

AVALIAÇÃO EM LABORATÓRIO DAS CONDIÇÕES DE ESTADO QUE CONDUZIRAM A FENÓMENOS DE LIQUEFACÇÃO DE AREIAS DUNARES NO SISMO DE 2003 EM “BOUMERDES”

ANDRÉ DA SILVA ANDRADE PINHEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais e à Luísa

“Mistakes are always forgivable, if one has the courage to admit them”

Bruce Lee

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Teixeira e Duarte por financiar o trabalho realizado em laboratório.

Gostaria também de expressar os meus agradecimentos às pessoas que me ajudaram a concluir a minha tese, com principal destaque nos tempos passados no laboratório:

- ao Professor António Viana da Fonseca pela oportunidade de realizar uma tese baseada em trabalhos laboratoriais, que se revelou mais interessante do que eu esperava; pela paciência, a sabedoria e disponibilidade prestada, que se tivessem sido bem aproveitadas por mim, dariam a esta tese um nível superior;
- à Engenheira Cristiana Ferreira pela amizade e muita paciência; obrigado pela ajuda no trabalho, sem a qual não seria sequer possível realizar;
- ao Engenheiro Ghili Mohand Tahar, pela ajuda e conteúdos disponibilizados;
- ao Sr. Armando Pinto, pela grade ajuda e tempo dispendido comigo; pela camaradagem e pelos momentos divertidos;
- à Ana, Karina, Jucélia, e à Sara, pela camaradagem e ajuda prestada;
- à minha mãe, ao meu pai e à Luisa, pela força que me tentaram impor e pela fé em mim em todos os momentos.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objectivo a comprovação do potencial de liquefacção da areia presente nas dunas onde se verificaram grandes danos em estruturas devido ao terramoto de Boumerdes, na Argélia, em Maio de 2003. Também é de interesse verificar a variação desse potencial em profundidade e estimar os índices de vazios que se encontram mais sujeitos ao fenómeno.

A avaliação do potencial de liquefacção não se limitou ao estudo da liquefacção cíclica, eventualmente accionada pelo terramoto atrás referido, mas também do potencial que esta areia apresenta para liquefazer estaticamente. Foi, aliás, maior a incidência nos ensaios monotónicos do que nos cíclicos.

Inicialmente é analisado com brevidade o terramoto em Boumerdes e são revistos e comentados os resultados já obtidos em estudos anteriores em amostras desta areia, nomeadamente os ensaios triaxiais cíclicos realizados pelo doutorando Tahar Ghili.

É reunido e resumido o conhecimento adquirido ao longo dos anos acerca da liquefacção e os diferentes tipos de liquefacção, com especial incidência na definição da teoria dos estados críticos. Esta terá grande importância, na medida em que um dos objectivos do trabalho foi obter a equação aproximada da linha dos estados críticos para a areia em estudo.

Descrevem-se todos os procedimentos seguidos na preparação das amostras e nas várias fases dos ensaios realizados. Foram realizados vários ensaios triaxiais estáticos não drenados, em que 9 deles reúnem condições para serem analisados e fornecer um espectro relativamente amplo. Só dois ensaios triaxiais cíclicos não drenados foram feitos e ambos deram resultados positivos e esperados. Para poderem ser confirmadas ou corrigidas as compactações obtidas na saturação e consolidação medidas nos ensaios triaxiais, foi feito um ensaio edométrico.

Seguidamente são analisados os resultados dos ensaios estáticos, constatando a ocorrência da liquefacção em grande parte deles, e é obtida a linha dos estados críticos através dos pares tensão/índice de vazios corrigido referentes aos ensaios bem sucedidos. Nos ensaios cíclicos, onde se testaram duas tensões de confinamento (diferentes profundidades) e um K_0 de 0.5, é obtida a liquefacção em ambos os casos, mesmo não aumentando a carga cíclica com a profundidade. O ensaio edométrico acaba por não ser prestável na correcção que permite nos índices de vazios pós saturação e consolidação, não fornecendo dados úteis para uma correcta definição da linha dos estados críticos.

Por fim, retiram-se as possíveis conclusões do estudo feito e refere-se o conteúdo da continuação dos ensaios a serem realizados pelo aluno do MIEC Marco Fonseca, com especial incidência no aumento do espectro de ensaios cíclicos.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefacção estática, Liquefacção cíclica, Teoria dos estados críticos, Areia “Les dunes”, Boumerdes, Argélia.

ABSTRACT

This work is primarily aimed at proving the potential of liquefaction of the sand in the dunes where occurred major structural damage due to the earthquake in Boumerdes, Alger, in May 2003. It is also of interest to determine the variation of that potential with the depth and estimate the void ratios that are more prone to the phenomenon.

The evaluation of liquefaction potential was not limited to the study of cyclic liquefaction, possibly triggered by the earthquake mentioned above, but also the potential that this sand has to liquefy due to static loading. It was, indeed, stronger the focus on monotonous testing than the cyclical.

Initially, the earthquake in Boumerdes is analyzed briefly as are reviewed and discussed the results already obtained in previous studies on samples of the sand, such as cyclic triaxial tests performed by the doctoral student Tahar Ghile.

It is gathered and summarized the knowledge gained over the years about the liquefaction and the different types of liquefaction, with particular emphasis on the definition of the theory of critical states. This is of great importance as one of the objectives of the study was to obtain the approximate equation of the critical state line for the sand being studied.

All the procedures followed in preparing the samples and the various stages of the tests are described. There were conducted several monotonic triaxial undrained tests, in which 9 of them have conditions to be analyzed and provide a relatively broad spectrum. Only two cyclic triaxial undrained tests were made and both gave positive and expected results. There was conducted an Oedometer test to confirm or amend the density of the samples after saturation and consolidation in the triaxial tests.

Afterwards the results of the monotonic tests are analyzed, observing the occurrence of liquefaction in a majority of them and is obtained the critical state line with the corrected points in the stress/void ratio space regarding the succeeded tests. In cycling tests, where there were tested two confinement strains (different depths) and a K_0 of 0.5, the liquefaction is obtained in both cases, even without increasing cyclic loading with depth. The Oedometer test turns out to be not useful for the correction that allows the contents of void ratios after saturation and consolidation, not providing an accurate definition of the line of critical states.

Finally, are referred the possible conclusions from the study and is mentioned the contents of the continuation of the experiments to be performed by students of MIEC Marco Fonseca, focusing on increasing the range of cycling tests.

KEY-WORDS: Static liquefaction, Cyclic liquefaction, Critical states theory, “Les dunes” sand, Boumerdes, Alger.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. Introdução	1
1.1 OBJECTIVOS DO TRABALHO	1
1.2 O QUE É A LIQUEFACÇÃO E O PORQUÊ DE SER ESTUDADA.....	2
1.3 CASO DE ESTUDO: O SISMO BOUMERDES, ARGÉLIA (2003).....	4
1.4 EM PORTUGAL.....	4
2. Estado da arte sobre liquefacção	7
2.1 DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFACÇÃO	7
2.2 LIQUEFACÇÃO E MOBILIDADE CÍCLICA.....	8
2.2.1 LIQUEFACÇÃO.....	9
2.2.2 MOBILIDADE CÍCLICA	10
2.2.3 RISCOS INERENTES A CADA UMA	10
2.3 CRITÉRIOS DE SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO	10
2.3.1 CRITÉRIO GEOLÓGICO	10
2.3.2 CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO DE MATERIAL.....	11
2.4 CRITÉRIOS DE ESTADO.....	11
2.4.1 CRITÉRIO DO ESTADO CRÍTICO	12
2.4.2 CRITÉRIO DO ESTADO DE DEFORMAÇÃO.	15
2.4.3 DIFERENÇAS E SEMELHANÇAS ENTRE AS DUAS TEORIAS	15
2.4.4 PARÂMETRO DE ESTADO	16
2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA TESTAR A LIQUEFACÇÃO	18
3. Material e Equipamento	23
3.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NO LABORATÓRIO: AREIA DUNAR DE AIN BENIAM (ALGER)	3
3.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO UTILIZADO:	25
3.2.1 CÂMARAS TRIAXIAIS E PRENSAS UTILIZADAS	25
3.2.2 TRANSDUTORES	26

3.2.3 ACTUADORES.....	29
3.2.4 MATERIAL DE PREPARAÇÃO	32
3.2.5 PROGRAMA DE CONTROLO EM AMBIENTE LABVIEW	33
3.2.6 EDÓMETRO HIDRÁULICO OU DE ROWE	33
3.2.7 PROGRAMA DE AQUISIÇÃO “DYNATESTER”	34
4. Procedimentos.....	35
4.1 DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS UTILIZADOS NA PREPARAÇÃO DA AMOSTRA.....	35
4.1.1 DRY PLUVIATION/CHUVEIRO DE AREIA SECA (POSTERIORMENTE ABANDONADO)	35
4.1.2 MOIST TAMPING/ COMPACTAÇÃO LEVE EM CONDIÇÃO HÚMIDA	36
4.2 DESCRIÇÃO DAS VÁRIAS FASES DOS ENSAIOS:.....	39
4.2.1 ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO.....	39
4.2.1.1 Preparação da amostra e da câmara	40
4.2.1.2 Percolação	41
4.2.1.3 Saturação	42
4.2.1.4 Consolidação	43
4.2.1.5 Corte	44
4.2.1.6 Desmonte.....	44
4.2.2 ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO	45
4.2.3 ENSAIO EDOMÉTRICO	45
5. Análise dos ensaios	47
5.1 ENSAIO EDOMÉTRICO.....	47
5.1.1 OBJECTIVO DO ENSAIO	47
5.1.2 ANÁLISE DOS DADOS	47
5.1.3 FIABILIDADE DOS RESULTADOS	51
5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS.....	51
5.2.1 ENSAIOS QUE CORRERAM MAL E CAUSAS.....	51
5.2.2 ALGUNS COMENTÁRIOS SOBRE A PERCOLAÇÃO.....	52
5.2.3 ANÁLISE DAS FASES DE SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.....	52
5.2.3.1 Comparação dos resultados obtidos com os obtidos nas medições de volume no ensaio edométrico	52
5.2.3.2 Obtenção do índice de vazios corrigido no início da fase de corte.....	56
5.2.4 ANÁLISE INDIVIDUAL DE CADA ENSAIO.....	60
5.2.4.1 LD2	60

5.2.4.2 LD4	61
5.2.4.3 LD6	62
5.2.4.4 LD7	64
5.2.4.5 LD8	65
5.2.4.6 LD11	67
5.2.4.7 LD12	69
5.2.4.8 LD14	70
5.2.4.9 LD15	72
5.2.5 ANÁLISE CONJUNTA.....	73
5.2.5.1 Tensões.....	74
5.2.5.2 Definição do ângulo de atrito crítico da areia.....	74
5.2.5.3 Definição da linha dos estados críticos.....	75
5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	79
5.3.1 CRITÉRIOS DE SELECÇÃO DOS PARÂMETROS	79
5.3.2 ANÁLISE INDIVIDUAL DE CADA ENSAIO.....	80
5.3.2.1 LD17C	80
5.3.2.2 LD18C	81
5.4 TRABALHO JÁ REALIZADO PELO DOUTORANDO TAHAR GHILI E COMENTÁRIOS	82
6. Conclusões e desenvolvimentos futuros	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig 1 – Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção (Matos Fernandes, 2006)	3
Fig 2 – Fotografias tiradas em Boumerdès, dias após o sismo	4
Fig 3 – Locais onde ocorreram ou terão ocorrido fenómenos de liquefacção induzidos pelos sismos indicados (Jorge, 1995; adaptado por Matos Fernandes, 2006).....	5
Fig 4 – Trajectórias de tensão para solos densos e soltos em condições não drenadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977).....	8
Fig 5 – Hipóteses referentes à definição da linha dos estados críticos (Jeffereis e Been, 2006)	13
Fig 6 – Linha dos estados críticos (adaptado de Casagrande, 1936).....	13
Fig 7 – Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados (Castro 1969).....	16
Fig 8 – Definição de ψ (Jeffereis e Been, 2006)	17
Fig 9 – Trajectória de tensões idealizada (adaptado de Jefferies e Been, 2006)	17
Fig 10 – Exemplo da obtenção da linha dos estados críticos com o resultado de ensaios drenados e não drenados (adaptado de Jefferies e Been, 2006).....	20
Fig. 11 – Localização da praia “Les Dunes”	23
Fig 12 – Curvas granulométricas	25
Fig 13 – Esquema de câmara triaxial (adaptado de Head, 1986, por Matos Fernandes, 2006)	26
Fig 14 – LVDT (LabGeo-FEUP)	27
Fig 15 – LDT (LabGeo-FEUP)	27
Fig 16 – Medidor de volume com LVDT (LabGeo-FEUP).....	28
Fig 17 – células de carga (LabGeo-FEUP)	28
Fig 18 – transdutores de pressão (LabGeo-FEUP).....	29
Fig 19 – actuadores “IC” (sistemas do LabGeo-FEUP)	29
Fig 20 – Dois GDS com 200 ml de capacidade, utilizados nos ensaios triaxiais cíclicos.....	30
Fig 21 – câmara triaxial montada no LabGeo-FEUP na prensa WF10056 TRITECH 5.....	31
Fig 22 – Prensa Digital Tritest 100 (LabGeo-FEUP).....	31
Fig 23 – Actuador pneumático e câmara onde é usado (LabGeo-FEUP).....	32
Fig 24 – Material para preparação da amostra	33
Fig 25 – Diferentes esquemas da preparação de amostras através da dry pluviation ou chuva de areia: a) conjunto de peneiros, como no LNEC (Bilé Serra et. al, 1997, adaptado por Matos Fernandes, 2006); b) funil de abertura pré-definida, conforme sugerido pelo TC29 para a areia Toyoura (ISSMGE, 2004)	36
Fig 26 – Fotografias do processo de preparação das amostras por moist tamping (ponto 7 do procedimento descrito)	38

Fig 26 (cont.) – Fotografias do processo de preparação das amostras por moist tamping (pontos 8 e 9 do procedimento descrito).....	38
Fig 27 – Fotografias exemplificativas da fase final de colocação dos o-rings e desmonte do molde	41
Fig 28 – Recipiente plástico durante a percolação	42
Fig 29 – preparação do ensaio edométrico	46
Fig 30 – deformações durante a percolação em função de intervalos de tempo, no ensaio edométrico	48
Fig 31 – Possíveis erros no índice de vazios caso as variações de volume durante a saturação não forem consideradas (Sladen e Handford, 1987, adaptado por Jefferies e Been, 2006)	48
Fig 32 – Deslocamento durante a saturação, no ensaio edométrico	49
Fig 33 – Tensões em CP e BP durante a saturação	50
Fig 34 – Deslocamento durante a consolidação, no ensaio edométrico	51
Fig 35 – ΔV em função da tensão de consolidação, para todos os ensaios medidos	54
Fig 36 – ΔV em função da tensão de consolidação, sem LD4 e LD15.....	54
Fig 37 – Variação de volume na saturação no ensaio LD6.....	55
Fig 38 – Variação de volume na consolidação no ensaio LD6.....	55
Fig 39 – Linha de tendência caso saturação fosse até 300 kPa nos 3 ensaios de Fonseca (2009)	57
Fig 40 – Linha de tendência (BP = 300 kPa) e linha de tendência deslocada, para os 3 ensaios de Fonseca (2009).....	58
Fig 41 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD2.....	60
Fig 42 – gráfico $s/s' - t$, para LD2	61
Fig 43 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD4	62
Fig 44 – gráfico $s/s' - t$, para LD4	62
Fig 45 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD6.....	63
Fig 46 – gráfico $s/s' - t$, para LD6	64
Fig 47 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD7.....	65
Fig 48 – gráfico $s/s' - t$, para LD7	65
Fig 49 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD8.....	66
Fig 50 – Gráfico $s/s' - t$, para LD8.....	67
Fig 51 – leituras de BP e CP e comparação com o comportamento esperado, LD8	67
Fig 52 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD11	68
Fig 53 – gráfico $s/s' - t$, para LD11	69
Fig 54 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD12.....	70
Fig 55 – gráfico $s/s' - t$, para LD12	70

Fig 56 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD14.....	71
Fig 57 – gráfico $s/s' - t$, para LD14	72
Fig 58 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD15.....	73
Fig 59 – gráfico $s/s' - t$, para LD15	73
Fig 60 – percurso das tensões de desvio (t) com a evolução da deformação, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009)	74
Fig 61 – $s' - t$ e definição de K_f , para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009)	75
Fig 62 – $\log s' - e$, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009).....	76
Fig 63 – $\log s' - e$, para todos os ensaios realizados e estimativa da linha dos estados críticos “CSL”	77
Fig 64 – $\log s' - e$, para os ensaios consolidados anisotrópicamente ($K_0=0,5$) e estimativa da linha dos estados críticos “csi”	78
Fig 65 – $\log s' - e$, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009) e estimativa da região dos estados críticos “CSR”	78
Fig 66 – gráfico $s' - t$, para LD17C	80
Fig 67 – $\log s' - e$, para LD17C	81
Fig 68 – gráfico $s/s' - t$, para LD18C.....	82
Fig 69 – $\log s' - e$, para LD18C	82

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Valores medidos de B, nos primeiros ensaios	53
Quadro 2 – Variação de volume medida por medidor de volume, durante a consolidação	53
Quadro 3 – Resumo dos ensaios estáticos por Fonseca (2009)	56
Quadro 4 – Resultados da variação de volume caso saturação fosse até 300 kPa nos 3 ensaios de Fonseca (2009)	57
Quadro 5 – ΔV na fase de saturação para todos os ensaios	58
Quadro 6 – Medições de ΔV na fase de consolidação nos ensaios anisotrópicos	59
Quadro 7 – Resumo das variações de volume e cálculo do índice de vazios final dos ensaios triaxiais estáticos	59
Quadro 8 – Resumo das condições de preparação de LD2	60
Quadro 9 – Resumo das condições de preparação de LD4	61
Quadro 10 – Resumo das condições de preparação de LD6	63
Quadro 11 – Resumo das condições de preparação de LD7	64
Quadro 12 – Resumo das condições de preparação de LD8	66
Quadro 13 – Resumo das condições de preparação de LD11	68
Quadro 14 – Resumo das condições de preparação de LD12	69
Quadro 15 – Resumo das condições de preparação de LD14	71
Quadro 16 – Resumo das condições de preparação de LD15	72
Quadro 17 – Valores indicativos dos ângulos de atrito de pico e de volume constante de solos granulares (Hough, 1957, adaptado por Matos Fernandes, 2006)	75
Quadro 18 – Resumo das variações de volume e cálculo do índice de vazios final dos ensaios triaxiais cíclicos	80
Quadro 19 – Resumo das condições de preparação de LD17C.....	80
Quadro 20 – Resumo das condições de preparação de LD18C.....	81
Quadro 21 – Síntese do resumo dos ensaios de Tahar (2009)	83

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A	– Área da base dos provetes [cm ²]
a _{max}	– aceleração máxima registada no sismo [m/s ²]
B	– parâmetro de Skempton
BP	– Pressão no provete “ <i>Back Pressure</i> ” [kPa]
CP	– pressão na câmara “ <i>Cell Pressure</i> ” [kPa]
CSL	– linha dos estados críticos
CSR	– região dos estados críticos
D	– diâmetro medido do provete [mm]
Du	– excesso de pressão neutra [kPa]
e	– índice de vazios
e ₀ ou e _i	– índice de vazios inicial
e _c	– índice de vazios crítico
e _f	– índice de vazios no final da fase de consolidação
e _{max}	– índice de vazios máximo
e _{min}	– índice de vazios mínimo
g	– aceleração da gravidade [m/s ²]
H	– altura medida do provete [mm]
HE	– <i>Hall-Effect</i>
K ₀	– coeficiente de impulso em repouso
K _f	– linha de rotura
LDT	– <i>Linear transducer</i>
LVDT	– <i>Linear variable differential transformer</i>
p	– pressão [kPa]
r _d	– coeficiente de redução por profundidade
R ₂	– Coeficiente de correlação
s	– tensão média [kPa]
s'	– tensão efectiva média [kPa]
sig' h	– tensão efectiva horizontal [kPa]
sig' v	– tensão efectiva vertical [kPa]
t	– tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) [kPa]
u	– pressão neutra [kPa]
V	– volume do provete [cm ³]

V_0 – volume inicial do provete [cm^3]

w – teor em água [%]

W – Peso do provete [g]

α – ângulo que define a inclinação da recta K_f

δ – deformação [mm]

ε – extensão linear

ε_a – extensão axial

ϕ_c – ângulo de atrito crítico [°]

ϕ_{cv} – ângulo de atrito a volume constante [°]

Δu – excesso de pressão neutra [kPa]

ΔV – variação de Volume [cm^3]

ΔF – amplitude de força [N]

γ – peso volúmico [kN/m^3]

γ_d – peso volúmico seco [kN/m^3]

σ_1, σ_3 – tensões totais principais máxima e mínima [kPa]

σ'_1, σ'_3 – tensões efectivas principais máxima e mínima [kPa]

$\sigma'_{1c}, \sigma'_{3c}$ – tensões efectivas de consolidação na câmara triaxial [kPa]

σ_h – tensão total horizontal [kPa]

σ'_h – tensão efectiva horizontal [kPa]

σ_v – tensão total vertical [kPa]

σ'_v – tensão efectiva vertical [kPa]

τ_{cyc} – tensão de corte cíclica a aplicar [kPa]

τ_{max} – tensão de corte máxima no sismo [kPa]

1

Introdução

1.1 OBJECTIVOS DO TRABALHO

Neste trabalho pretende-se validar o conceito e a abordagem da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos para a definição das condições de estado e de tensão do solo, conducentes ao estabelecimento da liquefacção, para o caso particular da areia “Les Dunes” da Argélia. Para esse efeito, foi programada a realização de um conjunto de ensaios em condições de carregamento estático e cíclico visando a definição da condição do estado crítico desta areia e a avaliação das condições que possam induzir liquefacção. Estes ensaios serão conduzidos não só em equipamentos tradicionais de ensaios laboratoriais de solos, mas também em novos sistemas de ensaio cíclico, utilizando técnicas inovadoras de caracterização dos solos, alguns dos quais foram recentemente adquiridos e estão disponíveis no Laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo-FEUP: www.fe.up.pt/labgeo). Assim, o objectivo da tese passa igualmente pela familiarização dos métodos e equipamentos disponíveis e utilizados com o fim de avaliar o risco de liquefacção, o contacto próximo com o laboratório e o incremento da capacidade de interpretação e tratamento de dados provenientes de ensaios.

Este trabalho beneficia de um protocolo entre o Instituto da Construção e a Teixeira Duarte, que permitiu a realização de um conjunto alargado de ensaios laboratoriais na areia “Les Dunes” da Argélia, visando a sua caracterização e avaliação das condições de liquefacção, nomeadamente aquando do sismo de Boumerdes (Argélia), que ocorreu em 2003. Este trabalho integra-se na investigação em curso conducente à tese de doutoramento de Ghili Mohand Tahar da *Faculté de Génie Civil*, da *Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène - USTHB* – de Alger, na Argélia, intitulada “*Analyse du comportement non linéaire d’un sable sous chargement cyclique: cas de la liquéfaction*”.

Foram estudadas algumas condições de base, nomeadamente a possibilidade de as amostras preparadas nas condições de jazida (ou próximo) desenvolverem liquefacção estática e, decorrentes das acções registadas aquando do sismo, que expectavelmente explicarão as grandes danificações associadas a fenómenos de liquefacção cíclica, mas que ainda não foram provadas experimentalmente. Por isso, após a avaliação da sensibilidade estática (fazendo um enquadramento com o princípio dos estados críticos), pretende-se realizar ensaios com provetes em estados balizados entre determinados limites de índices de vazios e condições da acção sísmica (amplitudes e frequências, bem com duração da acção).

A possibilidade de utilização nos provetes de transdutores piezoeléctricos (“bender/extender element”), que estão disponíveis em células triaxiais no LabGeo-FEUP, permite alargar o estudo à avaliação das propriedades dinâmicas derivadas das velocidades de ondas sísmicas “P” e “S”. As primeiras são directamente associáveis aos graus de saturação dos solos – como recentemente se vem

provando e, no laboratório da FEUP, comprovando – sendo, como se sabe, condição indispensável para o desenvolvimento do fenómeno de liquefacção em condições extremas. As segundas estão directamente ligadas a propriedades dinâmicas (e ao parâmetro de referência, módulo de distorção inicial: G_0 , G_{din} ou G_{el}), mas, sobretudo, constituem base de critérios de risco, como os ábacos ou formulações que confrontam a razão de acção cíclica CSR com a razão de resistência cíclica CRR, estabelecida em função dos valores das velocidades das ondas de corte, V_s , normalizados do estado de tensão efectivo de confinamento (V_{s1}).

O objecto final do programa de investigação, que envolve este e outros trabalhos, será a criação de bases de calibração dos ábacos para algumas areias específicas, começando-se pela areia referida. No âmbito deste trabalho procurar-se-á caracterizar de modo cuidado e detalhado o comportamento desta areia dunar em condições de carregamento estático. Pretende-se assim definir com clareza a linha dos estados críticos, que constituirá o ponto de partida para outros estudos subsequentes, em condições de carregamento cíclico.

1.2 O QUE É A LIQUEFACÇÃO E O PORQUÊ DE SER ESTUDADA

A liquefacção dos solos resulta de uma perda de resistência e/ou rigidez num intervalo de tempo curto, podendo no entanto induzir a rotura. O nome do fenómeno deve-se ao facto deste tipo de rotura se assemelhar ao comportamento de um líquido. Este ocorre devido à substancial perda de resistência em regiões da massa de solo e não apenas ao longo de determinada superfície de rotura, dando-se um colapso global. É um comportamento do solo associado aos excessos de pressão, podendo no entanto as condições serem drenadas, sendo o aumento do excesso de pressão neutra ao longo do tempo o mais crucial.

Apesar de estar tradicionalmente associada a areias soltas e mal graduadas em eventos sísmicos, não são só estas que apresentam potencial de liquefacção uma vez que muitos outros solos podem exhibir sinais de liquefacção. A experiência neste domínio até à data indica desde areias com granulometria uniforme e tamanho dos grãos considerável, até solos siltosos quase puros. A liquefacção é um fenómeno mecânico que traduz um comportamento constitutivo dos solos, no qual se aplicam as leis fundamentais da Física, comum aos materiais particulados, desde os solos arenosos aos silto-arenosos e às areias argilosas e até aos solos estruturados naturais.

O fenómeno é bastante simples. Há uma tendência para os solos secos e não coesivos densificarem quando carregados. No entanto, se o solo se encontrar saturado, carregamentos rápidos (como terremotos) dão-se em condições não drenadas, o que causará aumento do excesso de pressão neutra e, consequentemente, que as tensões efectivas decresçam. Os excessos de pressão advêm do facto da drenagem ser impedida em carregamentos rápidos, pois a carga é aplicada com uma velocidade tal que a água nos poros não consegue sair tão rapidamente quanto a tensão se acumula. Quando a pressão neutra cresce o suficiente para igualar a tensão aplicada, anulando a tensão efectiva, dá-se a liquefacção, ou também conhecido como liquefacção de fluxo. A Fig 1 mostra um bom esquema para se entender o fenómeno, ao nível das partículas.

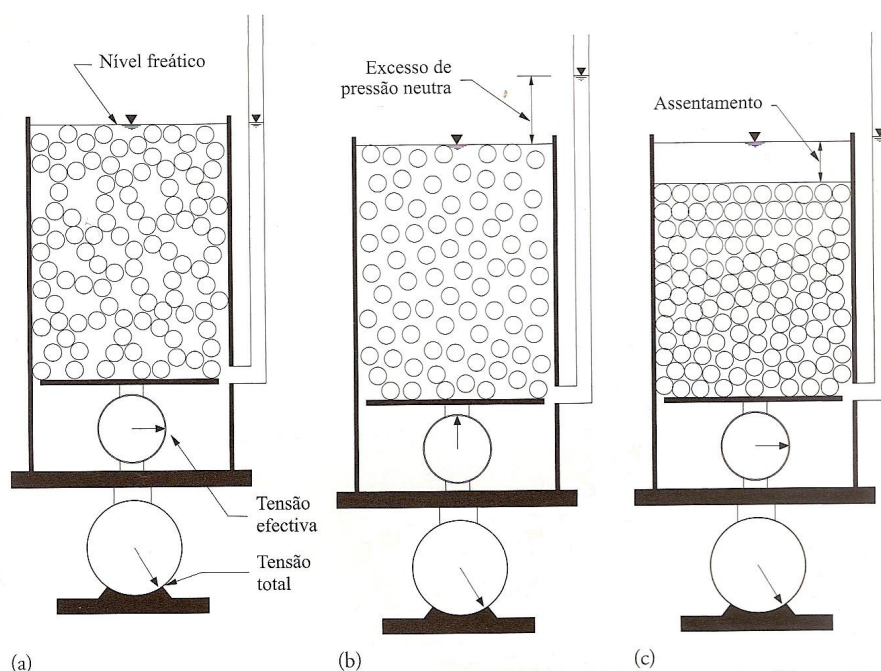


Fig 1 – Esquema simplificado de Ishihara (1985) para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção (Matos Fernandes, 2006)

O excesso de pressão de água nos poros que leva à liquefacção pode vir de uma carga cíclica, quer por terremotos, quer por forças externas. Pode também dar-se por efeito de cargas estáticas, se o solo estiver suficientemente solto. Outra possível causa de liquefacção é a redução da tensão efectiva devida à segregação de água.

É necessário arranjar uma explicação para esse comportamento, dependente da compacidade. O objectivo é distinguir as verdadeiras propriedades dum solo - que não dependem da compacidade - e as medidas de estado do mesmo solo (compacidade ou índice de vazios). O comportamento do solo será então função dessas propriedades e do estado. A variabilidade da compacidade dos diversos estratos dum solo assume uma importância crucial na liquefacção, afectando o seu comportamento: os solos densos são fortes e dilatantes enquanto os solos soltos são fracos e compressíveis, quando solicitados ao corte. A tendência dos solos para mudar o volume é chamada dilatância. Igualmente, as amostras soltas não formam planos de corte e não têm a tendência para localizar esforços como é normal em areias densas sujeitas ao corte.

A liquefacção numa areia é um fenómeno em que o solo perde grande parte da resistência por um curto período de tempo, mas longo o suficiente para que esta provoque várias falhas em estruturas, provocando grandes perdas financeiras e até de vidas humanas. A liquefacção leva habitualmente à falha funcional das estruturas construídas sobre elas, mesmo que o ocorrido não seja liquefacção total, mas sim parcial. As diferenças são explicadas no capítulo 2, mas o mais importante a reter é que a redução da resistência da areia pode levar a grandes falhas estruturais.

A liquefacção é discutida mais a fundo no capítulo 2, servindo este subcapítulo como uma nota introdutória, para se entender o fenómeno.

1.3 CASO DE ESTUDO: O SISMO BOUMERDES, ARGÉLIA (2003)

O sismo ocorreu no dia 21 de Maio de 2003 no Norte da Argélia, com o epicentro localizado na cidade de Thénia, na província de Boumerdes, a cerca de 60 km da capital, Argel. O terramoto foi o maior a atingir a Argélia em mais de 20 anos, com uma magnitude de 6,7 na escala de Richter.

Na Fig 2 mostram-se fotografias tiradas em Boumerdes, poucos dias após o sismo. Estas são bastante elucidativas do estado do solo, com deformações muito consideráveis, e do estado de algumas construções que, por falha a nível das fundações, ficaram parcial ou totalmente destruídas.



Fig 2 – Fotografias tiradas em Boumerdes, dias após o sismo

Foram registadas 2.266 mortes e 10.261 feridos devido ao terramoto. Mais de 1.243 edifícios colapsaram ou ficaram gravemente destruídos, deixando cerca de 150.000 pessoas sem-abrigo. Como já é frequente em cidades costeiras, após o terramoto, gerou-se um tsunami que aumentou os estragos, nomeadamente ao nível das embarcações e estruturas portuárias.

Várias cidades foram afectadas pelo terramoto na província de Boumerdes, sendo que a cidade mais afectada foi a própria cidade homónima. Muitos dos edifícios existentes na cidade, construídos no início do século XX sofreram graves danos.

Muitos danos foram registados em estruturas importantes, como escolas, condutas, ETARs, estações eléctricas, carris de comboio, estradas, o aeroporto, entre outros. O desenvolvimento desses assuntos não é relevante para o estudo em causa. Importa salientar o facto de que a maior parte dos danos registados nas estruturas foi atribuída a fenómenos de liquefacção de areias, que se encontravam soltas e saturadas.

1.4 EM PORTUGAL

Em Portugal, a experiência relativamente a fenómenos de liquefacção não é grande, mas estudos feitos, nomeadamente por Jorge em 1995 demonstram um risco de liquefacção considerável em bastantes zonas dispersas pelo país (ver Fig 3).

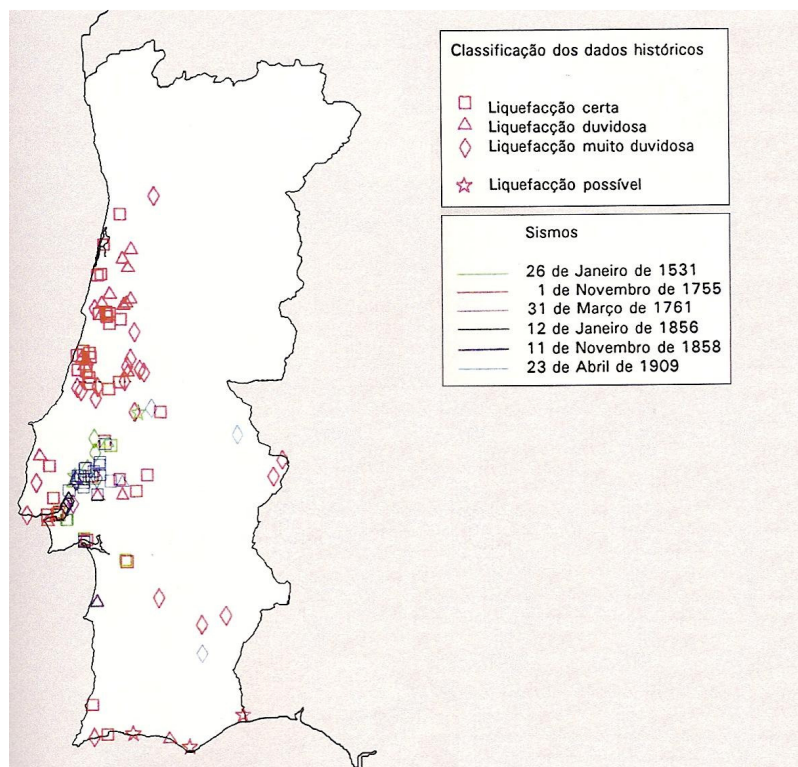


Fig 3 – Locais onde ocorreram ou terão ocorrido fenómenos de liquefacção induzidos pelos sismos indicados (Jorge, 1995; adaptado por Matos Fernandes, 2006)

O Eurocódigo 8 faz referência à liquefacção, não sendo no entanto as medidas que impõe muito severas ou restritas. Apresenta, em anexo um método empírico para avaliação da resistência à liquefacção com base no ensaio SPT e refere que:

- “A avaliação da susceptibilidade à liquefacção deve ser feita quando o terreno é constituído por camadas extensas ou camadas espessas de areia solta submersa com ou sem finos. Esta análise deve ser feita considerando o cenário de *campo livre*.”;
- “A caracterização geotécnica deverá incluir, pelo menos, a realização de ensaios de penetração SPT ou CPT, bem como análises granulométricas.”;
- “Para edifícios com fundações superficiais, a análise da susceptibilidade à liquefacção pode ser dispensada quando os solos arenosos saturados se encontram a uma profundidade superior a 15 m.”
- “Em terrenos com potencial risco de liquefacção, a utilização de estacas deve ser encarada com alguma cautela, uma vez que se podem gerar impulsos laterais muito significativos e, além disso, é difícil de quantificar com rigor qual a espessura e localização dos estratos susceptíveis à liquefacção”.

2

Estado da arte sobre liquefacção

2.1 DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFACÇÃO

A liquefacção envolve deformação do solo causada por perturbação monotónica, transiente ou repetida em solos não coesivos e saturados em condições especiais.

O termo liquefacção tem sido empregue para descrever fenómenos relacionados, que produzem efeitos similares, mas cujos mecanismos de formação são diferentes. Há três fenómenos a ter em consideração, pelas semelhanças de efeitos entre eles e pela confusão que às vezes essas semelhanças podem induzir numa análise dum caso de rotura.

Esses fenómenos são:

- Liquefacção de fluxo: É um fenómeno no qual o equilíbrio estático é destruído por cargas estáticas ou dinâmicas em solos com uma resistência residual baixa. Uma vez desencadeado o fenómeno, a resistência do solo deixa de ser suficiente para suportar as cargas que anteriormente suportava e o solo deforma-se continuamente para essas cargas. Este é o fenómeno designado habitualmente só por liquefacção, e assim referido daqui em diante neste trabalho. Um fenómeno ligeiramente diferente mas que também pode levar à liquefacção é a redução da tensão efectiva devida à segregação de água;
- Mobilidade cíclica: É um fenómeno despoletado por cargas cíclicas que ocorre em solos sujeitos a tensões de corte estáticas inferiores à resistência ao corte do solo. As deformações provocadas por este fenómeno desenvolvem-se continuamente. Solos não sujeitos a fenómenos de fluxo de liquefacção por não serem suficientemente soltos podem no entanto sofrer rotura por mobilidade cíclica;
- Erupções de areia: Valores elevados de pressão neutra podem também causar um fluxo rápido de água para a superfície do terreno, durante e após um sismo, transportando partículas de areia através de fissuras existentes ou produzidas no maciço, que são depositadas sob a forma de pequenas erupções de areia. Este fenómeno por si só não é causa de roturas graves, mas pode geralmente ser uma evidência da existência de liquefacção na zona onde ocorre.

De modo geral, o termo liquefacção designa o grupo de fenómenos que apresentam em comum o surgimento de altas pressões neutras em areias saturadas, devidas a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante, enquanto mobilidade cíclica designa a progressiva deformação de areias saturadas quando sujeitas a carregamentos cíclicos sob teor em água constante (Jefferies e Been, 2006).

Liquefacção ocorre raramente, mas os seus efeitos são bastante mais severos. Mobilidade cíclica, por outro lado, pode ocorrer numa maior variedade de tipos de solo e condições.

A liquefacção sob carregamento estático (monotónico) foi observada em depósitos de solos naturais, aterros e depósitos de rejeitos de mineração. Sob carregamento dinâmico, além de fontes sísmicas, foi também constatada como efeito de vibrações causadas pela cravação de estacas, por tráfego de veículos, exploração geofísica e explosões.

2.2 LIQUEFACÇÃO E MOBILIDADE CÍCLICA

As diferenças entre liquefacção e mobilidade cíclica podem ser vistos na Fig. 4, onde se representam resultados-tipo de ensaios não drenados em amostras de areia saturada, considerando como eixos o índice de vazios e a tensão efectiva horizontal. Consta-se que a mobilidade cíclica ocorre em solos que se encontram com um par tensão-índice de vazios abaixo da linha de estado permanente, e não sensíveis a liquefacção. A linha de estado permanente representa os estados nos quais o solo se deforma sob volume e tensões constantes, e é considerada equivalente à linha dos estados críticos neste trabalho (ver subcapítulo 2.4.3).

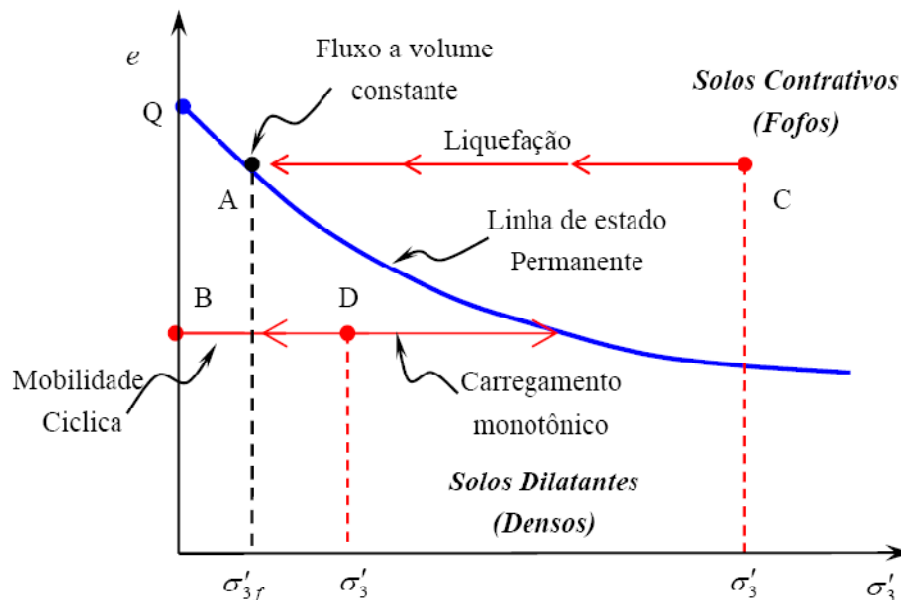


Fig 4 – Trajetórias de tensão para solos densos e soltos em condições não drenadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977)

Pode observar-se então que a liquefacção se dá, na Fig 4, partindo por exemplo do ponto C, acima da linha de estado permanente, e terminando no ponto A, pertencente à linha dos estados permanentes. Estas areias, como se pode constatar, não ficam com uma tensão efectiva nula, não se dando assim a liquefacção perfeita. No entanto, a rotura dá-se devido ao aumento da tensão neutra, e estas areias chegam a um ponto em que se deformam permanentemente para a mesma carga e sem alterações de volume. Estes casos são nomeados de *liquefacção limitada* neste trabalho, para distinguir dos casos de liquefacção “perfeita” ou “total”.

O Ponto Q representa o início da linha do estado permanente, e areias que se encontrem acima desse ponto sofrem liquefacção “perfeita”, ficando com uma tensão efectiva nula e ao romperem

comportam-se como um líquido (com resistência residual nula), pois deixa de haver contacto entre as partículas, como já foi explicado no capítulo 1.2.

Quanto mais à direita se encontrar o ponto inicial (neste caso C), maiores serão as deformações associadas a este fenómeno.

Analisando agora o comportamento da areia densa, a partir por exemplo do ponto D, podemos verificar dois tipos de comportamento.

Quando esta areia é carregada monotonicamente, em condições não drenadas, também se desloca no sentido da linha de estado permanente, só que na direcção de tensão contrária das areias soltas (após possível pequena perda de tensão efectiva inicial). Assim, esta areia vai aumentar a tensão efectiva, e resistir a uma carga muito maior do que a carga de rotura da areia solta.

Se a essa areia se aplicar uma carga cíclica, o comportamento pode mudar radicalmente, sendo a trajectória de tensões dada no sentido da diminuição da tensão efectiva, podendo o ponto B ($\sigma'_3 = 0$) ser atingido. Durante esse processo são desenvolvidas grandes deformações, dizendo-se que a amostra desenvolveu mobilidade cíclica, sem que a perda de resistência seja significativa, ao contrário do ocorrido na liquefacção.

As linhas representadas no gráfico da Fig 4 e que são representadas no capítulo referente à análise dos ensaios são representativas de um índice de vazios médio, sendo que na realidade existe uma redistribuição do índice de vazios durante os ensaios, aumentando no topo e diminuindo na base da amostra.

2.2.1 LIQUEFACÇÃO

Três situações de relevo prático ocorrem com a liquefacção: rotura não drenada com carga monotónica; liquefacção por cargas cíclicas ou devido a segregação (fluxo ascendente) de água. Estas três situações são similares na maneira como o comportamento do solo evolui durante o processo de liquefacção. A diferença entre as três encontra-se na maneira como desencadeiam a liquefacção.

No caso da rotura por carga monotónica, o que interessa é a velocidade com que a tensão é imposta. Se o acréscimo de tensão for rápido o suficiente para não deixar os excessos de tensão neutra se dissiparem, então a liquefacção estática pode desencadear-se, se o solo estiver suficientemente solto.

No caso da liquefacção por cargas cíclicas, haverá excesso de pressão neutra induzido pelas cargas cíclicas, quer por sismos, quer por forças externas. Mesmo que estas cargas cíclicas não sejam suficientes para liquefazer o solo, a distribuição das tensões durante a dissipação pode criar posteriormente movimentos do solo, pois estes deixam de ser capazes de suportar as cargas que suportavam antes da acção cíclica.

Para um dado índice de vazios, a susceptibilidade à liquefacção aumenta com a tensão de confinamento e com as tensões actantes.

A liquefacção estática controla largamente a estabilidade, mesmo quando o carregamento é cíclico (em sismos). Isto porque, se houver resistência residual suficiente, as cargas cíclicas só se vão manifestar como forças de fadiga.

Quando se dá liquefacção, se o carregamento for monotónico, somente a relação entre tensões (η) interessa no desenvolvimento da liquefacção. Por outro lado, se o carregamento for cíclico, é o excesso de pressão neutra induzida ciclicamente, podendo ser suficiente para causar colapso por liquefacção. Este comportamento é mais crítico em análises de estabilidade de aterros. Assim que o

solo atinge a tensão máxima, a deformação desenvolve-se muito rapidamente e o solo comporta-se como um líquido.

2.2.2 MOBILIDADE CÍCLICA

Mobilidade cíclica é um fenómeno causado por carregamentos cíclicos, ocorrendo em depósitos de solo sob tensões de corte estáticas inferiores à resistência ao corte do material por degradação das propriedades do solo.

A deformação durante uma carga cíclica vai depender não só da compacidade do solo, das tensões de confinamento e da estrutura do solo, mas também da duração da carga, da magnitude, da frequência e da existência ou não de forças ascendentes. Caso existam cargas ascendentes, a tensão efectiva vertical pode anular-se, dando lugar a "liquefacção" cíclica. Se estas não existirem, a tensão efectiva vertical não se anula, então a "liquefacção" não se pode dar, no entanto pode ainda ocorrer a rotura por mobilidade cíclica, devido a fadiga.

O excesso de pressão que leva à liquefacção por cargas cíclicas pode vir duma carga cíclica do solo, quer por terremotos, quer por forças externas.

2.2.3 RISCOS INERENTES A CADA UMA

Assim, dum ponto de vista prático, o comportamento não drenado de areias soltas é habitualmente de exclusivo interesse académico, pois estas acarretam tal perigo que os engenheiros responsáveis irão sempre especificar algum tipo de tratamento do solo com o intuito de adensá-los. Apesar dessa preocupação, roturas por liquefacção estática já mataram centenas de pessoas. O verdadeiro desafio encontra-se em identificar os solos que são suficientemente densos para não precisarem de tratamento. A questão é: "quão denso é suficientemente denso?". Essa questão é discutida na literatura da especialidade há mais de 25 anos.

Colapsos causados por liquefacção são frequentemente caracterizados por movimentos rápidos e de grande extensão, enquanto que no caso de mobilidade cíclica as deformações desenvolvem-se gradualmente. Assim sendo, compreende-se que este último seja mais fácil de prever e tomar medidas cautelosas.

2.3 CRITÉRIOS DE SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO

2.3.1 CRITÉRIO GEOLÓGICO

O potencial de liquefacção está dependente dos processos geológicos que formam e transportam partículas. Os que o fazem com partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa índice de compacidade, e por isso altamente susceptíveis à liquefacção. Consequentemente, depósitos fluviais, marítimos, eólicos ou criados por deposição gravítica pelo homem (como é o caso das barragens de rejeitos), quando saturados, podem sofrer liquefacção por carregamentos estáticos ou cíclicos.

A susceptibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes pelo simples facto destes se encontrarem habitualmente mais compactados ou com uma fábrica mais forte.

Como a liquefacção ocorre preferencialmente em solos saturados, quanto mais profundo for o nível de água subterrâneo, tanto menor será a sua susceptibilidade à liquefacção. A ocorrência de liquefacção é geralmente observada em maciços onde o nível de água se situa poucos metros abaixo da superfície.

Os depósitos formados pela acção do homem merecem também atenção especial pois, quando pouco compactados (por exemplo, barragens de rejeito, aterros hidráulicos), são bastante susceptíveis à liquefacção. Foi aliás nesse tipo de depósitos que ocorreram as maiores catástrofes devido a fenómenos de liquefacção (Fort Peck, 1918, Nerlerk, 1968, etc.).

2.3.2 CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO DE MATERIAL

Durante muitos anos acreditou-se que liquefacção estava restrita apenas a depósitos de areia. Solos de granulometria mais fina foram considerados incapazes de gerar altos valores de pressão neutra, comumente associados com a liquefacção, enquanto que solos de granulometria mais grossa foram, por sua vez, considerados muito permeáveis para manter acréscimos de pressão neutra por um tempo suficiente para o processo de liquefacção se desenvolver.

Mais recentemente, os limites dos critérios baseados em granulometria foram expandidos. Liquefacção de siltes não plásticos foi observada (Ishihara et al., 1990), tanto em laboratório como em campo, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica no caso de solos finos. Foi assim criado um conjunto de regras a que um solo fino deve obedecer se for susceptível à liquefacção, chamado *critério chinês* (Wang, 1979).

Quanto a solos grossos, a liquefacção em cascalhos também foi observada em campo (Coulter e Migliaccio, 1966; Chang, 1978; Wong, 1984; Youd et al., 1985; Yegian et al., 1994) e em laboratório (Wong et al., 1975; Evans e Seed, 1987). A dissipação das pressões neutras foi nesses casos impedida pela presença de camadas impermeáveis limitando esses solos.

Apesar destes conhecimentos recentes, é inegável que a susceptibilidade à liquefacção é influenciada pela distribuição granulométrica. Terzaghi et al. (1996) relatam isso mesmo. Solos bem graduados são geralmente menos susceptíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de poro pressão, na condição não drenada. Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de rotura por liquefacção ocorre em depósitos de solo com granulometria uniforme.

A forma da partícula pode igualmente influenciar a susceptibilidade à liquefacção. Solos com partículas arredondadas tendem a tornarem-se menos densos com maior facilidade do que aqueles formados por grãos angulares e são mais susceptíveis à liquefacção também pelo facto da contracção em solos de grãos arredondados ser devida ao rearranjo das partículas, enquanto que em solos com grãos angulares esta se dá, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos.

2.4 CRITÉRIOS DE ESTADO

Os critérios de estado podiam estar inseridos no capítulo anterior, por serem basicamente “critérios de susceptibilidade à liquefacção”. No entanto, pela importância dada a estes no trabalho em causa, decidiu-se criar um subcapítulo dedicado a estes.

A susceptibilidade à liquefacção depende fortemente de um critério de estado, dependente do índice de compacidade e das tensões iniciais no maciço de solo e a primeira medida na caracterização e interpretação do comportamento dum solo deve ser a de medir esse estado. A definição de estado pode

ser a seguinte: “Condição na qual um solo existe, em particular o índice de vazios, as condições de tensão e o arranjo das partículas (fábrica)”.

Como um solo pode ter um espectro grande de compacidades, não é razoável tratar cada possível compacidade como tendo as suas próprias características/propriedades. É preferível ter um guia que explique porque é que um solo com uma determinada compacidade se comporta de determinada maneira. O objectivo é separar a descrição das verdadeiras propriedades do solo que não são dependentes da compacidade (por exemplo, o ângulo de atrito de pico) das propriedades de “estado” (por exemplo, o índice de vazios actual). O comportamento do solo é então dependente dessas propriedades.

A primeira teoria a fazer essa separação e permitir identificar o comportamento do solo pelo seu estado de compactação foi a “teoria dos estados críticos”. O nome “estado crítico” advém do nome dum estado do solo, já descrito por Casagrande em 1936 como “índice de vazios crítico”. O estado crítico é tido como o estado último que o solo atinge se o continuarmos a carregar, em que o solo se continua a deformar para uma tensão e índice de vazios (e portanto volume) constantes.

Há essencialmente dois conceitos diferentes, desenvolvidos por volta da mesma época, no que toca a análise da susceptibilidade de um solo em relação ao seu estado. Essas são expostas de seguida.

2.4.1 CRITÉRIO DO ESTADO CRÍTICO

Visto que os solos densos dilatam e os soltos contraem, é normal questionar como estão os dois comportamentos relacionados. Usando ensaios em caixas de corte, Casagrande, em 1936, descobriu que as areias soltas contraíam e as densas dilatavam até atingirem aproximadamente o mesmo índice de vazios, para grandes deslocamentos. Posteriormente, explorou esta questão, executando uma série de ensaios triaxiais drenados com deformação controlada em amostras de areia solta e densa verificou que, sob uma mesma tensão efectiva, o índice de vazios do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram solicitadas a elevados níveis de deformação. Este índice de vazios para grandes deslocamentos distinguia que modo de comportamento o solo exibia e que qualquer areia com um índice de vazios maior, contrairia sempre. Ao índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante Casagrande deu o nome de “índice de vazios crítico”. Este é afectado pela tensão efectiva média, diminuindo à medida que esta aumenta.

Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico, também conhecida como a linha dos estados críticos, na Fig 5. Embora os equipamentos necessários para medição da pressão neutra não estivessem disponíveis na época, Casagrande sugeriu que a linha de estados críticos também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de pressão neutra positiva (contração de volume, solos soltos) e negativa (expansão de volume, solos densos). Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta foi também considerada como um critério de susceptibilidade de liquefacção.

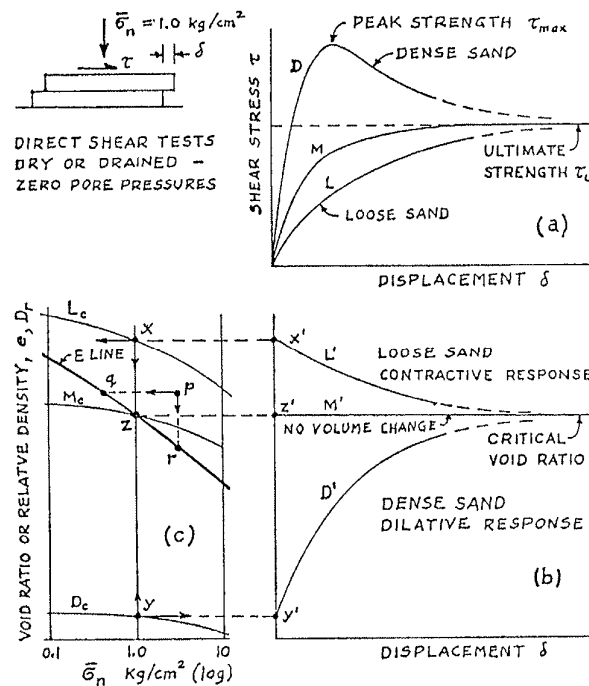


Fig 5 – Hipóteses referentes à definição da linha dos estados críticos (Jeffereis e Been, 2006)

O estado crítico foi definido por Roscoe et al. (1958) como o estado em que um solo se continua a deformar para uma tensão e um índice de vazios constante, o que é essencialmente uma formalização da ideia de Casagrande, sendo assim o estado último que um solo atinge quando continuamos a deformá-lo. De reparar é o facto de, para o solo se considerar em estado crítico, é necessário que o índice de vazios do solo seja mantido.

O trabalho que ficou conhecido como “mecânica dos estados críticos do solo” (Schofield e Wroth, 1968) foi a primeira teoria a considerar a compacidade do solo como um estado variável, em vez de uma propriedade intrínseca deste, e assim susceptível de mudanças de volume durante o corte.

Solos saturados com índices de vazios suficientemente altos para serem localizados acima desta linha eram considerados susceptíveis à liquefacção, enquanto que os localizados abaixo eram classificados como não susceptíveis (ver Fig 6)

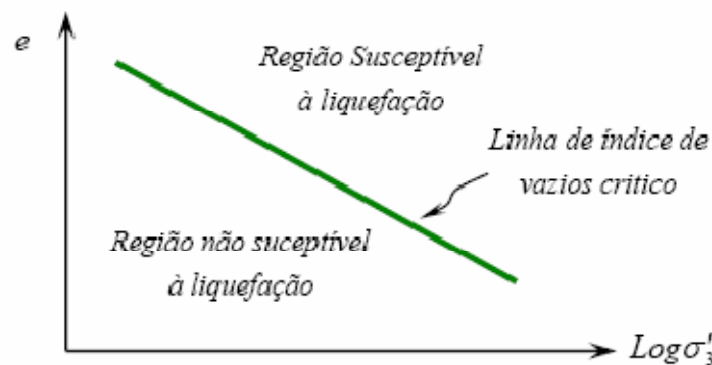


Fig 6 – Linha dos estados críticos (adaptado de Casagrande, 1936)

É comum tratar a linha dos estados críticos como semi-logarítmica para todos os solos, com a seguinte aproximação:

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad (1)$$

Em que Γ e λ são propriedades intrínsecas do solo.

A definição dos estados críticos requer que a linha dos estados críticos seja única e independente das condições dos ensaios ou do trajecto das tensões seguido para atingir o estado crítico. Estudos publicados sobre a existência e singularidade da linha dos estados críticos apresentaram várias conclusões, das quais se destacam as seguintes:

1. Existe uma única linha dos estados críticos, mas é necessário ter algum cuidado nas técnicas utilizadas nos ensaios com o objectivo de a determinar (Poulos et al., 1988; Been et al., 1991; Ishihara, 1993);
2. O estado de deformação é definido por uma banda de estados, fazendo com que a linha dos estados críticos seja na verdade uma zona e não uma linha (Konrad, 1993);
3. Diferentes métodos de preparação das amostras resultam em diferentes anisotropias, influenciando as linhas de tensão e alterando os estados críticos (Kuerbis e Vaid, 1988; Vaid et al., 1990);
4. Ensaios de compressão e de extensão triaxial resultam em linhas de tensões e estados críticos diferentes (Vaid et al., 1990; Negussey e Islam, 1994; Vaid e Thomas, 1995);
5. As linhas obtidas com recurso a ensaios não drenados diferem das obtidas com recurso a ensaios drenados, como resultado do potencial de colapso do solo (Alarcon et al., 1988);
6. A velocidade dos deslocamentos impostos afecta a linha dos estados críticos (Hird e Hassona, 1990).

Estas conclusões são, no entanto, discutíveis. As ideias referentes à existência de linhas dos estados críticos diferentes (2.) e dependentes dos ensaios realizados (4. e 5.) são erradas, e a unicidade da mesma é discutida posteriormente. A sugestão de que a linha dos estados críticos depende do método de preparação da amostra (3.) é interessante e pode ser considerada correcta. No entanto, dentro do pretendido em termos de precisão experimental, essas diferenças não são relevantes e pode considerar-se que a linha dos estados críticos é independente do método de preparação.

Casagrande (1975) e Alarcon et al. (1988) identificaram linhas “S” e “F” dos resultados de ensaios drenados e não drenados, respectivamente, indicando que a linha dos estados críticos não é única. Esta afirmação foi contestada por Jefferies e Been (2006) que afirmam haver um erro nos ensaios. Esse erro baseia-se no facto de muitos dos pontos considerados na obtenção da linha dos estados críticos não se encontrarem realmente no estado crítico, pois raramente ensaios triaxiais drenados ou não drenados em areias densas atingem esse estado.

Apesar das características a que se dá maior relevo na análise dos estados críticos sejam a linha dos estados críticos e as mudanças no índice de vazios, o estado crítico está também associado a uma relação de tensões.

As tensões no estado crítico podem ser expressas de forma simplificada por $q_c/p'_c = M$. Este parâmetro é a melhor forma de representar o estado crítico, pois é um rácio adimensional. No entanto, muita da literatura passada prefere usar um ângulo de atrito, chamando-lhe ângulo de atrito a volume constante, ϕ_{cv} .

2.4.2 CRITÉRIO DO ESTADO DE DEFORMAÇÃO.

Nos anos sessenta, Gonzalo Castro (1969), um estudante de Casagrande, levou a cabo uma série de ensaios triaxiais com controlo de tensões, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotropicamente e anisotropicamente, na tentativa de reproduzir os carregamentos de campo. Estes ensaios, em areias soltas, levaram sistematicamente a roturas por liquefacção, culminando com um estado de deformação bem definido. Castro nomeou a linha de índices de vazios críticos obtida nos ensaios que realizou de linha dos estados permanentes ou de deformação.

Poulos (1981) definiu formalmente o “estado de deformação” como sendo o estado no qual a deformação é realizada com volume, tensão efectiva e velocidade constantes. Como se constata, a definição é a mesma dada por Casagrande (1975) e Roscoe et al. (1958) ao estado crítico.

Inicialmente pensava-se que, para atingir o estado de deformação os ensaios tinham de ser realizados da mesma forma que os ensaios por Castro, com controlo de tensão de corte e com uma velocidade de deformação alta. No entanto, esta suposição foi posteriormente desmentida por estudos nos quais foi demonstrado que ensaios com deslocamento controlado fornecem os mesmos resultados. Estes últimos são, aliás, preferidos aos ensaios com carga controlada, porque requerem menor rapidez de resposta dos transdutores e menores ritmos de recolha de informação, providenciando também mais informação na fase “pós-pico”.

O programa de ensaios de Castro (1969) mostrou existir uma relação única entre índice de vazios e tensão confinante sob grandes deformações cuja representação graficamente é paralela mas abaixo da linha dos estados críticos de Casagrande (1936). O estado no qual o solo flui continuamente sob tensão de corte constante, volume constante e velocidade constante encontra-se na então definida como linha de estado permanente (Castro e Poulos, 1977; Poulos, 1981). Esta linha é no fundo igual à linha dos estados críticos definida por Casagrande (1936), na medida em que, um solo cujo estado é representado abaixo da linha não é considerado susceptível à liquefacção, mas acima a liquefacção poderá ocorrer.

2.4.3 DIFERENÇAS E SEMELHANÇAS ENTRE AS DUAS TEORIAS

As teorias anteriormente referidas têm pequenas *nuances*, mas conclui-se que os resultados obtidos, em termos de medição do potencial de liquefacção são semelhantes. Resumidamente, pode dizer-se existirem três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para ensaios triaxiais não drenados em amostras consolidadas anisotropicamente, que traduzem mecanismos de resposta ao corte. Um esquema destes está representado na Fig 7.

Solos soltos (amostra A) tipicamente exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio q . Solos densos (amostra B) apresentaram expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao corte. Para as amostras com índice de compacidade intermédio (amostra C) o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que termina a partir do momento em que a variação de volume for novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes, o solo da amostra C continua a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao corte. O tipo de comportamento da amostra C é denominado de *liquefacção limitada*.

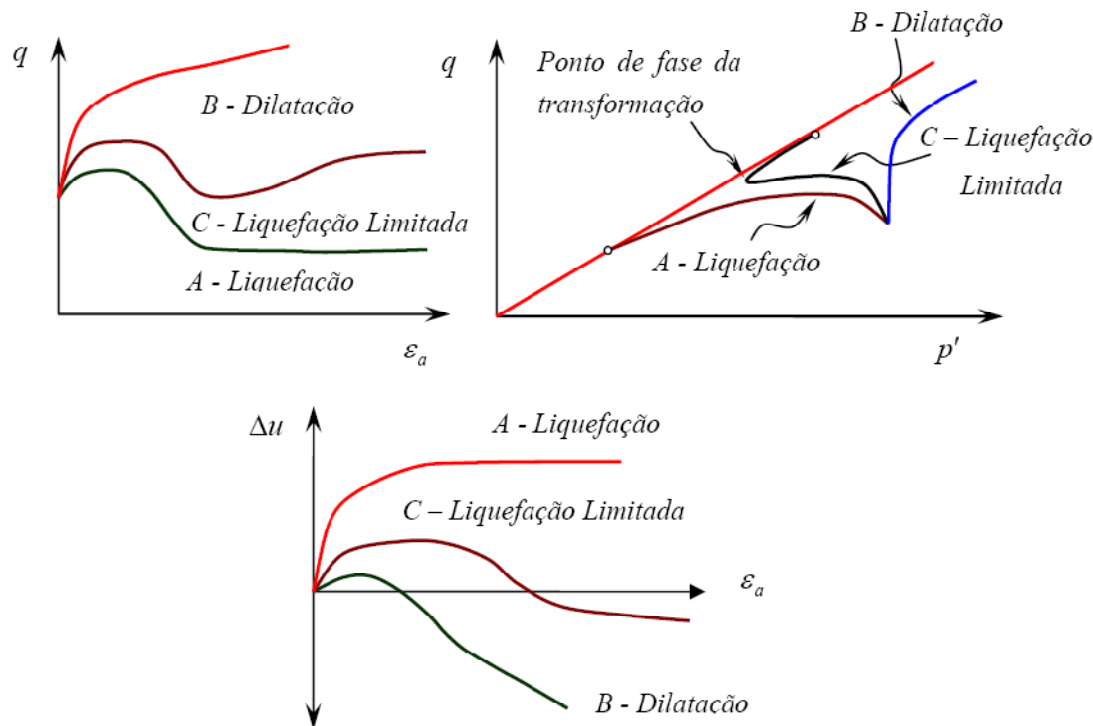


Fig 7 – Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados (Castro 1969)

Um tópico de debate que surgiu nos anos setenta foi a questão da equivalência ou não entre a linha dos estados críticos e a linha dos estados permanentes. No entanto, não é assunto deste trabalho discutir isso, e como os ensaios realizados darão directamente a linha dos estados críticos, não teremos de nos preocupar com essa relação.

Só por referência, apontam-se algumas defesas de que ambas as linhas são coincidentes (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen, d'Hollander, Krahn e Mitchell, 1985; Alarcon-Guzman, Leonards e Chameau, 1988) visto que a linha de estado permanente é obtida para areias soltas sob solicitação não drenada em ensaios triaxiais de tensão controlada, enquanto que a linha de estado crítico é geralmente obtida em ensaios com areias densas sob solicitação drenada em ensaios de deformação controlada. De acordo com Been et al. (1991) após análise dos resultados de extenso programa de ensaios triaxiais drenados e não drenados em areia, as linhas de estado permanente e de estado crítico são realmente coincidentes e independentes das trajectórias de tensões. Matematicamente não existem diferenças entre a definição de "estado de deformação" e "estado crítico" e estes são usualmente considerados o mesmo estado.

2.4.4 PARÂMETRO DE ESTADO

Jefferies e Been (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, conceito usado para a medição do estado duma areia, que consiste em definir um estado de referência e, como primeira análise a esse solo, medir a distância a esse estado de referência, em termos de índice de vazios. Casagrande constatou que quanto mais longe um solo se encontra do estado crítico, mais rapidamente a contracção ou dilatação ocorrem.

O parâmetro de estado é simplesmente a diferença de índices de vazios entre o estado actual do solo e o seu estado crítico, para a mesma tensão de confinamento. O índice de vazios crítico varia com a tensão de confinamento.

O parâmetro de estado (ψ) define uma medida dessa distância:

$$\psi = e_i - e_c \quad (2)$$

Em que e_i é o índice de vazios actual e e_c o índice de vazios no estado crítico para a mesma tensão, definidos na Fig 8.

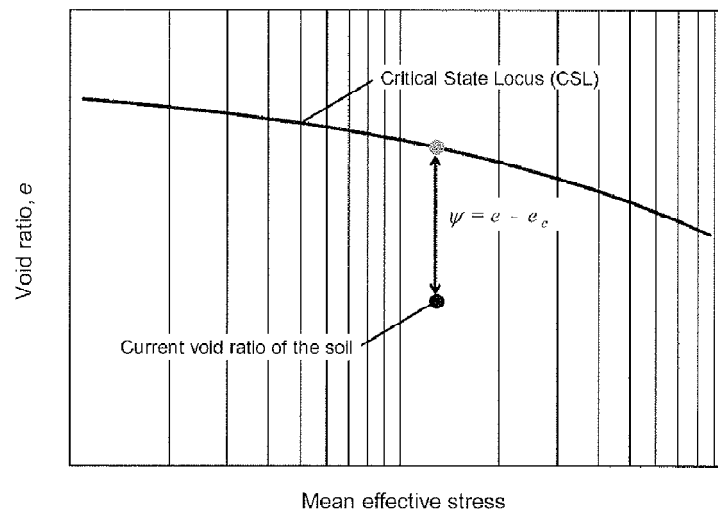


Fig 8 – Definição de ψ (Jeffereis e Been, 2006)

Quando ψ é positivo, o solo exibe comportamento contractivo e pode ser susceptível à liquefacção, enquanto que para valores negativos de ψ a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado susceptível ao fluxo por liquefacção.

Quando um solo é solicitado, o caminho esperado para a mudança de estado pode dizer-se de forma aproximada ser em linha recta, numa representação com as tensões em escala logarítmica. (Fig 9)

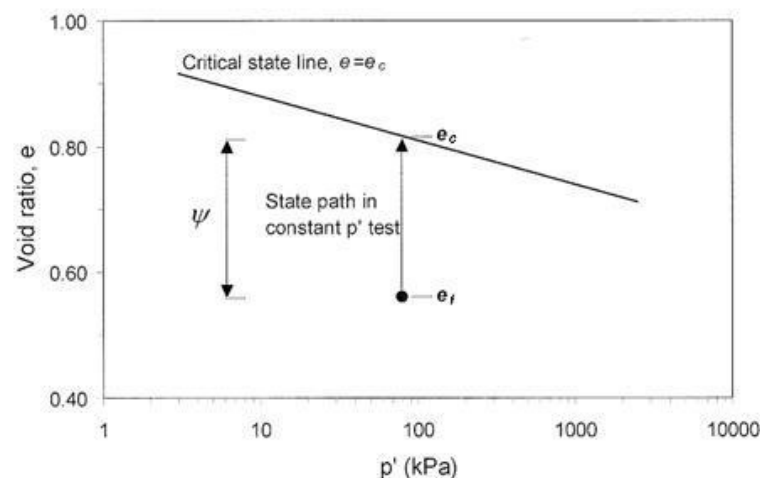


Fig 9 – Trajectória de tensões idealizada (adaptado de Jefferies e Been, 2006)

Nessa trajectória, e tendo em conta a definição de volume em termos de índice de vazios, a extensão no final do ensaio é dada por:

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta e}{1 + e_i} = -\frac{e_c - e_i}{1 + e_i} \quad (3)$$

Como o parâmetro de estado é dado pela expressão (2), a expressão (3) fica:

$$\varepsilon_v = \frac{\psi}{1 + e_i} \quad (4)$$

2.5 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA TESTAR A LIQUEFACÇÃO

A compacidade de um solo não pode ser avaliada com exactidão quando este é obtido por amostragem. Os processos de amostragem resultam em dilatação (em areias densas) ou contracção (em areias soltas). Na altura em que a compacidade é medida, esta pode ter mudado tanto que não se possa ter confiança nenhuma no resultado obtido. O mesmo ocorre com a fábrica duma areia, na medida que preservá-la durante uma extracção de uma amostra é ainda mais complicado. Tem de se assumir que a fábrica de uma areia não é preservada durante uma amostragem.

Assim, os ensaios laboratoriais devem ser complementados com ensaios *in situ*, ficando ao cargo dos ensaios laboratoriais essencialmente dois aspectos:

- Determinar as características intrínsecas da areia;
- Determinar parâmetros relativos a medidas a implementar em obra, dependentes do estado.

O interesse dos ensaios laboratoriais reside no facto de, nos ensaios *in situ* não serem medidos quaisquer parâmetros directamente, mas sim uma resposta do solo a uma solicitação. As propriedades são depois extrapoladas a partir dessa resposta. Essa extrapolação só é possível após serem conhecidos alguns parâmetros, avaliados em laboratório.

A experiência indica que o método mais indicado para determinar a linha dos estados críticos é uma série de ensaios triaxiais de compressão em amostras soltas, de preferência bastante mais soltas do que no estado crítico.

Originalmente, o protocolo seguido era o implementado por Castro, concentrando-se em ensaios não drenados. Ensaio não drenados são mais fáceis de realizar e devem sempre ser o ponto de partida num programa de ensaios, porque os deslocamentos necessários para atingir o estado crítico são muito menores do que nos ensaios drenados, e por isso estão dentro dos limites do equipamento usado nos ensaios em amostras soltas. Pequenos deslocamentos, nos ensaios não drenados, resultam em grandes acréscimos de tensão neutra, levando a uma mudança de estado rápida.

No entanto, nos ensaios não drenados, é bastante difícil obter pontos na linha dos estados críticos acima de uma tensão efectiva média de 200 kPa. Isto porque a amostra tem de ser consolidada para muito altas pressões, muitas vezes incompatíveis com os equipamentos usados e, mesmo que os equipamentos as suportem, podem ocorrer fenómenos de esmagamento de partículas.

Para obtermos os pontos da linha dos estados críticos com tensões mais elevadas, temos então de recorrer a ensaios drenados. Nestes ensaios, a exigência relativamente às máquinas deixa de ser a

capacidade para aguentar pressões altas, e passa a ser a capacidade da prensa em executar grandes deslocamentos.

O objectivo principal dos ensaios não drenados é obter, de forma fiável, os pares índice de vazios - tensão no estado crítico, no maior intervalo possível. A informação obtida é apresentada em gráficos $q-\varepsilon_l$ e $\Delta u-\varepsilon_l$ assim como as trajectórias das tensões em $q-p$ e $q-p'$.

Os ensaios drenados servem assim para completar a linha dos estados críticos para as tensões mais elevadas.

Uma correcta obtenção da linha dos estados críticos depende directamente de um conjunto de detalhes essenciais dos ensaios triaxiais, como por exemplo:

- As amostras têm de ser uniformes e preparadas para um índice de vazios predeterminado, com uma confiança aceitável;
- As amostras têm de se encontrar totalmente saturadas;
- O índice de vazios, durante o corte, tem de ser conhecido de forma precisa, com pequeno erro;
- O sistema de medição tem de ser capaz de medir pequenas tensões, altas pressões neutras e mudanças de pressão neutra bastante rápidas.

A maior ajuda que se pode ter na realização destes ensaios é possuir um bom sistema de controlo por computador. Esse sistema deve não só fazer a aquisição dos dados do ensaio, como fazer o controlo das pressões, mantendo e/ou mudando pressões com o ritmo pretendido. Estes sistemas têm grande flexibilidade, que não é obtida com controlo manual.

Esses sistemas são hoje em dia bastante usados, mas, quer sejam ou não usados no controlo dos ensaios, é essencial que pelo menos a aquisição dos dados seja feita por computador.

Independentemente de os ensaios serem drenados ou não drenados, há sempre uma necessidade de bom julgamento para identificar o estado crítico. A identificação do estado crítico através dos resultados dos ensaios é conceptualmente básica, mas existe bastante confusão e desentendimento relativamente à existência ou não do estado crítico. Esse desentendimento é na maior parte das vezes baseado em diferentes interpretações dos ensaios.

Relembrando a definição de estado crítico, sendo o estado em que o solo “se continua a deformar para uma tensão e índice de vazios constantes” (Roscoe et al., 1958) verifica-se que, como está implícito na definição, há expectativa de contínua deformação, ou, em termos de dilatância: quer a dilatância como a taxa de crescimento desta têm de ser nulas (zero), pois só assim se assegura que o estado crítico é atingido e que não se trata um estado transitório provisório.

Apesar de ensaios não drenados serem mais frequentes, os drenados apresentam algumas vantagens, nomeadamente na facilidade com que atinge o estado crítico e a facilidade de o identificar na análise dos dados.

Baseado na experiencia acumulada, a determinação da linha dos estados críticos em laboratório deverá envolver cerca de 8 ensaios triaxiais por solo de determinada graduação. Estes ensaios devem ser divididos em duas fases:

- Três ensaios não drenados com índices de vazios iniciais equivalentes a índices de compacidade de 10%, 20% e 30%. A tensão de confinamento deve ser de 350 kPa. Estes são seguidos por dois ensaios drenados em amostras com índice de vazios inicial equivalente a índices de compacidade de 20%, um com uma tensão de confinamento de 200 kPa e outro com 800 kPa. O ensaio drenado com tensão de confinamento de 200 kPa

deve verificar o ponto dos estados críticos para a mesma tensão de confinamento mas não drenada. O ensaio com maior tensão serve para prolongar a linha dos estados críticos a tensões máximas de interesse prático.

- Outros três ensaios com índices de vazios e tensões de confinamento seleccionados com base na estimativa inicial da linha dos estados críticos. O objectivo é fornecer uma distribuição uniforme de pontos para definição da linha e prevenir que um simples ponto influencie muito a posição ou inclinação desta. Estes ensaios devem ser preparados com plena confiança na obtenção de determinado índice de vazios na preparação da amostra.

A necessidade de ensaios faseados é essencialmente devida à incerteza relativamente às mudanças de volume que vão ocorrer na saturação e consolidação. Esta é também a causa de serem necessárias inúmeras tentativas na preparação das amostras.

A resposta de liquefacção pode ser observada em amostras de solo solto quando as tensões de corte atingem um pico seguido por uma fase de amolecimento aparente que, no caso de carregamento não drenado, é associado com a tendência do material em contrair de volume e, assim, aumentar o valor da tensão neutra.

Posteriormente, com os resultados dos ensaios, obtém-se a linha dos estados críticos criando um gráfico em que se disponham os pares $e-p'$ na fase inicial do ensaio e no momento em que se dá a rotura, ou chegando ao estado crítico. Esses resultados devem fornecer um gráfico do género do disposto na Fig 10, onde se dispõem resultados de ensaios não drenados, com uma trajectória de tensões horizontal, e ensaios drenados, com uma trajectória de tensões oblíqua e não linear.

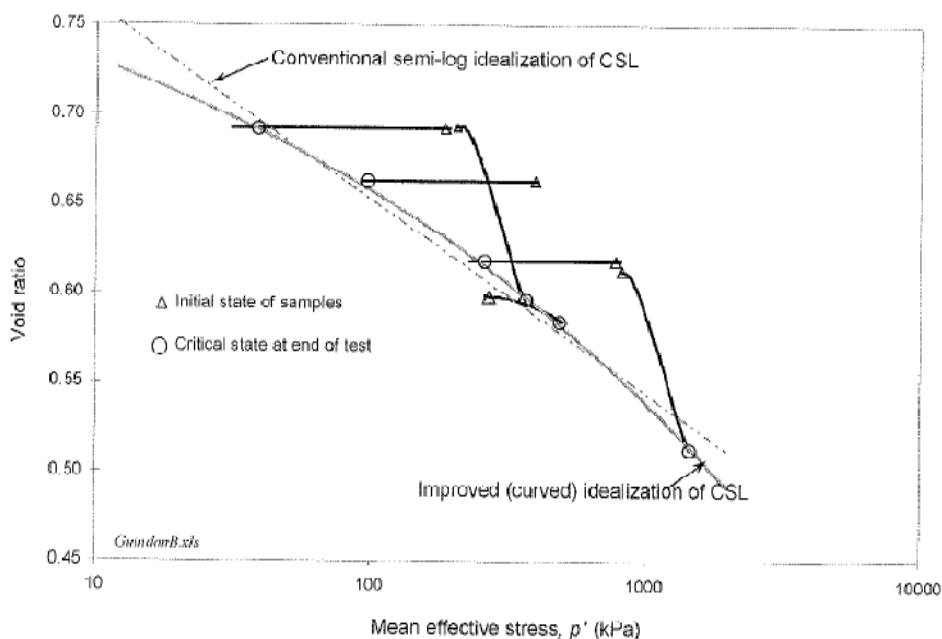


Fig 10 – Exemplo da obtenção da linha dos estados críticos com o resultado de ensaios drenados e não drenados (adaptado de Jefferies e Been, 2006)

Deve ter-se em conta a existência de alguns ensaios sem resultado, quando se planeia a realização dos ensaios para determinar a linha dos estados críticos. Cerca de 1 em 10 amostras são descartadas, resultado de fugas na membrana, dificuldade em manter a tensão efectiva durante a saturação, erros na medida do índice de vazios, etc. A acrescentar a estas dificuldades há também o facto do índice de

vazios pretendido não ser atingido com facilidade sem que se recorra a uma quantidade apreciável de tentativas, por vezes recorrendo a vários métodos de preparação das amostras. Mesmo depois de se conseguir o índice de vazios inicial pretendido, há ainda que descobrir quais são as mudanças de volume que ocorrem nas diversas fases do ensaio, anteriores ao corte.

O método para determinar M_{tc} (em compressão triaxial) baseia-se na interpretação dos resultados dos ensaios de compressão triaxial levados a cabo para a definição da linha dos estados críticos. Para tal, construindo gráficos em que temos a taxa de variação da tensão (η) em relação ao deslocamento, podemos calcular M directamente pelo momento em que η atinge o seu valor máximo, que deve ser no final do ensaio, quando ocorre a liquefacção. Com este método, é essencial que os ensaios tenham o deslocamento controlado por computador e a recolha de dados também computadorizada.

Mobilidade cíclica pode ser induzida em laboratório mesmo para areias bastante densas. A resistência à mobilidade cíclica para uma areia saturada com um dado índice de vazios aumenta com a tensão de confinamento, aqui considerando-se resistência à mobilidade cíclica como a tensão de desvio necessária para produzir certa deformação sob determinado número de ciclos. De acordo com alguns autores (Castro, 1975; Castro e Poulos, 1977) as deformações resultantes da mobilidade cíclica em amostras de laboratório decorrem principalmente da redistribuição do índice de vazios durante o carregamento cíclico.

3

Material e Equipamento

3.1 DESCRIÇÃO DO MATERIAL UTILIZADO NO LABORATÓRIO: AREIA DUNAR DE AIN BENIAM (ALGER)

A areia utilizada nos testes laboratoriais foi extraída de dunas em Alger, a alguns quilómetros do epicentro do sismo, na região oeste da costa da Argélia, mais precisamente na praia “Les Dunes” situada entre Staoueli e Ain Benian (fig. 11). A origem geológica da areia remonta à época eocénica.



Fig. 11 – Localização da praia “Les Dunes”

Os ensaios preliminares realizados sobre a areia em questão, para determinar os parâmetros físicos foram realizados na França, Tahar (2009). Esses ensaios e resultados são descritos de seguida.

Inicialmente, sobre o material em questão, foram determinados os valores das compacidades mínimas e máximas segundo o processo recomendado pela Sociedade Japonesa de Mecânica dos Solos para as

areias finas ($D_{100} < 0,2\text{mm}$) e contendo menos de 5% de passados no peneiro # 200 da série ASTM – 0,074mm.

Os aparelhos utilizados foram um molde, uma “extensão” ao molde e um funil.

É colocado 1 kgf de areia na estufa a uma temperatura compreendida entre 105 e 110 °C até se encontrar seca.

Determinação da compacidade mínima: O bico do funil (sem topo) é colocado no centro do molde e é cheio com a areia. O funil vai sendo elevado a fim de permitir que a areia se escoe de forma contínua, com uma altura de queda nula. Este procedimento deve demorar entre 20 a 30 segundos. O excesso de areia deve ser retirado com uma lâmina que alise o topo. A compacidade mínima é então deduzida tendo em conta o volume do molde e a massa de areia nele.

Determinação da compacidade máxima: coloca-se uma extensão por cima do molde. A areia é dividida em 10 porções. A quantidade de areia por cada porção deve ser tal que o molde seja totalmente cheio após o depositar da nona porção. A última porção deve estar toda na extensão. Após cada porção, a areia deve ser compactada batendo no molde 100 vezes. Deve-se ir rodando o molde para assegurar uma compacidade homogênea. Uma vez a areia compactada, o aumento é retirado e o excedente de areia é alisado com a lâmina. A compacidade máxima é deduzida da mesma forma da anterior.

As compacidades máximas e mínimas desta areia, pelo método japonês são:

- $\gamma_{d \min} = 14,0\text{kN/m}^3$;
- $\gamma_{d \max} = 17,2 \text{ kN/m}^3$.

Se considerarmos o peso específico dos grãos sólidos da areia aproximadamente 2,69, então os índices de vazios máximos e mínimos são:

- $e_{\max} = 0.89$ correspondente a $\gamma_{d \min}$;
- $e_{\min} = 0.53$ correspondente a $\gamma_{d \max}$.

Foi realizado um ensaio granulométrico num laboratório em França, no âmbito do programa de doutoramento do aluno Tahar Ghili, como já foi referido. Um outro ensaio granulométrico foi posteriormente realizado na areia que veio para o laboratório da FEUP (LabGeo-FEUP) para ser testada. Este foi realizado no próprio LabGeo-FEUP já depois de vários ensaios (pelo menos 30) terem sido realizados na areia em questão (a areia era seca depois de cada ensaio, misturada com o resto e reaproveitada). Apresenta-se na Fig 12 as curvas granulométricas obtidas. O segundo ensaio granulométrico (curva a azul mais claro) serve como uma validação ou confirmação dos resultados anteriormente expostos. Os resultados são em tudo idênticos aos do primeiro ensaio (curva a azul escuro).

No primeiro ensaio concluiu-se que a curva granulométrica desta areia é bastante estreita, ou seja, uniforme. Por observação desta, conclui-se que ela é caracterizada por grãos bastante regulares e pouco angulosos. Os parâmetros granulométricos médios medidos são $D_{10}=0,204 \text{ mm}$, $D_{30}=0,331 \text{ mm}$, $D_{50}=0,400 \text{ mm}$, $D_{60}=0,439 \text{ mm}$ e $D_{100}= 0,800 \text{ mm}$. O coeficiente de uniformidade de Hazen medido é de $C_u=D_{60}/D_{10}=2,15$; o coeficiente de curvatura é determinado pela expressão $C_c=D_{30}^2/(D_{10} \times D_{60})=1,22$. Do ponto de vista granulométrico esta areia pode ser classificada como uma areia limpa, medianamente mal graduada (SM). A granulometria pode ser classificada de uniforme e mais de 90% dos grãos têm um diâmetro compreendido entre 0,16 e 0,60 mm.

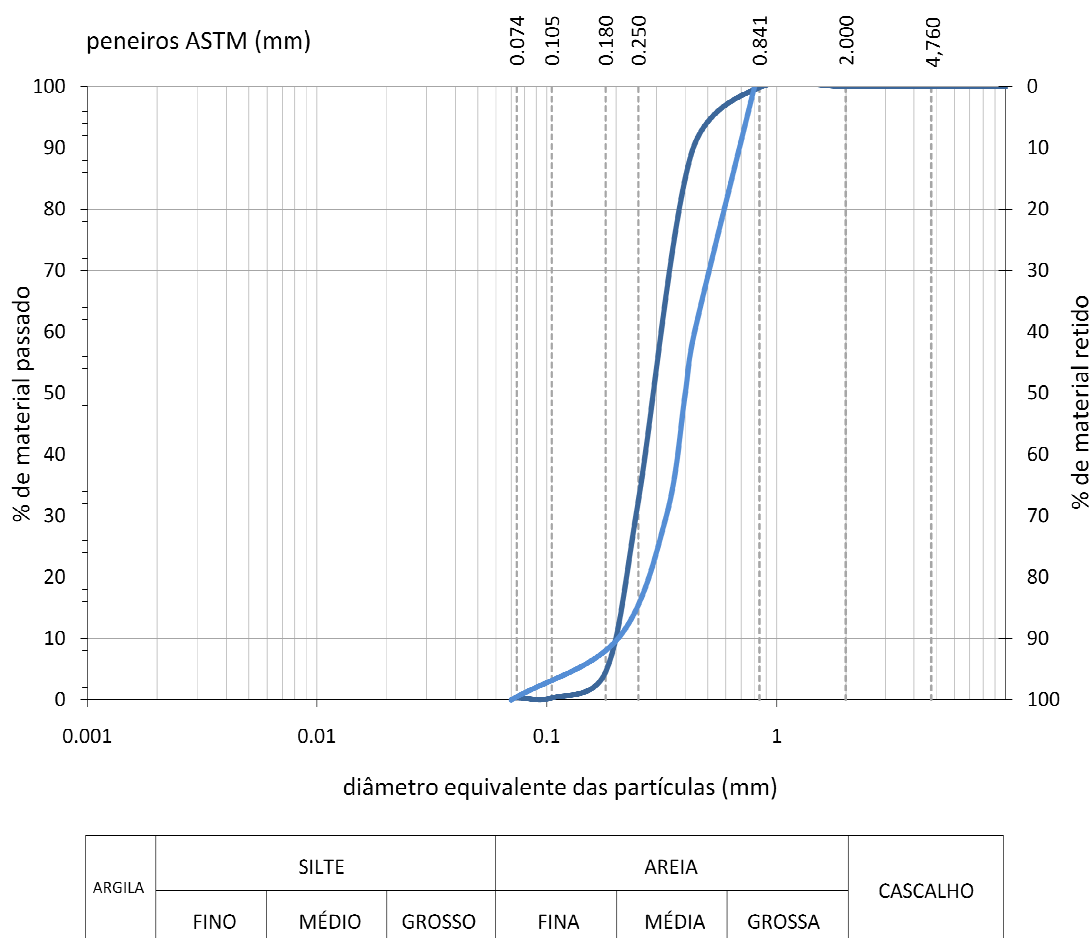


Fig 12 – Curvas granulométricas

3.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO UTILIZADO:

3.2.1 CÂMARAS TRIAXIAIS E PRENSAS UTILIZADAS

Em termos dos equipamentos, para a realização dos ensaios triaxiais de carregamento estático, foram utilizadas fundamentalmente câmaras triaxiais correntes e câmaras do tipo stress-path (com controlo da trajectória de tensões). Para a realização dos ensaios triaxiais de carregamento cíclico foi utilizada a câmara triaxial de carga vertical cíclica.

As câmaras utilizadas contêm um êmbolo, uma tampa, uma base e um corpo de célula em acrílico. Na base coloca-se um pedestal e é sobre esse pedestal que o provete assenta. A Fig 13 representa um esquema possível para uma câmara triaxial.

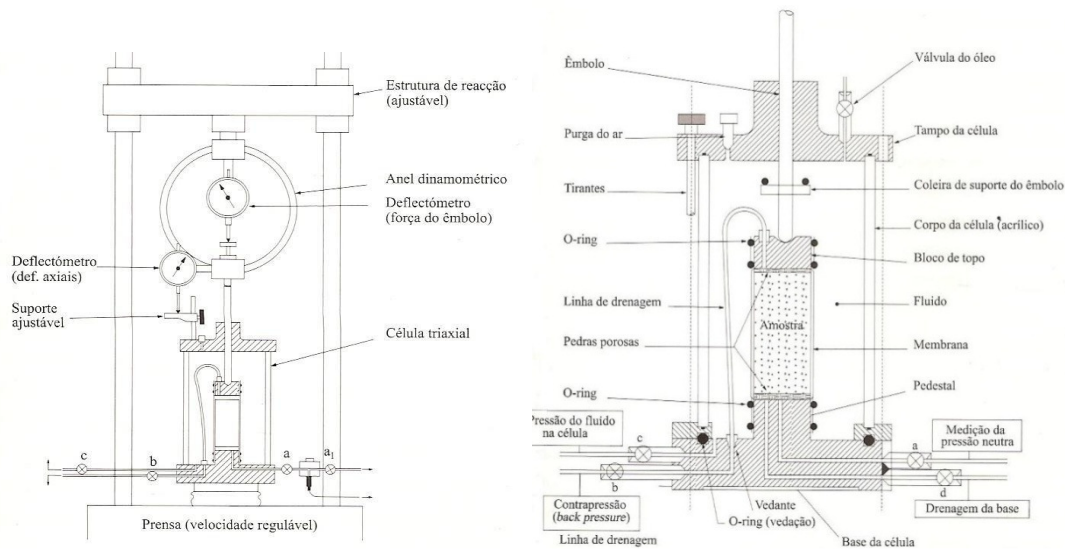


Fig 13 – Esquema de câmara triaxial (adaptado de Head, 1986, por Matos Fernandes, 2006)

A amostra de solo é cilíndrica, com proporções altura/diâmetro com uma razão preferencialmente próxima de 2 e, no interior da câmara, coloca-se água, preferencialmente destilada. Após colocação de uma membrana impermeável à água, em torno da amostra, presa com o auxílio de o-rings, e colocadas pedras porosas e respectivos filtros na base e topo da amostra, já é possível aplicar as pressões radiais aumentando as pressões na câmara.

O interior da câmara é preenchido por um líquido, geralmente água destilada, que vai entrar por uma ligação na base da câmara, e é por essa ligação que se pode controlar a pressão no interior da câmara, externa ao provete, com recurso a um transdutor de pressão.

Para a realização dos ensaios cíclicos, usou-se um sistema desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial (IDEMEC/INEGI) da FEUP. Este sistema inclui, em termos de hardware os seguintes elementos:

- Um motor e uma bomba com uma pressão máxima de 250 bar, permitindo realizar ensaios estáticos até 50 kN ou ensaios cíclicos até 10 kN, a uma pressão mínima de cerca de 160 bar através de uma válvula limitadora de pressão;
- Uma unidade hidráulica;
- Um quadro eléctrico com protecção do motor e um botão de emergência;
- Um servo actuador que contém um cilíndrico hidráulico com transdutor de posição;
- Uma válvula associada e um transdutor de força. A força do actuador é determinada pelo produto entre a pressão hidráulica e a área do cilindro.

3.2.2 TRANSDUTORES

Nos ensaios triaxiais são usados transdutores de diversos tipos: LDT (transdutores de deslocamento lineares), LVDT's, células de carga, transdutores de pressão e medidores de volume (em Viana da Fonseca, 1996, e Costa, 2008). Os valores emitidos pelos transdutores usados num ensaio são lidos e/ou controlados pelo programa em uso, no caso presente, o programa em ambiente LabView. Descrevem-se de seguida os transdutores, disponíveis no LabGeo-FEUP, usados nos ensaios realizados (mais detalhes em Costa, 2008).

LVDT (Linearly Variable Differential Transformers): Os LVDT's são transdutores para medição de deslocamentos lineares. Estes são constituídos internamente por três bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético. O núcleo move-se solidariamente com o objecto cujo deslocamento se deseja medir, alterando o acoplamento magnético entre a bobina primária e as bobinas secundárias. Estes transdutores são muito utilizados medir a deformação das amostras devido à sua elevada linearidade e exactidão, não estando sujeitos a desgaste mecânico (Costa, 2008).

Foram utilizados LVDT's em todos os ensaios triaxiais realizados, durante o corte, com o intuito de calcular a extensão ocorrida. Um LVDT tem o aspecto apresentado na Fig 14.



Fig 14 – LVDT (LabGeo-FEUP)

LDT: Os LDT são, como os LVDT, medidores de deslocamentos lineares, mas podem ser colocados interiormente à câmara e acoplados à amostra (Viana da Fonseca, 1996). Medem os deslocamentos axiais no provete durante as fases de saturação e consolidação, sendo retirados a meio do corte, após atingir um valor máximo de curvatura, para não sofrerem danos. São pequenas tiras metálicas flexíveis com extensómetros que fazem a medição da extensão das fibras destas, quando flectidas em curvatura (Fig 15). Têm como inconveniente o facto de serem não lineares, não sendo assim tão precisos e sofrem de desgaste mecânico. No capítulo 5 não são analisados ensaios com informações provenientes destes transdutores, porque os ensaios onde foram utilizados não foram concluídos com êxito.

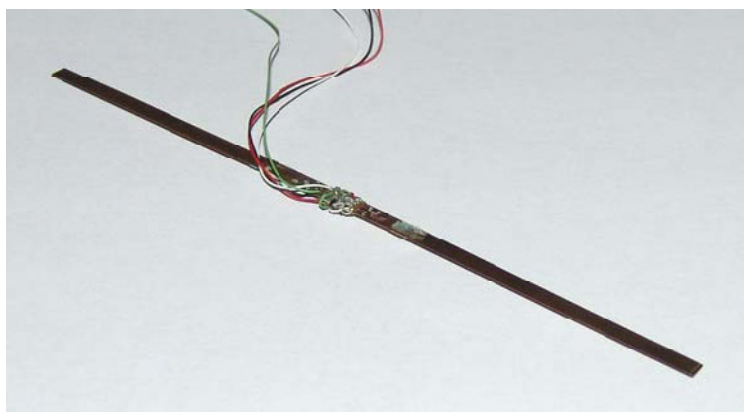


Fig 15 – LDT (LabGeo-FEUP)

Transdutores Hall-Effect: São um tipo de transdutores usados para medir as deformações axiais e radiais num provete durante qualquer fase do ensaio (Viana da Fonseca, 1996). O nome advém do método como fazem as medições, por uma diferença voltaica. São úteis porque com as deformações axiais e radiais pode-se calcular as mudanças ocorridas no volume, essencial para se determinar o índice de vazios da amostra anterior ao corte. Estes transdutores não chegaram a ser utilizados nos ensaios, mas os ensaios estáticos realizados por Fonseca (2009), cujos resultados são também analisados, fizeram uso desse tipo de medidor que assegurou medições precisas das mudanças de volume ocorridas na saturação e consolidação.

Medidor de volume: Os medidores de volume usados nos ensaios triaxiais são um pequeno cilindro hidráulico com o êmbolo ligado a um medidor linear de deslocamento LVDT (Fig 16). Conhecido o diâmetro do cilindro e o deslocamento do êmbolo, determina-se facilmente o volume de água transferido.



Fig 16 – Medidor de volume com LVDT (LabGeo-FEUP)

Células de carga: As células de carga são dispositivos que se encontram em série com a prensa e fazem a leitura das cargas actuates (força axial na amostra). São transdutores de força constituídos por um núcleo mecânico especialmente desenhado, sendo a sua deformação medida através de extensómetros de resistência eléctrica. Dos muitos tipos de células de carga existentes no laboratório, nos ensaios foram usadas células de carga internas (instaladas dentro da câmara) com capacidades de 5kN ou 10 kN. Na Fig 17 vê-se o aspecto de uma célula de carga e da mesma a ser usada num ensaio.



Fig 17 – células de carga (LabGeo-FEUP)

Transdutores de pressão: Estes transdutores têm em geral uma membrana que contacta com o fluido, estando assim sujeita a uma deformação proporcional à pressão aplicada. Na outra face são aplicados

extensómetros que medem a deformação da membrana e assim determinam a pressão aplicada. (Fig 18)

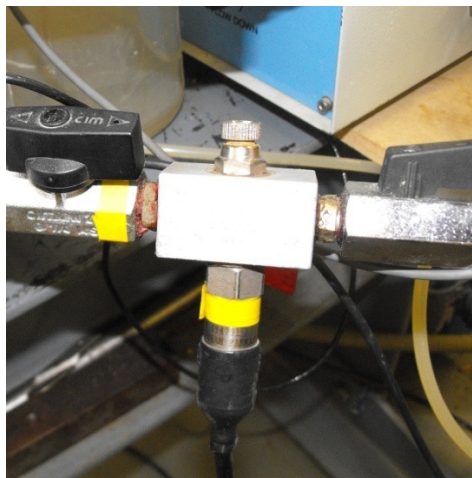


Fig 18 – transdutores de pressão (LabGeo-FEUP)

3.2.3 ACTUADORES

Os actuadores, num ensaio triaxial, são elementos que imprimem uma força ou pressão, controlados manualmente ou através de um programa de controlo (Costa, 2008). Os diferentes tipos de conjuntos câmara/prensa utilizados têm inerente o tipo de actuadores pretendidos, não só pela disponibilidade dos actuadores responsáveis pela pressão como das prensas pretendidas. Os actuadores utilizados descrevem-se abaixo.

Actuadores “IC”: Estes actuadores são comandados pneumaticamente recorrendo a um sistema mecânico constituído por um MPP (motor passo a passo) e um regulador de pressão de ar (Costa, 2008). Para isso é utilizado um dispositivo de interface ar-água, que através da compressão/extensão de uma membrana de borracha faz com que a pressão de ar seja aproximadamente igual à da água. A pressão máxima suportada por estes actuadores situa-se nos 800 kPa. (Fig 19)



Fig 19 – actuadores “IC” (sistemas do LabGeo-FEUP)

Controladores “GDS”: (Fig 20) Bombas hidráulicas servo controladas: A *GDS Instruments* desenvolveu uma bomba hidráulica servo controlada, cuja designação passa a ser neste trabalho de “GDS”, que permite automatizar o controlo de pressões e de volume numa câmara triaxial. Previamente à utilização destes equipamentos era necessário realizar esse controle por uma coluna de pressões associada a reguladores de pressão. O GDS é um equipamento digital de alta precisão com capacidade de aplicação de tensões que segundo o fabricante podem variar entre 1 MPa e 4 MPa, sendo o mais comum de 3 MPa. Os controladores GDS presentes no Laboratório de Geotecnia da FEUP apresentam uma capacidade de 2 MPa, sendo a velocidade máxima operacional de 500mm³/segundo (atingida durante o esvaziamento).

Este actuador pode funcionar autonomamente permitindo o envio de ordens de referência, em rampa e ciclo, tanto de pressão como de volume através do seu painel de controlo. No interior do equipamento existe um microprocessador que controla a medição da pressão, fazendo variar a posição do cilindro que pressiona o líquido. Geralmente o líquido utilizado é água destilada e a capacidade do reservatório é de 200 ml.

Desenvolveu-se no LabGeo-FEUP software específico para o comando destes sistemas (Costa, 2008). O controlo das pressões é efectuado através do deslocamento da água dentro do parafuso. O parafuso desloca-se sobre uma calha e varia a sua posição em função da pressão que contém. Se a pressão for baixa, o parafuso vai estar distendido e, à medida que as pressões aumentam, o parafuso vai encolhendo e o reservatório de água começa a esvaziar, uma vez que, como foi dito anteriormente, o controlo das pressões é realizado recorrendo ao reservatório de água.



Fig 20 – Dois GDS com 200 ml de capacidade, utilizados nos ensaios triaxiais cíclicos

Prensa *WF10056 TRITECH 5*: este equipamento permite ensaios triaxiais numa grande gama de materiais. Tem uma carga máxima de 50 kN, uma velocidade de 0,00001 a 10 mm/min que pode ser alterada durante o ensaio através do painel. Os limites do movimento estão protegidos em ambas as direcções por fins de curso e estão equipados com sinais sonoros de aviso, caso estes sejam atingidos. Esta prensa é fabricada por Wykeham Farrance, Fig 21.

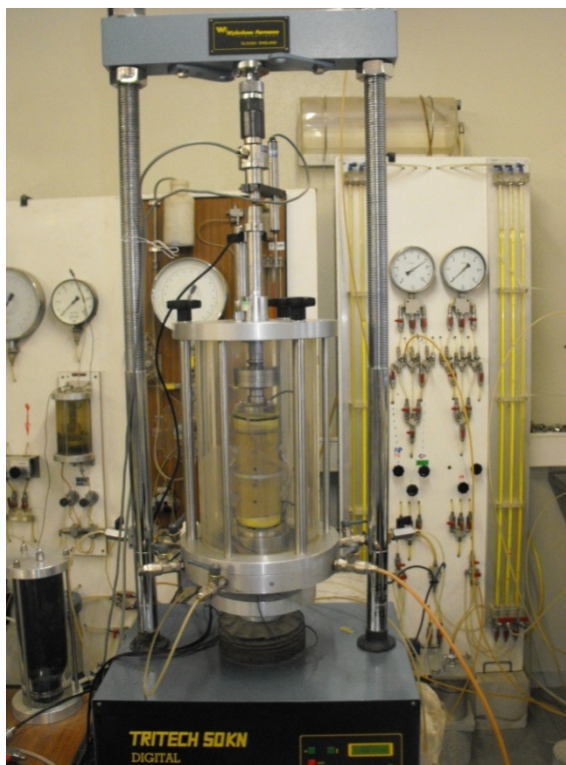


Fig 21 – Câmara triaxial montada no LabGeo-FEUP na prensa WF10056 TRITECH 5

Prensa Digital *Tritest 100*: (Fig 22) prensa desenvolvida pela ELE International. Foi concebida para a mesma função que a anterior e tem a mesma gama de velocidades, suportando forças até 100kN.



Fig 22 – Prensa Digital *Tritest 100* (LabGeo-FEUP)

Actuador Pneumático (Fig 23): Este é o tipo de actuador, também desenvolvido no LabGeo (primeira versão descrita em Viana da Fonseca, 1996, e a mais recente em Costa, 2008), que é utilizado na maior câmara triaxial do labGEO. A força exercida é aplicada na haste superior solidária com a célula de carga. Este actuador tem muito baixo atrito e vedantes indicados para funcionar com óleo.

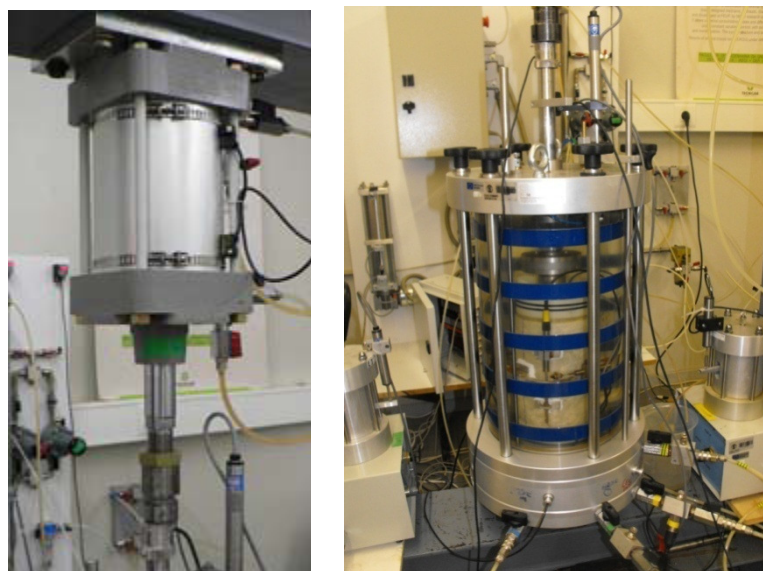


Fig 23 – Actuador pneumático e câmara onde é usado (LabGeo-FEUP)

3.2.4 MATERIAL DE PREPARAÇÃO

O material de preparação das amostras resume-se abaixo, com uma ilustração fotográfica na Fig 24.

- Um pequeno recipiente metálico, onde é colocado o solo correspondente a uma camada;
- Uma colher dobrada, para colocar o solo no molde;
- Uma peça metálica cilíndrica de pequena altura de parede aberta, para facilitar a colocação dos o-rings;
- Uma peça plástica achatada no fundo com uma pega metálica alongada, para alisar o solo colocado no provete;
- Uma peça longa em madeira, marcada, para controlar a compactação e a altura das camadas.

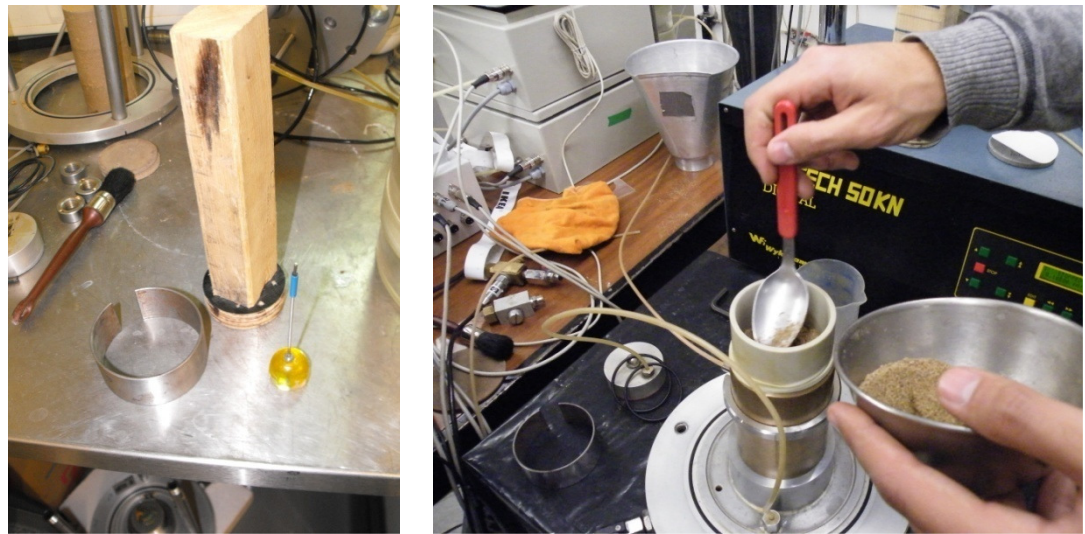


Fig 24 – Material para preparação da amostra

3.2.5 PROGRAMA DE CONTROLO EM AMBIENTE LABVIEW

A aplicação utilizada para controlo e aquisição de dados foi desenvolvido utilizando o LabVIEW 7.1 (www.ni.com) no âmbito de uma tese de Mestrado em Automação e Controlo na FEUP (Costa, 2008). É hoje uma mais valia do LabGeo-FEUP, que tem tido expressão em vários trabalhos experimentais de doutoramento (Ferreira, 2009, Topa Gomes, 2009).

Os programas em Labview, são denominados VIs - Instrumentos Virtuais. Cada VI é composto por três partes principais:

- O painel frontal (“front panel”)
- O diagrama de blocos (“block diagram”)
- O ligador de ícones

O painel frontal é o interface com o utilizador, que permite introduzir e/ou fixar valores num sistema e depois verificar os seus efeitos e saídas no diagrama. Devido ao facto do painel frontal ser muito semelhante ao painel frontal dum aparelho de medida verdadeiro, as entradas são chamadas controlos, e as saídas são chamadas indicadores.

É possível utilizar uma grande variedade de controlos e indicadores, tais como: interruptores, botões, ecrãs gráficos, etc, de forma a permitir um painel frontal com comandos facilmente identificáveis e compreensíveis.

O grande poder e versatilidade do Labview reside essencialmente na modularidade dos VIs e nas relações de hierarquia que é possível estabelecer entre eles.

3.2.6 EDÓMETRO HIDRÁULICO OU DE ROWE

O ensaio edométrico é o ensaio laboratorial que permite obter os parâmetros do solo caracterizadores da sua compressibilidade.

O ensaio edométrico hidráulico é realizado num aparelho designado por edómetro de Rowe (disponível no LabGeo-FEUP), onde uma amostra cilíndrica é solicitada de acordo com as hipóteses base da Teoria de Consolidação Unidimensional de Terzaghi:

- o solo encontra-se saturado (submerso);
- o solo encontra-se confinado, sendo as deformações verticais (anel rígido);
- o fluxo é vertical (anel impermeável).

O ensaio decorreu neste edómetro do tipo hidráulico, em que as pressões não são efectuadas por colocação de pesos – como nos mecânicos – mas pela imposição de pressões de água. O facto de se ter usado um edómetro hidráulico em vez de um mecânico faz com que as semelhanças com os ensaios triaxiais sejam maiores, sendo mais fácil fazer a saturação e consolidação da mesma forma que foram feitas nestes, nomeadamente em termos de velocidade dos aumentos de pressão, porque os actuadores usados foram os GDS, também usados nos ensaios triaxiais. Isso torna mais fácil posteriormente correlacionar os resultados dos ensaios e tirar conclusões.

3.2.7 PROGRAMA DE AQUISIÇÃO “DYNATESTER”

O software utilizado no ensaio triaxial cíclico disponível no LabGeo-FEUP chama-se DynaTester e foi desenvolvido por uma equipa pertencente ao Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP. A sua descrição pode ser vista em detalhe em Carneiro (2008). Este programa permite definir todas as variáveis dos ensaios triaxiais, assim como controlar o motor da prensa e fazer a aquisição dos dados.

É necessário definir um template de ensaio, ou seja, programar o ensaio que se pretende realizar. Antes de se definirem os templates, define-se as solicitações que caracterizam cada um dos templates utilizados.

4

Procedimentos

4.1 DESCRIÇÃO DOS MÉTODOS UTILIZADOS NA PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

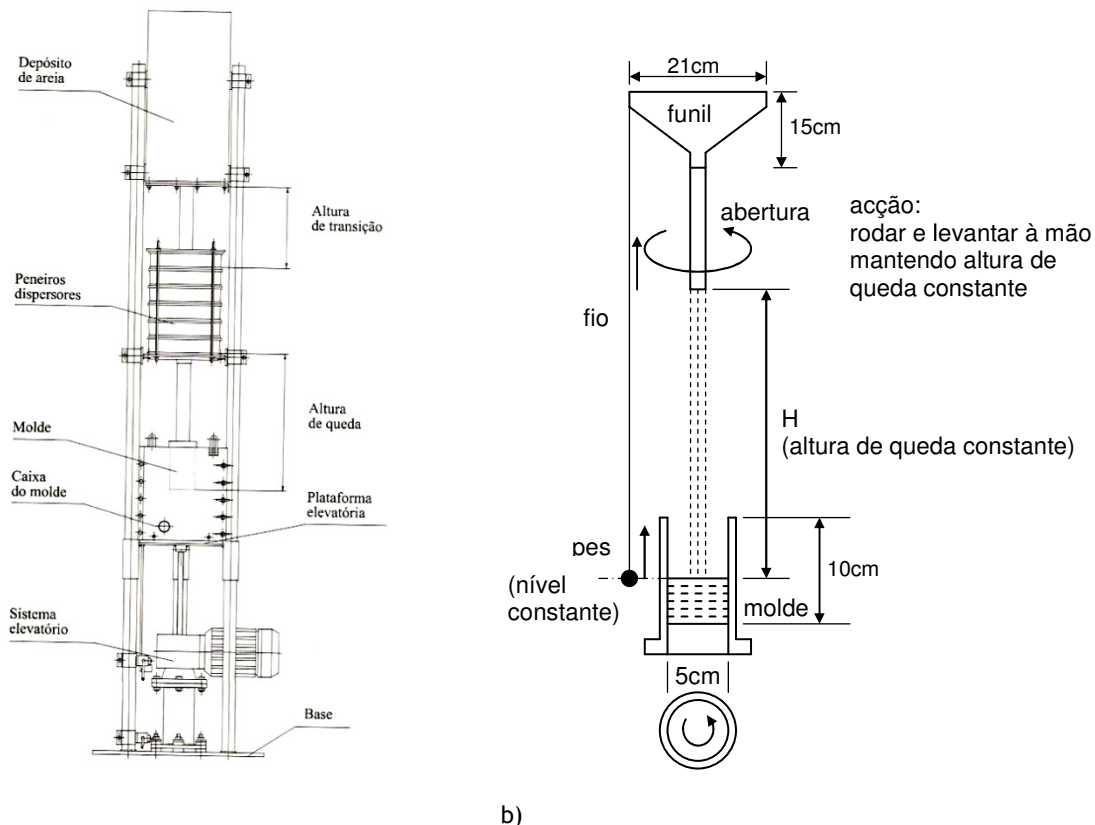
Os métodos utilizados na preparação das amostras, apesar de baseados em procedimentos clássicos e por isso bastante conhecidos, sofreram algumas alterações que os tornam únicos e, por isso, dignos deste subcapítulo.

4.1.1 DRY PLUVIATION/CHUVEIRO DE AREIA SECA (POSTERIORMENTE ABANDONADO)

O método do chuveiro de areia é um método habitualmente usado e testado com bons resultados em areias limpas (sem finos), no qual é possível obter amostras de elevada homogeneidade e compacidade uniforme. Este método consiste essencialmente no enchimento de um molde, habitualmente cilíndrico, através de um chuveiro de areia, que pode ser conseguido com recurso a um conjunto de peneiros (Fig 25 a) ou a funil com uma abertura pré-definida (Fig 25 b). Neste método utiliza-se um dispositivo, que, por pluviação de areia seca, permite preencher o molde (habitualmente cilíndrico) com as dimensões e compacidade pretendidas. Controlando a altura de queda, que deve ser mantida constante durante este processo, é possível controlar a velocidade de queda dos grãos, conseguindo-se obter assim diferentes compacidades, usualmente numa gama de índices de vazios entre 0,30 a 0,70. Para além da altura, a velocidade de queda é influenciada pela malha dos peneiros e pela abertura do funil. No método em que se utiliza o funil, a rotação manual e ajuste visual da altura de queda representam limitações adicionais, ainda que pouco significativas. Este método de preparação requer equipamento mais sofisticado do que outros que visam os mesmos objectivos, e por causa desse inconveniente, existem muitas variantes ao método.

O método do chuveiro de areia tem, no entanto, limitações de aplicabilidade. Por exemplo, areias com finos plásticos não podem ser preparadas desta maneira pelas implicações inerentes ao processo de secagem. É também muito difícil preparar amostras muito soltas com este método, como se pode constatar pela gama habitual de índice de vazios. Outro dos problemas é o facto de haver modificações de volume impossíveis de medir aquando da saturação das amostras.

Tendo em conta as vantagens deste método, sobretudo em relação à uniformidade, homogeneidade e baixa estratificação (alinhamento preferencial dos grãos na direcção horizontal) das amostras, e apesar das suas limitações, foram preparados alguns provetes experimentais.



a) b)
Fig 25 – Diferentes esquemas da preparação de amostras através da dry pluviation ou chuveiro de areia: a) conjunto de peneiros, como no LNEC (Bilé Serra et. al, 1997, adaptado por Matos Fernandes, 2006); b) funil de abertura pré-definida, conforme sugerido pelo TC29 para a areia Toyoura (ISSMGE, 2004)

Após algumas tentativas do método original e de alternativas similares, concluiu-se não ser possível obter um índice de vazios superior a 0,70 nesta areia, nestas condições. Os dados disponíveis até à data, ainda que limitados, sugeriam que seria necessário um índice de vazios muito superior, da ordem de 0,85 para se poder atingir a liquefacção. Face a estes resultados, este método de preparação foi abandonado, tendo-se optado por preparar todas as amostras de areia pelo método de moist tamping, ou seja, pela compactação leve do solo em condição húmida.

4.1.2 MOIST TAMPING OU COMPACTAÇÃO LEVE EM CONDIÇÃO HÚMIDA

O princípio do método de compactação leve do solo em condição húmida consiste na colocação de uma amostra de areia, com um teor em água entre 2 e 5%, num molde por camadas, as quais são levemente compactadas, procurando manter-se uma compacidade idêntica entre camadas. Este processo induz fenómenos de capilaridade (tensões de sucção matriciais que conferem estabilidade da estrutura interparticular mesmo para solos com elevados volumes de vazios), os quais permitem atingir porosidades que não seriam possíveis com a amostra totalmente saturada ou totalmente seca. A tensão negativa instalada entre os grãos ajuda igualmente a manter a estabilidade e forma da amostra quando o molde cilíndrico é removido.

O primeiro passo consiste em definir o índice de vazios da amostra a ensaiar. A partir desse valor é calculado o peso de solo húmido necessário a preencher o volume do molde (com as dimensões

desejadas, neste caso de 70 mm de diâmetro por 140 mm de altura), definindo-se assim o peso volúmico pretendido. Inicialmente adoptou-se um teor em água igual a 2%, tendo-se posteriormente optado por um teor em água de 5%, para o qual a perda de água por evaporação durante a preparação seria menos relevante.

Tendo o índice de vazios determinado, pode ser calculado o peso seco e o peso volúmico seco da amostra, dando uso à equação x:

$$1 + e = G_s \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} \right) \quad (5)$$

Após algumas tentativas e verificações de homogeneidade, foi definido o seguinte procedimento de preparação das amostras:

1. determinar o peso seco do solo a partir do índice de vazios e volume desejados;
2. pesar a totalidade do solo seco a utilizar, com um acréscimo de aproximadamente de 20%;
3. pesar a quantidade de água a adicionar, de acordo com o teor em água pré-definido;
4. misturar bem o solo com a água, procurando humedecer de forma uniforme todo o solo;
5. deixar o solo em repouso durante alguns minutos para uma maior homogeneidade;
6. dividir o solo nas porções necessárias para se realizar 5 camadas iguais;
7. colocar a primeira camada de areia no molde com a membrana previamente colocada no interior do molde tripartido (cada camada é colocada em pequenas porções, entre as quais o solo é ligeiramente compactado com uma peça leve e de forma achatada, de modo a nivelar e distribuir os grãos pela secção circular do molde; este passo requer alguma sensibilidade, que se adquire com a experiência prática, de modo a obter a melhor homogeneidade possível e a compacidade desejada);
8. controlar a espessura da camada, no fim da colocação de cada uma delas, para que corresponda a 1/5 da altura final do provete;
9. remexer/riscar cuidadosamente o topo da camada, de modo a favorecer a ligação entre camadas e evitar a formação de superfícies lisas;
10. repetir o procedimento de colocação de uma camada para as restantes 4 (na última camada é necessário um cuidado adicional para garantir que não haja perda de material);
11. caso sobre algum solo, pesar e descontar ao peso previamente definido para a amostra.

A título ilustrativo, apresentam-se na Fig 26 algumas fotografias do processo de preparação de um provete desta areia.



Fig 26 – Fotografias do processo de preparação das amostras por *moist tamping* (ponto 7 do procedimento descrito)

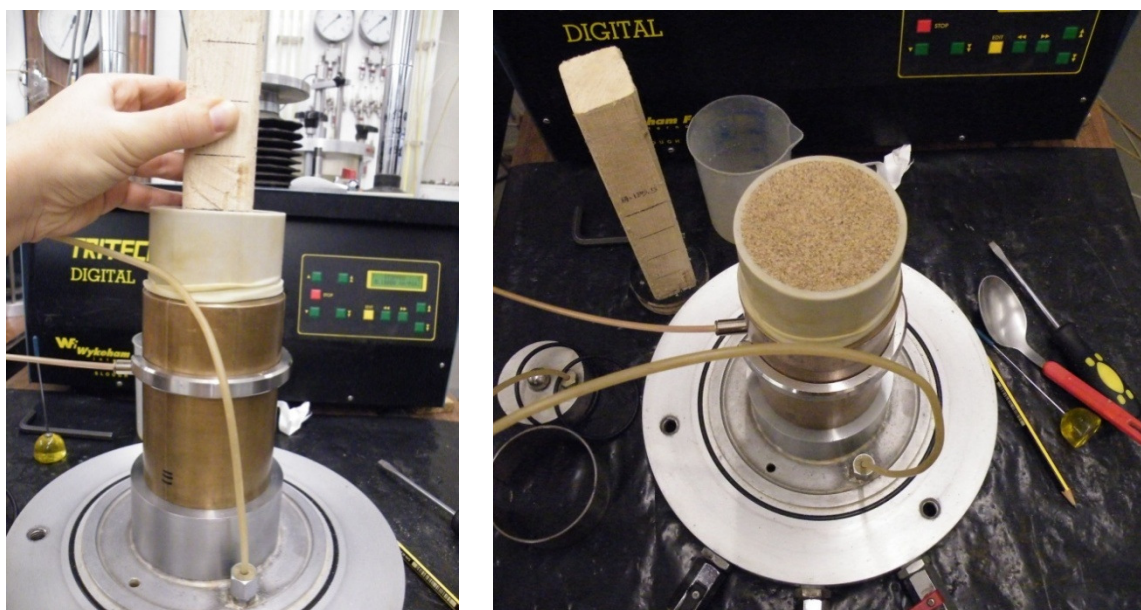


Fig 26 (cont.) – Fotografias do processo de preparação das amostras por *moist tamping* (pontos 8 e 9 do procedimento descrito)

Inicialmente experimentou-se o método com um teor em água de 2%, principalmente porque esta areia não tem finos (como se constata pelas curvas granulométricas apresentadas anteriormente) e porque não a secávamos em estufa previamente à adição da água. As primeiras 6 amostras foram preparadas com um teor em água de 2%, mas nunca foi possível ultrapassar o valor de 0,85 de índice de vazios e só um ensaio levou a amostra à liquefacção. As amostras assim preparadas apresentavam também outro problema, de instabilidade. Muitas amostras foram invalidadas devido a colapso dos provetes por erros ou simplesmente por pequenas vibrações induzidas nas câmaras triaxiais no manuseio de válvulas ou durante o fecho da câmara. É provável que essa instabilidade se deva ao facto das forças de capilaridade não serem suficientes com tão pouca água, até porque uma parcela relativamente

grande da água no solo desaparecia inevitavelmente, por evaporação, durante o tempo necessário ao processo de preparação da amostra.

Como forma de minimizar esta fragilidade dos provetes, optou-se por preparar os provetes para um teor em água de 5%. O índice de vazios pretendido era assim consideravelmente mais fácil de obter, chegando inclusivamente a conseguir-se índices de vazios iniciais superiores a 0,90, valor anteriormente considerado como o índice de vazios máximo (e_{max}) desta areia. Um maior efeito de capilaridade poderá explicar o melhor desempenho observado, sendo que este se anula no final da saturação do provete. As correcções efectuadas no índice de vazios são posteriormente referidas e analisadas, no capítulo 5.

4.2 DESCRIÇÃO DAS VÁRIAS FASES DOS ENSAIOS:

Neste trabalho experimental foi adoptada uma nomenclatura para os provetes e respectivos ensaios, que se resume de seguida:

- LD#: provete da areia “Les Dunes”, seguido do número sequencial identificador do ensaio;
- mt: identificador do método de preparação para *moist tamping*;
- ap: identificador do método de preparação para *air pluviation*;

Foi também definida uma sigla para identificar o equipamento de ensaio, designadamente:

- TX: câmara triaxial convencional;
- TXNSAT: câmara triaxial para solos não-saturados;
- CTX ou C: câmara triaxial cíclica;
- SP: câmara *stress-path* ou câmara Bishop-Wesley.

Com o decorrer dos ensaios, algumas designações foram abandonadas por serem repetitivas, como sejam o “mt” para o método de preparação e “TX” para o tipo de ensaio mais correntemente utilizado.

As fases dos ensaios foram as já conhecidas nos ensaios triaxiais clássicos, mas uma descrição destas com algum pormenor, com referências aos problemas encontrados, considera-se importante, por se tratar de um trabalho laboratorial.

4.2.1 ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO

O procedimento geral seguido no ensaio triaxial de carregamento estático resume-se de seguida:

1. Preparação da amostra e da câmara;
2. Confinamento inicial de 10 kPa (na fase de montagem, através do vácuo aplicado como contrapressão e no início do ensaio, por aplicação de pressão na câmara e remoção do vácuo);
3. Percolação de baixo para cima a uma tensão efectiva de 10 kPa (pressão na câmara de 20 kPa, contrapressão aplicada na base de 10 kPa e topo aberto para a atmosfera) de um volume de água mínimo de 500 ml;
4. Saturação a uma tensão efectiva de 10 kPa (incrementos manuais ou automáticos) até 500 kPa de contrapressão, para a qual o valor do parâmetro B de Skempton ronda os 0,95;
5. Consolidação (isotrópica ou anisotrópica, com K_0 igual a 0,50) para as tensões efectivas previamente estabelecidas (de 50, 100, 200 ou 400 kPa);
6. Corte não drenado por compressão axial;
7. Desmontagem, pesagem e determinação do teor em água final e peso seco do provete.

Este plano tem um carácter flexível, uma vez que podem ser necessárias alterações pontuais e ajustes de acordo com o andamento de cada ensaio, sendo que raramente tal aconteceu.

4.2.1.1 Preparação da amostra e da câmara

Foram utilizadas algumas das muitas câmaras triaxiais e prensas disponíveis no LabGeo-FEUP (ver capítulo anterior), mas em todas elas os procedimentos de preparação eram bastante similares.

Inicialmente é realizada uma limpeza da base da câmara, devido principalmente aos problemas que a existência de partículas nas junções de peças causa, podendo comprometer a completa vedação da câmara. São também testados todos os vedantes e é passada água em todas as linhas de drenagem, para confirmar que se encontram desimpedidas. São experimentadas as válvulas e verificado o estado do bloco de topo e dos *o-rings*. Escolhem-se as pedras porosas a utilizar e testa-se a permeabilidade, passando água sob pressão por elas.

Posteriormente é preparada a parte superior da câmara para ser colocada quando a amostra tiver sido preparada na base desta. Para além da limpeza do interior do corpo da célula em acrílico – que vai estar em contacto com a água – e do fundo que entrará em contacto com a base da câmara triaxial, a preparação implica também a colocação da célula de carga no êmbolo e a calibração desta, realizada pelo técnico mais experiente do laboratório de Geotecnia da FEUP, o Sr. Armando Pinto. Nos casos em que se tentou utilizar os *bender elements* na análise, estes tinham de ser testados antes da montagem e constituíam uma preocupação acrescida na preparação da amostra, por serem muito frágeis e facilmente quebráveis devido aos processos utilizados nessa fase.

Com todo o equipamento preparado e com a bomba de ar disponível para aplicar o vácuo, começa-se a montagem e preparação da amostra.

A amostra é preparada directamente na base da câmara triaxial, que pode ou não estar já colocada na prensa que efectuará o carregamento. Nos casos em que a base não era destacável da prensa, a preparação revelou-se mais custosa e morosa e as amostras acabaram ligeiramente menos alinhadas verticalmente com o êmbolo. No entanto esses desvios nunca foram de magnitude tal que impedissem a realização dos ensaios.

Começa-se por cortar filtros à medida das dimensões da amostra. Coloca-se a pedra porosa da base e um dos filtros por cima. Coloca-se a membrana no bloco da base de forma a ter espaço suficiente em altura para envolver a amostra e o bloco de topo. Colocam-se dois *o-rings* por cima da membrana no local onde esta envolve o bloco inferior para assegurar que esta fica presa e vedada.

Monta-se o molde tripartido no local onde vai ser preparada a amostra, envolvendo o bloco inferior, e puxa-se a membrana de forma a ficar esticada no interior do molde tripartido, dobrando no topo para a prender. Aplica-se o vácuo por um orifício que existe no molde tripartido para exercer uma pressão negativa entre este e a membrana, o que ajuda a membrana a ficar correctamente esticada e com o mesmo diâmetro do molde.

As condições estão criadas para se começar a colocar a areia dentro do molde por um dos métodos utilizados e já descritos no subcapítulo anterior, com auxílio de material já descrito no subcapítulo anterior e no capítulo 3.

Quando se acaba de preparar a amostra e antes de colocar a placa de topo, aplica-se vácuo com 10 kPa de sucção (pressão negativa) no canal do bloco superior. Isto serve como reforço da estabilidade do provete por confinamento deste para que se possa retirar o molde sem que haja colapso total ou parcial do provete.

Depois coloca-se a placa de topo com cuidado para não adensar a areia e envolve-se pela membrana, assegurando a fixação e impermeabilidade através da colocação de dois o-rings. Após retirado o molde, coloca-se a parte superior e enche-se a câmara, mantendo-se sempre o vácuo em acção.

A Fig 27 mostra duas fotografias exemplificativas da parte final da montagem do provete.

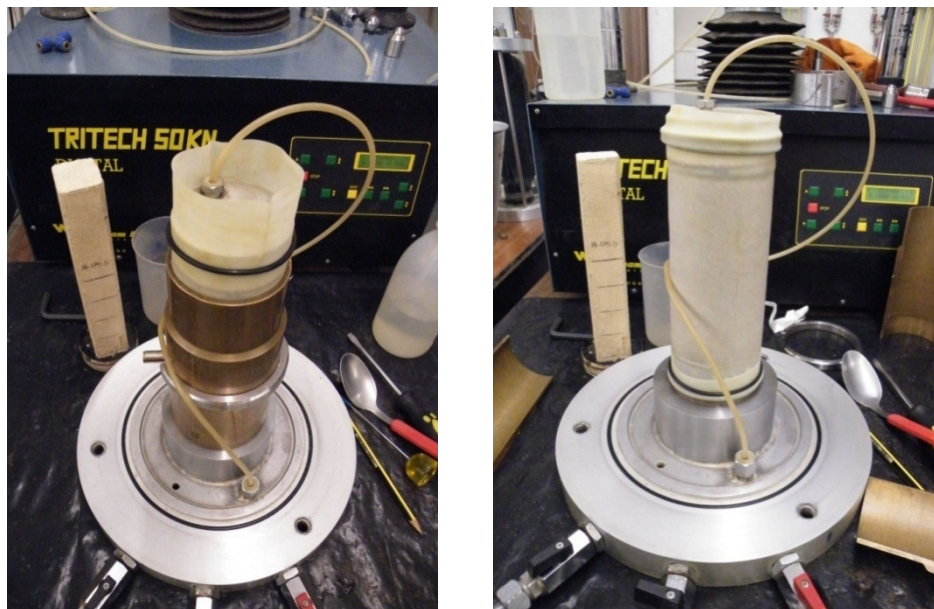


Fig 27 – Fotografias exemplificativas da fase final de colocação dos o-rings e desmonte do molde

4.2.1.2 Percolação

No início desta fase a câmara encontra-se cheia, mas sem pressão (só com a pressão inerente à altura da coluna de água que preenche a câmara) e a amostra está ainda sob o efeito do vácuo, logo com uma tensão de confinamento de aproximadamente 10 kPa.

Segue-se um processo sequencial de aplicação de uma pressão de confinamento e contrapressão crescentes, mantendo uma tensão efectiva de 10kPa, até se atingir 20 kPa na câmara e de 10 kPa no interior do provete, controlando esta contrapressão pela base com os transdutores colocados antes das válvulas que dão para a câmara e interior do provete. Retira-se o vácuo momentos antes de se abrir as válvulas para aplicar as tensões pretendidas e depois de abertas as referidas válvulas, abrindo-se a válvula que controla a entrada da placa de topo. Isto faz com que se tenha o topo sem tensão e a base com uma tensão de 10 kPa, o que dá uma diferença de carga hidráulica, que fará com que a água se escoe de baixo para cima, percorrendo todo o provete. A tensão de confinamento não é, nesta fase, realmente de 10 kPa, mas sim diferente em todo o provete, com uma média de 15 kPa.

A percolação tem como objectivo preencher os vazios com água, o máximo possível, e que as pressões sejam exercidas igualmente em todo o provete. Assim, é fácil de entender que o volume de água a sair do interior do provete deva ser superior ao volume total de vazios com que este foi preparado. Tentou-se sempre que saísse no mínimo 500 ml de água (ou seja, cerca de duas vezes o volume de vazios), para que os vazios ficassem preenchidos o máximo possível por água nesta fase. A água sai pelo canal do topo da amostra, por um tubo plástico para um recipiente plástico graduado, como o apresentado na Fig 28.

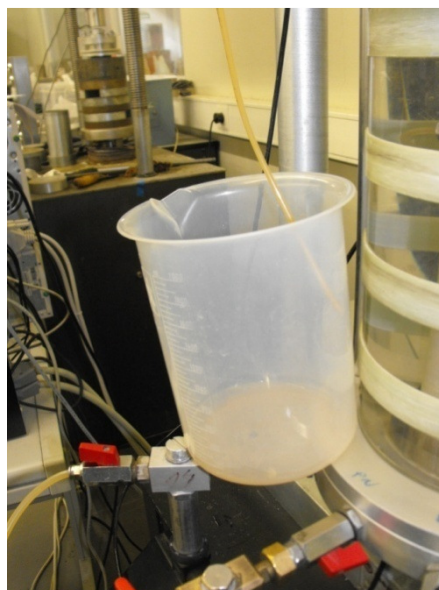


Fig 28 – Recipiente plástico durante a percolação

O tempo necessário à percolação depende de muitos factores e não era facilmente estimável, sendo aliás causa de muitas perdas inesperadas de tempo. A velocidade de percolação depende do estado dos canais condutores da água, do estado em que se encontram as pedras porosas e da quantidade de finos que a areia tem. Em algumas câmaras triaxiais as pedras porosas encontram-se embutidas nos blocos, sendo muito complicado limpá-las, para abrir os poros, caso elas tivessem finos incorporados provenientes de anteriores ensaios. Esse facto em especial criou algumas dificuldades e atrasos, fazendo inclusive que algumas amostras não ficassem perfeitamente saturadas, condição essencial nos ensaios não drenados.

4.2.1.3 Saturação

Finalizada a percolação, fecha-se a válvula que liga o topo do provete ao exterior e mantém-se as pressões de 20 kPa e 10 kPa na câmara e na base do provete, respectivamente, até se iniciar a saturação.

Na saturação, as pressões são gradualmente aumentadas, o que resulta numa redução do volume de ar por compressão e um aumento da dissolução. No entanto, a tensão efectiva tem de ser mantida em 10 kPa, para não se consolidar a amostra durante a saturação. Logo, o acréscimo das tensões tem de ser feito em incrementos iguais no provete (pressão neutra ou intersticial) e na câmara (pressão de confinamento).

O objectivo da saturação é o de saturar a areia ao máximo possível. A saturação total (acima de 97% a 98%) é importante para que possa ser assumida a condição de volume constante (não drenado).

Para realizar a saturação foram utilizados diferentes equipamentos, dependendo da disponibilidade e do conjunto prensa/câmara utilizado. Esta era feita manualmente ou com ajuda de controladores automáticos, como os disponíveis no LabGeo-FEUP, comandados por software em ambiente *LabView* (Costa, 2008).

O grau de saturação é controlado realizando um teste de saturação, onde se determina um parâmetro “B” de Skempton. Para se realizar este controlo, tem de ser interrompida a saturação, aplicado um

aumento de pressão ($\Delta\sigma_3$) e medido o aumento de pressão neutra (Δu) a curto prazo em condições não drenadas. O parâmetro B é determinado pela relação (6) e permite estimar o grau de saturação. Numa amostra totalmente saturada, em que a água é incompressível comparada com o esqueleto do solo, o parâmetro B é 1.

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_s \quad (6)$$

Geralmente, quanto maior for o tamanho dos grãos da areia, e menor a quantidade de finos, mais fácil será a saturação. No caso da areia em estudo, o reconhecimento das tensões que tinham de ser atingidas para garantir a saturação foi, nos primeiros ensaios, obtido por tentativas. A tensão ia sendo aumentada e o parâmetro B medido, até se obter um valor considerado suficiente para se considerar a amostra totalmente saturada (o valor $B=1$ é praticamente impossível obter, admitindo-se valores, na prática de ensaios em areias, de cerca de 95%).

O valor de B pretendido foi, assim, de pelo menos 0,95. Constatou-se nos primeiros ensaios que esse valor era pelo menos igualado quando as tensões na câmara se encontravam nos 510kPa, assim, passou a saturar-se até esse valor, mantendo-se o mesmo procedimento, tendo-se, por vezes evitado a medição do parâmetro B , para maior celeridade do processo.

Na saturação existem mudanças no volume do provete, por colapso da matriz sustentada pela sucção imposta no processo de preparação em condições não-saturadas. Essas mudanças consistem em diminuições de volume, que são suficientemente grandes para serem tidas em consideração aquando da determinação do índice de vazios final. Este assunto é posteriormente discutido no capítulo 5, onde se tenta estimar essas variações para cada ensaio.

4.2.1.4 Consolidação

Após a saturação, a amostra encontra-se totalmente saturada (ou muito próxima disso), permitindo que a distribuição das tensões neutras seja feita instantaneamente em condições drenadas, aquando de um carregamento (lento ou rápido). Na consolidação atinge-se o estado de tensão efectiva pretendido para o ensaio.

Assim, podemos passar à consolidação, que serve para simular uma profundidade. A consolidação do provete pode ser isotrópica ou anisotrópica.

A consolidação isotrópica consiste apenas em aumentar a tensão efectiva do provete mantendo constante a pressão interna BP e aumentando a pressão na câmara CP, até se atingir as tensões efectivas correspondentes à profundidade simulada.

Nos casos em que a tensão era anisotrópica, foi considerado um K_0 de 0,5, por ser um valor bastante provável para as condições in situ da areia em estudo, admitindo a relação com o ângulo de atrito deduzida por Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \tan \phi \quad (7)$$

Nesses casos, a tensão efectiva horizontal vai ser metade da tensão efectiva vertical. Para simular esse efeito no ensaio triaxial, temos de recorrer à prensa, que aplica uma força equivalente à diferença de tensões entre CP (pressões na câmara) e BP (pressões no provete) a todo o momento.

Foram feitos ensaios com tensões de consolidação de 50, 100, 200 e 400 kPa.

As pressões eram controladas manualmente através de uma coluna de pressões ou automaticamente, com o auxílio de dois GDS ou com controladores, em ambiente *LabView* (Costa, 2008)

4.2.1.5 Corte

Depois de passado algum tempo, para que as tensões possam estabilizar no esqueleto sólido da areia, começa a aplicar-se gradualmente um deslocamento, que vai conduzir a uma carga de desvio crescente e, assim mesmo, a mobilização da resistência do provete.

Como o ensaio é não drenado, não pode sair nem entrar água no provete. Desta forma o índice de vazios vai-se manter constante e a pressão neutra vai sofrer variações, que, no caso de materiais granulares soltos, aumenta. As alterações de valor na pressão neutra vão sendo registadas, assim como a força e o deslocamento.

Para que se garanta que o ensaio é não drenado, fecham-se todas as válvulas correspondentes aos canais que dão para o interior do provete, garantindo que não há saída nem entrada de água. Quanto à pressão na câmara, esta quer-se constante e fixada no valor obtido no final da consolidação. Para tal, mantém-se o controlador ligado e as válvulas abertas.

A cadência de deslocamento da prensa foi fixada em 0,02mm/s, tão só para garantir uniformidade das pressões no interior do provete que correspondam aos registos dos transdutores colocados em contacto com a base e topo do provete (critério limite definido em Head, 1980, 1982, 1985).

O pistão utilizado para accionar o topo do provete era de base plana e não em rótula, como habitualmente se utiliza. Esta mudança contribuiu para evitar a inclinação precoce do provete para não se criarem condições indesejadas de planos de corte singulares, evitando assim a mobilização de heterogeneidades que incompatibilizariam o colapso volumétrico típico de liquefacção.

4.2.1.6 Desmonte

Uma vez terminado o ensaio, há um conjunto de procedimentos de desmonte a seguir.

Inicialmente fecham-se as válvulas dos canais que dão para o interior da amostra, de forma a não se perder nenhuma água do seu interior, permitindo que se meça o grau de saturação verdadeiro no final do ensaio. Depois fazem-se baixar as tensões na câmara até um valor baixo (20kPa ou 10kPa). Retira-se a água que está na câmara, despejando-a no lavatório. A água destilada não é reaproveitada.

Habitualmente os ensaios terminaram com a rotura da amostra, quer pelo facto do ensaio ser bem sucedido ou por colapso devido a erros ou falhas. Com isso, a amostra fica tombada, apoiada no corpo da câmara, em acrílico. Quando se retira a parte superior da câmara triaxial, tem de se ter cuidado para não deixar o provete tombar, sendo necessárias 2 pessoas para este procedimento aparentemente simples. Depois, é preciso retirar com cuidado todo o solo e água do provete para um recipiente, para ser pesado. Essa é a parte mais complicada porque fica solo em tolo o lado, devido à instabilidade deste. Houve sempre alguma perda de areia neste processo, que não foi contabilizada, por ser impossível fazê-lo.

O recipiente com o solo era depois pesado, ainda contendo os o-rings, a membrana, os filtros e por vezes as pedras porosas. Depois da pesagem, o material atrás referido era lavado com água destilada, de forma a toda a areia ficar dentro do recipiente, e era-lhes depois retirada com papel absorvente a água em excesso para serem pesados novamente, mas agora separados do recipiente com areia.

Finalmente, põe-se o recipiente com a areia na estufa para, passadas 24 horas, poder ser pesado e determinado o peso seco desta. Com o peso do recipiente e do material já conhecidos, é fácil calcular o peso da água e assim determinar o teor em água.

4.2.2 ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO

O procedimento seguido nos ensaios triaxiais cíclicos resume-se de seguida:

1. Preparação da amostra e da câmara;
2. Confinamento inicial de 10 kPa (na fase de montagem, através do vácuo aplicado como contrapressão e no início do ensaio, por aplicação de pressão na câmara e remoção do vácuo);
3. Percolação de baixo para cima a uma tensão efectiva de 10 kPa (pressão na câmara de 20 kPa, contrapressão aplicada na base de 10 kPa e topo aberto para a atmosfera) de um volume de água mínimo de 500 ml;
4. Saturação a uma tensão efectiva de 10 kPa (incrementos manuais ou automáticos) até 500 kPa de contrapressão, para a qual o valor do parâmetro B de Skempton ronda os 0,95;
5. Consolidação anisotrópica com K_0 igual a 0,50, para as tensões efectivas previamente estabelecidas (de 100 e 200 kPa);
6. Corte não drenado com motor rotativo;
7. Desmontagem, pesagem e determinação do teor em água.

A preparação da amostra nos ensaios triaxiais cíclicos é em tudo semelhante à realizada para os ensaios estáticos, pelo método *moist tamping*. As câmaras eram idênticas ou as mesmas utilizadas nos ensaios estático e os procedimentos de preparação destas exactamente os mesmos. Os ensaios cíclicos foram também consolidados anisotropicamente, com um K_0 de 0,5, pelas mesmas razões acima expostas. Na desmontagem, foram seguidos também os mesmos procedimentos, já descritos no subcapítulo anterior.

As diferenças entre os ensaios cíclicos e os estáticos residem somente no corte, sendo a percolação, a saturação e a consolidação iguais (consolidação igual aos estáticos consolidados anisotropicamente).

Para o corte, foram estudados os parâmetros do sismo e assim determinada uma força equivalente à deste e discutida a frequência a utilizar.

No corte, todas as variáveis eram registadas no programa DynaTester. A força na célula de carga, o deslocamento no medidor externo de 50 mm, as pressões nos transdutores, o procedimento em vigor e o número de ciclos foram registados e posteriormente convertidos para uma folha Excel.

4.2.3 ENSAIO EDMÉTRICO

O procedimento seguido no único ensaio edométrico realizado foi o seguinte:

1. Preparação do edómetro hidráulico e preparação da amostra;
2. Percolação de baixo para cima a uma tensão efectiva de 10 kPa (pressão na câmara de 20 kPa, contrapressão aplicada na base de 10 kPa e topo aberto para a atmosfera) de um volume de água o mais alto possível (foram percolados mais de 600 ml);
3. Saturação a uma tensão efectiva de 10 kPa (incrementos manuais ou automáticos) até 500 kPa de contrapressão;
4. Consolidação isotrópica com o intuito de atingir os 400 kPa de tensão efectiva (o máximo feito nos ensaios triaxiais);

5. Desmontagem, pesagem e determinação do teor em água.

A montagem do edómetro implica alguns cuidados. É necessário testar todos os canais e válvulas para verificar o correcto funcionamento destas e verificar o estado da membrana interior. Aquando da junção da parte superior à inferior, é preciso garantir que a membrana não é colocada de forma incorrecta, para evitar que a membrana não fique presa ou encravada e assim se danifique e que a estanquidade fique afectada. O aperto dos parafusos, que garante o isolamento, não permite saída de água e faz a ligação entre as placas de base e de topo ao corpo em forma de anel, tem de ficar bem feito, preferencialmente com todos os parafusos apertados equitativamente.

A amostra foi preparada pelo mesmo método de *moist tamping*, com a única diferença para os ensaios triaxiais, no facto de estar envolvida uma quantidade de solo usado ligeiramente superior.

A Fig 29 mostra uma fase da preparação do ensaio.

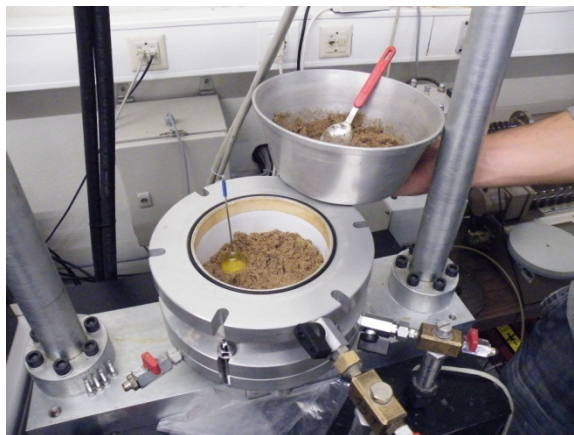


Fig 29 – preparação do ensaio edométrico

5

Análise dos ensaios

5.1 ENSAIO EDMÉTRICO

5.1.1 OBJECTIVO DO ENSAIO

A realização do ensaio edométrico não estava prevista inicialmente. Surgiu a ideia pelo Professor Viana da Fonseca, com o intuito de confirmar/corrigir as variações de volume que foram registadas nos ensaios triaxiais nas fases de saturação e consolidação e sobre as quais havia dúvidas.

A correcta medição do índice de vazios em amostras de areia em ensaios triaxiais pode ser alvo de grandes erros, principalmente em areias soltas. Enquanto que a medição do peso volúmico da amostra e o seu peso seco após preparação desta é relativamente fácil, as variações de volume durante a saturação e consolidação podem levar a erros, se a sua correcta medição for negligenciada, que porão em jogo o índice de vazios do estado inicial de corte.

Surgiu a necessidade do ensaio edométrico porque a medição dessas variações nos ensaios triaxiais não foi possível durante a fase de saturação, por falta, à data, de meios adequados de instrumentação. Mesmo na fase de consolidação, a instrumentação usada nos triaxiais para a avaliação da variação volumétrica consistiu na medição do fluxo de água que entra e sai do interior do provete, com um medidor de volume, como o descrito no capítulo 3. Este processo pode induzir erros grosseiros, devido a existência de ar não dissolvido na amostra e aos efeitos de intrusões da membrana nos vazios nas fronteiras.

As condições do ensaio edométrico são claramente diferentes das existentes num ensaio triaxial, uma vez que as condições-fronteira não são as mesmas. Num ensaio edométrico não são possíveis deslocamentos horizontais, porque existe confinamento lateral pela rigidez das paredes do cilindro. No entanto, as variações volumétricas devem ser da mesma ordem de grandeza das ocorridas nos ensaios triaxiais, salvagurada a relação de variação unidirecional e do índice de vazios. Essa noção da ordem de grandeza, quando completada e comparada com os registos obtidos por Fonseca (2009) e as medições feitas na câmara dupla usada no ensaio LD6, serão suficientes para uma definição das variações volumétricas nas fases de saturação e consolidação, permitindo definir o índice de vazios no final destas.

5.1.2 ANÁLISE DOS DADOS

A percolação foi feita através de pressões impostas por colunas de pressão, da mesma forma que eram aplicadas nos ensaios triaxiais. O objectivo era reproduzir ao máximo as condições dos ensaios triaxiais, para que as correlações feitas com os resultados do ensaio edométrico fossem credíveis.

A percolação demorou bastante tempo (alguns dias), devido ao maior volume de solo usado e ao mau estado dos filtros, que se encontravam algo obstruídos.

Nesta fase era esperada uma diminuição de volume muito baixa, quase nula. O que se observou neste ensaio foi, como se pode constatar pela linha quase horizontal na Fig 30, a quase ausência de deformações ao longo do tempo em que a percolação decorreu.

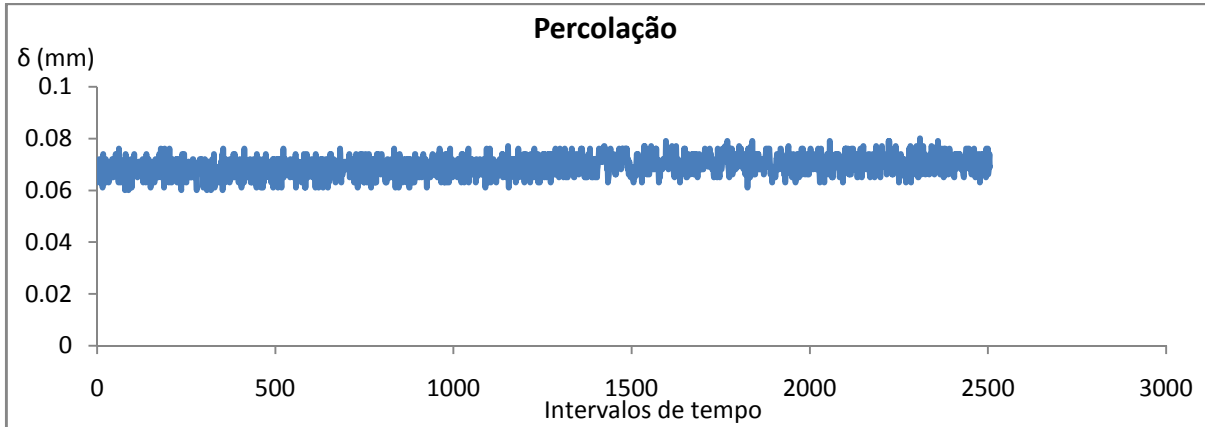


Fig 30 – deformações durante a percolação em função de intervalos de tempo, no ensaio edométrico

Seguidamente foi realizada a saturação exactamente da mesma forma que tinha sido feita nos ensaios triaxiais. Com o auxílio de duas bombas hidráulicas GDS®, foram programadas rampas de aumento de pressão, com a mesma velocidade previamente fixada nos ensaios triaxiais.

As amostras, durante a saturação, sofrem mudanças na tensão efectiva, induzidas por mudanças nas pressões exteriores aplicadas e pela libertação de tensões de superfície em areias preparadas com baixo teor em água (destruição do efeito de capilaridade). Essas mudanças são difíceis de medir.

Jefferies e Been (2006) apresentam como exemplo os dados de Sladen e Handford (1987) para ilustrar quão significantes podem ser os erros se a variação de volume durante a saturação for ignorada (Fig 31). A linha quebrada, que intermedeia as outras duas, na Fig 31, é obtida estimando a variação de volume medindo a tensão axial no provete, medida muito usada correntemente (Jefferies e Been, 2006).

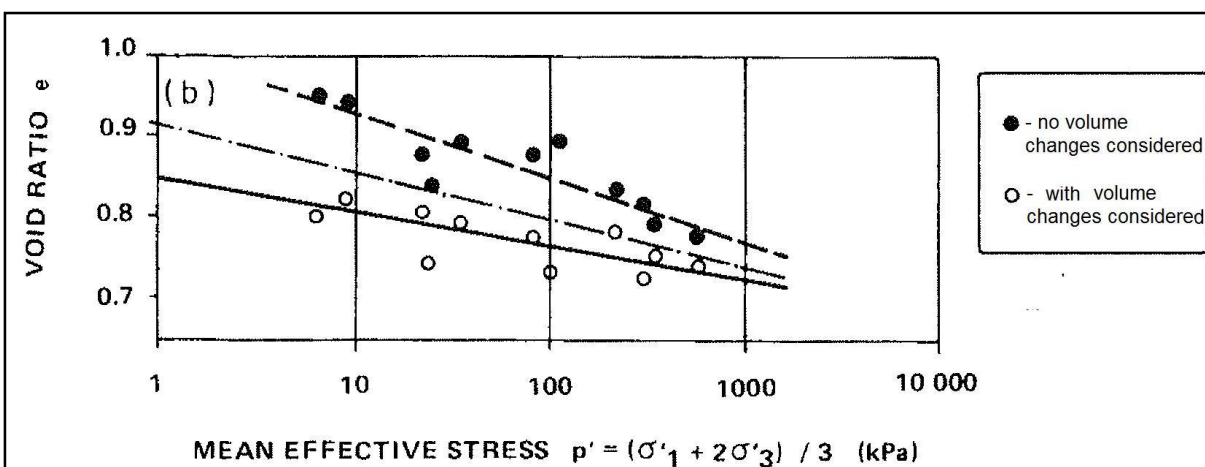


Fig 31 – Possíveis erros no índice de vazios caso as variações de volume durante a saturação não forem consideradas (Sladen e Handford, 1987, adaptado por Jefferies e Been, 2006)

Métodos precisos de medir estas variações não são muitos, e nalguns casos praticamente impossíveis de aplicar. O ar que entra na amostra subtraído do ar que sai desta não representa o ar “eliminado” dos vazios da amostra, pois o ar nos canais e nas pedras porosas também é substituído por água. Por essa razão seria impossível, nos ensaios triaxiais, medir a variação de volume da amostra através da utilização dum medidor de volume em série com o actuador que define as respectivas pressões.

Um método usualmente usado, se for viável na câmara em causa, é medir a variação de volume de água de/para a célula, sabendo assim qual foi a variação do volume total (conjunto câmara + amostra). Em princípio, se a câmara não mudasse de volume, detreminar-se-ia directamente a variação de volume na amostra. Tal não é possível nas câmaras usuais de parede única, por terem comportamento visco-elástico. Este método, no labGEO, só é possível numa câmara de parede dupla, usada somente num ensaio.

O que se espera na saturação não é uma diminuição de volume acentuada, pois a tensão efectiva do solo mantém-se. A tensão elevada só faz com que as bolhas de ar se comprimam, sendo substituído por água o espaço previamente ocupado pelo ar (a compressibilidade da água é desprezável, comparada com a compressibilidade da água contendo bolhas de ar).

A curva de deformação em relação à tensão na câmara CP (kPa) é apresentada na Fig 32.

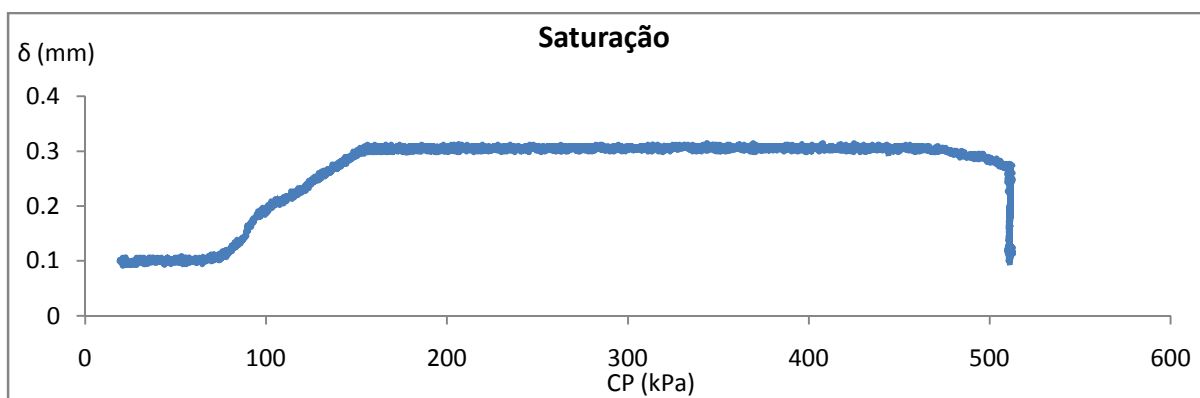


Fig 32 – Deslocamento durante a saturação, no ensaio edométrico

Como se constata, o resultado obtido é diferente do esperado, sendo um resultado invulgar que evidencia uma falha não detectada no ensaio ou uma acção não registada durante o mesmo.

Inicialmente, até aproximadamente CP = 150 kPa, os resultados parecem estar correctos, com uma diminuição do volume da amostra, possivelmente pela destruição de algum efeito de capilaridade ainda existente, devida à presença de muito ar nos vazios da amostra. Este deslocamento é inevitável e espectável, uma vez que o índice de vazios obtido na preparação era muito elevado ($e_i = 0,932$) e acima do e_{max} , o que só é possível devido aos efeitos de capilaridade que não teriam sido destruídos pois não se verificaram deslocamentos na percolação.

Após essa fase, verifica-se um patamar que se prolonga praticamente horizontal até o final dos incrementos de pressão, observando-se já uma ligeira quebra a chegar ao final. Isto pode ser interpretado como um comportamento normal, se considerarmos que após o deslocamento inicial, cujas causas já foram explicadas, o solo deixe de se deformar, uma vez que a tensão efectiva se mantém, atingindo assim um estado estável.

A quebra final, apontando para um aumento do volume da amostra é incompreensível, sendo que não havia qualquer razão para um aumento de volume a tensão efectiva constante. O aparecimento do que se pode chamar de “fluência negativa” ocorrida num curto intervalo de tempo, pode ser associado a uma rotura/fuga na membrana.

Acabada a fase de incrementos de pressão, deixa-se a amostra com as tensões finais durante algum tempo, para verificar se existe alguma mudança de volume a contabilizar nos ensaios triaxiais, onde a prática era comum, por vezes ficando durante uma noite inteira. Observou-se um estranho aumento do volume estando a tensão total e a tensão efectiva fixa, continuando o fenómeno de fluência negativa já observado no final da fase de incrementos de pressão.

A explicação sugerida para o fenómeno era a possibilidade de ter havido fugas de água, alterando assim as tensões. A análise da Fig 33, onde se comparam as pressões CP com as pressões BP, mostra que tal não ocorreu. Mesmo que tal ocorresse, só atingindo uma pressão no provete maior do que a pressão na câmara seria possível observar o comportamento referido.

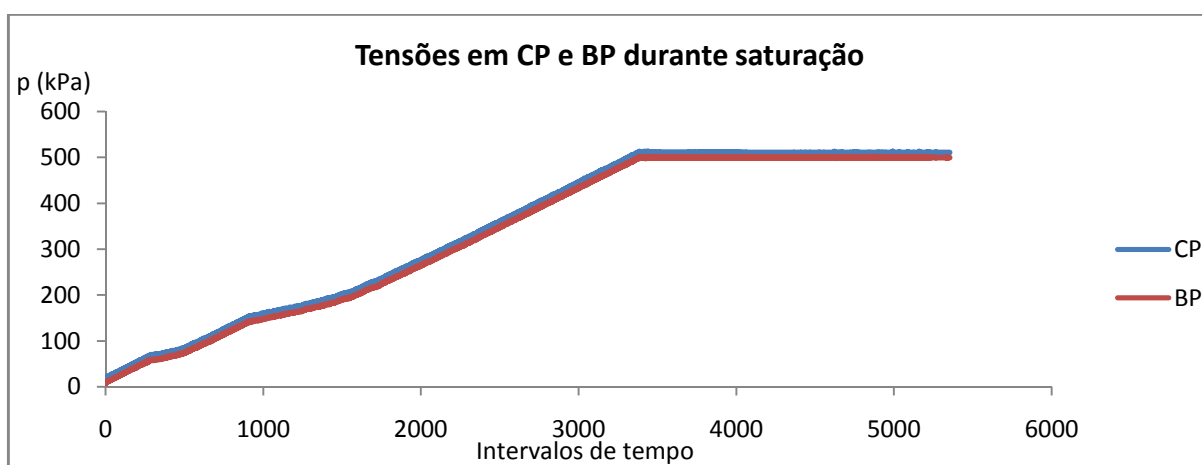


Fig 33 – Tensões em CP e BP durante a saturação

A explicação mais coerente é a da possibilidade do LVDT, que se encontra acoplado ao edómetro e faz as medições do deslocamento, não se encontrar bem preso e ter-se soltado durante a saturação, descaindo muito devagar até se encontrar totalmente recolhido. Esta hipótese valida o facto de o deslocamento voltar a um valor muito próximo do valor inicial, porque o LVDT foi colocado com muito pouco curso para recuar, pois sabia-se que isso era previsível não vir a acontecer.

Há que ter em conta o facto de termos nestes ensaios uma tensão efectiva horizontal menor do que a tensão efectiva vertical, devido à existência das paredes interiores do cilindro metálico que compõe o corpo do edómetro. Assim, apesar da tensão horizontal não ser exactamente $K_0 \times \sigma'_v$, devido aos efeitos de atrito que o contacto com as paredes provocam, esta será muito próxima desse valor. Na saturação isto não tem muito efeito, porque as tensões efectivas são muito baixas, mas na consolidação é sem dúvida assunto a ter em consideração, criando uma “falsa” consolidação anisotrópica.

O objectivo na fase de consolidação era atingir uma tensão efectiva de 400 kPa (900 kPa em CP), não sendo esse objectivo conseguido pelo aparecimento de fugas de água nas juntas do edómetro, antes de se atingir a tensão final. Os parafusos que garantem o aperto do edómetro foram reapertados durante a consolidação várias vezes, aproximadamente a partir duma tensão efectiva de 200 kPa. Os resultados obtidos só serão úteis para os ensaios triaxiais consolidados anisotrópicamente, como já foi explicado, e encontram-se no gráfico da Fig 34.

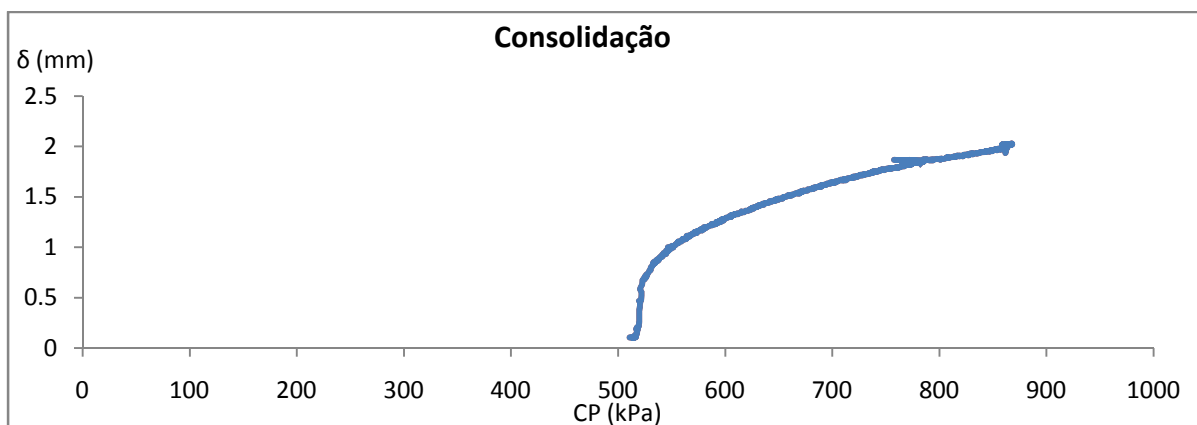


Fig 34 – Deslocamento durante a consolidação, no ensaio edométrico

Observam-se algumas quebras na evolução da tensão em CP, devidos às descompressões sofridas pela amostra aquando dos vários momentos em que ocorreu fuga de água. O deslocamento é de outra ordem de grandeza dos verificados na saturação, o que era o espectável, pois é na consolidação que o solo se deforma mais, com o aumento nas tensões efectivas a solicitarem o solo.

A preparação da amostra para este ensaio foi realizada para um índice de vazios de 0,932. O valor obtido para o deslocamento é de cerca de 2 mm, para uma tensão CP de aproximadamente 870 kPa, o que dá uma redução de volume de 90,4 cm³, que corresponde a um índice de vazios final de aproximadamente 0,7. Esse valor é estranhamente baixo.

5.1.3 FIABILIDADE DOS RESULTADOS

Ainda e apesar dos contratempos identificados, o ensaio foi considerado válido, esperando-se inicialmente que fornecesse resultados úteis, mas o não viria a acontecer.

Os valores obtidos nos ensaios não foram satisfatórios, principalmente na fase de saturação, cujos fenómenos ocorridos são difíceis de explicar. A possibilidade do LVDT se ter soltado durante a saturação faz com que seja impossível garantir que as medições estejam correctas durante a consolidação, sendo o mais provável que se tenha mantido solto durante esta. Estas duas ocorrências tiram toda a fiabilidade aos resultados nesta fase.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

5.2.1 ENSAIOS QUE CORRERAM MAL E CAUSAS

Num trabalho laboratorial há sempre uma quantidade grande de experiências que podem correr mal. Entre o erro humano na preparação da amostra, a um problema dum equipamento que passa despercebido, muitas podem ser as causas dum ensaio que acabe por ser abortado.

O facto de o autor não possuir experiência de laboratório, agravou a situação, fazendo com que a demora fosse grande devido ao tempo perdido na habituação.

Não só houve ensaios perdidos, como, por vezes, já com a câmara cheia e a amostra a percolar, foram descobertos problemas, como fugas de água ou peças mal colocadas que levaram a paragem do ensaio e desmonte parcial deste para reparação.

Existiram também problemas com a calibração de alguns transdutores, que, por estarem mal calibrados não forneciam as pressões correctas e que por duas vezes levaram ao colapso da amostra por ter atingido tensão efectiva nula. Esses problemas, apesar de usualmente serem fáceis de reparar, são normalmente complicados de descobrir.

Por todas essas razões, sem contar com as duas amostras preparadas através do método de chuveiro de areia seca (posteriormente abandonado), foram preparadas 15 amostras destinadas a ensaios estáticos e só 8 ensaios deram bons resultados, passíveis de serem interpretados e darem informações úteis, nomeadamente a nível da definição da linha dos estados críticos.

Todos estes factos prejudicaram o trabalho, que se arrastou durante mais do que o tempo previsto, anulando a possibilidade de aumentar o espectro de ensaios realizados, com maior relevância ao nível dos ensaios triaxiais cíclicos.

5.2.2 ALGUNS COMENTÁRIOS SOBRE A PERCOLAÇÃO

Todos os esforços foram feitos no sentido de se terem todas as amostras homogéneas e as condições de todos os ensaios iguais, para ser posteriormente válida a análise dos resultados. No entanto, principalmente na fase de percolação nem sempre isso foi possível.

Devido essencialmente à heterogeneidade de pedras porosas usadas, a percolação foi fácil nuns ensaios e muito custosa e demorada noutros. Eram usadas diferentes pedras porosas devido aos condicionalismos referentes às câmaras usadas, não por escolha.

Nos ensaios em que a percolação era mais demorada, foram adoptados alguns métodos para a tentar acelerar. Esses métodos eram realmente necessários, porque da forma habitual, em alguns ensaios, a percolação parava, devido a colmatações das pedras porosas, etc. Os métodos adoptados passavam por inverter a percolação, passando a ser feita de cima para baixo, aumentar ambas as pressões no interior da câmara e na amostra, só aumentar a pressão na amostra, ou realizar a percolação sob pressão, com o auxílio de um GDS®.

Essas dificuldades podem ter feito com que os solos não tenham ficado com um grau de saturação tão elevado nalgumas amostras e os métodos de melhoramento da percolação podem ter eventualmente diminuído o índice de vazios, o que não é contabilizado nas contas finais.

5.2.3 ANÁLISE DAS FASES DE SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO

5.2.3.1 Comparação dos resultados obtidos com os obtidos nas medições de volume no ensaio edométrico

No fim da saturação pretende-se obter uma amostra completamente saturada, sem bolhas de ar, para que a distribuição das pressões imprimidas dentro desta se faça instantaneamente, conseguindo assim uma tensão efectiva igual em toda a amostra durante a consolidação e corte. Também é objectivo da eliminação das bolhas de ar uma correcta medição da variação do volume durante a consolidação.

Nos primeiros ensaios realizados foi medido o parâmetro B, cujo valor se situa entre 0 e 1, e quanto mais próximo de 1, mais próxima da saturação se encontrava a amostra. O nosso objectivo era obter, no mínimo, um B com um valor superior a 0,95. No Quadro 1 apresentam-se os valores de B medidos nas primeiras amostras, sendo que depois se concluiu ser desnecessário repetir o procedimento para os seguintes ensaios, principalmente pelo risco corrido no manejoamento implicado na realização desta medição.

Quadro 1 – Valores medidos de B, nos primeiros ensaios

CP (kPa)	B			
	LD2	LD4	LD5	LD6
210	0,569	-	-	-
510	0,976	0,930	0,990	0,949
510*	-	0,990	-	-

* Repetido para a mesma tensão, passadas umas horas.

Os ensaios realizados não forneciam todos as mesmas informações a nível de variações de volume durante estas fases. Os ensaios bem sucedidos foram todos consolidados isotropicamente, exceptuando o último (LD15), que foi consolidado anisotropicamente, com um K_0 de 0,5.

O mecanismo mais comum consistia em ter um medidor de volume em série com o actuador que impunha que as pressões fossem constantes na amostra, medindo assim as variações de volume durante a consolidação. Num dos ensaios preparados para se fazer esta medição não se colocou o controlo do medidor a registar os valores, sendo que se perdeu esta informação (LD12). Os resultados de todos os ensaios em que esta variação foi registada encontram-se no Quadro 2.

Todos os valores de ΔV referidos neste trabalho têm a seguinte convenção de sinais: Positivo (+) significa diminuição de volume; Negativo (-) significa aumento de volume.

Quadro 2 – Variação de volume medida por medidor de volume, durante a consolidação

Ensaio	Tensão consolidação	ΔV (cm ³)
LD2	50	1,600
LD4	400	8,789
LD6	100	3,569
LD7	50	1,803
LD8	200	7,673
LD11	50	2,524
LD14	400	11,541
LD15 (K0)	100	3,060

Como é essencial saber a variação de volume em todos os ensaios, para que se possa calcular com o máximo de precisão o índice de vazios durante o corte, teve de se procurar uma correlação para achar o valor da mesma no ensaio LD12.

Analisando os valores do Quadro 2, parece haver uma relação consistente do ΔV com a tensão de consolidação, crescendo de forma directa com esta. Para comprovar foi necessário criar um gráfico de dispersão dos pontos do quadro e criar uma linha de regressão que se ajustasse a estes. O resultado encontra-se na Fig 35.

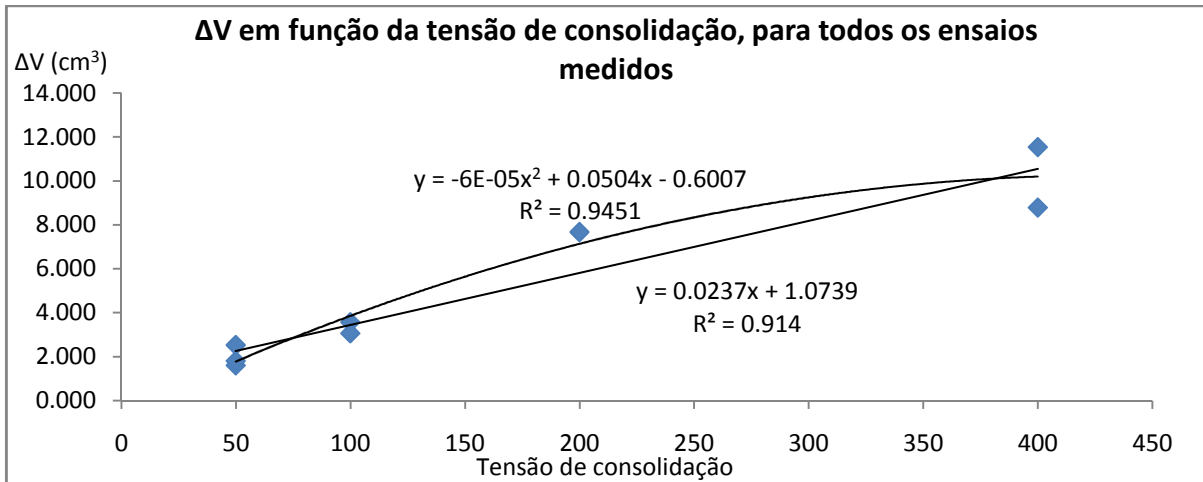


Fig 35 – ΔV em função da tensão de consolidação, para todos os ensaios medidos

Como se verifica, há uma tendência denunciada de aumento da variação de volume com o aumento da tensão de consolidação, o que tem razão de ser e dá credibilidade aos valores obtidos por estas medições. Falta descobrir qual a relação que melhor define essa tendência. Experimentando uma relação linear e uma quadrática, é a última que melhor aproxima os pontos, sendo que as diferenças não são grandes.

No entanto, decidiu-se criar novo gráfico de dispersão excluindo o ensaio LD4 e LD15. Exclui-se o primeiro pelo facto deste parecer encontrar-se deslocado em relação aos outros, o que se poderia dever ao facto de, neste ensaio, se ter parado a consolidação a meio, prosseguindo-se bastante mais tarde. Essa paragem, a uma tensão de consolidação intermédia, pode ter levado a uma variação de volume por fluência, diferente da “habitual”. Isso não é certo, mas perante a dúvida e a percepção de uma regressão melhor caso se excluísse este ensaio, decidiu-se seguir essa via para confirmar as suspeitas. O LD15 é excluído pelo facto de ser consolidado anisotrópicamente, e assim não dar informações correctas para a definição da variação de volume do LD12. O resultado apresenta-se na Fig 36.

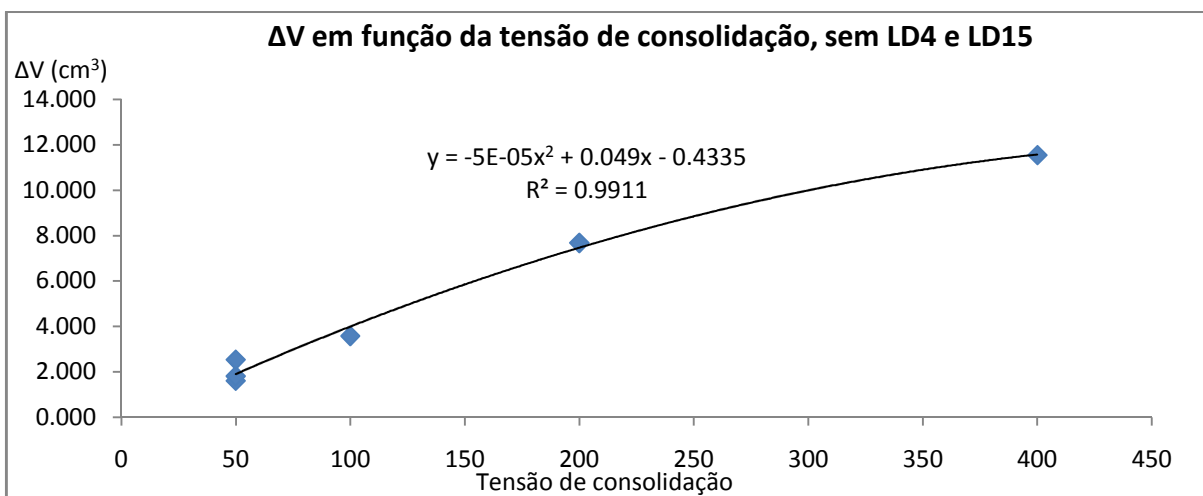


Fig 36 – ΔV em função da tensão de consolidação, sem LD4 e LD15

Usando a regressão obtida na Fig 36, que fornece a melhor aproximação, pode calcular-se a variação de volume para o ensaio LD12, ficando com um valor de $\Delta V = 7,367 \text{ cm}^3$.

O ensaio LD6 é, neste assunto, um caso a ser tratado à parte, pois foi realizado numa câmara dupla. Neste tipo de câmaras, pode-se medir as alterações de volume directamente, também através dum medidor de volume, mas neste caso medindo não só as trocas de água com o provete, mas também com a câmara exterior. Este método fornece informações relativas não só à fase de consolidação como também à de saturação, apresentadas nas Fig 38 e Fig 37, respectivamente.

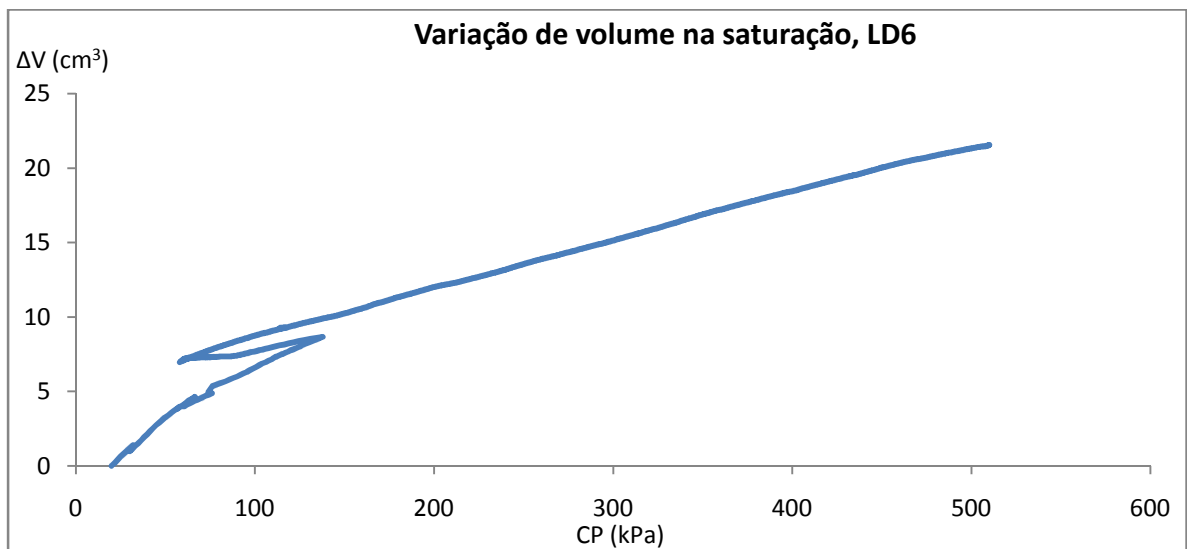


Fig 37 – Variação de volume na saturação no ensaio LD6

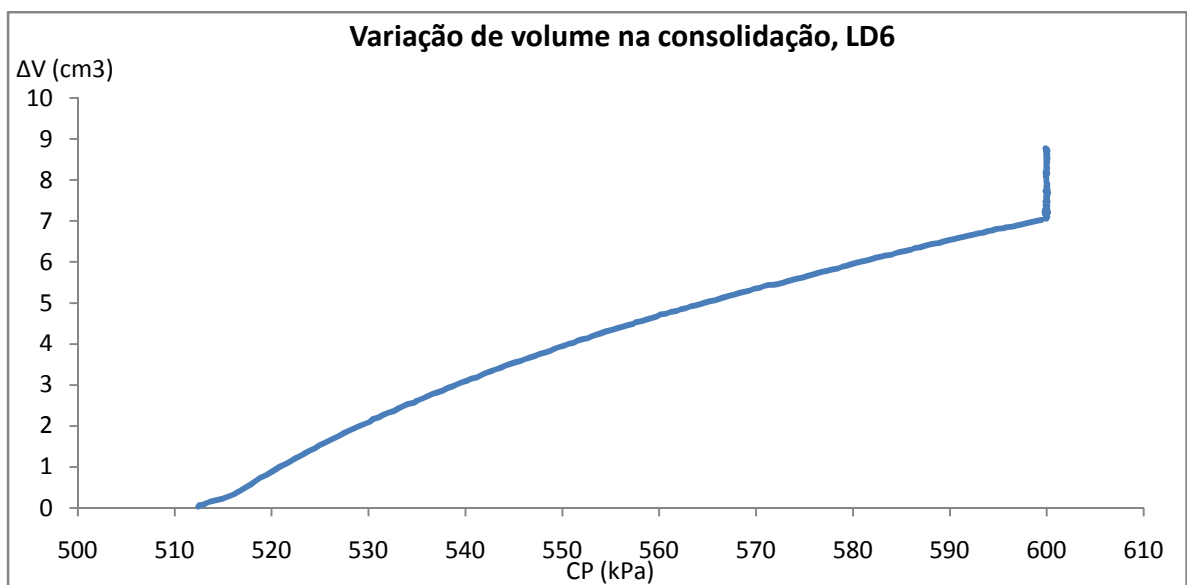


Fig 38 – Variação de volume na consolidação no ensaio LD6

Na saturação ocorreu uma pequena descarga devido a uma fuga que se dava num transdutor de pressão. Posteriormente corrigido o erro, o ensaio correu de acordo com o esperado, sem mais percalços.

Analisando os gráficos acima constatamos de imediato que os valores não deviam estar correctos, pela comparação da variação de volume total na saturação e na consolidação. A variação de volume na saturação (superior a 20 cm³) é muito maior do que a registada na consolidação (cerca de 9 cm³), não sendo resultado esperado, e não podendo estar correcto pelas razões já mencionadas. Assim, comparando com os resultados obtidos nos outros ensaios não podemos validar nenhum dos resultados deste ensaio, nomeadamente ao nível da consolidação, cujo valor medido pela água transferida para a amostra foi de menos de metade do valor medido na câmara. Como os valores obtidos através das medições de volume pela amostra, já comentados anteriormente e presentes no Quadro 2, foram considerados fiáveis, desprezando-se as outras medições volumétricas que tiveram lugar.

As comparações com os resultados do ensaio edométrico só podem ser realizadas para a fase de consolidação, sendo no entanto necessário ter em mente as conclusões tiradas no subcapítulo 5.1, principalmente ao nível da reduzida fiabilidade dos mesmos.

5.2.3.2 Obtenção do índice de vazios corrigido no início da fase de corte

Para se obter o índice de vazios corrigido no início da fase de corte, cujo interesse é fundamental na obtenção da linha dos estados críticos, é preciso saber as mudanças que este sofre nas fases de saturação e consolidação, daí a descrição anterior de todos os cuidados tidos.

Na fase de saturação, como não se obteve qualquer referência válida nos ensaios realizados, teve que se recorrer aos três ensaios estáticos fornecidos por Fonseca (2009) e tentar achar uma correlação que permita obter valores prováveis de ΔV para os ensaios em causa.

Na fase de consolidação, usa-se, para os ensaios em que esta foi isotrópica, os valores acima referidos, no Quadro 2 e o valor posteriormente obtido para LD12. O ensaio com consolidação anisotrópica é comparado com os ensaios anisotrópicos por Fonseca (2009) com o intuito de verificar a validade do valor obtido para este.

Fonseca (2009) realizou ensaios triaxiais estáticos consolidados anisotrópicamente, em que, para melhor quantificar as alterações de volume ocorridas durante as fases pré-corte, utilizou um sistema de medição com transdutores Hall-Effect bastante preciso, cujo funcionamento foi explicado no capítulo 3. Estas medições, acopladas às medições também usadas nos ensaios realizados neste trabalho, permitem obter um maior conjunto de dados. Apresenta-se o resumo dos resultados obtidos por Fonseca (2009) no Quadro 3.

Quadro 3 – Resumo dos ensaios estáticos por Fonseca (2009)

Ensaio	e_0	V_0	Saturação		Consolidação		
			BP (kPa)	ΔV por HE* (cm ³)	Tensão cons (kPa)	ΔV por HE* (cm ³)	DV (cm ³)
LD21M (K ₀)	0,921	534,125	300	8,065	50	3,659	4,326
LD25M (K ₀)	0,904	549,751	500	6,829	100	6,105	4,304
LD27M (K ₀)	0,879	544,834	500	4,130	200	7,272	9,487

*Variação de volume calculada através dos resultados pelos transdutores Hall-Effect

Analisando os resultados do Quadro 3, constata-se, antes de mais, que a saturação não foi realizada sempre para a mesma tensão, o que poderá ter levado a diferentes variações de volume. Decidiu-se tentar descobrir qual seria a diferença caso os dois ensaios que foram saturados até 500 kPa, fossem só saturados até 300 kPa. Para isso, subtraiu-se ao resultado obtido, a variação de volume que ocorreu

nos ensaios dos 300 kPa até aos 500 kPa, sem que se subtraísse a parte final, em que a amostra fica durante algum tempo em repouso com a tensão final. Os resultados encontram-se no Quadro 4, onde também se apresenta o índice de vazios inicial para cada ensaio, pois suspeitava-se que este seria a maior influência na variação do volume na saturação, ao contrário do que se assumiu para a consolidação, onde as tensões de consolidação dominavam o comportamento, fazendo com que o efeito do índice de vazios não fosse tão evidente.

Assim, para os 3 resultados, criou-se uma regressão linear em relação aos índices de vazios iniciais, obtendo-se uma aproximação muito boa (Fig 39).

Quadro 4 – Resultados da variação de volume caso saturação fosse até 300 kPa (por extrapolação) nos 3 ensaios de Fonseca (2009)

Ensaio	e_0	Saturação	
		ΔV por HE* (cm ³)	ΔV para BP = 300 (cm ³)
LD21M (K ₀)	0,921	8,065	8,065
LD25M (K ₀)	0,904	6,829	5,679
LD27M (K ₀)	0,879	4,130	3,610

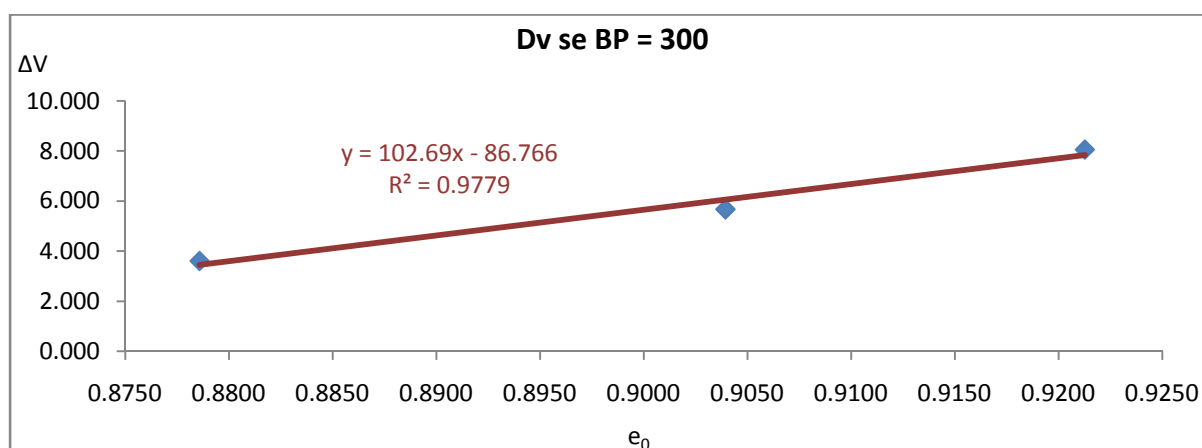


Fig 39 – Linha de tendência caso saturação fosse até 300 kPa nos 3 ensaios de Fonseca (2009)

Como nos ensaios realizados a saturação foi sempre efectuada até BP = 500 kPa, foi necessário extrapolar a linha de regressão obtida para BP = 300 kPa (Fig 39), para que fornecesse informações utilizáveis. A hipótese considerada foi a de colocar a linha de regressão obtida num gráfico onde se encontravam os 3 pontos iniciais, obtidos por Fonseca (2009) e tentar deslocar essa linha no eixo yy, não mudando o declive desta, de forma a aproximar o máximo possível os pontos saturados até 500 kPa. O gráfico resultante encontra-se na Fig 40, onde a linha transposta aproxima bem os pontos de destino e por isso se utilizaria a equação da regressão para determinar os ΔV na fase de saturação, em todos os ensaios realizados.

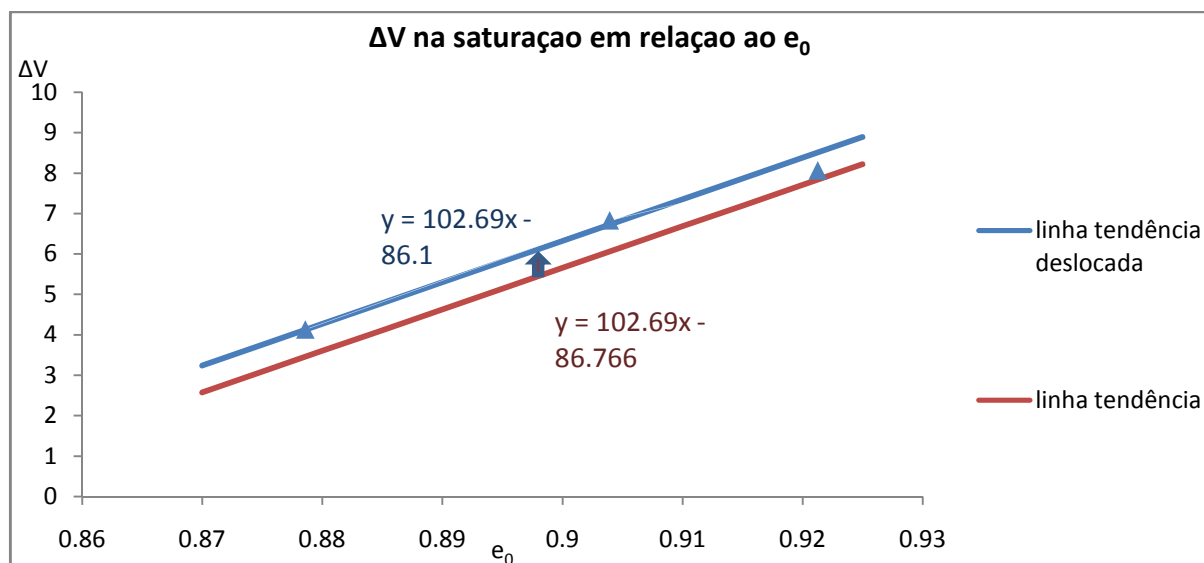


Fig 40 – Linha de tendência (BP = 300 kPa) e linha de tendência deslocada, para os 3 ensaios de Fonseca (2009)

Claro que uma equação que servirá para obter resultados em vários ensaios, obtida através de uma análise de 3 ensaios não é o mais aconselhável, mas na falta de alternativas, esta via teve de ser seguida. Assim, as variações de volume para a fase de saturação são as dispostas no Quadro 5.

Quadro 5 – ΔV na fase de saturação para todos os ensaios

Ensaio	e_0	Saturação	
		ΔV por HE*	ΔV por regressão**
		(cm^3)	(cm^3)
LD21M (K_0)	0,921	8,065	-
LD25M (K_0)	0,904	6,829	-
LD27M (K_0)	0,879	4,130	-
LD2	0,806	-	0***
LD4	0,866	-	2,878
LD6	0,903	-	6,668
LD7	0,871	-	3,357
LD8	0,871	-	3,328
LD11	0,900	-	6,340
LD12	0,924	-	8,759
LD14	0,926	-	9,019
LD15 (K_0)	0,942	-	10,682

*Variação de volume calculada através dos resultados pelos transdutores Hall-Effect

** $\Delta V = 102,69 \cdot e_0 - 86,1$

***pela regressão, como o índice de vazios é baixo, os valores foram inferiores a 0. Nesses casos considerou-se não haver mudanças de volume

Dispõe-se agora da variação de volume na saturação para todos os ensaios e da mesma na consolidação dos ensaios consolidados isotropicamente. Para o ensaio LD15, consolidado em $K_0 =$

0,5, tem-se uma medição dessa variação, por um medidor de volume em série com o actuador de pressão na amostra, cujo valor se inclui no Quadro 2. No entanto, possui-se informações extra com os ensaios de Fonseca (2009), tornando inevitável uma comparação e validação do valor. No Quadro 6 apresentam-se os valores medidos na consolidação para todos os ensaios anisotrópicos.

Quadro 6 – Medições de ΔV na fase de consolidação nos ensaios anisotrópicos

Ensaio	e_0	Consolidação		
		Tensão cons (kPa)	ΔV por HE (cm ³)	ΔV (cm ³)
LD21M (K_0)	0,921	50	3,659	4,326
LD25M (K_0)	0,904	100	6,105	4,304
LD27M (K_0)	0,879	200	7,272	9,487
LD15 (K_0)	0,942	100	-	3,060

Ao contrário do sucedido nos ensaios realizados com consolidação isotrópica, em que ΔV (medido no medidor de volume) varia quase linearmente com a tensão de consolidação, nos ensaios anisotrópicos isso não acontece, como se pode confirmar pelo Quadro 6. No entanto, já parece haver uma maior relação entre o ΔV medido com os transdutores Hall-Effect e a tensão de consolidação. Como só se determinou um único valor, e as medições realizadas com os Hall-Effect são mais precisas, não foi necessário achar uma regressão com os 3 pontos desta medição, podendo ser considerado o ΔV na consolidação em LD15 igual ao valor obtido para LD25M (6.105 cm³), com a mesma tensão de consolidação (100 kPa) deste.

Com todos os valores da variação de volume achados e sabendo o volume inicial, pode-se calcular o índice de vazios final, partindo do índice de vazios inicial. O Quadro 7 mostra um resumo desses cálculos, para todos os ensaios realizados mais os provenientes de Fonseca (2009), que seriam também estudados e contribuiriam para encontrar posteriormente a linha dos estados críticos.

Quadro 7 – Resumo das variações de volume e cálculo do índice de vazios final dos ensaios triaxiais estáticos

Ensaio	e_0	V_0 (cm ³)	ΔV			e_f ($e_0 \cdot V_0 / ((1+e_0) \cdot \Delta V) / (V_0 - e_0 \cdot V_0 / (1+e_0))$)
			Saturação (cm ³)	Consolidação (cm ³)	Total (cm ³)	
LD2	0,806	526,38	0,000	1,600	1,600	0,800
LD4	0,866	523,05	2,878	8,789	11,667	0,825
LD6	0,903	535,34	6,668	3,569	10,237	0,867
LD7	0,871	523,39	3,357	1,803	5,160	0,853
LD8	0,871	570,58	3,328	7,673	11,001	0,835
LD11	0,900	522,96	6,340	2,524	8,864	0,868
LD12	0,924	563,94	8,759	7,367	16,126	0,869
LD14	0,926	564,97	9,019	11,541	20,560	0,856
LD15 (K_0)	0,942	572,16	10,682	6,105	16,787	0,885
LD21M (K_0)	0,921	534,13	8,065	3,659	11,724	0,879
LD25M (K_0)	0,904	549,75	6,829	6,105	12,934	0,859
LD27M (K_0)	0,879	544,83	4,130	7,272	11,402	0,840

5.2.4 ANÁLISE INDIVIDUAL DE CADA ENSAIO

5.2.4.1 LD2

O primeiro ensaio de que se apresenta resultados é o ensaio LD2, realizado numa câmara triaxial convencional, para uma tensão de consolidação de 50 kPa.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 8.

Quadro 8 – Resumo das condições de preparação de LD2

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
136	70,20	38,70	526,38	2,00	799,87	14,91	14,61	0,8057

O ensaio LD2 não chegou a apresentar rotura, devido às deformações que o provete sofria a dado momento se aproximarem do limite da prensa que foi utilizada. Teve-se em atenção esses limites, fixando a regra de paragem do ensaio pouco depois de os provetes atingirem os 20% de deformação. No ensaio, verificou-se inicialmente um acréscimo da força aplicada muito rápido, acompanhado por um acréscimo semelhante da tensão neutra, diminuindo a tensão efectiva a um ritmo bastante elevado. Posteriormente deu-se um adensamento, a carga a aumentar, logo a tensão distorcional, e o excesso de tensão neutra a diminuir. A Fig 41 apresenta o gráfico representativo da evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra à medida que a deformação se dá. Como facilmente se constata, a tensão efectiva média (s') é maior no final do que no início.

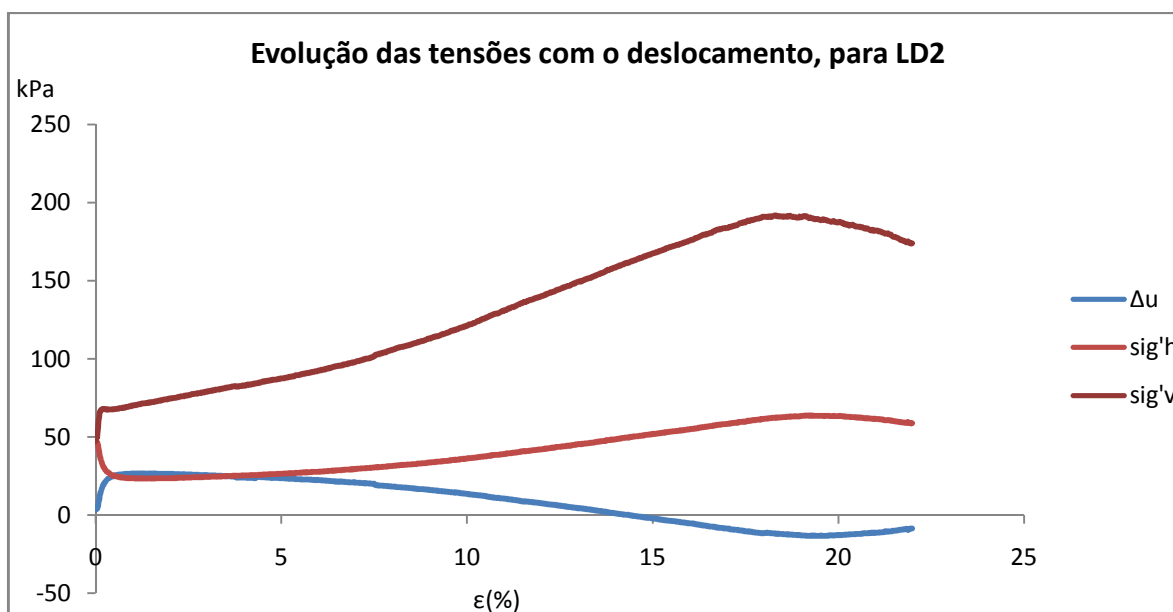


Fig 41 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD2

O gráfico $s/s' - t$ está representado na Fig 42, onde o fenómeno atrás descrito é bastante perceptível. Mais adiante compara-se este gráfico com os mesmos dos ensaios que apresentaram liquefacção e constata-se que este ensaio é o único dos ensaios realizados (Fonseca, 2009, também apresenta um dos ensaios com comportamento similar) a apresentar claríssima densificação, dando uma indicação de que este se encontrará abaixo da linha dos estados críticos, na zona não susceptível à liquefacção e apresentará uma trajectória de tensão em sentido inverso à dos outros.

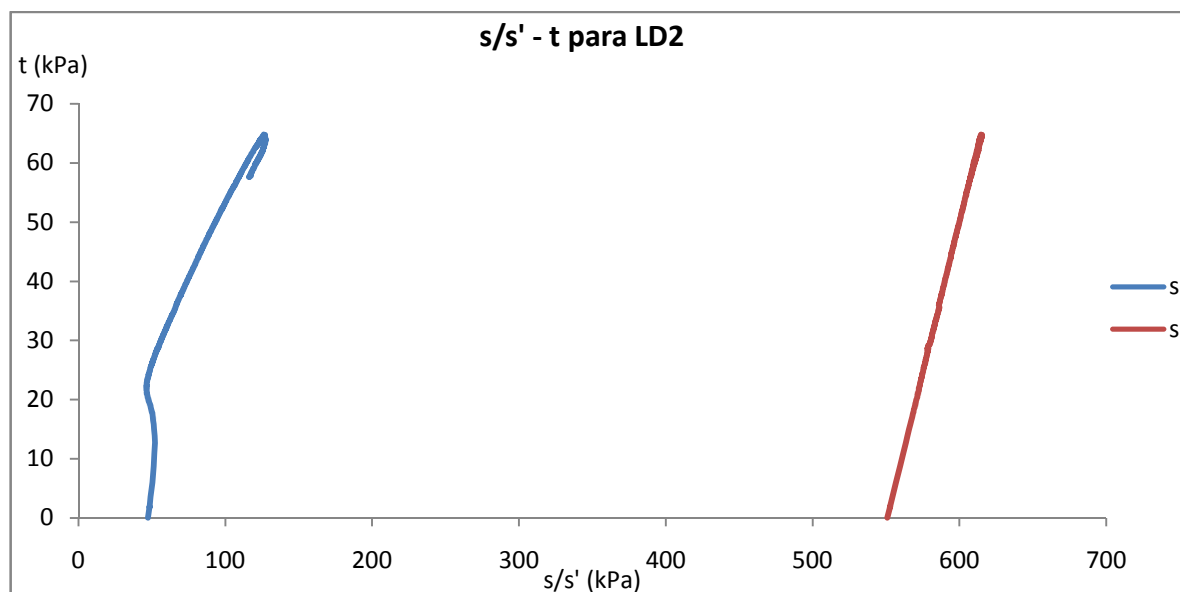


Fig 42 – gráfico $s/s' - t$, para LD2

Como se verifica na Fig 42, as escalas ficam distorcidas pela consideração das tensões totais, deslocadas no eixo dos xx do valor da pressão neutra. Como para efeitos de análise do gráfico essa consideração da pressão neutra não é relevante, daqui em diante vão-se considerar os gráficos $s - t$ deslocados de u para a esquerda, de forma a não distorcer muito as escalas dando melhor noção da possível inclinação da linha Kf (não representada).

5.2.4.2 LD4

O ensaio LD4 foi realizado na mesma câmara triaxial que o ensaio LD2, mas com a preocupação de ser preparado para um índice de vazios mais alto e para uma tensão de consolidação muito mais elevada (400 kPa). O objectivo era tentar colocar o estado deste solo, após consolidação, numa posição distinta em relação à linha dos estados críticos, uma vez que o ensaio anterior não tinha terminado com os resultados pretendidos, muito pelo contrário, apresentou adensamento.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 9.

Quadro 9 – Resumo das condições de preparação de LD4

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
135,525	70,10	38,59	523,05	2,00	768,91	14,42	14,14	0,8665

Neste ensaio chegou-se à rotura, para uma deformação de aproximadamente 20%, perto do limite máximo de deformação do actuador. Assim, ficou-se a saber que a rotura neste caso se deu, terminando assim com um conjunto $e - s'$ pertencente à linha dos estados críticos, ao contrário do ensaio anterior, no qual não foi possível saber a distância, em termos de estado, a que o ensaio ficou dessa linha.

A Fig 43 apresenta o gráfico representativo da evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra à medida que a deformação se dá. Verifica-se a não ocorrência de liquefacção perfeita, pelo facto das tensões efectivas nunca se anularem, no entanto a tensão efectiva média diminuiu, como já foi referido, atingindo a linha dos estados críticos. O fenómeno ocorrido foi o chamado de liquefacção limitada. Observa-se uma tendência inicial de incremento do excesso de pressão neutra e respectiva diminuição da tensão efectiva horizontal. No entanto, por volta dos 3% de deformação, ambas as tensões quase que estabilizam, notando-se até uma pequena recuperação da tensão efectiva horizontal e um acréscimo bastante elevado da tensão efectiva vertical.

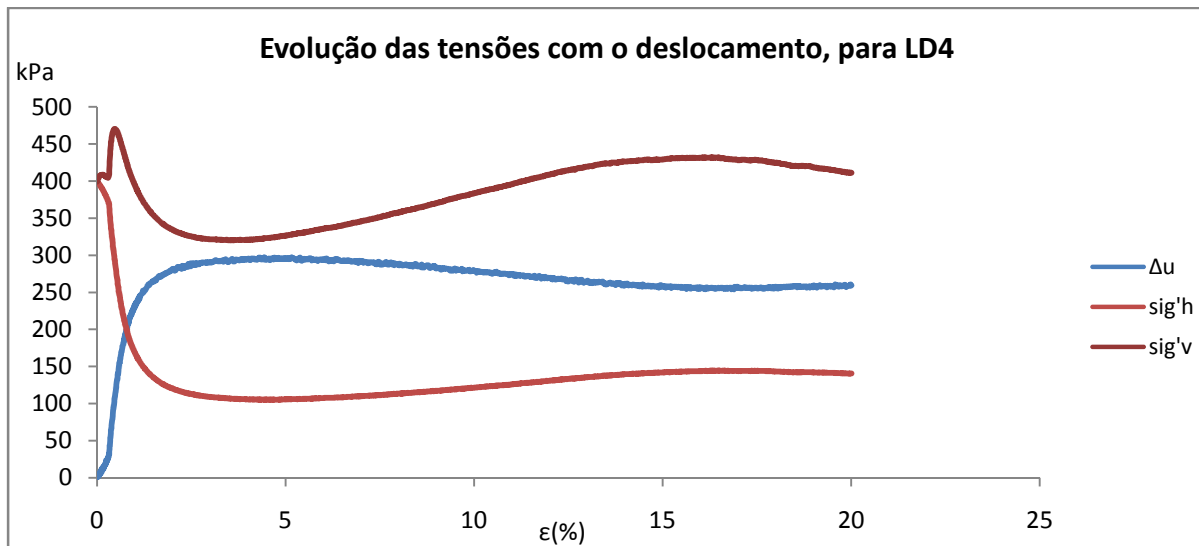


Fig 43 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD4

No gráfico $s/s' - t$, representado na Fig 44, verifica-se essa mesma tendência inicial para a perda de resistência, com uma aproximação da trajectória de tensões do eixo yy (diminuição de s'). A certa altura a trajectória de tensões parece interceptar a linha K_f e aumentar a resistência, perdendo depois ligeiramente antes da rotura.

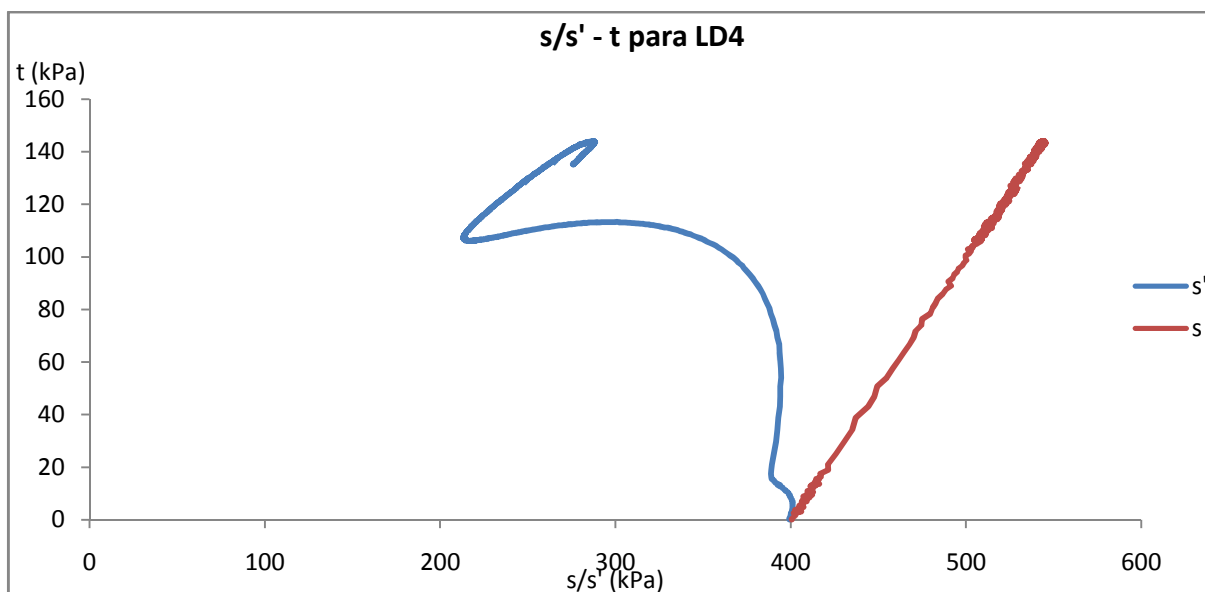


Fig 44 – gráfico $s/s' - t$, para LD4

5.2.4.3 LD6

O ensaio LD6 foi realizado numa câmara triaxial dupla, com uma consolidação de 100 kPa.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 10. Pela primeira vez conseguiu-se obter um índice de vazios inicial ligeiramente superior ao e_{max} (0.890), fazendo-se assim notar o efeito favorável da capilaridade, no solo, com o baixo teor em água.

Quadro 10 – Resumo das condições de preparação de LD6

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
139,1	70,00	38,49	535,34	2,00	771,71	14,14	13,86	0,9034

Como se constata pelo gráfico da Fig 45, representativo da evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, este é o primeiro ensaio a apresentar liquefacção *perfeita*, com o excesso de pressão neutra a igualar a diferença entre tensões totais e assim anular as tensões efectivas. Constata-se também que a rotura neste ensaio deu-se por volta dos 4% de deformação, valor muito inferior aos 20% do ensaio anterior, que apresentou liquefacção limitada.

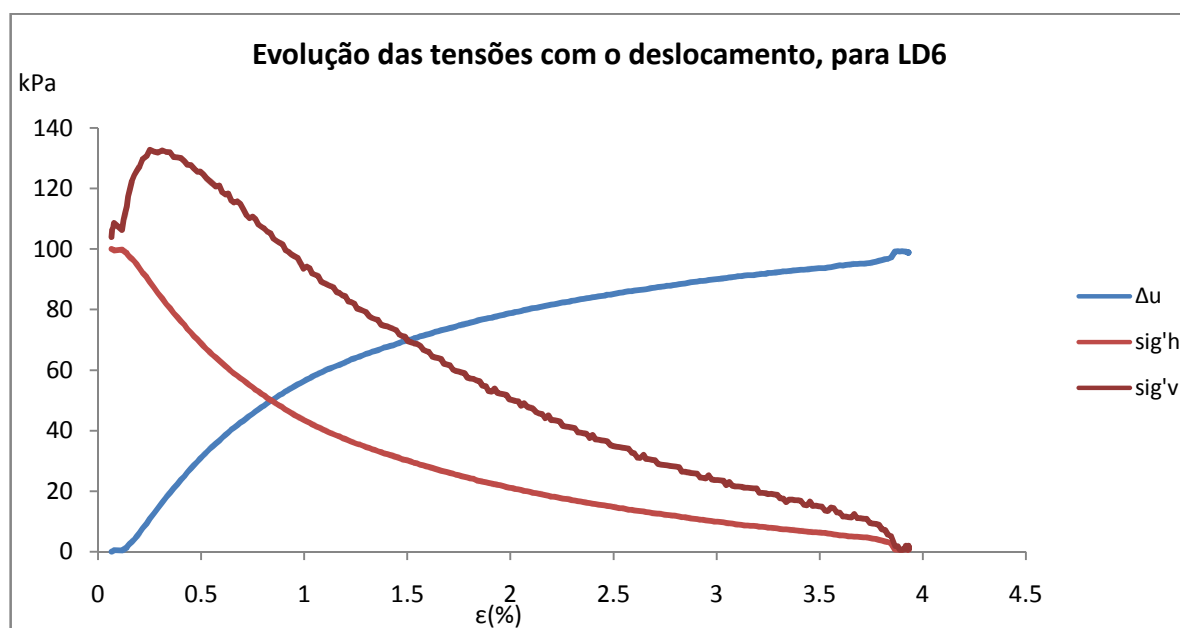


Fig 45 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD6

A Fig 46 apresenta o gráfico $s/s' - t$, onde se verifica a anulação de s' e, pelo facto de ambas as tensões efectivas se anularem, logo se dar também a anulação da tensão de desvio, t . A trajectória final das tensões é aproximadamente uma recta, até chegar ao zero, que deve ter uma inclinação muito próxima da linha K_f , sendo quase coincidente com esta.

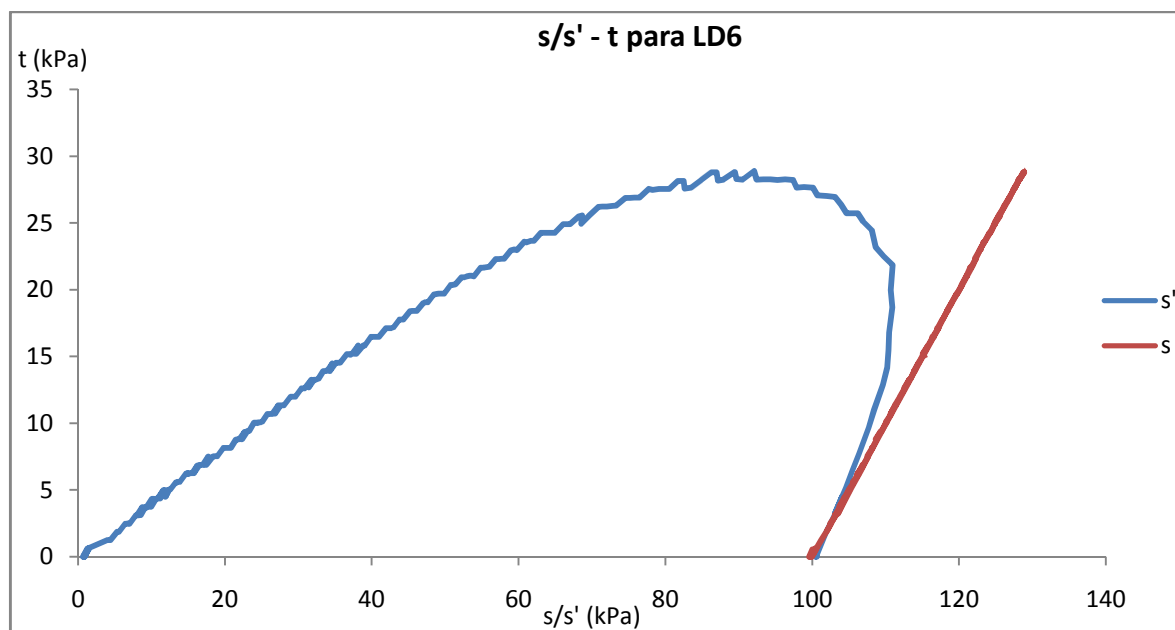


Fig 46 – gráfico $s/s' - t$, para LD6

5.2.4.4 LD7

O ensaio LD7 foi realizado na câmara triaxial clássica, para uma tensão de consolidação de 50 kPa. As condições do ensaio foram repetidas em relação ao ensaio LD2, mas com um índice de vazios maior, pois, como já se referiu, o ensaio LD2 encontrava-se denso, com tendências dilatantes. Este foi o primeiro ensaio a ser preparado para um teor em água de 5% e a partir deste ensaio foram todos preparados para este teor em água.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 11.

Quadro 11 – Resumo das condições de preparação de LD7

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
135,75	70,06	38,56	523,39	5,00	790,07	14,81	14,10	0,8711

A amostra chegou à rotura para uma deformação superior a 20%. A rotura dá-se de forma muito semelhante à do ensaio LD4, apresentando liquefacção limitada.

Como se verifica pelo gráfico da Fig 47, a mudança na tendência inicial, já comentada no ensaio LD4, ocorre muito mais tardiamente, para uma deformação próxima dos 10%. Esse ponto, representativo dum mínimo local das tensões efectivas, é, por vezes, erradamente confundido com o estado permanente, e representa o chamado “quasi steady state” por Jefferies e Been (2006).

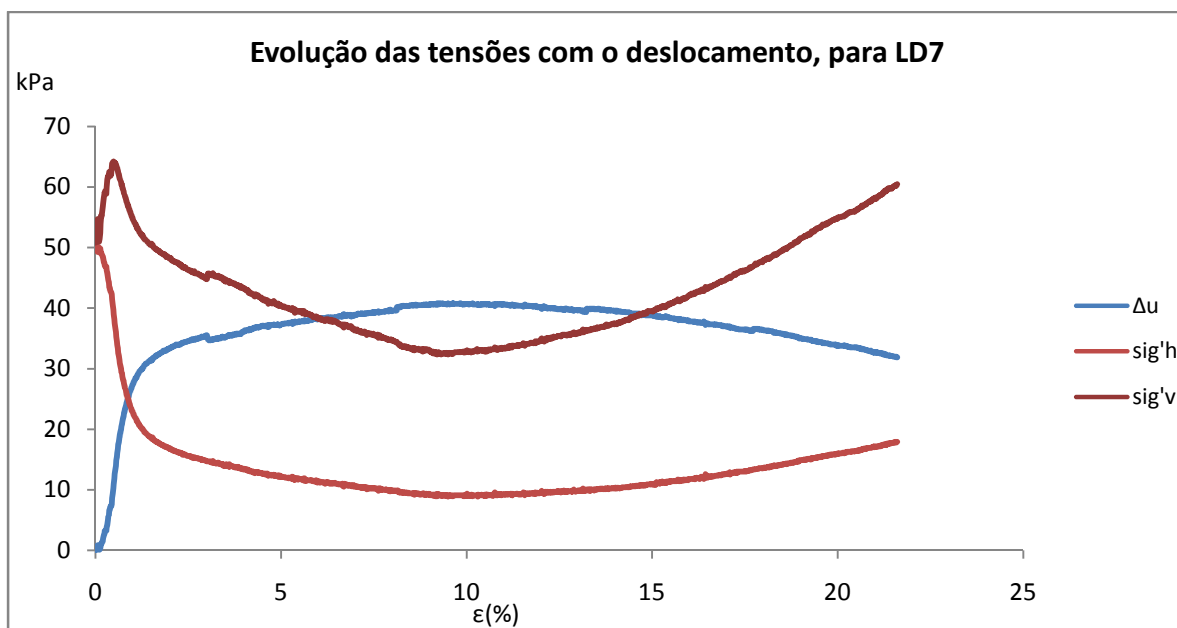


Fig 47 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD7

O gráfico $s/s' - t$, representado na Fig 48, confirma a tendência inicial de enfraquecimento (“amolecimento”), com a diminuição da tensão efectiva média. O comportamento que se observa depois, de endurecimento, é semelhante ao já comentado para o ensaio LD4, em que a trajectória de tensões segue ao longo de K_f .

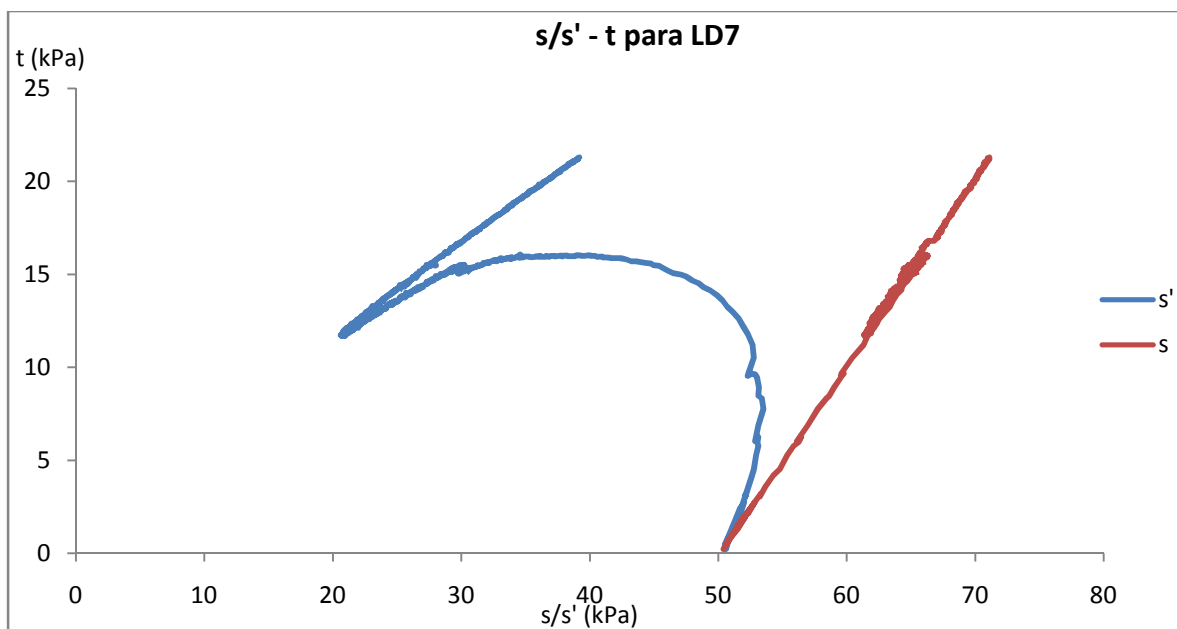


Fig 48 – gráfico $s/s' - t$, para LD7

5.2.4.5 LD8

O ensaio LD8 foi o primeiro ensaio realizado na câmara stress-path (célula Bishop-Wesley), que permite controlo de tensão, para além do controlo de deformação. Foi experimentada uma tensão de

consolidação de 200 kPa, também pela primeira vez. Tentou-se neste ensaio obter um índice de vazios semelhante aos obtidos nos últimos ensaios.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 12.

Quadro 12 – Resumo das condições de preparação de LD8

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
146,17	70,50	39,04	570,58	5,00	861,43	14,81	14,11	0,8709

O gráfico da evolução das tensões (Fig 49) apresenta dois comportamentos não concordantes e indicativos de uma possível falha no ensaio. Verificar a diminuição das tensões efectivas até se anularem, para uma deformação próxima de 4%, revelando um comportamento semelhante ao do ensaio LD6, onde se verificou liquefacção. No entanto, o comportamento do excesso de pressão neutra é estranho e fisicamente improvável, ou, aliado ao comportamento das tensões efectivas, impossível.

Para se entender o fenómeno ocorrido é preferível vermos o que aconteceu em termo de tensões totais.

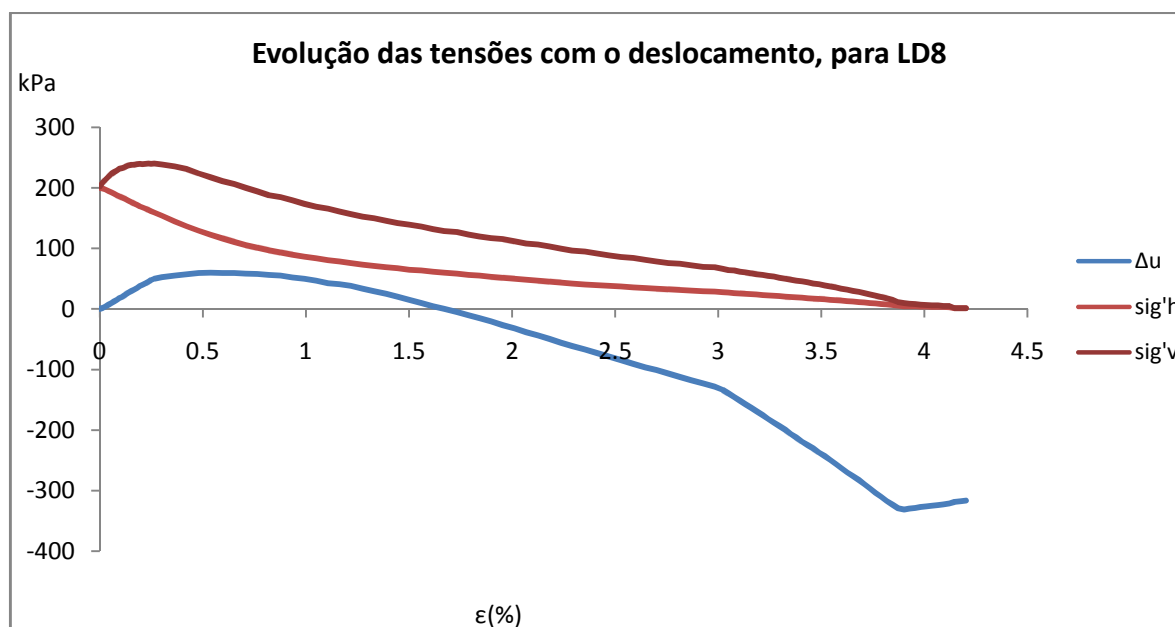


Fig 49 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD8

No gráfico $s/s' - t$ (Fig 50) verifica-se que em termos de tensões efectivas a trajectória de tensões é a esperada num caso de liquefacção, sendo nas tensões totais que se encontra o erro. Verifica-se uma trajectória de tensões muito estranha, diminuindo os valores de “s” extemporaneamente. Isto significa que a rotura da amostra por liquefacção terá desequilibrado os controlos das tensões totais. Para este gráfico não foi feita a translação da linha $s - t$ para melhor se entender o fenómeno ocorrido.

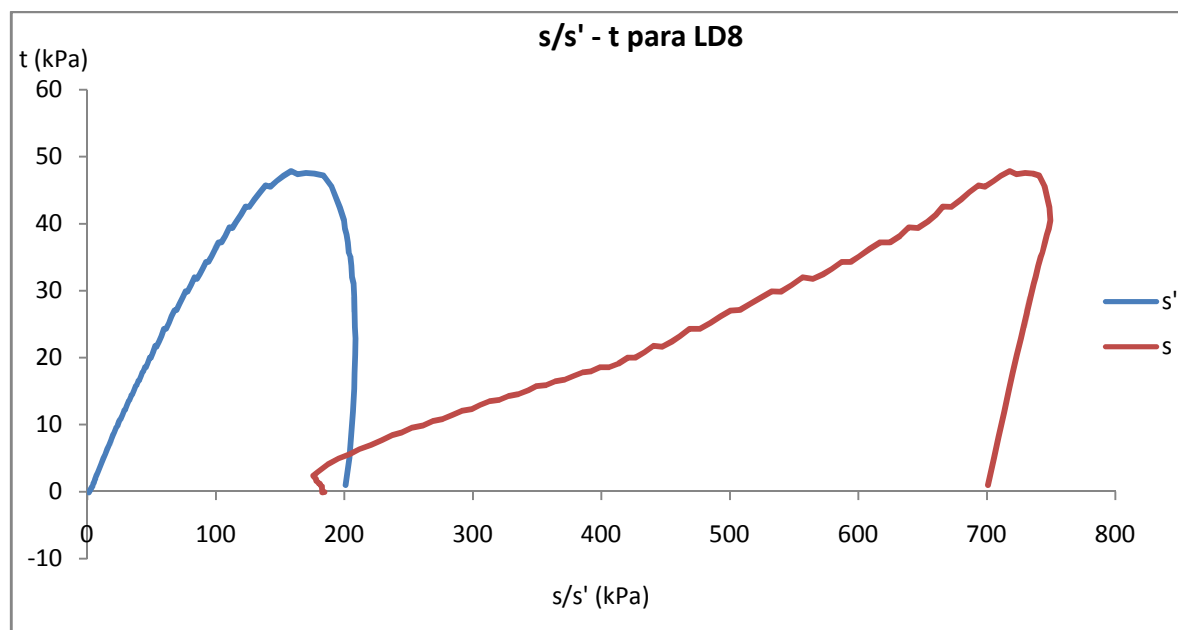


Fig 50 – Gráfico $s/s' - t$, para LD8

No gráfico da Fig 51 representam-se as leituras registadas para BP e CP e, a tracejado, o esperado para estas. Dá-se a queda dos valores da pressão nesses transdutores, devido provavelmente a fugas de pressão nos sistemas actuadores de pressão, ou a má definição da trajectória das tensões.

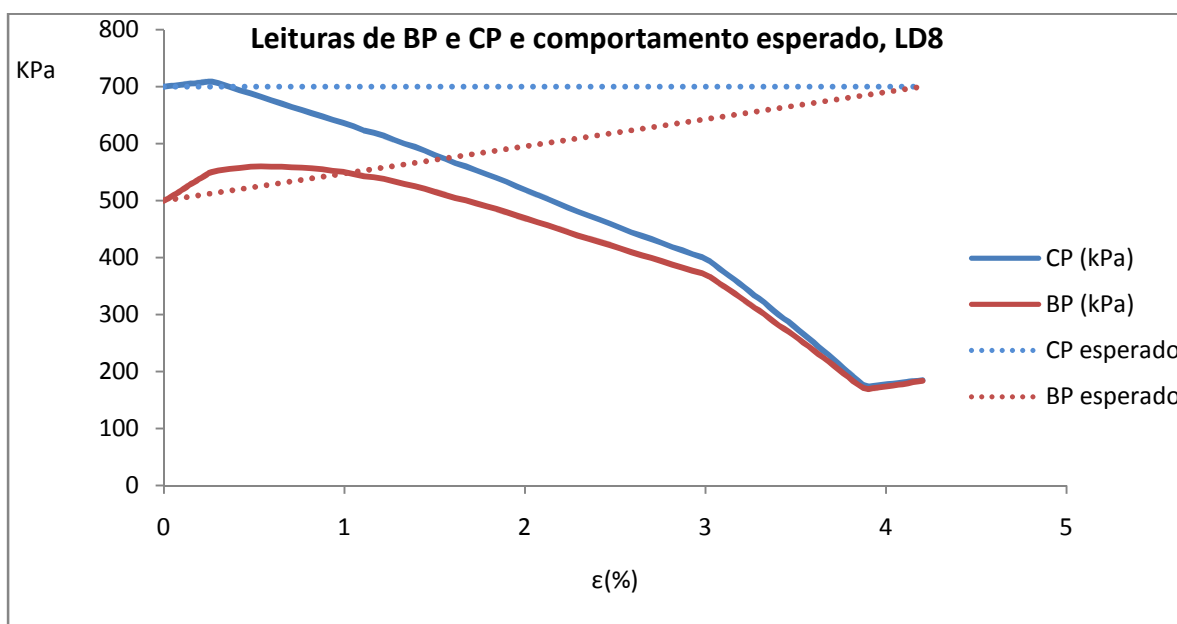


Fig 51 – leituras de BP e CP e comparação com o comportamento esperado, LD8

5.2.4.6 LD11

O ensaio LD11 foi realizado numa câmara triaxial convencional, com uma tensão de consolidação de 50 kPa. A intenção do ensaio era reproduzir as condições do ensaio LD7, mas tentando uma menor compactação na preparação, uma vez que não se tinha obtido liquefacção total em LD7.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 13.

Quadro 13 – Resumo das condições de preparação de LD11

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
135,50	70,10	38,59	522,96	5,00	777,34	14,58	13,89	0,9002

Como se constata pelo gráfico da Fig 52, representativo da evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, este ensaio apresentou liquefacção *perfeita*, com o excesso de pressão neutra a igualar a diferença entre tensões totais e assim anular as tensões efectivas. Constata-se também que a rotura neste ensaio deu-se antes dos 4% de deformação, valor semelhante ao observado em LD6.

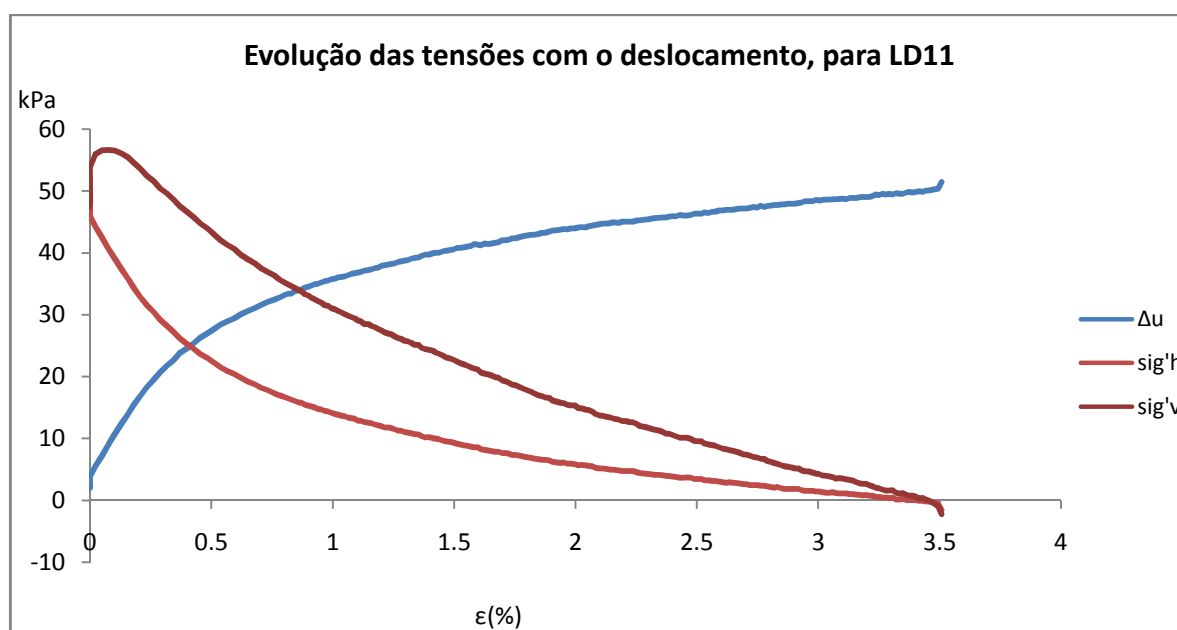


Fig 52 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD11

Na Fig 53 observa-se um comportamento das tensões semelhante ao observado para LD6, já comentado atrás.

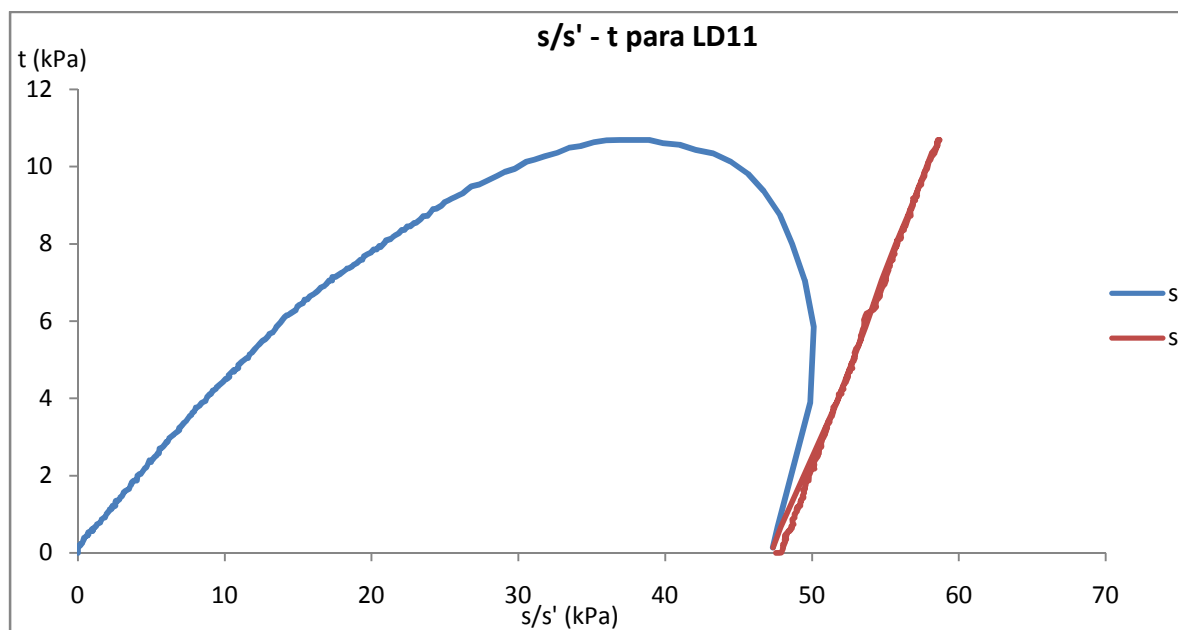


Fig 53 – gráfico $s/s' - t$, para LD11

5.2.4.7 LD12

O ensaio LD12 foi realizado na câmara stress-path, para uma tensão de consolidação de 200 kPa. Conseguiu-se preparar a amostra para um índice de vazios muito elevado, com a intenção de conseguir pela primeira vez liquefazer um provete sujeito a estas tensões de consolidação (LD8 não foi considerado para esta contabilização, pelas razões já referidas).

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 14.

Quadro 14 – Resumo das condições de preparação de LD12

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
146,53	70,00	38,49	563,94	5,00	828,00	14,40	13,72	0,9237

Na Fig 54 encontra-se o gráfico representativo da evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação. Observa-se a ocorrência de liquefacção *perfeita*, para uma deformação superior à observada em LD6 e LD11, sendo a deformação em LD6 (100 kPa) ligeiramente superior à observada em LD11 (50 kPa).

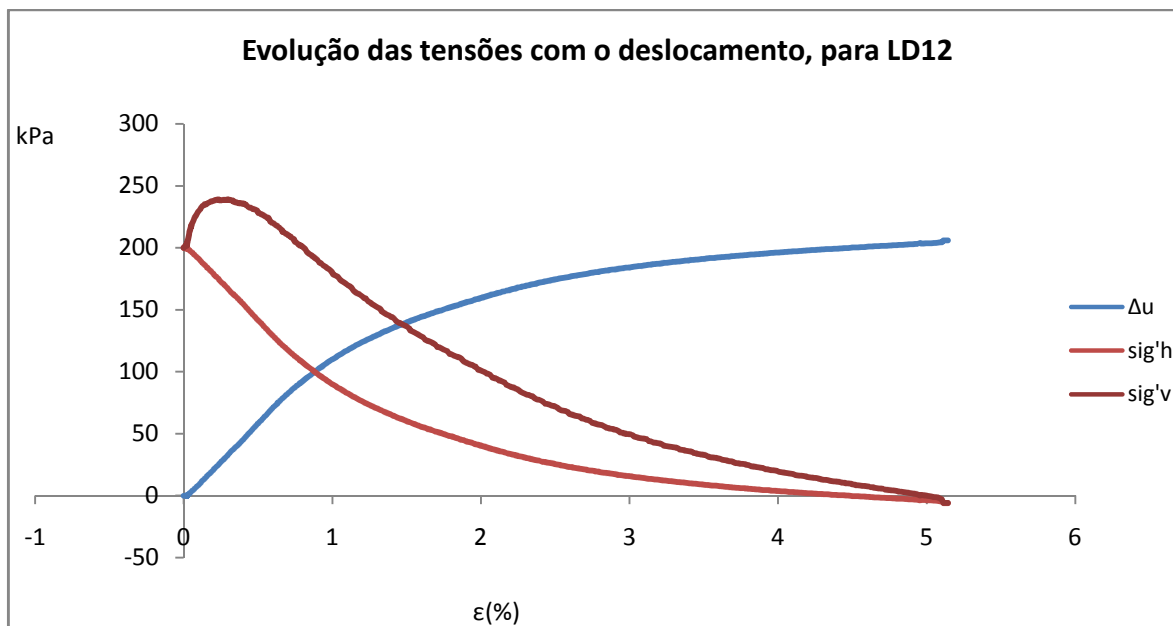


Fig 54 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD12

Na Fig 55 observa-se um comportamento das tensões semelhante ao observado para LD6 e LD11.

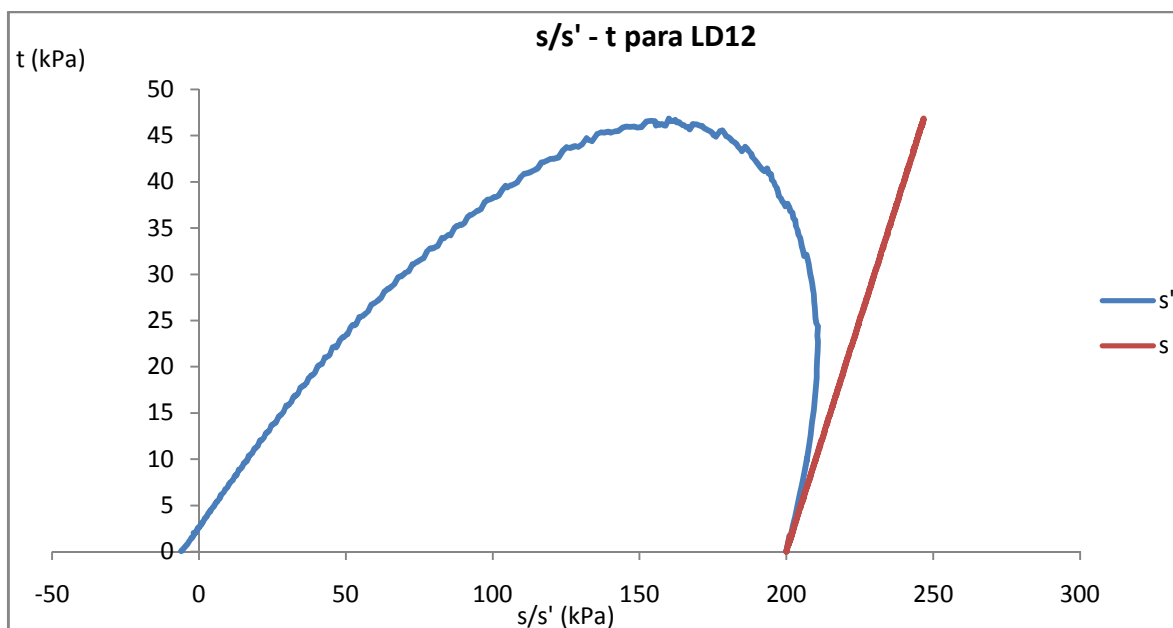


Fig 55 – gráfico $s/s' - t$, para LD12

5.2.4.8 LD14

O ensaio LD14 foi realizado na câmara stress-path, para uma tensão de consolidação de 400 kPa. Relativamente ao ensaio LD4, cuja tensão de consolidação foi a mesma, conseguiu-se preparar a amostra LD14 para um índice de vazios inicial muito superior, sendo esse a maior causa das diferenças de resultados entre os dois ensaios.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 15.

Quadro 15 – Resumo das condições de preparação de LD14

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
146,53	70,06	38,56	564,97	5,00	828,42	14,38	13,70	0,9263

Este ensaio foi o primeiro a apresentar liquefacção perfeita para uma tensão de consolidação de 400 kPa, uma vez que o ensaio LD4 apresentou liquefacção *limitada*, como já foi referido. A rotura ocorre para uma deformação ligeiramente superior a 5% (Fig 56). Para a deformação na rotura, observa-se um comportamento diferente do observado até aqui nos ensaios que apresentaram liquefacção, com um pequeno recuo da deformação no final.

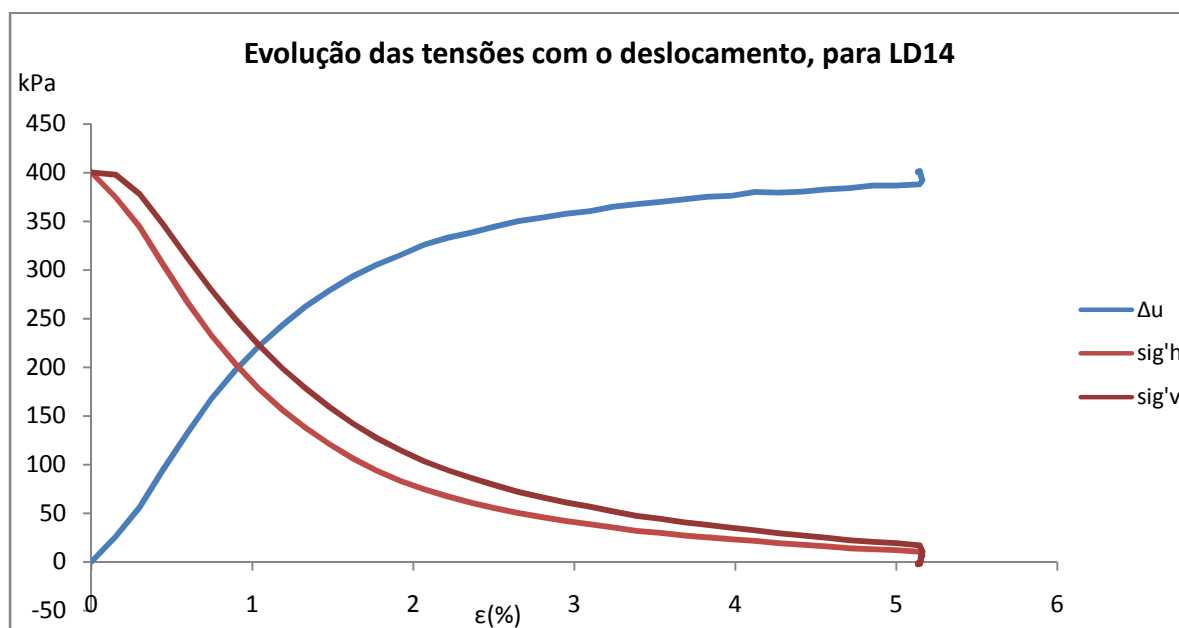


Fig 56 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD14

O gráfico $s/s' - t$, representado na Fig 57, confirma a existência de liquefacção, por apresentar comportamento já comentado atrás.

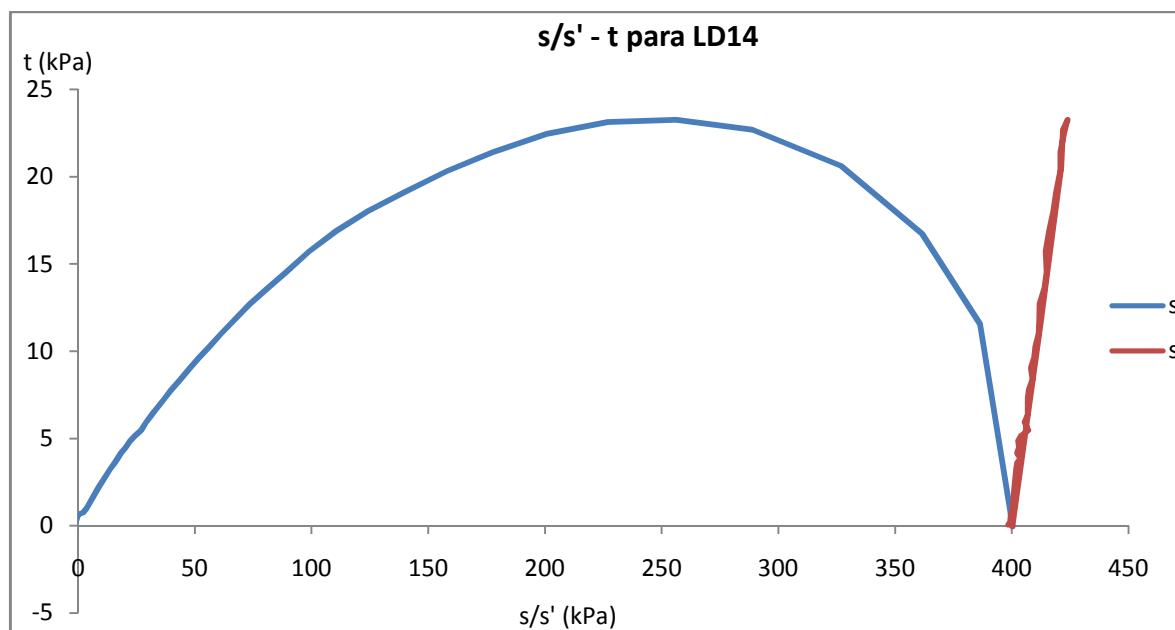


Fig 57 – gráfico $s/s' - t$, para LD14

5.2.4.9 LD15

Para o ensaio LD15 decidiu-se efectuar a consolidação anisotropicamente, com um K_0 de 0,5, com uma tensão efectiva vertical de 200 kPa e horizontal de 100 kPa. Esta decisão prendeu-se com o facto de este ser o último ensaio triaxial estático a realizar, sendo os seguintes ensaios triaxiais cíclicos, consolidados anisotropicamente, representando mais realisticamente o estado de tensão de repouso (regido por um valor de K_0 próximo de 0,5) antes dos eventos sísmicos que conduziram à mobilidade cíclica das areias em estudo. Desta forma ter-se-ia uma base de comparação entre os ensaios triaxiais estáticos e cíclicos.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 16.

Quadro 16 – Resumo das condições de preparação de LD15

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
145,30	70,81	39,38	572,16	5,00	831,96	14,26	13,59	0,9425

A Fig 58 mostra a evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra. Verifica-se que a rotura se dá para uma deformação que ronda os 6%, superior aos restantes ensaios.

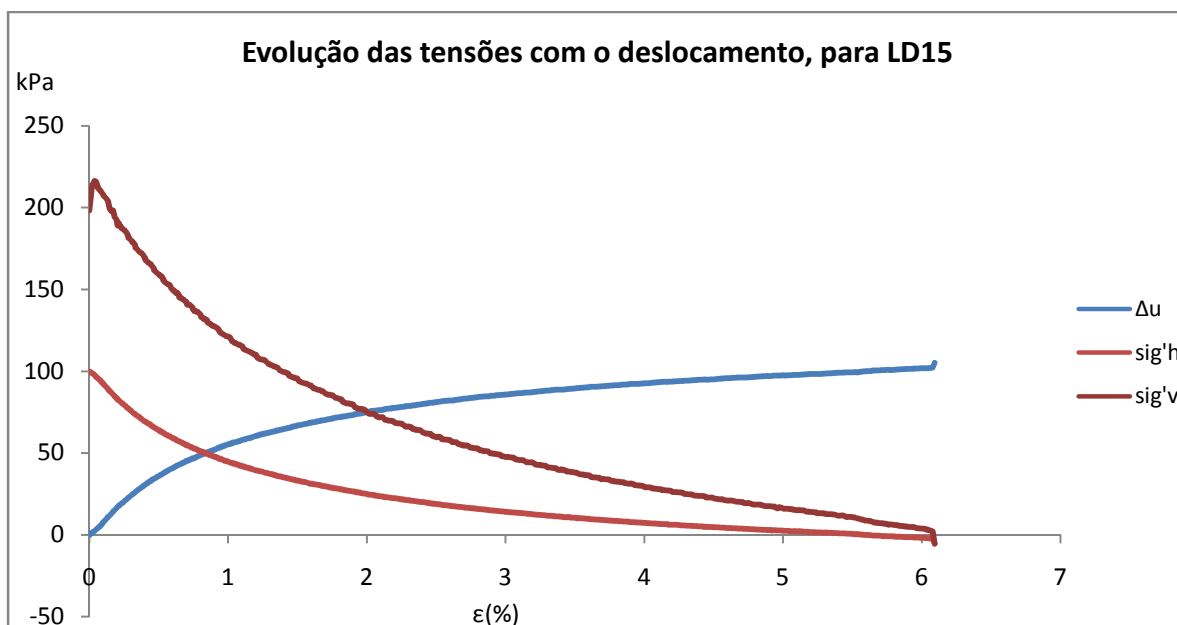


Fig 58 – Evolução das tensões efectivas e do excesso de pressão neutra com a deformação, para LD15

No gráfico $s/s' - t$, representado na Fig 59, verificam-se as diferenças em termos de trajectória de tensões para os ensaios consolidados isotropicamente, começando este ensaio com uma tensão de desvio não nula.

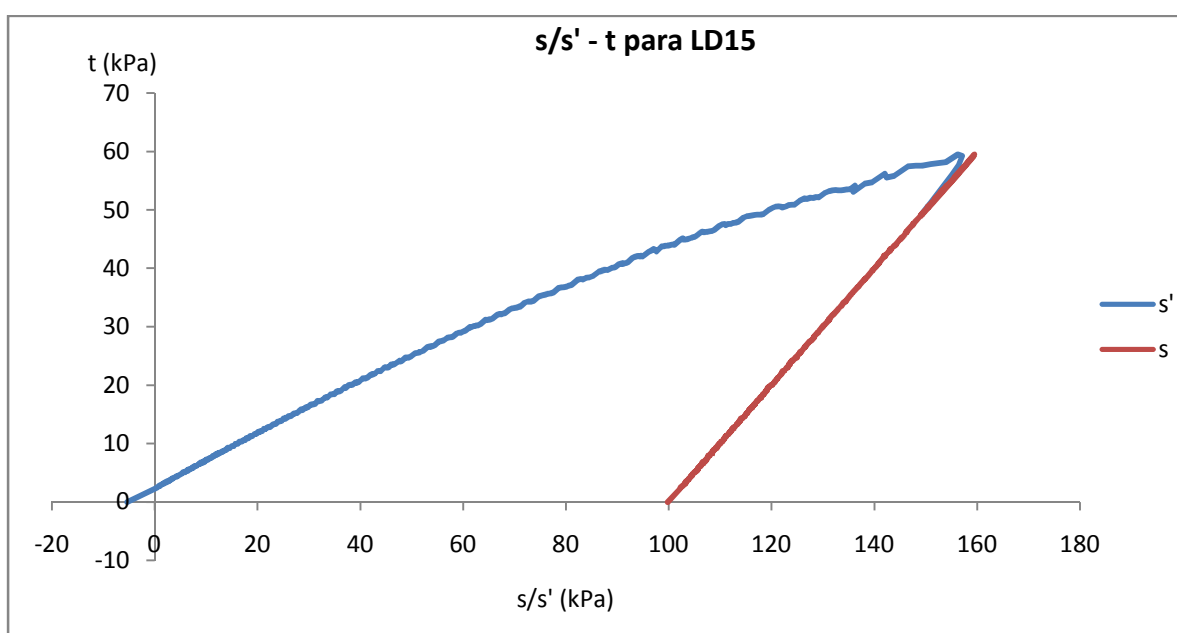


Fig 59 – gráfico $s/s' - t$, para LD15

5.2.5 ANÁLISE CONJUNTA

Os objectivos dos ensaios estáticos passam, como já foi referido, pela definição da linha dos estados críticos e do ângulo de atrito a volume constante ϕ_{cv} (ou ângulo de atrito crítico ϕ_c).

Para a determinação destes conta-se com os dados obtidos nos ensaios realizados mais os dados dos ensaios realizados e relatados por Fonseca (2009).

5.2.5.1 Tensões

A evolução das tensões de desvio (t) em relação à deformação da amostra durante os vários ensaios encontra-se representada na Fig 60.

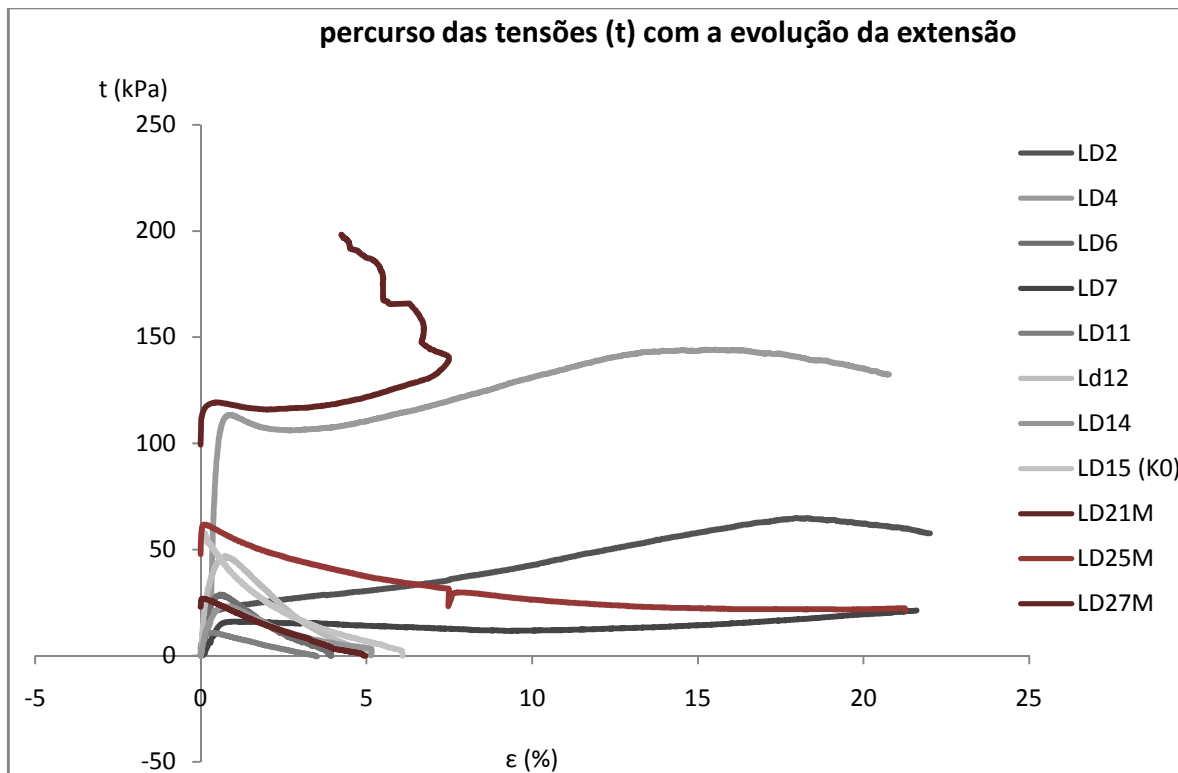


Fig 60 – percurso das tensões de desvio (t) com a evolução da deformação, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009)

Já foi referido que os ensaios realizados por Fonseca (2009) foram todos consolidados anisotropicamente, com $K_0 = 0,5$.

Verifica-se um comportamento estranho para o ensaio LD27M realizado por Fonseca (2009), na medida em que, no final do ensaio a deformação diminuiu, mas a tensão continua a subir. Apesar de não se saber ao certo o sucedido, este ensaio não foi validado.

Os outros dois ensaios aqui representados e ainda não comentados deram resultados satisfatórios, sendo que o LD21M apresentou liquefacção *perfeita* e LD25M liquefacção *limitada*.

5.2.5.2 Definição do ângulo de atrito crítico da areia

Para a definição do ângulo de atrito crítico da areia, podemos utilizar o gráfico $s' - t$ com todos os ensaios analisados e achar a recta K_f , passando pelos pontos de rotura e pela origem, pelo facto das areias não apresentarem coesão. O ângulo que define a inclinação da recta K_f é habitualmente nomeado α e relaciona-se com o ângulo de atrito pela seguinte expressão:

$$\phi' = \arcsen(tg\alpha) \quad (8)$$

Na Fig 61 apresenta-se o gráfico $s' - t$ para todos os ensaios e tenta-se aproximar uma recta aos pontos de rotura dos ensaios.

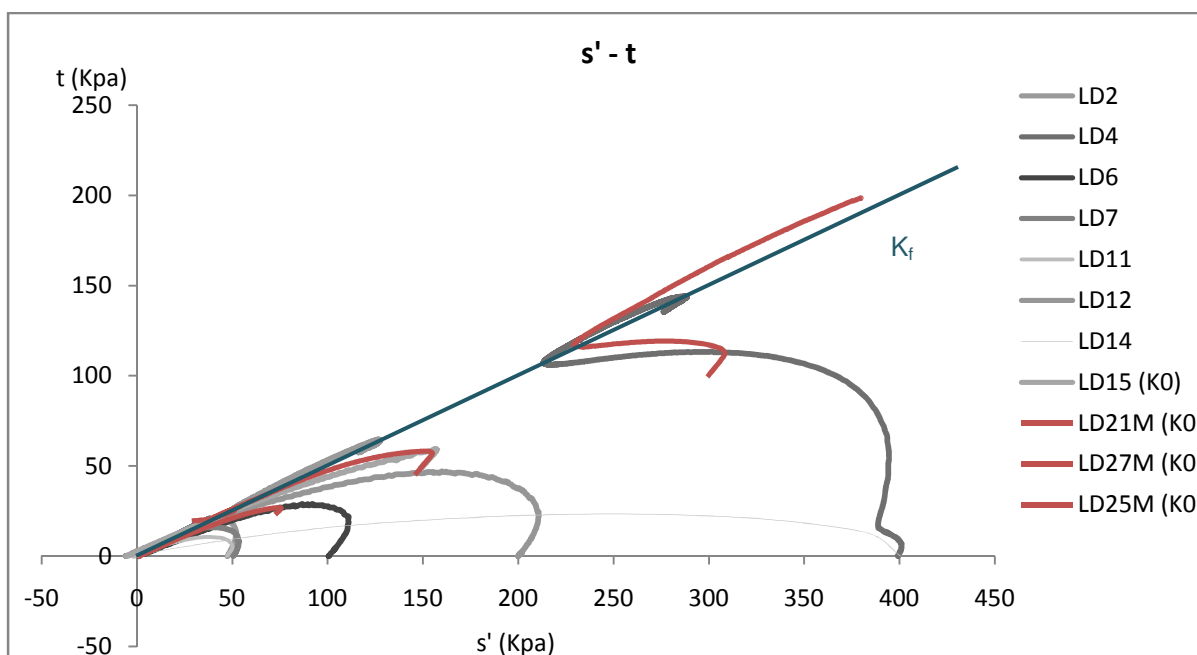


Fig 61 – $s' - t$ e definição de K_f para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009)

O ângulo α medido é de aproximadamente $26,97^\circ$, sendo assim $\phi'_c = 30,6^\circ$.

Este valor encontra-se dentro do esperado para este solo. Valores indicativos foram fixados por Hough (1957) para os ângulos de atrito de areias (Quadro 17) e constata-se que o valor obtido enquadra-se na categoria *Areias finas a médias mal graduadas*.

Quadro 17 – Valores indicativos dos ângulos de atrito de pico e de volume constante de solos granulares (Hough, 1957, adaptado por Matos Fernandes, 2006)

Tipo de solo	ϕ'_{cv}°	ϕ'°	
		Medianamente compacto	Compacto
Síltos (não plásticos)	26	28	30
Areias finas a médias mal graduadas	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Areias bem graduadas	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Areias e cascalhos	32 a 36	36 a 42	40 a 48

5.2.5.3 Definição da linha dos estados críticos

Para a definição da linha dos estados críticos há que analisar a trajectória das tensões efectivas médias s' ao longo do ensaio, num gráfico $s' - e$. Como os ensaios realizados foram todos não drenados, o índice de vazios não muda ao longo do ensaio, tornando-se as trajectórias referidas em rectas horizontais, partindo de um valor inicial de tensão efectiva média para um valor final, na rotura ou

para a máxima deformação permitida pelo actuador (ligeiramente superior a 20%). Esse gráfico apresenta-se na Fig 62, para todos os ensaios incluindo os fornecidos por Fonseca (2009).

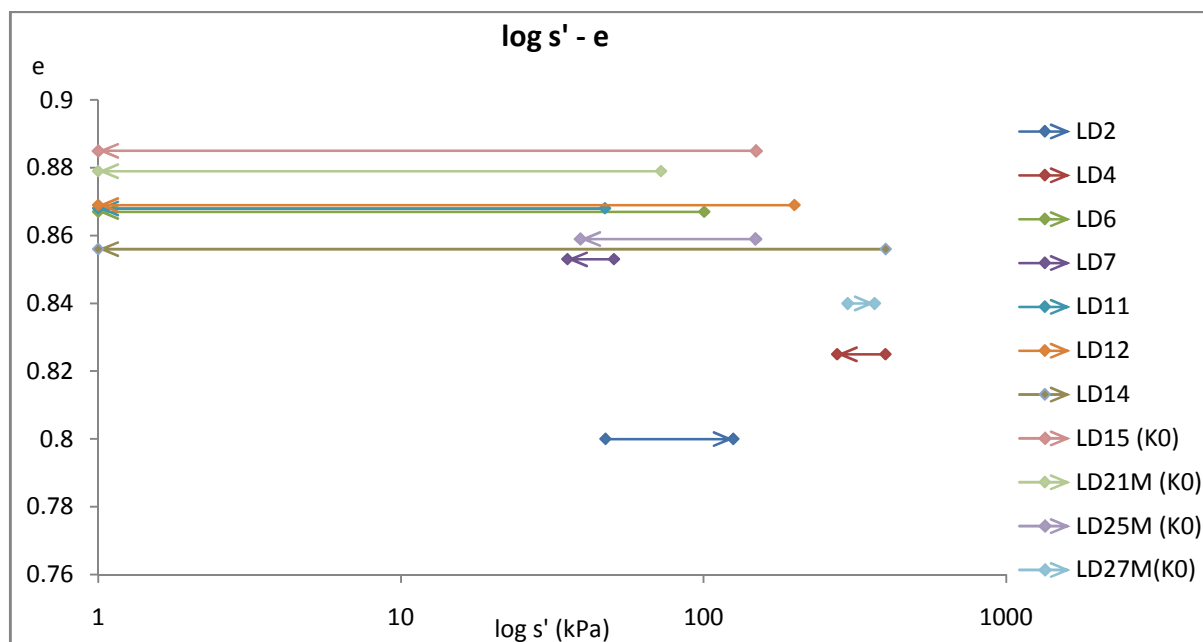


Fig 62 – log s' - e, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009)

Uma primeira análise ao gráfico da Fig 62 parece não indicar qualquer informação relativamente à posição da linha dos estados críticos, com os ensaios a diferirem muito nos pontos de rotura, mas com alguma reflexão podem excluir-se alguns ensaios e melhorar a tentativa de obtenção dessa linha.

Relativamente aos ensaios realizados, todos os representados serão considerados válidos na determinação da linha dos estados críticos. No entanto, o ensaio LD2, que apresentou densificação e não chegou à rotura (precisava de um actuador de maior gama) só fornece uma informação útil: a de que a linha dos estados críticos se encontra à direita do último ponto $s' - e$ obtido no ensaio, sem que se saiba a distância do mesmo em relação à linha.

As amostras dos ensaios por Fonseca (2009), realizados na mesma areia utilizada neste trabalho, foram preparadas e medidas pelo próprio, podendo existir algumas diferenças na medição do volume final, com consequências na correcta obtenção do índice de vazios final. O ensaio LD27M apresenta densificação, no entanto o índice de vazios é bastante elevado. No ensaio LD25M parece ter havido um erro, já comentado atrás. Assim, estes ensaios serão excluídos numa primeira análise, sendo os seus resultados abordados posteriormente.

Analisando os pontos de partida de cada ensaio, não parece ser fácil descobrir a linha dos solos normalmente consolidados (NC), uma vez que estes se encontram dispersos e não alinhados, como seria de esperar. Isso deve-se ao facto de ter havido alguma sobreconsolidação em alguns ensaios. Por isso a obtenção duma aproximação a essa linha não se tentará neste trabalho.

Na Fig 63 apresenta-se uma linha aproximada do que poderá ser a linha dos estados críticos ("CSL"), só considerando os ensaios realizados. No entanto não se podem fixar as inclinações da linha, pelo facto de não se ter pontos suficientes para tal. A linha dos estados críticos apresenta habitualmente duas inclinações, tendo inclinação superior para altas tensões, devido a fenómenos de esmagamento/quebra de partículas. No entanto, para estas tensões, o mais provável é essa mudança de

curvatura se dever a fenómenos de perda por fluxo de liquefacção em condições não drenadas (Jefferies e Been, 2006). Daí o facto de se considerar a linha possível na Fig 63 com duas inclinações distintas. A curvatura da linha estará, possivelmente incorrecta, sendo impossível sabê-la ao certo, uma vez que só temos um ponto a definir a inclinação.

A linha tracejada na Fig 63 representa uma possível continuação do ensaio LD2, caso este tivesse sido solicitado para maiores deslocamentos e chegasse à rotura.

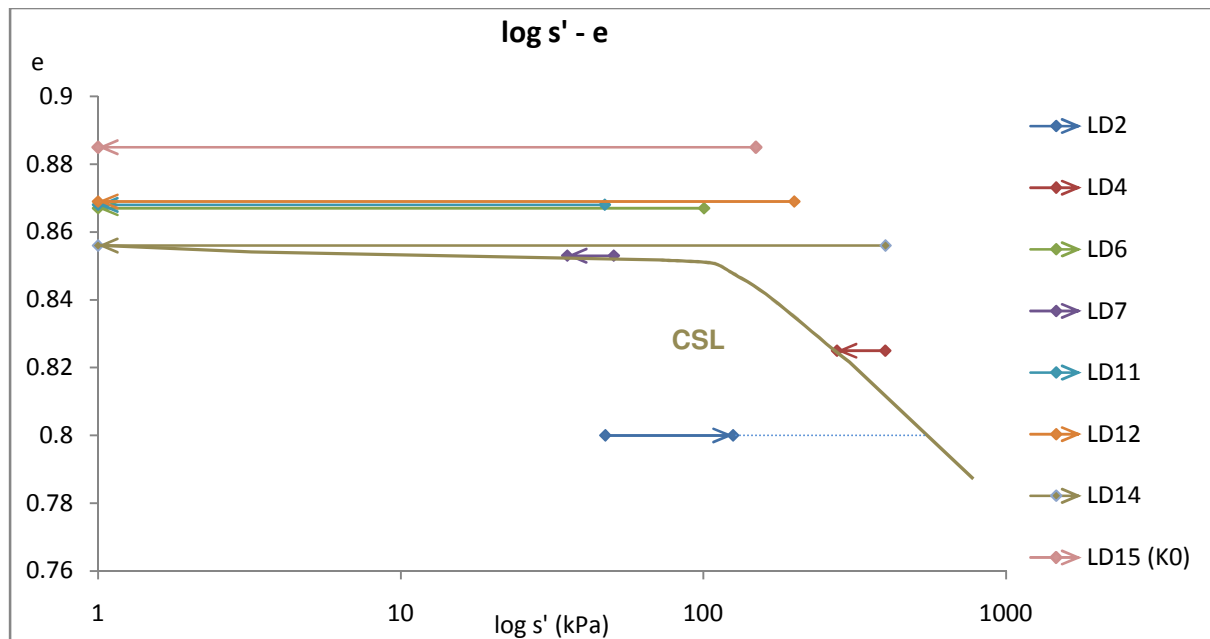


Fig 63 – $\log s' - e$, para todos os ensaios realizados e estimativa da linha dos estados críticos "CSL"

Se só forem considerados os ensaios consolidados anisotropicamente, incluindo todos os ensaios realizados por Fonseca (2009) e o ensaio LD15, obtém-se também o que parece ser uma mais provável linha dos estados críticos, ligeiramente acima da anteriormente obtida na Fig 63. O resultado dessa aproximação encontra-se no gráfico $s' - e$ na Fig 64. Esta linha é ainda mais difícil de se determinar, devido ao facto de se ter ainda menos pontos para a definir, sendo inclusive impossível determinar o início da linha, à esquerda.

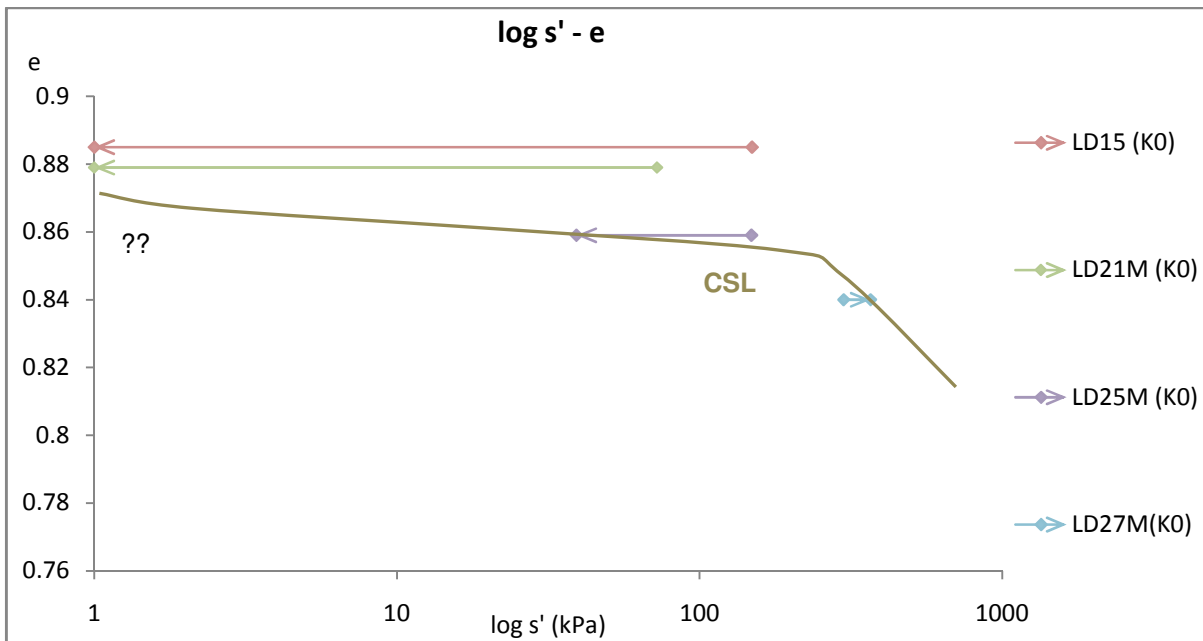


Fig 64 – $\log s' - e$, para os ensaios consolidados anisotrópicamente ($K_0=0,5$) e estimativa da linha dos estados críticos "csl"

Estas duas considerações não são, porém, totalmente correctas. Há autores que defendem que a linha dos estados críticos deve ser definida como uma região, e não uma só linha (Jeffereis e Been, 2006). Juntando todos os pontos obtidos é de facto possível definir uma região, que se pode chamar de zona/região dos estados críticos (Fig 65).

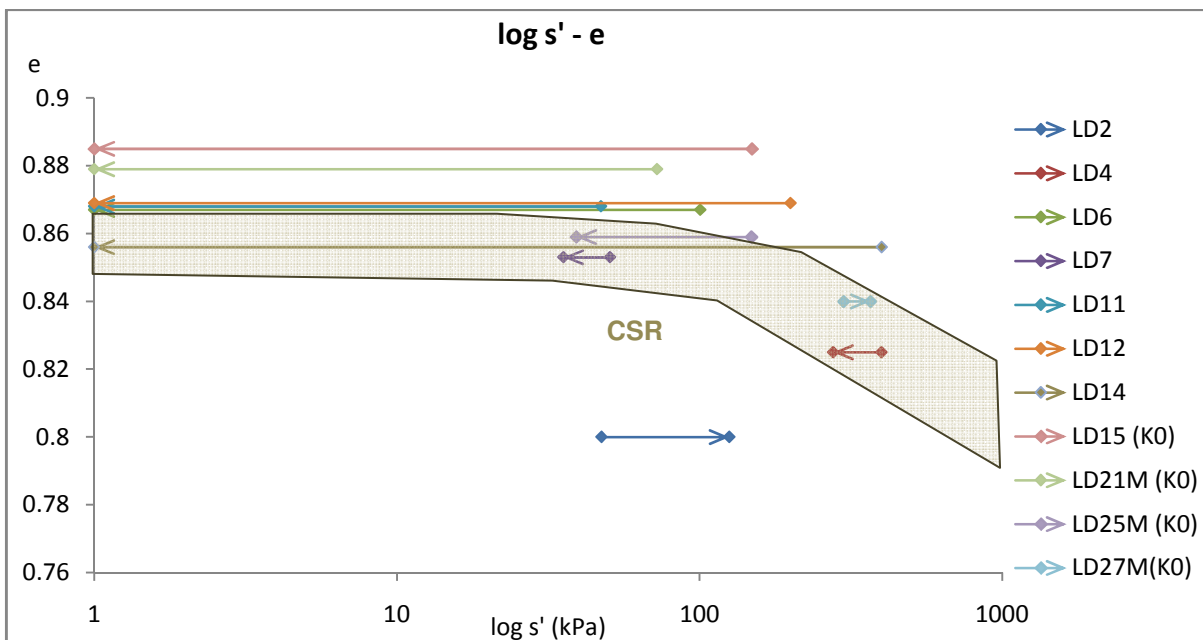


Fig 65 – $\log s' - e$, para todos os ensaios mais os 3 ensaios por Fonseca (2009) e estimativa da região dos estados críticos "CSR"

5.3 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

5.3.1 CRITÉRIOS DE SELECÇÃO DOS PARÂMETROS

Foram realizados 2 ensaios triaxiais cíclicos, com consolidação efectuada anisotropicamente para $K_0=0,5$. A consolidação anisotrópica era conseguida, após uma consolidação inicial isotrópica, por aplicação de uma carga monotónica crescente até se atingir a tensão efectiva vertical pretendida. Foi por isso realizada de forma diferente à efectuada nos ensaios triaxiais estáticos com consolidação anisotrópica.

Os ensaios estáticos foram realizados com o intuito principal de obter a linha dos estados críticos e assim ter um ponto de partida para os ensaios cíclicos. No entanto, a incerteza da validade da linha dos estados críticos para os ensaios triaxiais cíclicos em conjunto com o pouco tempo disponível para os realizar, fizeram com que se simplificasse o processo. Tentou-se assim compactar o mínimo possível a amostra durante a preparação desta, com o objectivo de simplesmente constatar a possibilidade de ocorrência de liquefacção para as condições em que o sismo se deu.

Em termos de índices de vazios, sabemos que o solo é mais susceptível à liquefacção quanto mais solto for, no entanto este assunto aplicado aos ensaios triaxiais cíclicos parece ser menos linear que nos ensaios triaxiais estáticos. O facto de areias densas poderem apresentar aparente liquefacção (na realidade mobilidade cíclica) faz com que a escolha do índice de vazios alvo na preparação seja difícil de fazer. Há também a incerteza da utilidade do critério dos estados críticos para os ensaios cíclicos, pois, apesar de teoricamente a linha dos estados críticos dividir os estados susceptíveis e não susceptíveis à liquefacção, os ensaios cíclicos desenvolvem nos solos fenómenos complicados de avaliar e quantificar, nomeadamente ao nível do arranjo das partículas.

Tendo por base estudos já realizados, assentes numa gama suficiente de ensaios, podemos ter uma noção desses efeitos, nomeadamente a nível da susceptibilidade de liquefacção. Os estudos em que foram baseadas as noções a seguir apresentadas foram realizados por Wichtmann et al., 2004; Youd, 1996; Shenton, 1978.

A influência da frequência da carga também não está provada, na medida em que mudanças nesta não apresentaram qualquer alteração na resposta do solo, nomeadamente na mudança das tensões instaladas, no crescimento da tensão neutra ou na resistência residual deste.

O número de ciclos, em conjunto com a amplitude destes, é factor a ter em conta do qual o resultado dum ensaio largamente depende. Caso a amplitude seja suficiente para induzir aumentos de pressão, é necessário realizar o número de ciclos necessário para a soma desses acréscimos baixe a tensão efectiva o suficiente para que a rotura se dê. No entanto, um número de ciclos elevado não se coaduna com as condições de um sismo, de carácter breve, definindo-se um limite máximo de ciclos equivalente a 15 ou 20 segundos.

Sem mais dados, uma das formas de obter a amplitude da carga a aplicar de forma a simular as condições do ensaio é a proposta por Seed et. al (1975):

$$\tau_{cyc} = 0,65\tau_{max} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d \quad (9)$$

Em que $r_d = 1$, para considerarmos um solo perto da superfície, e a_{max}/g para o sismo em causa é de aproximadamente 0,15.

5.3.2 ANÁLISE INDIVIDUAL DE CADA ENSAIO

Para se calcular o índice de vazios no final da consolidação são usados os resultados da variação de volume obtidos anteriormente para os ensaios triaxiais estáticos. Considerando relevantes somente os ensaios triaxiais estáticos consolidados anisotropicamente, os valores obtidos são os apresentados no quadro 18.

Quadro 18 – Resumo das variações de volume e cálculo do índice de vazios final dos ensaios triaxiais cíclicos

Ensaio	e_0	V_0 (cm ³)	ΔV Total (cm ³)	e_f
LD17C	0,916	535,30	16,787	0,856
LD18C	0,916	535,30	11,402	0,875

5.3.2.1 LD17C

O ensaio LD17C foi consolidado anisotropicamente, com uma tensão σ'_h de 100 kPa e σ'_v de 200 kPa.

Foi considerada uma frequência de 1 Hz e a amplitude de carga obtida através da expressão 9 foi de $\Delta F = 140$ N, sendo o acréscimo e subsequente decréscimo de força em cada ciclo de $\Delta F/2 = 70$ N cada.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 19.

Quadro 19 – Resumo das condições de preparação de LD17C

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
138	70,28	38,79	535,30	5	789,15	14,46	13,77	0,9159

Na Fig 66 representa-se o gráfico $s' - t$, onde se verifica a ocorrência de liquefação para um número de ciclos muito baixo (durante o 4º ciclo). Constatase assim que para este índice de vazios inicial, esta tensão de consolidação e a aceleração do sismo em estudo, a liquefação ocorre muito rapidamente, numa fase ainda inicial do sismo.

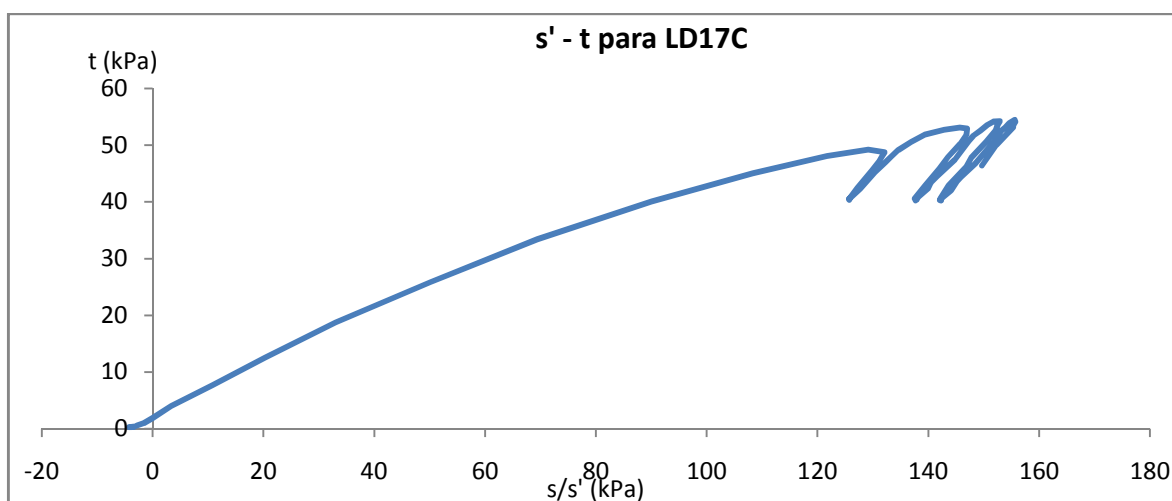


Fig 66 – gráfico $s' - t$, para LD17C

A trajectória das tensões efectivas médias s' ao longo do ensaio, num gráfico $s' - e$ encontra-se representado na Fig 67. Verifica-se um comportamento semelhante ao observado nos ensaios triaxiais estáticos que apresentam liquefacção *perfeita*.

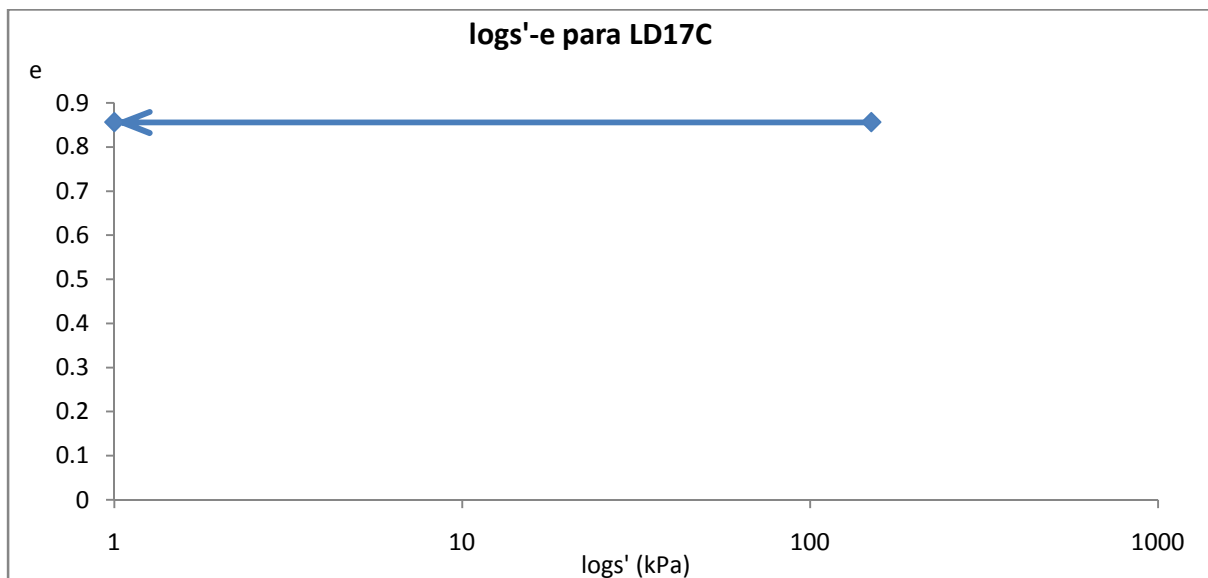


Fig 67 – $\log s' - e$, para LD17C

5.3.2.2 LD18C

O ensaio LD18C foi consolidado anisotropicamente para tensões duas vezes maiores do que no ensaio LD17C (σ'_h de 200 kPa e σ'_v de 400 kPa), pelo facto de se ter verificado uma susceptibilidade muito grande à liquefacção nesse ensaio. Erradamente manteve-se a amplitude de carga, mantendo-se o índice de vazios inicial e a frequência da carga. A amplitude de carga devia ter sido aumentada, de acordo com as novas condições, pela expressão 9.

Os parâmetros obtidos na preparação da amostra encontram-se resumidos no Quadro 20.

Quadro 20 – Resumo das condições de preparação de LD18C

H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e_i
138	70,28	38,79	535,30	5	789,11	14,46	13,77	0,9160

Na Fig 68 representa-se o gráfico $s' - t$, onde se verifica o excessivo número de ciclos necessário para atingir a rotura. Como já foi referido, considera-se haver liquefacção quando o fenómeno se verifica nos primeiros 15 segundos, sendo neste caso equivalente a 15 ciclos, uma vez que foi usada uma frequência de 1 Hz.

Verifica-se também uma rotura diferente da observada em LD17C, não ocorrendo liquefacção com anulação de s' .

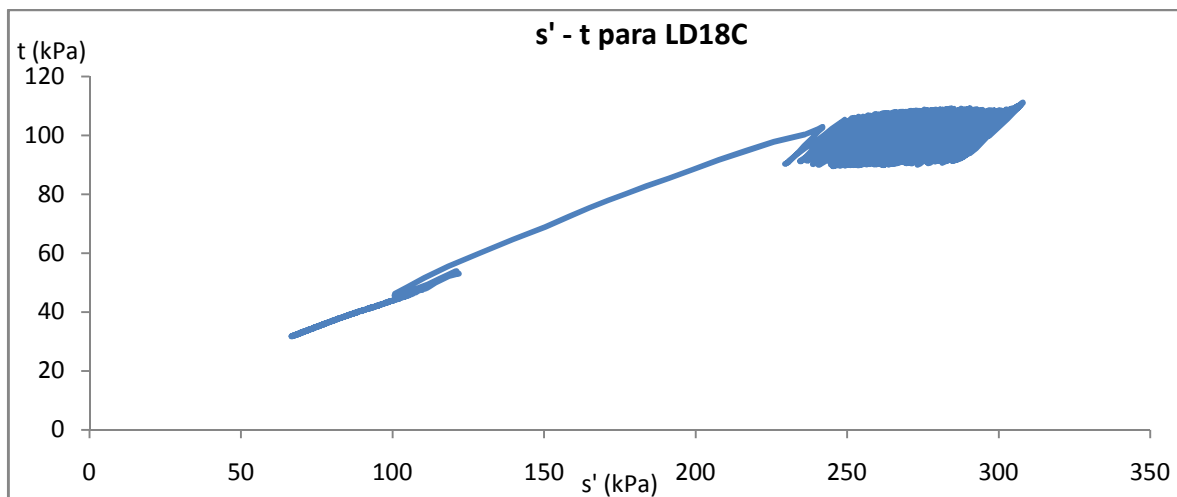


Fig 68 – gráfico $s/s' - t$, para LD18C

A trajetória das tensões efectivas médias s' ao longo do ensaio, num gráfico $s' - e$ encontra-se representado na Fig 69. Verifica-se a ocorrência de liquefacção limitada, que só não é considerada liquefacção neste ensaio pelo facto de ter precisado de demasiados ciclos para o efeito.

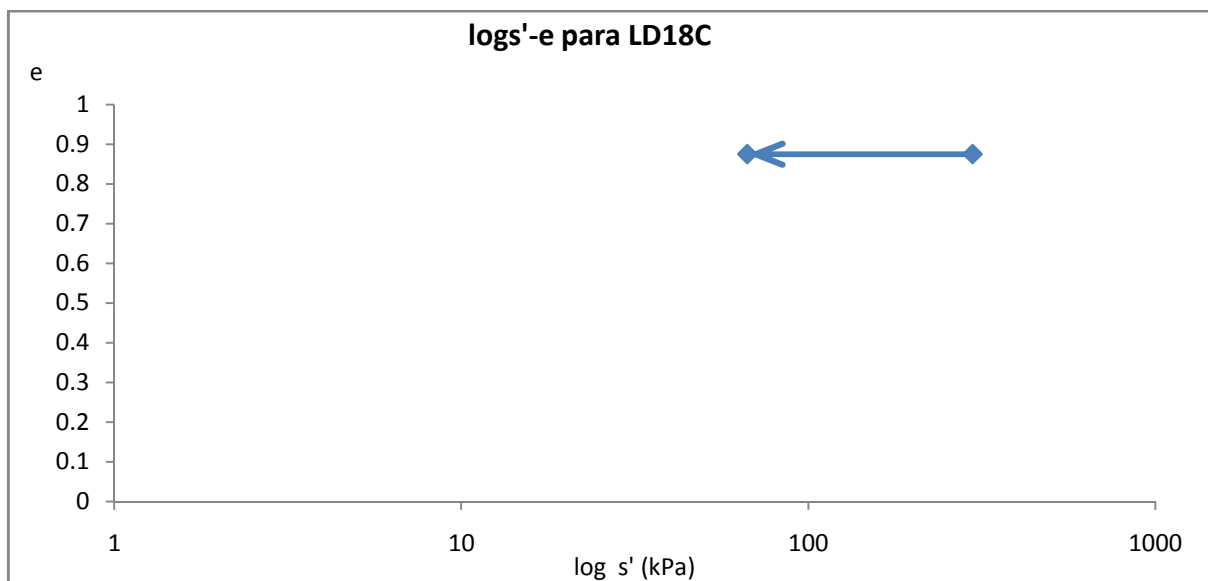


Fig 69 – $\log s' - e$, para LD18C

5.4 TRABALHO JÁ REALIZADO PELO DOUTORANDO TAHAR GHILI E COMENTÁRIOS

Teve-se acesso somente a uma tabela com o resumo dos ensaios cíclicos realizados por Tahar (2009). Os resultados sintetizados dessa tabela apresentam-se no quadro 21.

Quadro 21 – Síntese do resumo dos ensaios de Tahar (2009)

Ensaio	Método	e_o	e_f	a (g)	f (Hz)	F_o (N)	$\Delta F/2$ (N)	Resultado
2	Dry Air Pouring	0,774	?	0,35	1	192,0	150,0	<i>no liquefaction</i>
3	Wet Tamping	0,825	-	-	-	-	-	<i>failed test by accident</i>
4	Wet Tamping	0,859	0,851	0,35	1	808,0	300,0	<i>no liquefaction</i>
5	Wet Tamping	0,802	0,801	0,35	1	99,8	71,8	<i>no liquefaction</i>
6	Wet Tamping	0,856	0,854	0,35	1	0,1	0,1	<i>no liquefaction</i>
7	Wet Tamping	0,852	0,847	0,35	1	0,2	0,2	<i>no liquefaction</i>
7 Bis	Wet Tamping	0,852	0,851	0,25	3	0,4	70,2	<i>liquefaction</i>
8	Wet Tamping	0,856	0,705	0,25	1,5	300,0	77,6	<i>no liquefaction</i>
9	Wet Tamping	0,845	0,845	0,25	2	300,0	115,5	<i>no liquefaction</i>

O índice de vazios final considerado parece muito elevado, comparativamente com o índice de vazios inicial, fazendo crer que a medição da variação de volume, cujo método não é referido, não se encontra correctamente definida. Em nenhum ensaio realizado no presente trabalho se obteve índices de vazios finais tão próximos dos iniciais.

A liquefacção ocorreu para um só ensaio, com condições em tudo semelhantes a outros ensaios que não apresentaram liquefacção, mas com uma frequência maior. A frequência usada no presente trabalho foi sempre de 1Hz assim como na maior parte dos ensaios por Tahar (2009), mas pensa-se que a frequência não tem papel fundamental na liquefacção. Não se possuem dados detalhados dos ensaios, mas a liquefacção pode ter-se dado devido à elevada amplitude da carga,

6

Considerações finais e desenvolvimentos futuros

O trabalho experimental, decorrido no laboratório, foi recheado de falhas e acidentes, mas foi sem dúvida importante, principalmente no sentido de melhorar a efectividade e rendimento dos trabalhos futuros, por Tahar (2009) e Fonseca (2009), efectuados no mesmo laboratório com o apoio da Engenheira Cristiana Ferreira.

Devido a um estudo visando a liquefacção monotónica, talvez demasiado extensivo e recheado de problemas e atrasos, os ensaios cíclicos não foram tantos quantos o pretendido e acabam por não serem os suficientes para se tirarem ilações conclusivas sobre a sensibilidade à liquefacção com a profundidade, duração do sismo, frequência da acção, índice de vazios, entre outras interessantes variáveis. Também por falta de tempo, por demoras devidas à incerteza de prazos inerente a um trabalho laboratorial, e a incompatibilidades, que impediram a utilização dos *bender elements* nos ensaios realizados, estes estudos não foram feitos, ficando, assim, de parte todos os estudos relativos às ondas e correlações pretendidas.

Relativamente aos resultados dos ensaios, estes podem dizer-se maioritariamente úteis, apesar de ficar a ideia de que os ensaios estáticos realizados não foram correctamente preparados e pensados, pelo facto de não se ter experiência neste campo. Os ensaios que apresentaram liquefacção *perfeita* não servem de muito mais do que constatar o potencial de liquefacção desta areia, e no entanto foram considerados ensaios úteis e procurou-se sempre obter este resultado em todos os ensaios. O facto da trajetória de tensões nos gráficos $s' - e$ acabar no eixo yy , com $s' = 0$ não dá informações importantes na determinação da linha dos estados críticos ou do ângulo de atrito a volume constante.

O que devia ter sido feito eram tentativas de aproximar o estado das amostras e a tensão de consolidação o máximo possível da linha dos estados críticos. Isso podia ser feito, por exemplo, preparando a amostra ligeiramente menos solta, mantendo a tensão de consolidação, relativamente a um ensaio que tenha apresentado liquefacção. Isso não era fácil, devido à sensibilidade necessária na preparação da amostra, sendo realmente complicado, no início, saber a compactação manual necessária imprimir à amostra para obter um dado índice de vazios alvo.

O objectivo principal – a obtenção da linha dos estados críticos – pode dizer-se ter sido concretizado com algum sucesso, apesar de alguma desconfiança na fiabilidade desta, como já foi explicado oportunamente.

Resumindo, este estudo, em conjunto com o realizado por Tahar (2009) e alguns ensaios triaxiais estáticos fornecidos por Fonseca (2009), dá uma ideia da susceptibilidade à liquefacção que as areias presentes na região onde se deu o sismo apresentam. A falta de certezas relativamente ao índice de vazios *in situ* faz com que estes estudos não sejam conclusivos, sendo que não podemos ter a certeza que o ocorrido nas areias durante o sismo tenha sido liquefacção por cargas cíclicas, envolvendo areias saturadas e soltas que, devido ao aumento das tensões neutras diminuíram a resistência e assentaram.

Não podemos colocar de parte a possibilidade de ocorrência de mobilidade cíclica, por vezes confundida com liquefacção e erradamente chamada de tal. Areias densas, não susceptíveis a liquefacção podem, por fadiga, por rearranjo de partículas, ou eventualmente devido às forças ascendentes criadas pelo sismo, apresentar grandes assentamentos, com efeitos semelhantes aos observados nos casos de liquefacção.

Os ensaios triaxiais estáticos por Fonseca (2009) aqui analisados pertencem a um estudo efectuado durante a realização do presente trabalho, sendo que os valores serão posteriormente analisados pelo autor com possíveis diferenças na interpretação dos mesmos. Também Fonseca (2009) irá aumentar a gama de ensaios triaxiais cíclicos e, fazendo uso de *bender-elements*, estimar correlações de variação de parâmetros com as ondas “P” e “S”, objectivo inicial do presente estudo, posteriormente abandonado por razões já referidas.

Após os ensaios realizados no decorrer do presente trabalho, Tahar (2009) efectua novos ensaios no Laboratório de Geotecnia da FEUP, com principal incidência nos ensaios triaxiais cíclicos, com o mesmo intuito que Marco (2009). Esses ensaios não são referidos durante o presente trabalho por não se encontrarem terminados.

BIBLIOGRAFIA

- Alarcon-Guzman, A.; Leonards, G. A.; Chameau, J. L. (1988). *Undrained monotonic and cyclic strength of sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, volume 114, n. 10.
- Been, K.; Jefferies, M. G.; Hachey, J. (1991) *The critical state of sands*. Géotechnique, volume 41, n. 3.
- Caneiro, A, Z. da C. (2009). *Parâmetros-chave de Controlo do Comportamento Resiliente de Saibros Estabilizados com Cimento – Estudo Laboratorial em Ensaios Triaxiais Cíclicos*. Dissertação de Mestrado Integrado em Eng^a Cvil. FEUP. Porto
- Casagrande, A., (1936). *Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*. Originally published in Journal of the Boston Society of Civil Engineers, reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers.
- Casagrande, A. (1971). *On Liquefaction Phenomena*. Géotechnique, volume XXI, n. 3.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, volume 101.
- Castro, G., Poulos, S.J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.
- Castro, G.; Poulos, S. J. (1997). *Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*. Journal, Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. 6.
- Chang, K. T., (1978). *An Analysis of Damage of Slope Sliding by Earthquake on the Paiho Main Dam and its Earthquake Strengthening*. Tseng-hua Design Section, Department of Earthquake-Resistant Design and Flood Control Command of Miyna Reservoir, Peoples Republic of China.
- Costa, C.F.G. (2009). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto
- Coulter, M; Migliaccio, L. (1966). *Effects of the earthquakes of March 27, 1964 at Valdez, Alaska*. Professional paper 542-C, U.S. Geological Survey, U.S. Department of the interior, Washington D. C.
- Coulter, H.W., and Migliaccio, R. R. (1966). *Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska*. Geological Survey Professional Paper No. 542-C, U.S. Department of the Interior, Washington, DC.
- EN 1998 Eurocódigo 8: *Projecto de estruturas para resistência aos sismos*.
- Evans, M. D.; Seed, H. B. (1987). *Undrained cyclic triaxial testing of gravels: the effect of membrane compliance*. Repot UBS/EERC-87/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Ferreira, C. (2008). *Seismic wave velocities applied to the definition of state parameters and dynamic properties of residual soils*. Tese de Doutoramento. FEUP. Porto
- Fonseca, M.A.G. (2009). *Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades de*

onda como índice de risco. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Head, K. H. (1980; 1982; 1985). - *Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. I - 'Soil Classification and Compaction Tests'; Vol. II - 'Permeability Shear Strength and Compressibility Tests'; Vol. III - 'Effective Stress Tests'*. Pentech Press LT., London, Plymouth; John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Sussex.

Ishihara, K.; Tatsuoka, F.; Yasua, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*. Soils and Foundations, volume 15, n. 1.

Ishihara, K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes*. Proc. 11st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Fransisco.

Ishihara, K. (1993). *Thirty third Rankine Lecture: Liquefaction and flow failure during earhquakes*. Geotechnique.

Ishihara, K., Yasuda, S., Yoshida, Y. (1990). *Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands*. Soils and Foundations.

Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, Abingdon.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Poulos, S. J. (1981). *The steady state of deformation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, volume 107, n. GT5.

Schofield, A. N.; Wroth, C. P. (1968). *Critical State soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.

Shenton, M.J. (1978). *Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. Railroad track mechanics and technology*. Pergamon Press.

Sladen, J. A.; D'Hollander R. D.; Krahn, J. (1985). *The liquefaction of sands, a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, volume 22, n. 1.

Tahar, G.M. (2009). *Analyse du comportement non linéaire d'un sable sous chargement cyclique: cas de la liquéfaction*. Dissertação de Doutoramento. Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène. Alger, Argélia.

Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd Ed*. Wiley-Interscience.

Topa Gomes, A. (2008). *Poços Elípticos pelo Método de Escavação Sequencial da Vertical – o Caso do Metro do Porto*. Tese de Doutoramento. FEUP. Porto

Vaid, Y. P.; Thomas, J. (1995). *Liquefaction and post liquefaction behavior of sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 121, n. 2.

Vaid, Y. P.; Chung, E. K. F.; Kuerbis, R.H. (1990). *Stress Path and Steady*. Canadian Geotechnical Journal, volume 27, n. 1.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil. FEUP. Porto

- Wang, W. (1979). *Some finding in soil liquefaction*. Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute. Beijing, China.
- Wong, W. (1984). *Earthquake damage to earth dams and levees in relation to soil liquefaction and weakness in soft clays, Proceedings*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, volume 1.
- Wong, R. T.; Seed, H. B.; Chan, C. K. (1975). *Liquefaction of gravely soil under cyclic loading condition*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, volume 101, n. GT6.
- Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. (2004). *Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand*. Soil Dyn. Earthq.
- Yegian, M.K.; Ghahraman, V.G.; Harutuinyan, R.N. (1994). *Liquefaction and Embankment Failure Case Histories, 1988 Armenia Earthquake*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE
- Youd, T.L. (1996). *Preliminary Report From the NCEEer Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of soils: Proceedings*. 4th Caltrans Seismic Research Workshop. Sacramento, California.
- Youd, T.L., 1985. *Liquefaction studies in the Imperial Valley, California, in In-Situ Testing Methods For Evaluation of Soil Liquefaction Susceptibility: U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*. San Francisco, California.
- Youd, T. L. et al. The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983 – Liquefaction, Earthquake Spectra, volume 2, n. 11.