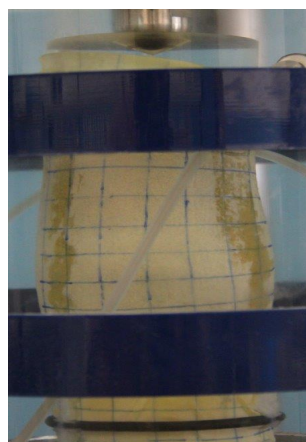
Ensaio: 800_TMCU (2)



Início

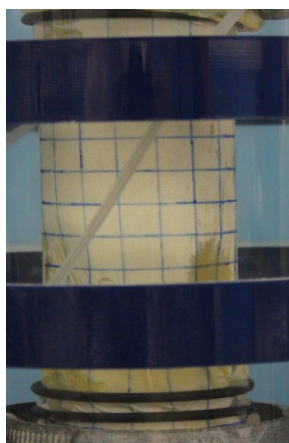


10%



15%

Ensaio: 200_TMCD



Início



15%



30%

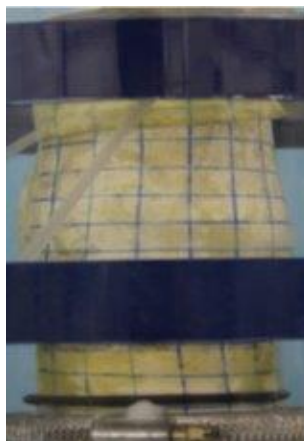
Ensaio: 400_TMCD (1)



Início

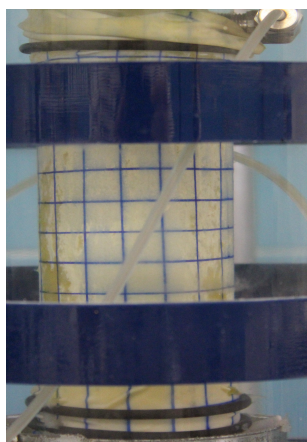


10%

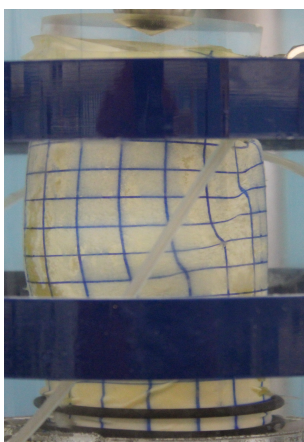


20%

Ensaio: 400_TMCD (2)



Início

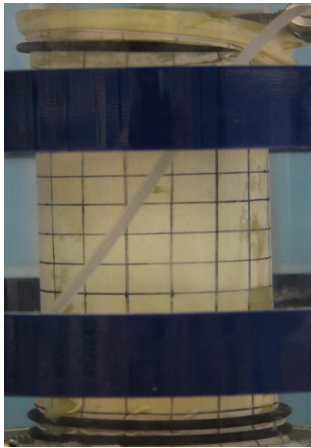


10%

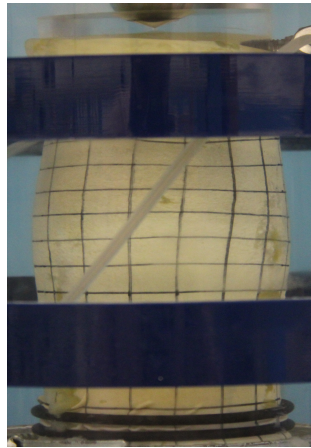


20%

Ensaio: 800_TMCD (2)



Início



10%



15%