

**DERIVAÇÃO EM TRIAXIAL CÍCLICO DE
PARÂMETROS DE ESTADO E DE ACÇÃO
SÍSMICA QUE INDUZIRAM
LIQUEFAÇÃO DE AREIAS DUNARES
NUM SISMO EM ARGEL**

Sensibilidade das velocidades de ondas de
corte como índice de risco

MARCO ANDRÉ GONÇALVES FONSECA

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

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Co-Orientador: Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

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

A dificuldade atrai o homem de carácter, porque é abraçando-a que ele se realiza

Charles de Gaulle

AGRADECIMENTOS

Agradeço de forma muito especial:

Ao Professor Viana da Fonseca por me ter propiciado esta experiência em laboratório e por todo o apoio, dedicação e amizade que demonstrou ao longo destes meses transformando este tema numa dissertação.

À Doutora Cristiana Ferreira por todo o conhecimento, apoio e amizade transmitidos que permitiu realizar o melhor trabalho possível.

À Empresa TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES S.A, pelo apoio financeiro concedido ao abrigo do protocolo colaboração em actividades de investigação com Instituto da Construção da FEUP, e que permitiu a aquisição de alguns equipamentos e pagamento de especialista para realização dos ensaios triaxiais avançados, sob supervisão da direcção de Laboratório de Geotecnia (Procº designado "*Estudos de avaliação das condições que conduziram à liquefacção da areia "Sable de Les Dunes" aquando do sismo de Boumerdès, Argélia, 2003*", com duração de 6 meses). Um agradecimento pessoal é devido ao Sr. Eng. Pedro Teixeira Duarte e Sr. Eng. Ivo Rosa.

A todo pessoal do Laboratório de Geotecnia, especialmente ao Sr. Pinto por toda a paciência e disponibilidade demonstrada, à Engenheira Jucélia Bedin e à Engenheira Sara Rios por todo o apoio e dedicação.

Ao Engenheiro Ghili Tahar pelo conhecimento e pelo apoio ao laboratório demonstrado.

A todos os professores da Secção de Geotecnia.

A todos os meus amigos e colegas que felizmente conheci ao longo destes 5 anos, especialmente ao Carlos, Chip, Gil, Gui, Ivo, João, Juzias, Leandro, Lobão, Sofia e Tiago, pois motivaram-me com boa disposição e animação em todos os momentos.

Aos meus amigos de sempre: Tomé, Su, Mokas e Tiri por estarem sempre comigo.

À minha Mãe, ao meu Pai e ao meu Irmão, por todo o carinho, força transmitida e apoio incondicional.

RESUMO

É sabido que certos solos têm potencial para gerar liquefacção, principalmente areias uniformes. Nesta dissertação avaliou-se a susceptibilidade ao fenómeno de liquefacção de uma areia dunar proveniente de Ain Benian na Argélia, onde a 21 de Maio de 2003 ocorreu o sismo de Boumerdès, que causou graves danos em várias infraestruturas, com perdas humanas, sendo alguns deles associados ao fenómeno em estudo.

Alguns estudos sobre esta areia já foram elaborados por Tahar Ghili (doutorando da Faculdade de Engenharia Civil da "Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene", orientado pelo Prof. Viana da Fonseca) e André Pinheiro (mestrando da FEUP), servindo de base para a avaliação da susceptibilidade à liquefacção do solo em apreço.

Essa avaliação foi efectuada no Laboratório de Geotecnia da FEUP com recurso a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos não drenados. Preparam-se diversas amostras com o método *moist tamping*, com o mesmo índice de vazios e teor em água. Nestes ensaios foram utilizados transdutores piezoeléctricos que permitem a medição das ondas de compressão e de corte, possibilitando assim, respectivamente, um melhor controlo do nível de saturação da amostra e a determinação do módulo de distorção dinâmico do solo, parâmetro muito interessante para caracterização da estabilidade estrutural do material. Com estas ferramentas foi possível avaliar, com boa fundamentação, a susceptibilidade à rotura por mobilidade cíclica desta areia em determinadas condições de estado, utilizando distintas metodologias de diferentes níveis de abrangência, de como o critério de composição física do material, a teoria dos estados críticos, baseada no binómio compacidade / estado de tensão, e correlação entre a razão de resistência cíclica e velocidade normalizada das ondas distorcionais, critério de grande aplicabilidade *in situ*.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefacção, sismo de Boumerdès, areia de Ain Benian, ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos, estados críticos, ondas sísmicas.

ABSTRACT

It is widely known that certain soils have the potential to generate liquefaction, especially uniform sands. In this dissertation, the susceptibility of the phenomena liquefaction was evaluated for the case of a sand from Ain Beniam in Algeria, where the Boumerdès earthquake occurred on the 21th of May of 2003, which caused serious damage to several infrastructures, with human losses, some of them related to the phenomenon in study.

Some studies on this sand have already been carried out by Tahar Ghili (doctoral student of the Faculty of Civil Engineering of the “Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene” under the supervision of Prof. Viana da Fonseca) and André Pinheiro (MSc student of FEUP), providing the basis for the assessment of the liquefaction susceptibility of the soil under consideration.

This evaluation was conducted at the Geotechnical Laboratory of FEUP by means of undrained static and cyclic triaxial tests. Several specimens were prepared using the moist tamping method for the same void ratio and moisture content. In these tests piezoelectric transducers were used, which enable measurements of the compression and shear wave velocities, allowing for, respectively, a better control of the saturation level of the specimen and the determination of the dynamic shear modulus of the soil, a very interesting parameter for the characterization of the structural stability of the material. Using these tools, it was possible to evaluate, based on solid fundamentals, the susceptibility of failure by cyclic mobility of this sand under certain state conditions, using different methodologies for different levels of coverage, how the criterion of physical composition of the material, the theory of critical states based on binomial density / stress state, and the correlation between the cyclic resistance ratio and the normalized shear wave velocities, a criterion commonly applied *in situ*.

KEYWORDS: liquefaction, Boumerdès earthquake, Ain Benian sand, monotonic and cyclic triaxial tests, critical states, seismic waves.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1 – OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.2 – SISMO DE BOUMERDÈS, ARGÉLIA (2003) – INFORMAÇÃO GERAL	2
2 – ESTADO DA ARTE	5
2.1 – A LIQUEFACÇÃO NO MUNDO	5
2.2 – AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFACÇÃO EM PORTUGAL	9
2.3 – ONDAS SÍSMICAS	15
2.4 – CONCEITOS ESSENCIAIS DA LIQUEFACÇÃO	18
2.5 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO	20
2.5.1 – CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO SOLO	20
2.5.2 – TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS	21
2.5.2 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO EM ENSAIOS CÍCLICOS	24
2.6 – ENSAIOS LABORATORIAIS PARA A AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO	27
2.6.1 – ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO	27
2.6.2 – ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO	28
3 - CASO DE ESTUDO – SISMO DE BOUMERDÈS, ARGÉLIA (2003)	33
3.1 – DESCRIÇÃO DO CASO	33
3.2 – ESTUDOS ANTERIORES	36
3.3 – MATERIAL – SOLO PROVENIENTE DAS AREIAS DUNARES DE AIN BENIAM (ARGEL)	42
4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	47
4.1 - EQUIPAMENTO	47
4.1.1 – CÂMARA TRIAXIAL	47

4.1.2 – INSTRUMENTAÇÃO ESPECIAL.....	48
4.1.2.1 – Transdutores internos de deformação	48
4.1.2.2 – Transdutores piezoelétricos (<i>bender/extender elements</i>)	49
4.2 – SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS.....	52
4.2.1 – ONDAS P	52
4.2.2 – ONDAS S	54
4.3 – CONDIÇÕES DOS ENSAIOS REALIZADOS	57
4.4 – PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DA AMOSTRA – <i>MOIST TAMPING (w = 5%)</i>.....	58
4.5 – CONDIÇÕES INICIAIS DE ENSAIO	59
4.5.1 – PERCOLAÇÃO.....	59
4.5.1 – SATURAÇÃO.....	60
4.5.1 – CONSOLIDAÇÃO	63
4.6 – CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO	65
4.7 – CORTE TRIAXIAL CÍCLICO	66
5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	67
5.1 – ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS.....	67
5.1.1 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS.....	67
5.1.2 – ANÁLISE GRÁFICA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS	71
5.2 – ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS.....	74
5.2.1 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS REALIZADOS	74
5.2.2 – ANÁLISE GRÁFICA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS.....	80
5.2.3 – COMENTÁRIOS AOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS NÃO FINALIZADOS	84
5.3 – ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS E CÍCLICOS.....	86
5.3.1 – VERIFICAÇÃO GLOBAL DO NÍVEL DE SATURAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	86
5.3.2 – DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO CRÍTICO DA AREIA DUNAR DE AIN BENIAM	86
5.3.3 – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	87
5.4 – ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO	90
5.4.1 – CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL.....	90
5.4.2 – TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS.....	91
5.4.3 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS	92
6 – CONCLUSÕES	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 – Consequências do sismo de Boumerdès, Argélia (2003)	2
Figura 1. 2 – Ponte arruinada por liquefacção dos solos arenosos de fundação dos pilares em 2003 e nova estrutura de substituição (entre Boumerdès e Tizi-Ouzou, foto em Junho de 2009).....	3
Figura 1. 3 – Fronteira entre as placas tectónicas Euro-asiática e Africana (Geografia física de Portugal, 2009).....	4
Figura 2. 1 – a) Derrube de edifícios habitacionais devido à falha das fundações sendo provocada pelo fenómeno de liquefacção; b) Erupções de água e areia à superfície (Niigata, 1964)	5
Figura 2. 2 – a) Deslizamentos de terras provocados por liquefacção; b) Falha numa via de comunicação provocada por liquefacção (Alasca, 1995).	6
Figura 2. 3 – Estruturas de armazéns portuários arruinados pela cedência de muros-cais provocado por liquefacção (Kobe, 1995).	7
Figura 2. 4 – Evidente sinal de liquefacção resultante do sismo de Chi Chi (1999).....	7
Figura 2. 5 – Deslize da massa de solo da barragem de Fort Peck (1938).	8
Figura 2. 6 – a) Barragem de São Fernando intacta; b) destruição do talude de montante devido à liquefacção.	9
Figura 2. 7 – Susceptibilidade à liquefacção em depósitos sedimentares nas unidades geomorfológicas de Portugal (Jorge, 1993).	10
Figura 2. 8 – Distância epicentral máxima versus magnitude (Jorge, 1993).....	11
Figura 2. 9 – Liquefacção associada a sismos históricos (Jorge, 1993).	12
Figura 2. 10 – Distancia epicentral relacionado com a magnitude de sismos históricos em Portugal (Jorge, 1993).	13
Figura 2. 11 – Regressão linear relacionando distância máxima, D e magnitude, M (Jorge, 1993)....	13
Figura 2. 12 – Mapa de potencial de liquefacção do território português (Jorge, 1993).	14
Figura 2. 13 – Representação do movimento de propagação das ondas P (UALG, 2000).	15
Figura 2. 14 – Representação do movimento de propagação das ondas S (UALG, 2000).	16
Figura 2. 15 – Representação do movimento de propagação das ondas R (UALG, 2000).	17
Figura 2. 16 – Representação do movimento de propagação das ondas L (UALG, 2000).....	17
Figura 2. 17 – a) Mecanismo proposto por Seed; b) Variação do índice de vazios com a pressão de confinamento (Folque, 1979).	19
Figura 2. 18 – Ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977).	20
Figura 2. 19 – Faixas limite de distribuição granulométrica que desenvolvem ou com potencial para desenvolver liquefacção (adaptado de Tsuchida, 1970).	21

Figura 2. 20 – Comportamento de solos densos e soltos sob a mesma tensão de confinamento (adaptado de Todo-Bom, 2008).	22
Figura 2. 21 – Linha de índice de vazios crítico (Bedin, 2008).	22
Figura 2. 22 – Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (Bedin, 2008).	23
Figura 2. 23 – Definição do parâmetro de estado (Been and Jefferies, 1985, adaptado de Bedin, 2008).	24
Figura 2. 24 – Relação entre V_{s1} e CRR (Andrus e Stokoe, 1997., Youd et al., 2000).	26
Figura 2. 25 – Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).	27
Figura 2. 26 – Ensaios triaxiais estáticos com areia de Erksak (Been e Jefferies, 2000).	28
Figura 2. 27 – Espectro sísmico registado em Keddara.	31
Figura 3. 1 – Regiões onde ocorreu liquefacção relacionado com o sismo de 21 de Maio de 2003 que afectou a Argélia (Bouhadad et al., 2004).	33
Figura 3. 2 – a) Abertura de fendas no solo provocada por liquefacção; b) Erupção de água e areia (<i>sand boils</i>); c) Deslizamento de terras; d) Fenómeno provocado por liquefacção.	34
Figura 3. 3 – a) Ilustração do grande caudal sólido de areia do rio Isser; b) <i>Sand boils</i> nas margens do rio Isser; c) Abertura de fendas provocadas por liquefacção; d) Assentamentos diferenciais devido à liquefacção; e) Cavidades causadas pela perda de capacidade de carga da areia subjacente (EERI, 2003).	35
Figura 3. 4 – Trajectórias de tensões efectivas (adaptado de Pinheiro, 2009).	39
Figura 3. 5 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δ_u , e a deformação axial, ϵ_a (adaptado de Pinheiro, 2009).	39
Figura 3. 6 – Trajectória das tensões efectivas nos ensaios cíclicos (adaptado de Pinheiro, 2009). ..	40
Figura 3. 7 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δ_u , e a deformação axial, ϵ_a (adaptado de Pinheiro, 2009).	40
Figura 3. 8 – Determinação do ângulo de atrito da areia em estudo.	42
Figura 3. 9 – Local de recolha das areias dunares de Ain Beniam (Alger) – foto de Junho 2009.	42
Figura 3. 10 – Curva granulométrica do solo em estudo, realizada no <i>Laboratoire GIENA</i> (adaptado de Tahar, 2008).	43
Figura 3. 11 – Curva granulométrica do solo em estudo, realizada no Laboratório de Geotecnia da FEUP.	44
Figura 3. 12 – Curvas granulométricas do solo em estudo sobrepostas.	45
Figura 4. 1 - Pormenor da câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006)	48
Figura 4. 2 – a) Medidor de deformação radial; b) medidores de deformação axial.	49
Figura 4. 3 – Elementos piezoeléctricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, Ferreira, 2003)	49

Figura 4. 4 – Esquema de funcionamento de um <i>bender element</i> (Ferreira, 2003).....	50
Figura 4. 5 – Esquema de funcionamento de um <i>extender element</i> (Ferreira, 2003).....	50
Figura 4. 6 – Esquema de ligação entre o gerador de funções, os amplificadores de sinal, osciloscópio e os <i>bender/extender elements</i> (adaptado de Amaral, 2009).....	51
Figura 4. 7 – a) Gerador de funções; b) Amplificadores de sinal; c) Osciloscópio.	52
Figura 4. 8 – Gama das curvas teóricas da relação entre o parâmetro B de Skempton e a velocidade das ondas longitudinais (adaptado de Yang, 2002 e Ferreira, 2003).....	53
Figura 4. 9 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda P na fase final de saturação.	54
Figura 4. 10 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda S na fase final de saturação.	56
Figura 4. 11 – Distância percorrida pelas ondas, d (Ferreira, 2003).	56
Figura 4. 12 – a) Marcações de orientação nas membranas; b) Fase final de introdução de areia; c) Amostra preparada (Triaxial cíclico); d) Amostra preparada (Triaxial estático).....	59
Figura 4. 13 – Percolação do solo em estudo.....	60
Figura 4. 14 – Controlador de pressão da GDS.....	61
Figura 4. 15 – Diagrama de controlo GDS (GDS Instruments, 2001).....	61
Figura 4. 16 – Evolução das ondas P com o aumento da pressão de saturação (ensaio LDC32).	63
Figura 4. 17 – Sequência cronológica das condições iniciais de ensaio.	64
Figura 4. 18 – Interface do software <i>LabVIEW</i>	65
Figura 5. 1 – Relação entre q e p'	71
Figura 5. 2 – Relação entre a tensão de desvio, q , e a deformação axial, ϵ_a	72
Figura 5. 3 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δu , e a deformação axial, ϵ_a	72
Figura 5. 4 – Comparação entre a relação $q - \epsilon_a$ e $V_s - \epsilon_a$	73
Figura 5. 5 – Comparação entre a relação $q - p'$ e $V_s - p'$	74
Figura 5. 6 – Considerações iniciais para a simulação de uma situação real <i>in situ</i>	76
Figura 5. 7 – Aferição do valor aproximado do parâmetro α	77
Figura 5. 8 – Evolução do CSR com a profundidade em laboratório (a cheio) e <i>in situ</i> (a traço interrompido)	79
Figura 5. 9 – Evolução da amplitude de carga cíclica com a profundidade expressa em laboratório (a cheio) e <i>in situ</i> (a traço interrompido).....	79
Figura 5. 10 – Relação entre q e p'	80

Figura 5. 11 – Relação entre a tensão de desvio, q , e a deformação axial, ϵ_a	81
Figura 5. 12 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δu , e a deformação axial, ϵ_a	81
Figura 5. 13 – Solicitação sísmica centrada (LDC26).	83
Figura 5. 14 – Solicitação sísmica não centrada (LDC31).	83
Figura 5. 15 – Problema na fase de saturação do ensaio LDC29.	84
Figura 5. 16 – Incorrecta aplicação da amplitude de carga cíclica no ensaio LDC35.	85
Figura 5. 17 – Incorrecta aplicação da amplitude de carga cíclica no ensaio LDC38.	85
Figura 5. 18 – Resultados experimentais enquadrados com a gama das curvas teóricas da relação entre a velocidade da onda longitudinal e o parâmetro B	86
Figura 5. 19 – Determinação da inclinação da linha K_f	87
Figura 5. 20 – Evolução de E em profundidade.	89
Figura 5. 21 – Verificação do critério de composição do material.	90
Figura 5. 22 – Aplicação da teoria dos estados críticos.	91
Figura 5. 23 – Ensaio mais representativos para a definição da linha dos estados críticos.	92
Figura 5. 24 – Curva CRR para avaliação da susceptibilidade à liquefacção, adaptado para ensaios triaxiais cíclicos (adaptado de Andrus e Stokoe, 2000).	93
Figura 5. 25 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção dos ensaios cíclicos.	94
Figura 5. 26 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção relacionando CSR_{tx} com V_{s1} e o número de ciclos.	95

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2. 1 – Valores do factor correctivo, c_r	30
Tabela 3. 1 – Resumo da preparação das amostras.....	36
Tabela 3. 2 – Resumo das fases de saturação e consolidação.	36
Tabela 3. 3 – Resumo da fase de corte não drenado.....	37
Tabela 3. 4 – Resumo dos ensaios triaxiais estáticos (Pinheiro, 2009).	38
Tabela 3. 5 – Resumo dos ensaios triaxiais cíclicos (Pinheiro, 2009).....	40
Tabela 3. 6 – Densidades e indices de vazios caracterizadores da areia Les Dunes (Tahar, 2009)..	43
Tabela 4. 1 – Plano-resumo dos ensaios.....	57
Tabela 5. 1 – Condições iniciais pretendidas para a realização de ensaios triaxiais estáticos.....	67
Tabela 5. 2 – Teor em água e índice de vazios reais dos ensaios triaxiais estáticos.	69
Tabela 5. 3 – Quantidade de água percolada nos ensaios triaxiais estáticos.....	69
Tabela 5. 4 – Verificação de saturação de cada ensaio triaxial estático.	69
Tabela 5. 5 – Força vertical necessária para incrementar $\Delta\sigma'_v$	70
Tabela 5. 6 – Deformações volumétricas das diferentes fases dos ensaios triaxiais estáticos.	70
Tabela 5. 7 – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos.	74
Tabela 5. 8 – Teor em água e índice de vazios reais dos ensaios triaxiais cíclicos.....	75
Tabela 5. 9 – Quantidade de água percolada nos ensaios triaxiais cíclicos.	75
Tabela 5. 10 – Verificação de saturação de cada ensaio triaxial cíclico.....	76
Tabela 5. 11 – Determinação da amplitude relacionado com CSR.	78
Tabela 5. 12 – Número de ciclos realizados por cada ensaio triaxial cíclico.....	82
Tabela 5. 13 – Determinação do módulo de deformabilidade, E.....	89
Tabela 5. 14 – Determinação de CSR e V_{S1}	94
Tabela 5. 15 – Relação de CSR_x com o número de ciclos e V_{S1}	95

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

D ou R – Distância epicentral máxima [km]

M – Magnitude

V_P – Velocidade das ondas P [m/s]

V_S – Velocidade das ondas S [m/s]

E – Módulo de Young ou módulo de deformabilidade [MPa]

ρ – Massa específica [kg/m^3]

ν – Coeficiente de Poisson

M – Módulo confinado

G_0 – Módulo de distorção [MPa]

ψ – Parâmetro de estado

e_0 – Índice de vazios do estado inicial

e_{ss} – Índice de vazios do estado permanente

V_{S1} – Velocidade das ondas de corte normalizada [m/s]

P_a – Pressão atmosférica [kPa]

σ'_{v0} – Tensão efectiva vertical inicial [kPa]

K_0 – Coeficiente de impulso de repouso

V_{S1}^* - Limite superior de V_{S1} para a ocorrência de liquefacção [m/s]

τ_{av} – Tensão media de corte cíclico [kPa]

σ_{v0} – Tensão total vertical de repouso [kPa]

τ_d – Tensão máxima de corte num ciclo

σ'_m ou p' – Tensão efectiva média de confinamento

σ'_d – Tensão de desvio cíclica

r_d – Factor que tem em conta a profundidade e flexibilidade do solo

α – Razão entre $a_{m\acute{a}x}$ e g

$a_{m\acute{a}x}$ – Aceleração máxima do terreno [m/s^2]

g – Aceleração da gravidade [m/s^2]

ΔF – Amplitude de carga sísmica [kN]

- A – Área da amostra [cm²]
H – Altura da amostra [mm]
D – Diâmetro da amostra [mm]
V₀ – Volume inicial da amostra [cm³]
B – Parâmetro B de Skempton
 σ'_{h0} – Tensão efectiva horizontal de repouso [kPa]
F₀ – Força vertical sobre a amostra [N]
 ΔV – Variação volumétrica [cm³]
f – Frequência - inverso do período [kHz]
w – Teor em água [%]
e_c – Índice de vazios no final da consolidação
q – Tensão de desvio [kPa]
 Δ_u – Excesso de pressão neutra [kPa]
 ϵ_a – Deformação axial
s' – Tensão efectiva média de confinamento [kPa]
t – Tensão de desvio média [kPa]
K_f – Linha de rotura
 $\gamma_{d, \min}$ – Peso Volúmico mínimo [kN/m³]
 $\gamma_{d, \max}$ – Peso Volúmico máximo [kN/m³]
e_{máx} – Índice de vazios máximo
e_{min} – Índice de vazios mínimo
D₁₀ – Diâmetro correspondente a 10% de acumulados
D₃₀ – Diâmetro correspondente a 30% de acumulados
D₅₀ – Diâmetro correspondente a 50% de acumulados
D₆₀ – Diâmetro correspondente a 60% de acumulados
D₁₀₀ – Diâmetro correspondente a 100% de acumulados
C_U – Coeficiente de uniformidade
C_C – Coeficiente de curvatura
 ρ – Massa volúmica do solo [kg/m³]

K_b – Módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo

V_{Perc} – Volume a percolar [cm^3]

V_v – Volume de vazios [cm^3]

$\Delta\sigma_3$ – Incremento de tensão isotrópica [kPa]

γ – Peso volúmico da amostra [kN/m^3]

W – Peso total do solo húmido [N]

W_d – Peso do solo seco [N]

γ_s – Peso volúmico das partículas [kN/m^3]

γ_w – Peso volúmico da água [kN/m^3]

G – Densidade das partículas

m – Massa da amostra [kg]

$\Delta\sigma'_v$ – Incremento de tensões efectivas verticais [kPa]

ε_v – Deformação volumétrica

A_{corr} – Área corrigida [cm^2]

SPT – Standard Penetration Test

CPT – Cone Penetration Test

SCPTu - Seismic Cone Penetration Test (Teste do piezocone sísmico)

CRR – Cyclic Resistance Ratio (Razão da resistência cíclica)

CRR_{tx} – Cyclic Resistance Ratio for triaxial tests (Razão da resistência cíclica para ensaios triaxiais)

CSR – Cyclic Stress Ratio (Razão da tensão cíclica)

CSR_{tx} – Cyclic Stress Ratio for triaxial tests (Razão da tensão cíclica para ensaios triaxiais)

USTHB – Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LD – Les Dunes

LabGeo-FEUP – Laboratório de Geotecnia da FEUP

BP – Back Pressure (Contrapressão)

CP – Cell Pressure (Pressão na câmara)

LVDT - Linearly Variable Differential Transformer

TTi - Thurlby Thandar Instruments

1.1 – OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

O objectivo principal deste trabalho consiste na avaliação dos parâmetros de estado e de acção cíclica que provocaram liquefacção nas areias dunares de Ain Beniam (zona costeira da capital Alger, da Argélia) através da utilização de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, complementados por medições de velocidades de ondas sísmicas para caracterização da rigidez. Nestes depósitos arenosos ocorreram grandes danos associados a fenómenos de liquefacção no decurso do forte sismo de Boumerdès, na Argélia, em 2003.

Ao abrigo de um protocolo entre o Instituto da Construção e a Teixeira Duarte, foi possível a realização de um conjunto alargado de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos utilizando a areia “Les Dunes”, proveniente da costa oeste argelina, visando a sua caracterização e avaliação das condições de liquefacção, nomeadamente aquando do já referido sismo de Boumerdès. Este trabalho encontra-se no âmbito da tese de doutoramento, em desenvolvimento, 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*”.

Para fazer essa avaliação das condições que explicam esses fenómenos, conduziu-se um conjunto de testes laboratoriais para aquilatar a possibilidade das amostras desta areia, preparadas em condições idênticas às de jazida, desenvolverem liquefacção quer em condições estáticas, trabalho desenvolvido maioritariamente por Pinheiro (2009), quer em condições cíclicas, objecto principal da presente dissertação. Todos os ensaios serão preparados com as mesmas condições iniciais, ou seja, para um índice de vazios igual a 0,90 e um teor em água igual a 5%. Os ensaios triaxiais estáticos servirão essencialmente para determinar a linha de estados críticos e parâmetros de estado, como o ângulo de atrito crítico e índice de vazios crítico. Além disso, avaliar ainda a susceptibilidade à liquefacção deste solo para carregamentos monotónicos, quando depositado em elevado índices de vazios (próximo do máximo). Nestes, realizou-se ensaios em que se verifica, de facto, a perda de confinamento em termos de tensões efectivas, contextualizam-se os graves danos provocados pelo fenómeno liquefacção na região onde a areia foi recolhida. A possibilidade de utilização de transdutores piezoeléctricos, disponíveis nas câmaras triaxiais no Laboratório de Geotecnia da FEUP, permitirá avaliar as propriedades dinâmicas associadas às velocidades das ondas sísmicas de compressão ou longitudinais, ou ondas P, e transversais ou de corte, ou ondas S. As ondas P permitiram a avaliação, ainda que indirecta, do grau de saturação da amostra. Esta condição de saturação comprovou-se ser determinante para o desenvolvimento de liquefacção em condições estáticas. As ondas S estão directamente relacionadas com as propriedades dinâmicas do solo, mas constituem essencialmente base para definição de critérios de risco, ou seja, a utilização destas ondas permitirá a criação e calibração dos ábacos para algumas areias específicas, tendo como ponto de partida a areia em estudo.

1.2 – SISMO DE BOUMERDÈS, ARGÉLIA (2003) – INFORMAÇÃO GERAL

A Argélia tem um historial significativo de sismos destrutivos. A 10 de Outubro de 1980, um sismo com magnitude de 7.1 na escala de Richter teve consequências catastróficas na cidade de El Asnam a oeste da capital Argel provocando aproximadamente 5000 vítimas mortais. Esta localidade já havia sido atingida severamente em 1954 por um sismo de magnitude 6.7 provocando mais de 1000 mortos. A 29 de Outubro de 1989, a 110 km a oeste de El Asnam, ocorreu um sismo de magnitude 5.9 que vitimou cerca de 30 pessoas.

Mais recentemente, a 21 de Maio de 2003 a terra voltou a tremer no norte da Argélia provocando na totalidade 2278 vítimas mortais, 10147 feridos e mais de 15000 desalojados. O sismo teve uma magnitude de 6.7 na escala de Richter e teve consequências bastante catastróficas, principalmente na cidade de Boumerdès, onde 1382 pessoas morreram e 3442 ficaram feridas. Na figura 1.1 é possível constatar o nível de destruição que a cidade de Boumerdès foi sujeita. Keddara e Boudouaou, duas localidades do município de Boumerdès, foram completamente destruídas pelo sismo. Outras cidades, como Argel, também foram afectadas resultando num total de 883 mortos e 6787 feridos. Reghaia, localizada a 30 quilómetros do epicentro, foi severamente destruída, principalmente a zona norte da cidade, resultando em muitas vítimas mortais. Para além das cidades referidas, muitas outras foram atingidas, embora com menor intensidade, mas ainda assim com consequências graves quer a nível humanitário quer a nível financeiro (na Figura 1.2 ilustra-se uma das pontes destruídas, que foi substituída pela que lhe é vizinha).



Figura 1. 1 – Consequências do sismo de Boumerdès, Argélia (2003).



Figura 1. 2 – Ponte arruinada por liquefação dos solos arenosos de fundação dos pilares em 2003 e nova estrutura de substituição (entre Boumerdès e Tizi-Ouzou, foto em Junho de 2009).

A população residente no porto de pesca de Bouharoun observou um recuo do mar imediatamente após o sismo de Boumerdès. Dez minutos depois aconteceu o tsunami, galgando mais de 200 metros de costa, provocando prejuízos financeiros nas embarcações e em edifícios próximos da costa. É deveras importante referir este fenómeno, uma vez que apesar dos habitantes das cidades da costa da Argélia estarem acostumados a sismos, os tsunamis não são vulgares e, sendo colossal a capacidade destrutiva deste fenómeno, é importante precaver estas cidades contra este fenómeno.

O sismo aconteceu na fronteira entre a placa tectónica Euro-asiática e a placa Africana (Figura 1. 3), na zona onde a placa africana está a mover-se em direcção ao Noroeste, contra a placa Euro-asiática, a uma velocidade de escassos milímetros por ano. O movimento relativo das placas tectónicas cria um ambiente propício a terremotos de grande magnitude causados pela sua sobreposição (Azurseisme, 2009).

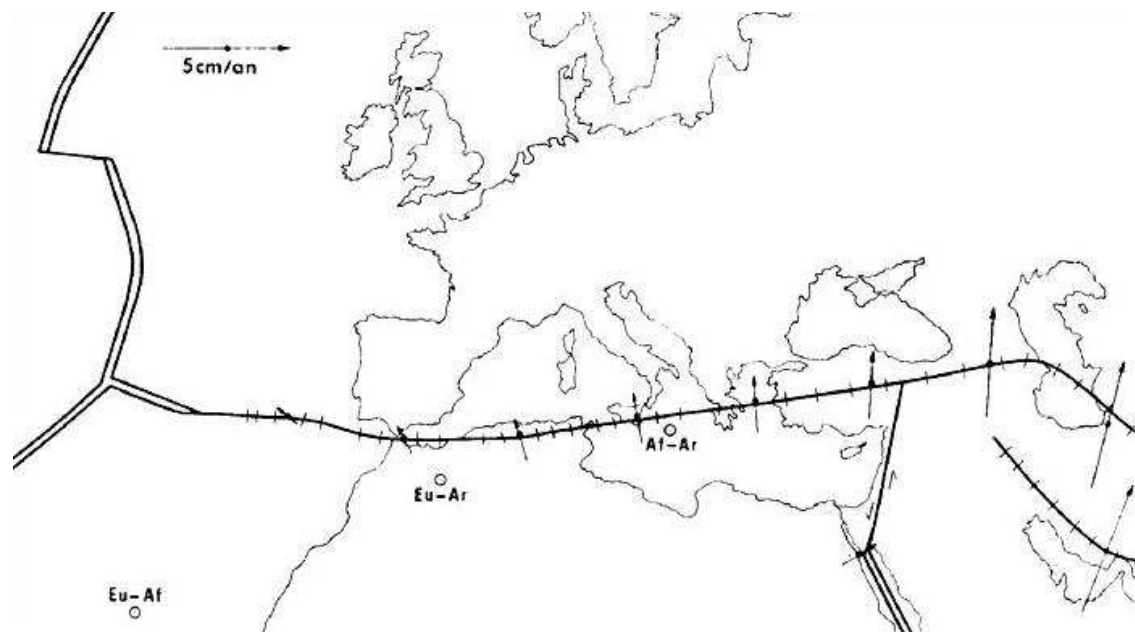


Figura 1. 3 – Fronteira entre as placas tectónicas Euro-asiática e Africana (Geografia física de Portugal, 2009).

Para entender melhor o que aconteceu, e enquanto se espera ainda por resultados mais aprofundados das investigações científicas que se desenvolvem em torno destes riscos, Sophia Antipolis (Azurseisme, 2009) formulou um cenário hipotético baseado em numerosos testemunhos obtidos:

"O terramoto provavelmente aconteceu devido a uma falha inversa inclinada, cujo contexto de compressão tectónica serve como base, onde o plano superior (da falha) sobe, juntamente com um movimento horizontal. Desta forma, esta mudança repentina para o topo desta falha inversa, teria causado um fenómeno de tsunami na parte Norte, chegando até às Ilhas Baleares, em Espanha, e à Cote d'Azur, na Riviera Francesa. A frequência das ondas pode ter aumentado devido às deslocações de terra no fundo do mar que ocorreram à direita da falha. Isto deu origem a um recuo do mar, na costa argelina, sendo que a água não regressou ao seu nível inicial. De acordo com esta hipótese, pode-se considerar que a rotura sísmica iniciou-se numa pequena área de resistência inferior, tendo-se desenvolvido uma frente fracturante, a grande velocidade, na superfície de equilíbrio instável e frágil da falha. Por detrás desta frente de rotura, no deslizamento relativo entre os dois blocos, foi registada uma velocidade média de poucas dezenas de centímetros por segundo. Apenas sete segundos foram o suficiente para abrir 20 km de falha e causar um espaço de um metro entre as duas partes da falha. A magnitude desta singularidade corresponde a uma falha inversa que atinge 20 a 30 km de comprimento. A altura do movimento vertical causado por abaixamento do mar, poderá ter sido de 1,0 e 1,5 metros, para uma magnitude de 6.7. Em resposta à preocupação de muitos argelinos sobre o rumor de um possível tsunami, não é possível assegurar que a parte superior da falha retorne ao seu original, já que este movimento acomoda uma mudança inexorável de África para Norte." (Azurseisme, 2009).

2.1 – A LIQUEFAÇÃO NO MUNDO

A liquefacção de um solo é um fenómeno que origina uma significativa ou total perda da sua resistência ou rigidez por um curto período de tempo mas suficiente para originar desastres que podem ter profundas consequências humanas e financeiras que abalam uma nação.

A liquefacção tem sido observada em sismos há vários anos. Na verdade, documentos antigos com centenas e milhares de anos descreviam um fenómeno que é agora entendido como liquefacção. Em Portugal, descrevia-se assim o fenómeno aquando do sismo de Benavente em 1909. Recentemente têm-se verificado imensos casos de liquefacção por todo o mundo, quase sempre associados a sismos. Alguns casos de liquefacção serão descritos no presente subcapítulo.

Em 1964 ocorreu um terramoto em Niigata (Japão) que causou prejuízos superiores a mil milhões de euros em danos, dos quais uma percentagem está associada ao fenómeno de liquefacção. Um exemplo claro da capacidade destrutiva deste fenómeno está patente na colossal rotura do terreno que ocorreu junto às margens do Rio Shinano provocando o derrube dos edifícios habitacionais Kawagishi-cho. Apesar da severidade do derrube, como se constata pela Figura 2. 1a), a integridade estrutural foi apenas ligeiramente afectada. Devido à liquefacção, ocorre em certos pontos localizados, a erupção de água e areia à superfície. Esse fenómeno é claramente visível na Figura 2. 1b) e surgiu em vários locais da cidade de Niigata.

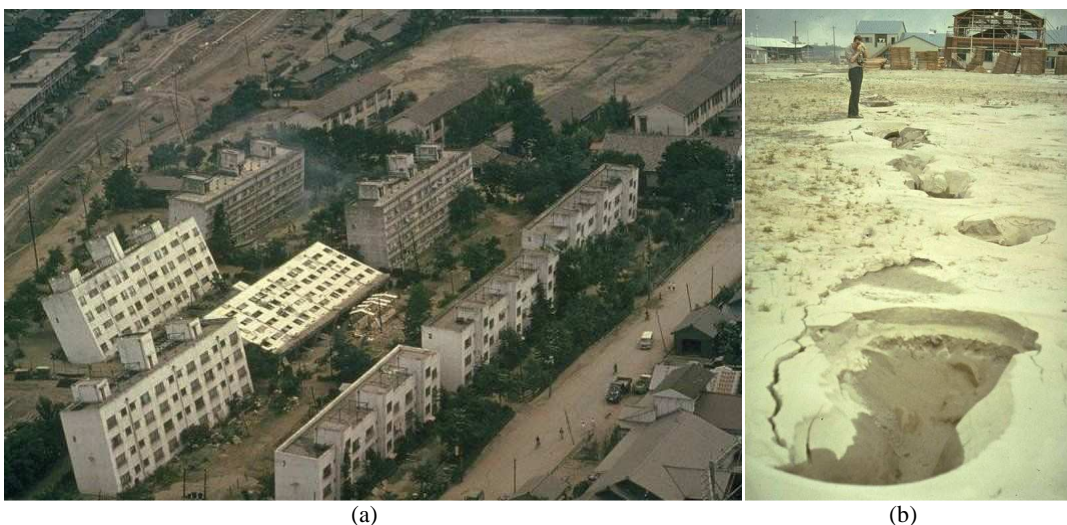


Figura 2. 1 – a) Derrube de edifícios habitacionais devido à falha das fundações sendo provocada pelo fenómeno de liquefacção; b) Erupções de água e areia à superfície (Niigata, 1964).

A costa Sul do Alasca é frequentemente afectada por sismos de grande magnitude, pois faz parte do anel de fogo do Pacífico. Exemplo disso foi o sismo que ocorreu a 27 de Março de 1964 com magnitude de 9.2 que resultou em deslizamentos de terras e variados casos de liquefacção. Além de ter sido o segundo sismo com maior magnitude já registado (teve a duração de 3 minutos), durante o terramoto, os diversos casos de liquefacção provocaram deslizamentos de terras destrutivos e graves falhas em vias de comunicação que assentavam em grandes camadas de areia, conforme se verifica, respectivamente, na Figura 2. 2a) e Figura 2. 2b).

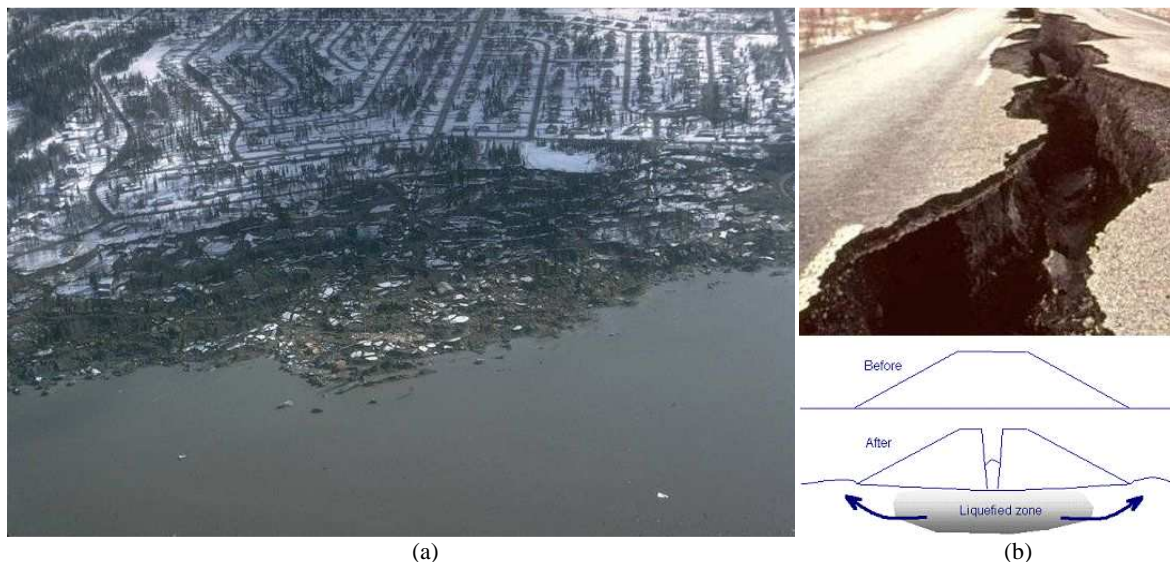


Figura 2. 2 – a) Deslizamentos de terras provocados por liquefacção; b) Falha numa via de comunicação provocada por liquefacção (Alasca, 1995).

Em Loma Prieta (Estados Unidos da América), a 17 de Outubro de 1989, um sismo de magnitude de 7.1 provocou graves danos não só nas proximidades do epicentro mas também em zonas a Norte mais longínquas como São Francisco e Oakland. Novamente o fenómeno em causa, a liquefacção, causou destruição especialmente em zonas costeiras, afectando condutas enterradas, instalações e edifícios.

O sismo de Kobe em 1995 provocou 5500 mortos e mais de 26000 feridos. O custo total dos danos ascendeu os 200 mil milhões de euros. A causa que explica esta catástrofe está relacionada com o facto de o epicentro ter sido bastante próximo de uma área com elevada densidade populacional. Neste terramoto também houve danos provocados pela liquefacção que resultaram na destruição de diversos muros-cais, instalações portuárias e pontes próximas de zonas costeiras. Na Figura 2. 3 está demonstrada a capacidade destrutiva em armazéns portuários assentes sobre muros-cais.



Figura 2. 3 – Estruturas de armazéns portuários arruinados pela cedência de muros-cais provocado por liquefacção (Kobe, 1995).

A 20 de Setembro de 1999 ocorreu um grande sismo de magnitude 7.6 na região noroeste de Taiwan. O epicentro localizou-se perto da pequena cidade Chi Chi e provocou cerca de 2000 vítimas mortais e 8000 feridos. Vários sinais claros de liquefacção foram notados (Figura 2. 4), principalmente nas margens dos rios e em diques. Os casos mais graves deste fenómeno verificaram-se no porto de Taichung, onde apenas 4 dos 45 ancoradouros do porto suportaram danos graves mas ficaram todos fora de serviço. A subsidência do solo também contribuiu na danificação de pontes em algumas zonas devido aos assentamentos próximos de 1 metro. Além disso, provocou danos em mais de 300 habitações próximas de zonas fluviais.



Figura 2. 4 – Evidente sinal de liquefacção resultante do sismo de Chi Chi (1999).

Todos os casos de liquefacção anteriormente referidos tiveram origem devido a solicitações cíclicas provocadas por sismos, mas também é possível originar liquefacção devido a carregamentos estáticos. Um caso típico da origem deste fenómeno devido a carregamentos estáticos é a falha da barragem de Fort Peck. A construção da barragem iniciou-se em 1934 no Rio Missouri no estado de Montana

(EUA). As areias fluviais e os aluviões de granulometria fina foram retirados e depositados fora das margens formando praias inclinadas para a zona central. A graduação do material depositado foi do grão mais grosseiro nas margens exteriores passando para o mais fino na zona central da barragem.

O deslizamento de terras ocorreu no talude de montante perto do final da construção da barragem em 1938. Os engenheiros enviados ao local com o objectivo de determinar as causas do desastre, concluíram que o deslizamento de terras ocorreu devido à falha da fundação que era constituída por uma rocha sedimentar de granulometria fina, mas efectivamente tratou-se de perda de estabilidade por liquefacção da própria “pária” de aterro hidráulico. Na Figura 2. 5 é possível verificar a dimensão do deslizamento de terras provocadas pela rotura da fundação.

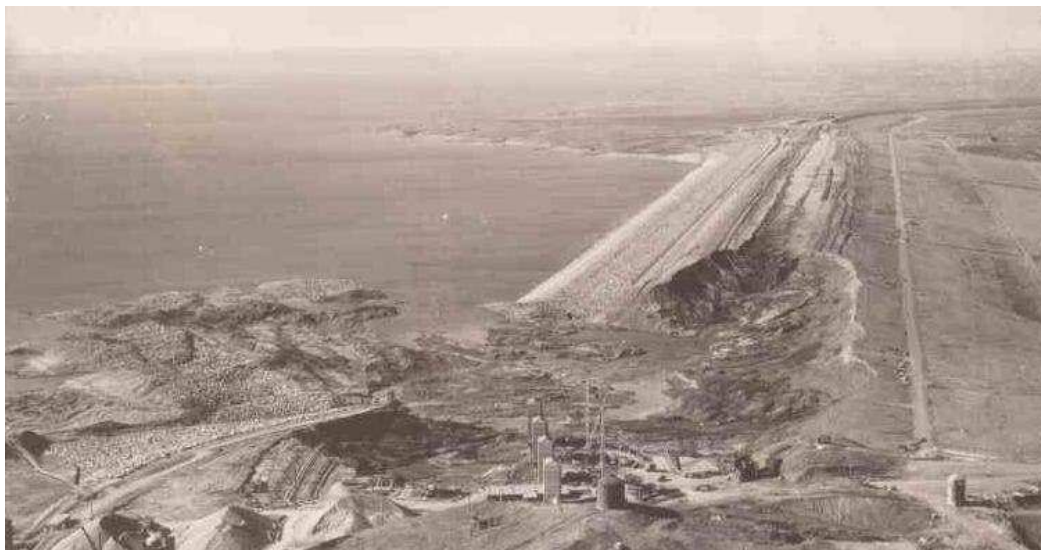


Figura 2. 5 – Deslize da massa de solo da barragem de Fort Peck (1938).

Outro caso de liquefacção estática teve origem no Canadá em Nerlerk. A plataforma de exploração petrolífera no mar Beaufort está coberta de gelo durante 9 meses por ano. Sabendo que esse gelo se move, pode aplicar cargas horizontais significativas nas estruturas e é a massa de solo que resiste a essas cargas. A plataforma petrolífera seria edificada sobre uma ilha artificial junto à costa e a fundação dessa ilha teria 1 a 2 metros de argila mole do tempo geológico Holocénico. A ilha teria cerca de 36 metros de profundidade e seria necessário um volume muito grande de areia para concluir a obra. Em Julho de 1983 verificou-se que uma parte da ilha tinha desaparecido, estando esta ainda abaixo do nível da água. A construção continuou e mais falhas apareciam, tendo-se verificado 6 grandes falhas em que o volume de areia perdido era enorme. Após alguns estudos, os engenheiros descobriram que a causa das perdas de massa de solo do corpo da ilha, tinha origem em liquefacção por carregamento estático, pois a densidade das areias não era uniforme, verificando-se que na realidade a zona mais profunda era mais densa que a parte superior e foi por aí que se iniciaram as diversas roturas devido a este fenómeno. Estas falhas provocaram cerca de 100 milhões de euros em prejuízos e para além disso puseram em causa qualquer tipo de construção de ilhas artificiais com corpo de areia em águas profundas.

Em Aberfan (País de Gales), a 21 de Outubro de 1966, um terramoto provocou a rotura dos resíduos de mineração do carvão devido à liquefacção estática e causou 144 vítimas mortais (sendo que 116 eram crianças) quando aluiu sobre uma escola.

Em 1971 durante um terramoto, a barragem de São Fernando (Califórnia) cedeu devido à liquefacção (Figura 2. 6) tendo originado a evacuação de mais de 80 mil pessoas que viviam a jusante da barragem pois a sua rotura era iminente (Been e Jefferies, 2006).



Figura 2. 6 – a) Barragem de São Fernando intacta; b) destruição do talude de montante devido à liquefacção.

2.2 – AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFACÇÃO EM PORTUGAL

Um programa de investigação foi elaborado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) com vista à avaliação do potencial de liquefacção em Portugal. Este trabalho foi publicado na revista *Geotecnia*, da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, com o objectivo essencial de avaliar e definir zonas de potencial de liquefacção em Portugal (Jorge e Coelho, 1998), sendo baseado essencialmente na dissertação para a obtenção de grau de mestre da Eng. Celeste Jorge (1993), intitulada “Zonamento do Potencial de Liquefacção. Tentativa de Aplicação a Portugal”. A avaliação do potencial deste fenómeno, no nosso país, foi determinada com a conjugação de dois factores: zonas com níveis de sismicidade elevados e a identificação de áreas com condições geológicas necessárias para o desenvolvimento de liquefacção. Com cada um destes factores, foi possível elaborar um mapa seguindo a metodologia de Youd e Perkins (1978): o mapa de susceptibilidade de liquefacção, baseado em dados geológicos; e, um mapa de oportunidade de liquefacção, baseado nos dados de sismicidade. Os mapas de zonamento do risco de liquefacção para Portugal Continental foram então elaborados a partir da sobreposição dos dois mapas acima referidos. (Jorge, 1993).

o Mapa de susceptibilidade de liquefacção

O mapa de susceptibilidade de liquefacção foi preparado tendo como base a capacidade dos depósitos sedimentares sofrerem liquefacção quando submetidos a uma acção sísmica. Essa capacidade está relacionada com a composição mineralógica, textura, estrutura geológica, condições hidrogeológicas, condições de deposição, idade e história geológica. A influência destes factores como base para aferir a susceptibilidade à liquefacção foi estudada inicialmente por Youd e Hoose (1971), que verificaram a conjugação de factores mais críticos para a origem da liquefacção. Estes autores concluíram que os depósitos superficiais incoerentes saturados, da era geológica Holocénica de fácies fluvial, deltaica ou eólica e os aterros pouco compactados são os que apresentam maior susceptibilidade à liquefacção. Outros autores apresentaram critérios semelhantes de análise à susceptibilidade ao fenómeno de liquefacção, possibilitando a elaboração de quadros que servem de guias para a avaliação preliminar de susceptibilidade à liquefacção, obviamente correlacionados com as classificações geológicas/geomorfológicas. Para o território português foi utilizado o mesmo critério, conseguindo-se assim elaborar um mapa de susceptibilidade à liquefacção para Portugal. O mapa é dividido em 4 unidades de susceptibilidade: susceptibilidade alta a muito alta, susceptibilidade moderada, susceptibilidade baixa a muito baixa e susceptibilidade nula. Na Figura 2. 7 (retirada de Jorge, 1993), está demonstrada a correlação entre as regiões de Portugal e a susceptibilidade à liquefacção.

Localização e classificação das unidades geomorfológicas e geológicas	Susceptibilidade
Algarve Praia Sapal e zona lag. de Faro-Olhão-Tav. e Alvor Aluvião (a) (Rio Guadiana, etc.) Plioquaternário (PQ)	Alta alta a muito alta alta muito baixa
Costa Alentejana Praia Duna (d e ad) laguna (Melides e Stº André) Aluvião (a) Terraço Quaternário (Q) Plioquaternário (PQ)	moderada a alta moderada alta alta baixa muito baixa
Sado Estuário Laguna Aluvião (a) Duna (d e ad) Terraço fluvial (Q) Plioquaternário (PQ)	alta a muito alta alta a muito alta alta alta a moderada baixa muito baixa
Tejo Estuário Aluvião (a) Planície aluvionar (A) Terraço fluvial (Plistocénico - Q) Plioquaternário e Pliocénico (PQ e P)	alta a muito alta alta moderada baixa muito baixa
entre o Guincho e Nazaré Praia Duna (d e ad) Terraço de praia Aluvião (a) (ex: Rio Sizandro)	moderada a alta moderada baixa a muito baixa alta
entre a Nazaré e Espinho Praia Lagunas (Óbidos, S. Martinho, etc.) Aluvião (a) (Rio Lis) Duna (d e ad) Plioquaternário (PQ)	moderada a alta alta alta moderada muito baixa
Mondego Estuário Aluvião (a) Terraço fluvial (Q)	alta alta baixa
Aveiro Laguna Lagoa Praia Duna (d e ad)	alta a muito alta alta moderada a alta baixa a alta
entre Espinho e o Rio Minho Praia Duna (d e ad) Terraço de praia	moderada a alta moderada a alta baixa
Rio Minho Aluvião (a) Terraço fluvial (Q)	alta baixa

Figura 2. 7 – Susceptibilidade à liquefacção em depósitos sedimentares nas unidades geomorfológicas de Portugal (Jorge, 1993).

o Mapa de oportunidade de liquefacção

A elaboração deste mapa teve como objectivo a definição da extensão máxima das áreas expostas à acção de sismos suficientemente fortes para induzir liquefacção. Para a realização destes mapas, vários autores estabeleceram relações empíricas entre a magnitude e a distância máxima de liquefacção válida. Com isso conseguiram demonstrar que as distâncias aos locais mais afastados onde se verificou liquefacção têm um limite superior na projecção da magnitude em relação ao logaritmo da distância, conforme se ilustra pela Figura 2. 8. Com estas correlações é possível estimar a distância epicentral máxima, R ou D, em que a liquefacção é expectável perante um sismo de magnitude, M.

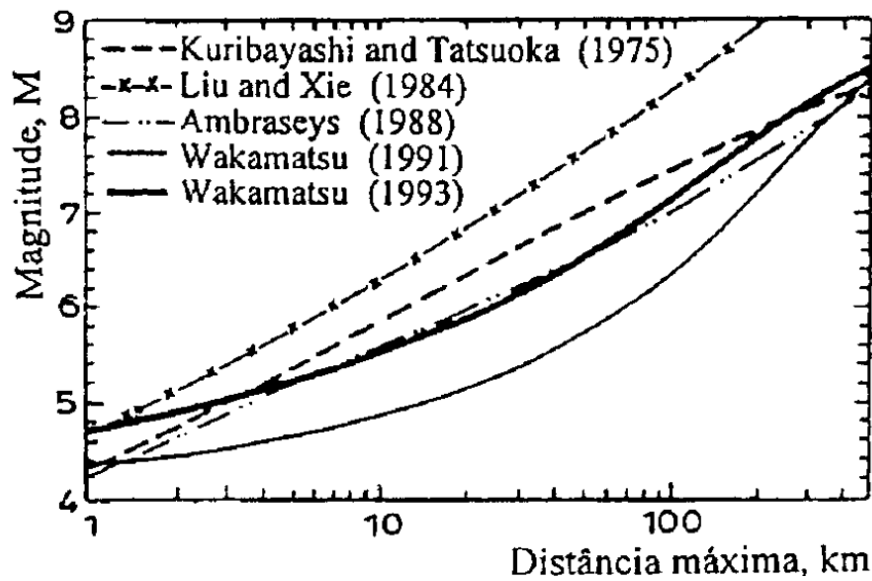


Figura 2. 8 – Distância epicentral máxima versus magnitude (Jorge, 1993).

Cada uma das curvas tem, como é óbvio, uma função associada, que se apresenta de seguida:

Kuribayashi e Tatsuoka (1975):

$$\log R = 0,87M - 4, \text{ média} \quad (2.1)$$

$$\log R = 0,77M - 3,6, \text{ se } M > 6 \quad (2.2)$$

Liu e Xie (1984):

$$R = 0,82 \times 10^{0,862(M-5)} \quad (2.3)$$

Ambraseys (1988):

$$M = 4,64 + 2,65 \times 10^{-3} R + 0,99 \log \quad (2.4)$$

Wakamatsu (1991):

$$\log R = 2,22 \log (4,22M - 19) \quad (2.5)$$

Wakamatsu (1993):

$$\log R = 3,5 \log (1,4M - 6,0) \quad (2.6)$$

A definição do mapa de oportunidade de liquefacção para o território português foi feita com base em registos históricos com referências ao fenómeno. Na Figura 2. 9 está representada a ocorrência de liquefacção associado a sismos históricos. Com estes dados definiu-se a distância epicentral máxima relacionado com os sismos de maior magnitude registados em Portugal, demonstrado na Figura 2. 10, adoptando-se uma regressão linear destes valores, conforme se constata na Figura 2. 11.

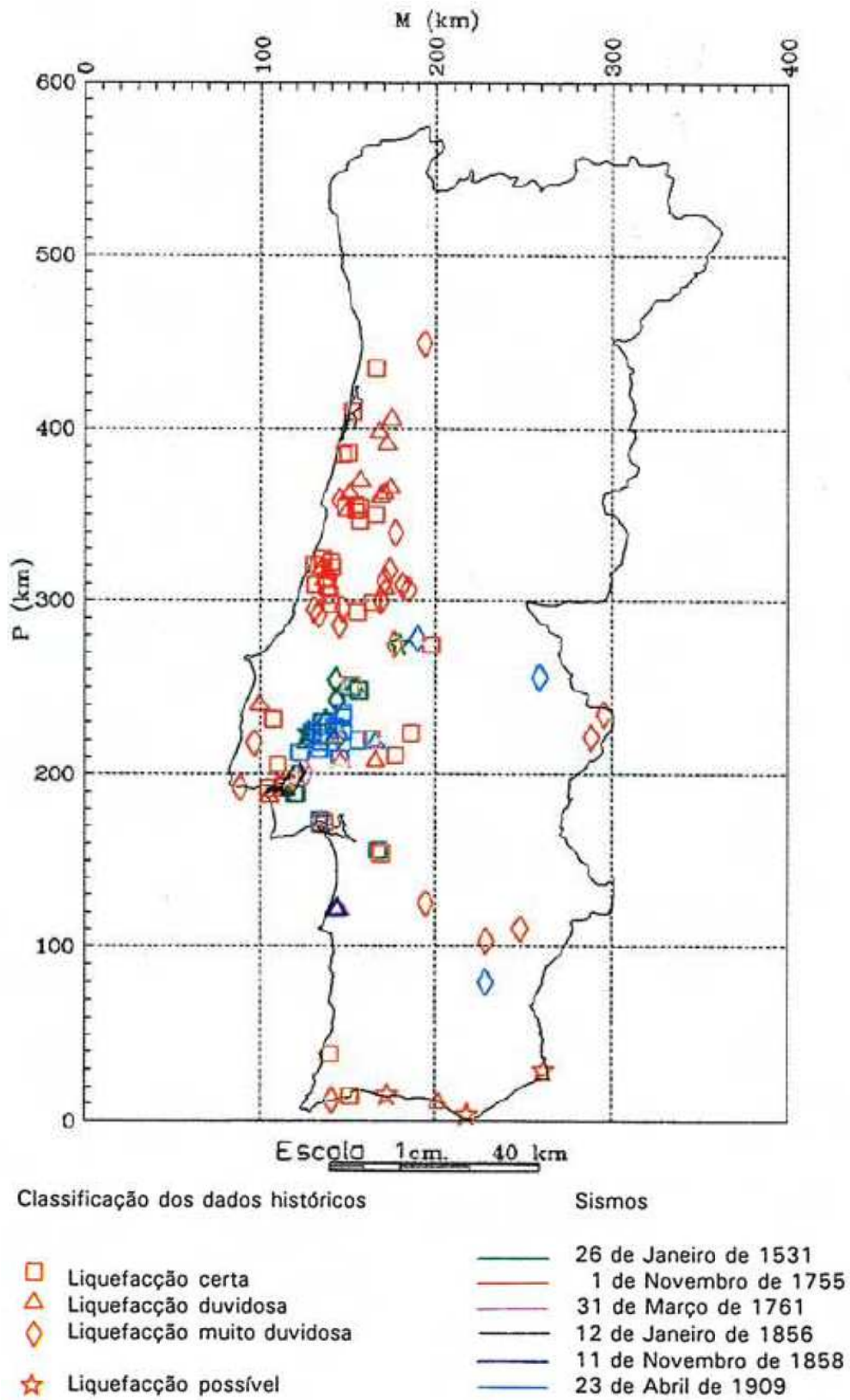


Figura 2. 9 – Liquefacção associada a sismos históricos (Jorge, 1993).

Sismos	Magnitude	Distância máxima (km)
26.01.1531	7,1	80
01.11.1755	8,5	420
11.11.1858	7,2	66
23.04.1909	7,6	120

Figura 2. 10 – Distancia epicentral relacionado com a magnitude de sismos históricos em Portugal (Jorge, 1993).

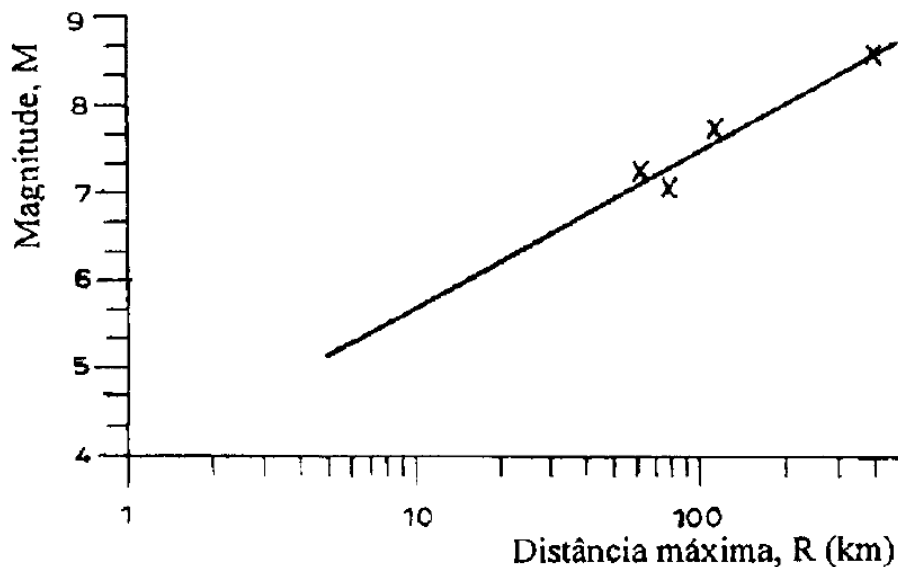


Figura 2. 11 – Regressão linear relacionando distância máxima, D e magnitude, M (Jorge, 1993).

A partir desses dados, foi possível aos autores definir uma função entre a distância epicentral máxima e a magnitude de um determinado sismo de uma forma semelhante aos autores acima mencionados. A expressão (2.7) demonstra essa função e permite identificar áreas, em futuros sismos, em que a liquefacção pode ocorrer.

$$\log R = 0,61M - 2,52 \quad (2.7)$$

O único problema na definição da expressão (2.7) é que apenas existem 4 registos históricos de sismos associados à liquefacção (sismos de 1531, 1755, 1858 e 1909), pelo que a correlação empírica poderá não ser a mais correcta mas é actualmente a mais fiável para o território português.

A sobreposição do mapa de susceptibilidade à liquefacção (Figura 2. 12) e o mapa de oportunidade de liquefacção, extrapolado pela expressão 2.7, origina o mapa de potencial de liquefacção. Este mapa está representado na Figura 2. 12, que mostra onde é mais provável a ocorrência de formação geológicas, que associados a um sismo, podem sofrer liquefacção.

o Mapa de potencial de liquefacção

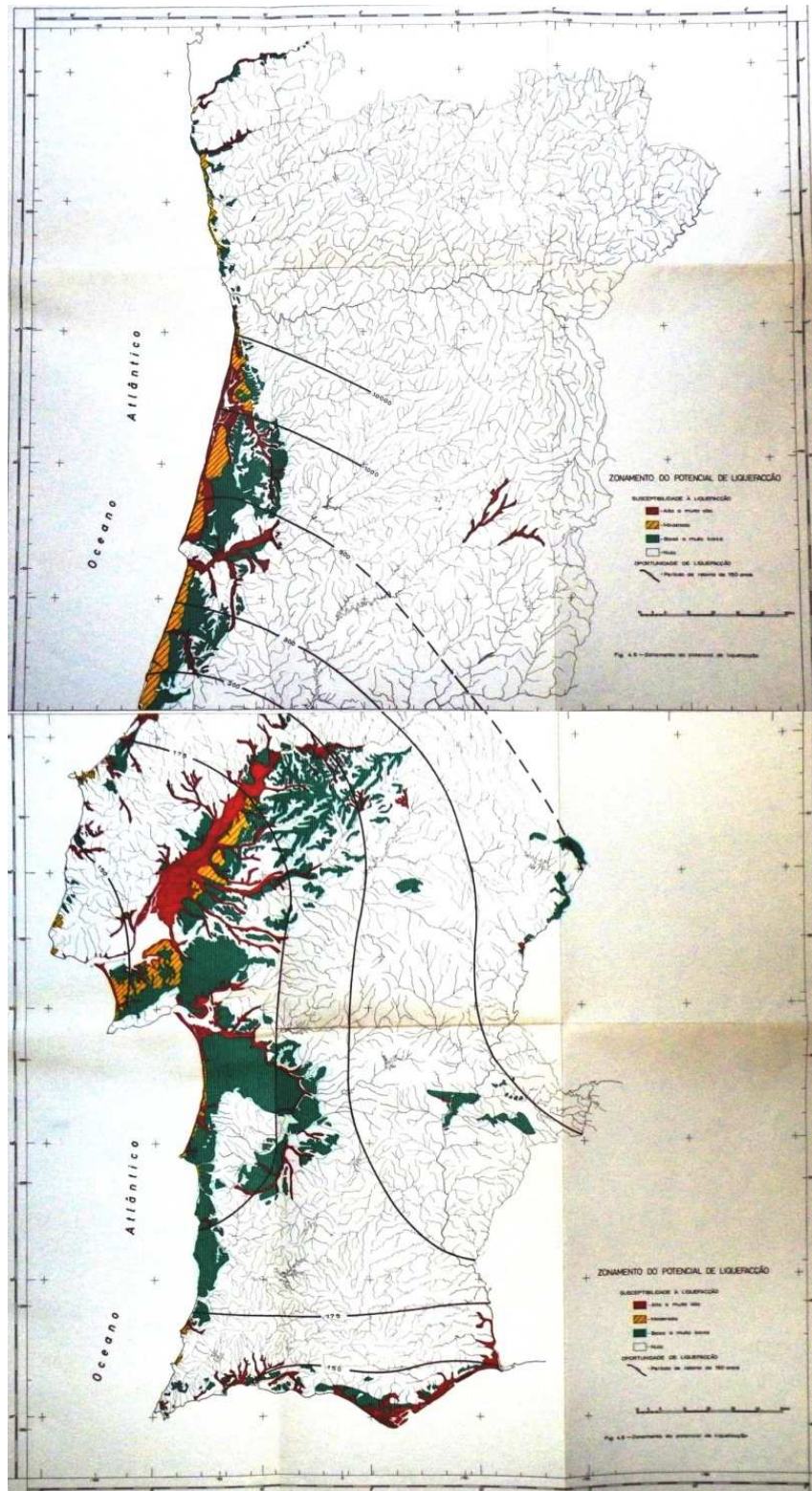


Figura 2. 12 – Mapa de potencial de liquefacção do território português (Jorge, 1993).

De referir que a região avermelhada representa susceptibilidade à liquefacção alta a muito alta. A região amarela representa susceptibilidade moderada, a verde baixa a muito baixa e na região a branco, a susceptibilidade é nula.

Analisando a Figura 2. 12, pode-se concluir que as zonas com potencial de liquefacção mais elevado estão localizadas na costa Sul do Algarve e na região de Lisboa, nomeadamente, o estuário do Sado e o Vale Inferior do Tejo. O potencial de liquefacção vai diminuindo progressivamente para Norte. Isto deve-se ao facto das formações geológicas/geomorfológicas não exibirem grande susceptibilidade à liquefacção (Jorge, 1993).

2.3 – ONDAS SÍSMICAS

Uma onda sísmica propaga-se nos terrenos ou por qualquer outro meio elástico, fruto de uma actividade sísmica, explosão ou vibração. Quando ocorre uma destas situações, o equilíbrio é perturbado sendo substituído por movimento. Este movimento origina ondas de volume (ondas de compressão/longitudinais e de corte/distorcionais) e ondas de superfície (ondas Rayleigh e Love). Em seguida descrevem-se os diversos tipos de ondas e suas correlações com o meio onde se propagam.

As ondas longitudinais, também conhecidas como primárias, de compressão ou dilatação têm usualmente a designação simplificada de ondas P e propagam-se através de movimentos de compressão e dilatação paralelamente à direcção de propagação da onda com a direcção longitudinal (Figura 2. 13). Fisicamente, pode-se idealizar este movimento à propagação de uma onda ao longo de uma mola.

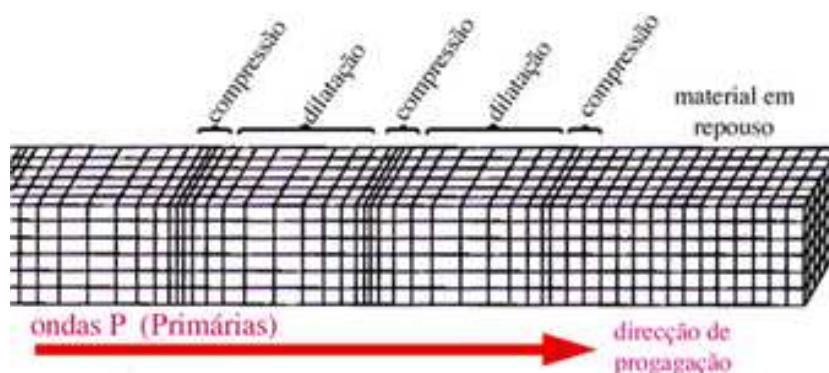


Figura 2. 13 – Representação do movimento de propagação das ondas P (UALG, 2000).

As ondas P são as mais rápidas de todas as ondas sísmicas. No ar, a velocidade das ondas P é aproximadamente igual a 330 m/s, enquanto na água ronda os 1500 m/s. Quanto mais rígido for o material, maior será a velocidade de propagação destas ondas.

As ondas de corte, também conhecidas por ondas secundárias, de distorção ou transversais têm a designação habitual de ondas S e propagam-se no meio por movimentos puramente distorcionais, sem introduzir variações volumétricas (Ferreira, 2003). O movimento de vibração ocorre no plano definido pela frente de onda e, como tal, perpendicularmente à direcção de propagação. Analogamente pode-se comparar este comportamento ao movimento de um chicote ou uma corda de uma guitarra quando excitada. Na Figura 2. 14 é visível o movimento de propagação das ondas S.

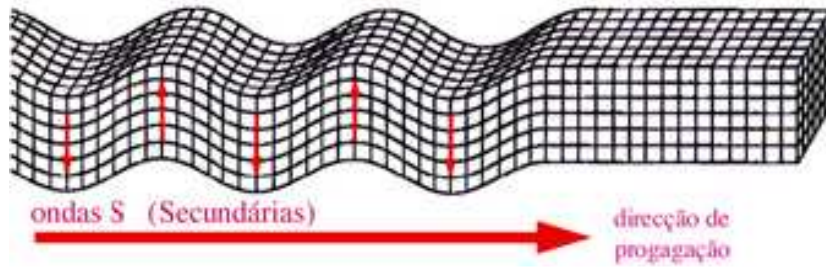


Figura 2. 14 – Representação do movimento de propagação das ondas S (UALG, 2000).

As velocidades das ondas de corte e das ondas longitudinais dependem das características do meio onde se propagam. A partir das equações gerais do movimento definem-se as expressões 2.8 e 2.9, que traduzem respectivamente a velocidade das ondas S e a velocidade das ondas P.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.8)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{1}{(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (2.9)$$

Em que:

- E é o módulo de Young ou módulo de deformabilidade;
- ρ é a massa específica;
- ν é o coeficiente de Poisson;
- M é o módulo confinado;
- G_0 é o módulo de distorção.

A partir destas expressões é possível avaliar os parâmetros elásticos do meio, sabendo previamente a velocidade das ondas P e S e a massa específica do meio. É também possível determinar, conhecendo V_P e V_S , o coeficiente de Poisson combinando as expressões 2.8 e 2.9 originando assim a expressão 2.10.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2.10)$$

Uma vez sabendo o coeficiente de Poisson e o módulo de distorção, pode-se estimar o módulo de deformabilidade com recurso a expressão 2.11.

$$E = 2G_0(1 + \nu) \quad (2.11)$$

As ondas Rayleigh, designadas comumente por ondas R, são ondas de superfície e resultam da interferência das ondas P e S, ou seja, foram matematicamente definidas pela combinação das equações gerais de movimento das ondas longitudinais e de corte. São mais lentas do que as ondas que as originam e são mais intensas à superfície, diminuindo de intensidade à medida que a profundidade aumenta. Pode-se comparar este tipo de ondas com o desenrolar de uma onda no mar. Estas ondas provocam vibração no sentido contrário à propagação da onda, ou seja, descrevem um movimento elíptico retrógrado no plano vertical, paralelo à direcção de propagação da onda, conforme se pode verificar pela Figura 2. 15.

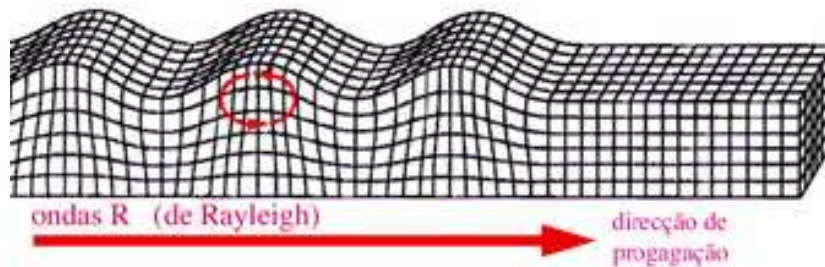


Figura 2. 15 – Representação do movimento de propagação das ondas R (UALG, 2000).

As ondas Love, ou ondas L, são, tal como as ondas R, ondas de superfície e produzem corte horizontal do solo (Figura 2. 16). A sua energia é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra por ocorrer por reflexão interna total. A.E.H. Love, um matemático britânico, criou o modelo matemático destas ondas em 1911, sabendo que são originadas por interferência de duas ondas de corte. São mais rápidas que as ondas R e são extremamente destrutivas (Ferreira, 2003).

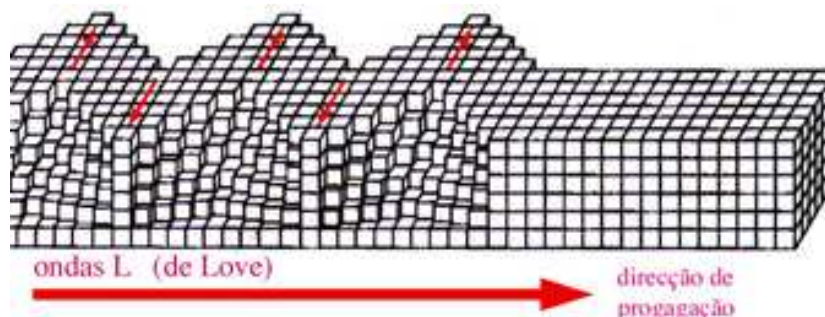


Figura 2. 16 – Representação do movimento de propagação das ondas L (UALG, 2000).

2.4 – CONCEITOS ESSENCIAIS DA LIQUEFAÇÃO

“O pensamento ocorreu ao escritor, na procura do material que escorregou da barragem de Calaveras, que algo semelhante a areias movediças aconteceu a grande escala – 800.000 jardas cúbicas de inundação do meio por um curto espaço de tempo, e depois ficou sólido...” (citação de Allen Hazen., Schofield, 2005).

Allen Hazen, um cientista norte-americano, foi o primeiro a utilizar o termo liquefacção para explicar a rotura da barragem de Calaveras na Califórnia. De um modo geral a liquefacção, quer tenha origem por carregamentos monotónicos ou cíclicos em condições não drenadas, é um fenómeno que provoca que o solo se comporte como um liquido, embora que por breves momentos, devido à perda de resistência em regiões da massa de solo. Esta perda de resistência deve-se essencialmente a geração de excessos de pressão neutra positivos em solos saturados, reduzindo drasticamente as tensões efectivas, podendo assim provocar graves danos em diversas obras de engenharia como cortinas de contenção (inclinação excessiva e porventura provocar o colapso das mesmas), em fundações (perda de capacidade de carga aquando do fenómeno de liquefacção) ou até em condutas enterradas.

Inicialmente, o fenómeno da liquefacção era de difícil compreensão, principalmente devido a dois motivos. O primeiro está relacionado com o facto de a liquefacção ter sido compreendida a partir duma perspectiva geológica em vez de mecânica. Os estudos iniciais focaram no historial de ocorrência deste fenómeno. O segundo motivo está relacionado com o facto de não se considerar o efeito de dilatância, resultando na fixação da liquefacção como uma condição geral em que as tensões efectivas são reduzidas a zero.

A origem da liquefacção está relacionado com o aparecimento rápido de deformações plásticas, não permitindo a dissipação dos excessos de pressão neutra, pois a drenagem está impedida, ou seja, a liquefacção é gerada em condições não drenadas, ou, como hoje também se admite, em condições drenadas com forte fluxo de água por elevado gradiente (Coelho, 2007).

O fenómeno de liquefacção pode ser dividido em dois grupos, em que o primeiro devido a carregamentos estáticos (liquefacção estática) e o segundo devido a carregamentos cíclicos (liquefacção cíclica).

A principal diferença entre a liquefacção estática e cíclica está relacionada com a forma da geração das deformações volumétricas. No caso da liquefacção estática é essencial que o solo seja solto, à luz do conceito de solo no lado “húmido”, ou seja contráctil, da teoria do estado crítico (parâmetro de estado, ψ – como se verificará no próximo subcapítulo). Se o solo estiver na condição de solto, podem surgir grandes deformações volumétricas plásticas, sem que a massa de solo tenha capacidade de resistência aumentando progressivamente a tendência para contracção em carregamento monotónico. No entanto, se o solo for denso, a amostra, ainda que se possa contrair no início, rapidamente inverte essa tendência e começa a dilatar, aumentando a sua resistência.

No caso de liquefacção cíclica, as deformações volumétricas plásticas aumentam devido à densificação provocada pelas oscilações das tensões cíclicas, que tende a aproximar as partículas entre si. Este tipo de liquefacção pode ocorrer em areias soltas, média ou, mesmo em condições especiais, densas e até em argilas sobreconsolidadas (Coelho, 2007).

Para explicar a liquefacção cíclica, ou mobilidade cíclica, Seed (1976) sugeriu um mecanismo, representado na Figura 2. 17a), que para a sua correcta definição conta com as componentes normais e tangenciais num ponto de um determinado maciço, ou seja a sollicitação sísmica não só provoca acções verticais e horizontais mas também provoca a distorção do ponto em causa.

A Figura 2. 17b) representa a variação do índice de vazios com o aumento das pressões de confinamento. A variação do ponto A para o ponto B representa a redução do volume da massa de

solo, tal como se tratasse de um corte drenado, enquanto a variação do ponto A para o ponto C representa um corte não drenado, ou seja a água, incompressível, fica sujeita ao aumento de pressões, reduzindo as tensões efectivas sem variações de volume. Se a massa de solo é uma areia solta, a liquefacção cíclica poderá ocorrer, causando deformações infinitas, consequência da indução de tensões efectivas residuais muito reduzidas. Por outro lado, se a massa de solo for muito densa, a carga cíclica actuante fará com que esta comprima mas rapidamente dilate, dissipando a pressão neutra e terminando assim a capacidade de deformar. Consequentemente o equilíbrio é alcançado, ou seja, as cargas cíclicas actuantes não afectam mais a massa de solo, uma vez que este atingiu o nível máximo de deformação admissível (Folque, 1979).

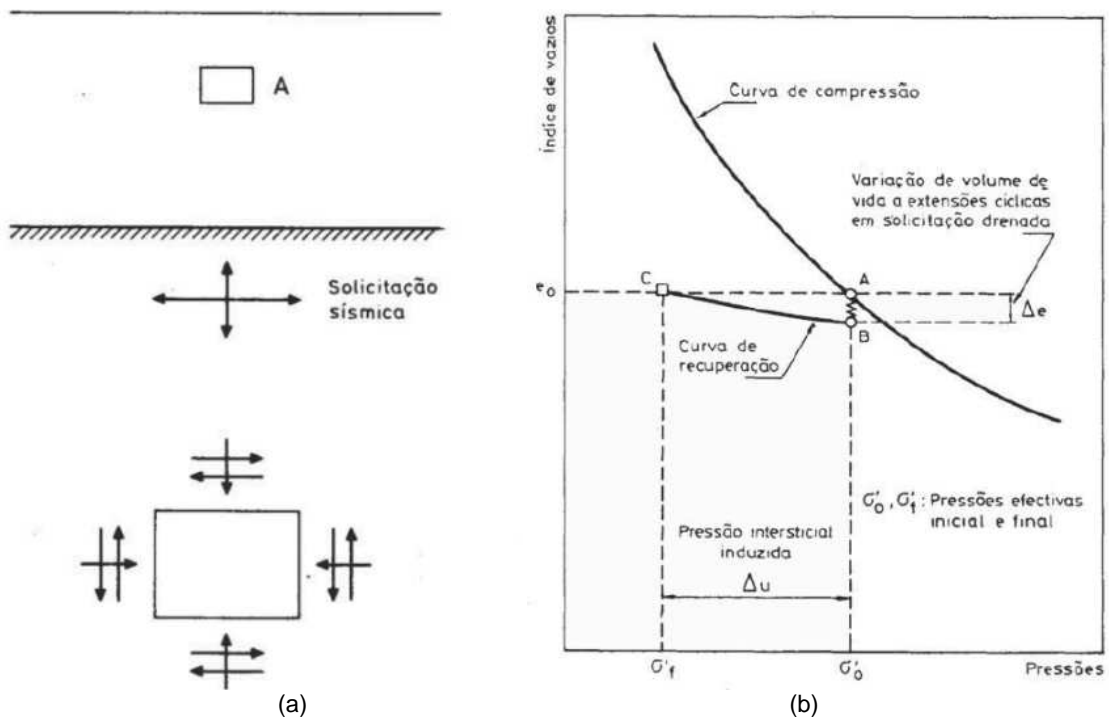


Figura 2. 17 – a) Mecanismo proposto por Seed; b) Variação do índice de vazios com a pressão de confinamento (Folque, 1979).

Para melhor entender a diferença entre liquefacção estática e cíclica, Castro e Poulos (1977) apresentaram resultados de ensaios triaxiais em areias saturadas. A Figura 2. 18 representa o índice de vazio em função da tensão efectiva principal menor. A linha de estado permanente representa os estados em que o solo se pode deformar sob volume e tensões constantes.

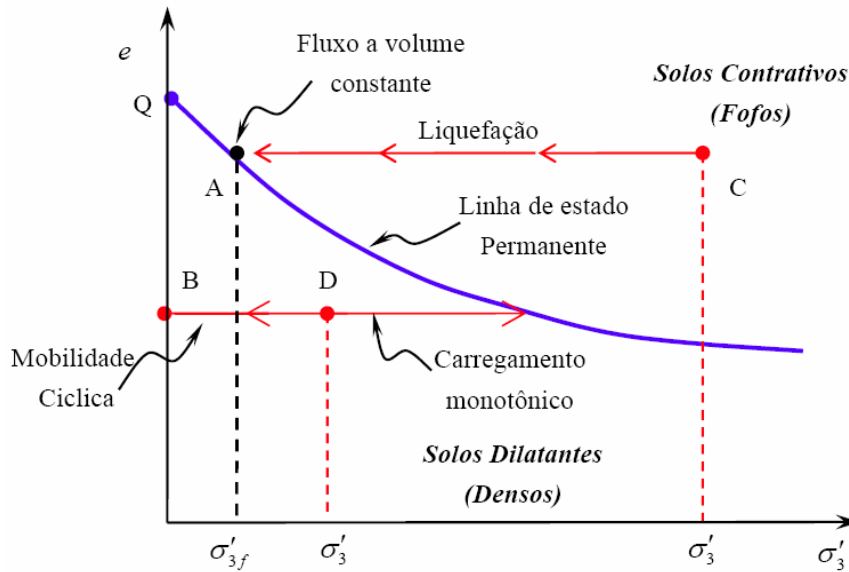


Figura 2. 18 – Ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977).

Um solo solto (contractivo), representado pelo ponto C, quando carregado monotonicamente sob condições não drenadas origina a rotura da amostra, terminando no ponto A. Esse processo não envolve variações volumétricas. Também nesta figura representa-se o ponto Q que representa a perda total da resistência da amostra, passando a comportar-se como um líquido.

Um solo denso (expansivo), representado pelo ponto D, quando carregado monotonicamente, exhibe um comportamento completamente diferente de um solo solto. Ou seja, durante o carregamento, as tensões efectivas para muito pequenas deformações vão aumentar, atingindo um pico, mas rapidamente começam a reduzir (deslocam-se para a direita do ponto D). Como se trata de um solo denso, as tensões efectivas começam a aumentar, até atingir a linha de estado permanente. Mas se este mesmo solo for carregado ciclicamente, o comportamento demonstrado é muito diferente. O ponto D desloca-se para a esquerda pois as pressões neutras aumentam com os carregamentos cíclicos, reduzindo a tensão efectiva até liquefazer, atingindo assim o ponto B (Bedin, 2008).

2.5 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO

2.5.1 – CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO SOLO

A análise granulométrica pode ter estar relacionada com a susceptibilidade à liquefacção de um determinado solo, uma vez que depende da graduação da partícula, distribuição granulométrica, forma das partículas, plasticidade e percentagem de finos.

A distribuição granulométrica tem uma grande influência na susceptibilidade à liquefacção segundo Terzaghi et al. (1996), sendo que os solos bem graduados são menos susceptíveis pois as partículas de menor dimensão preenchem os vazios, resultando numa menor variação volumétrica, sob condições drenadas, e em menores valores de pressão neutra em condições não drenadas.

Na Figura 2. 19 apresentam-se as faixas limite de distribuição granulométricas propostas por Tsuchida, em 1970, correspondentes ao desenvolvimento e à susceptibilidade para desenvolver liquefacção. Constatase, pela inclinação da curva granulométrica, que seria necessário que o solo seja mal graduado e maioritariamente constituído por areia para que desenvolva liquefacção. Se a curva granulométrica do solo for melhor graduada, apenas se poderia concluir que existiria uma possibilidade, menos clara, de desenvolver liquefacção (Bedin, 2008).

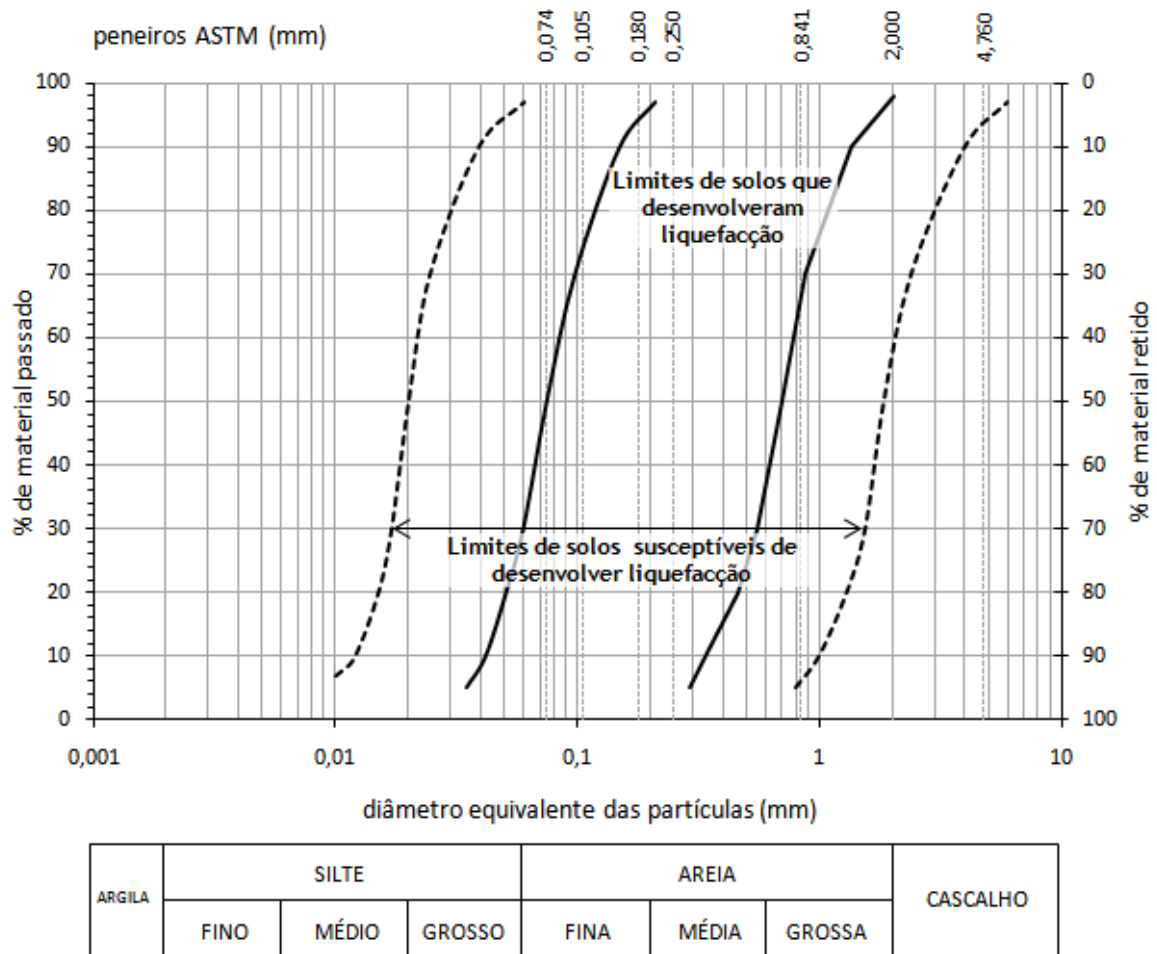


Figura 2. 19 – Faixas limite de distribuição granulométrica que desenvolvem ou com potencial para desenvolver liquefação (adaptado de Tsuchida, 1970).

2.5.2 – TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

A susceptibilidade à liquefação está fortemente ligada a um critério de estado que depende da densidade das partículas e do estado de tensão inicial do maciço ou, no caso laboratorial, da amostra.

Em 1936, Arthur Casagrande, realizou ensaios triaxiais drenados com deformação controlada verificando que as amostras soltas e as densas têm comportamentos diferentes. Durante o corte não drenado, as primeiras contraem e as segundas inicialmente também contraem mas rapidamente começam a dilatar. Para grandes deformações, Casagrande verificou que as amostras sob a mesma tensão efectiva se aproximavam da mesma compacidade relativa, designando esse índice de vazios como índice de vazios crítico, e_c . A Figura 2. 20 ilustra este comportamento (Todo-Bom, 2008).

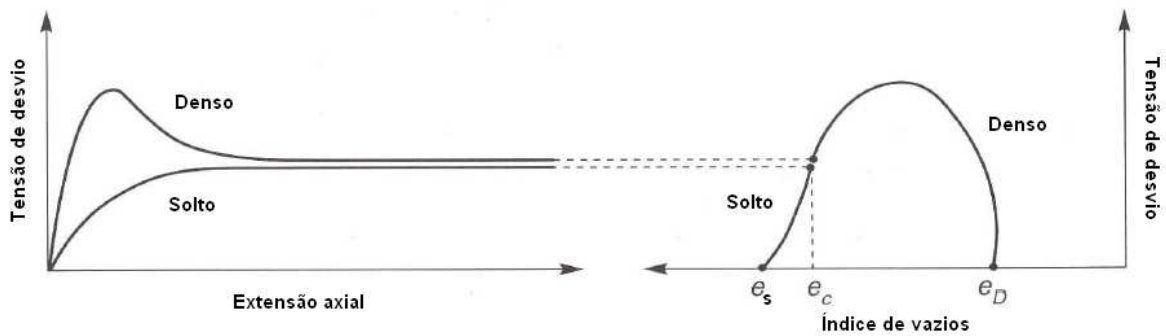


Figura 2. 20 – Comportamento de solos densos e soltos sob a mesma tensão de confinamento

(adaptado de Todo-Bom, 2008).

Casagrande constatou ainda que o índice de vazios pode ser correlacionado unicamente com a tensão de confinamento, obtendo a linha do índice de vazios crítico, conforme representado na Figura 2. 21. Casagrande interpretou esta linha como uma fronteira de regiões de desenvolvimento de excessos de pressão neutra positivos (contração do volume) e excessos de pressão neutra negativa (expansão do volume), ou seja, a fronteira delimitando solos soltos (contrácteis) e solos densos (expansíveis). Assim, a linha de índice de vazios crítico é considerada um critério de susceptibilidade de liquefacção.



Figura 2. 21 – Linha de índice de vazios crítico (Bedin, 2008).

Em 1969, Castro, um estudante de Casagrande, realizou uma série de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos em areias consolidadas/adensadas isotrópica e anisotropicamente. Castro verificou então três comportamentos distintos de tensão-deformação, dependendo do estado do solo, representados na Figura 2. 22.

A amostra A, alusiva a um solo solto, exhibe um pico de resistência não drenada para deformações reduzidas, começando imediatamente a reduzir a tensão de desvio até zero, originando assim o fenómeno que Castro designou por liquefacção. Solos densos, como a amostra B, exibem uma contração de volume inicial mas, seguido por uma expansão volumétrica, ou seja, durante este processo as tensões efectivas aumentam, atingindo valores de resistência ao corte elevados. A amostra C representa solos com uma densidade intermédia e inicialmente têm comportamento semelhante a um solo solto, ou seja, que exhibe um pico de resistência para baixas deformações, começando

imediatamente a diminuir a tensão de desvio com o aumento da deformação. A partir de um determinado ponto, a tendência inverte-se e o solo passa a exibir um comportamento expansivo. Esse ponto foi designado por Ishihara (1975) como “ponto de transformação de fase”.

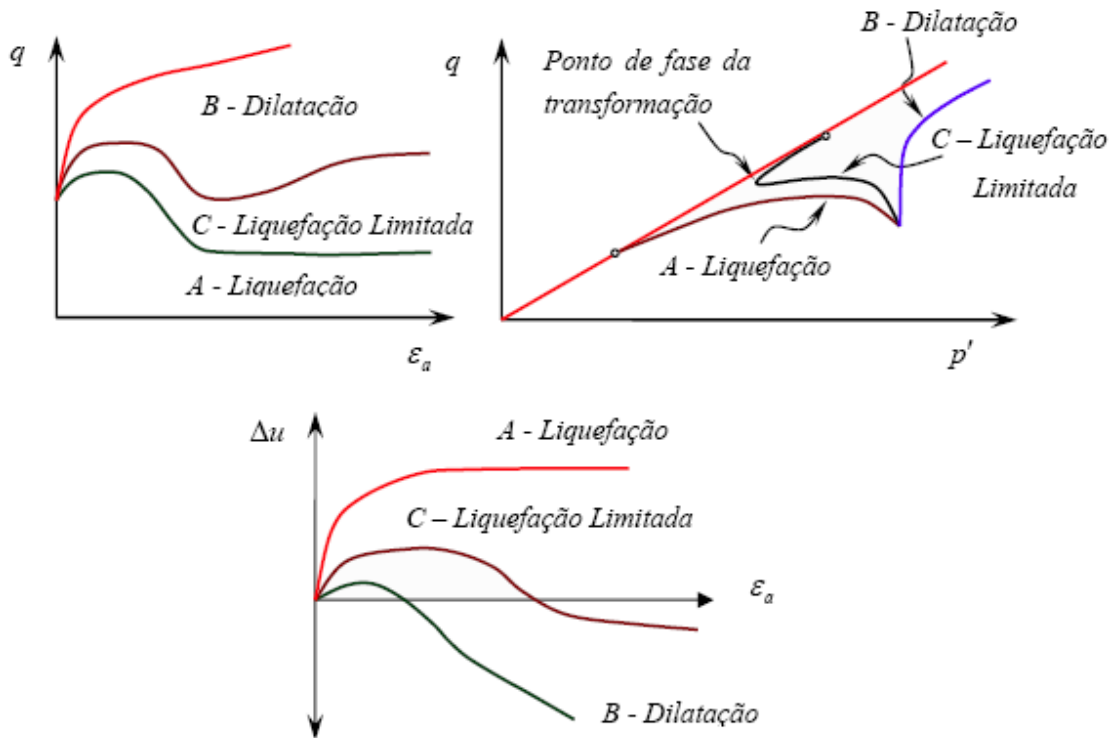


Figura 2. 22 – Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (Bedin, 2008).

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, Ψ , que está relacionada com o índice de vazios do estado inicial e do estado permanente. A expressão (2.12) demonstra essa relação. Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe um comportamento contractivo, consequentemente susceptível à liquefação, enquanto se o parâmetro de estado for negativo, o solo exibe um comportamento expansivo, ou seja, não é susceptível à liquefação. Este parâmetro é extremamente relevante na avaliação da susceptibilidade à liquefação devido a carregamentos monotônicos. Na Figura 2. 23 está representada a definição do parâmetro de estado (Bedin, 2008).

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.12)$$

Em que:

- ψ é o parâmetro de estado
- e_0 é o Índice de vazios do estado inicial
- e_{ss} – Índice de vazios do estado permanente

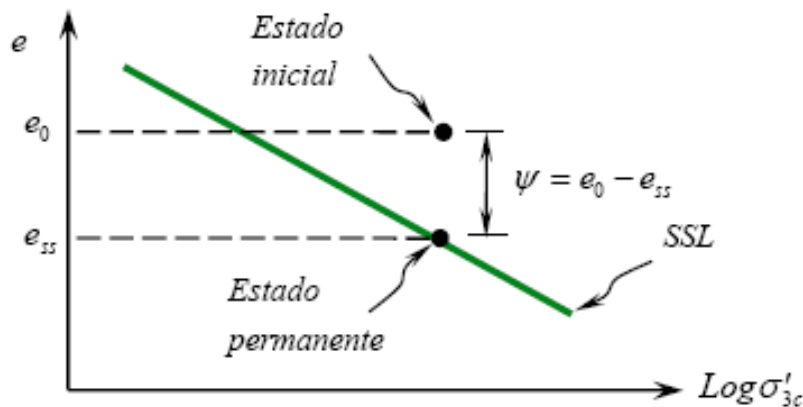


Figura 2. 23 – Definição do parâmetro de estado (Been and Jefferies, 1985, adaptado de Bedin, 2008).

2.5.3 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO EM ENSAIOS CÍCLICOS

Andrus e Stokoe (1997, 2000) desenvolveram um critério de resistência à liquefacção relacionado com a medição *in situ* da velocidade das ondas de corte, V_s . Esta formulação é semelhante às que a precederam relacionando a resistência à liquefacção com os resultados normalizados do SPT (Standard Penetration Test) e do CPT (Cone Penetration Test), desenvolvidas por Seed e tal. (1985) e Robertson e Wride (1998). A utilização de V_s tem vantagens (Andrus and Stokoe 1997, 2000), por exemplo no caso de solos em que os ensaios SPT e CPT são dificilmente concebíveis, pois a medição de V_s é quase sempre realizável. Outra razão para a vantagem para a utilização de V_s é o facto de este parâmetro ser uma propriedade mecânica do solo relacionado com o módulo de distorção máximo, para muito pequenas deformações.

Três problemas surgem com a utilização deste método. O primeiro está relacionado com o facto das velocidades das ondas sísmicas estarem associadas a muito pequenas deformações enquanto a geração de excessos de pressão neutra, que podem provocar a redução das tensões efectivas e assim conduzir à liquefacção, surge para deformações médias a altas. Outro problema está relacionado com o facto dos ensaios sísmicos não fornecerem amostras para a classificação de solos e para a identificação de solos ricos em argila moles sem potencial de liquefacção. Finalmente, podem não ser detectados estratos de pequena possança, se o intervalo entre medições de V_s for muito grande.

A primeira reserva é, de facto, muito discutível, pois qualquer destes critérios de classificação não é mais do que indicial e, por isso, a utilização de índices de risco baseados num ensaio de penetração tem a mesma validade de um índice relacionado com registos de velocidades de ondas sísmicas, desde que a classificação seja devidamente fundamentada. A segunda questão resolve-se nos mesmos termos dos ensaios SPT, pois a sua realização entre furos pode ser feita com amostragem contínua, e mesmo em relação ao piezocone sísmico (SCPTu), pode ser utilizada a classificação proveniente dos registos do avanço do cone. Finalmente, a terceira reserva tem a mesma correspondência como o SPT e no SCPTu mantém-se como elemento de classificação complementar e não dissociado. Estas observações, relativizam as reservas e repõem, como hoje é reconhecido por muitos autores, a utilização das classificações com base nos registos de ondas sísmicas na linha da frente.

Diversos autores estabeleceram correlações entre a razão (ou rácio) de resistência cíclica (CRR – Cyclic Resistance Ratio) e V_{s1} que representa a normalização da velocidade das ondas de corte em relação ao estado de tensão inicial do maciço é representada pela expressão (2.13):

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (2.13)$$

Em que:

- V_{S1} é a velocidade das ondas de corte normalizada;
- V_S é a velocidade das ondas de corte;
- P_a é a pressão atmosférica (aproximadamente igual a 100 kPa);
- σ'_{v0} é a tensão efectiva vertical inicial (admitindo coeficiente de impulso de repouso, $K_0=0,5$).

Na Figura 2. 24 estão representadas 7 curvas propostas por diferentes autores relacionando CRR com V_{S1} . As considerações iniciais admitidas para a definição das curvas são diferentes da proposta apresentada por Tokimatsu e Ushida (1990) que foi determinada a partir da realização de ensaios triaxiais cíclicos em solos com menos de 10% de finos e com 15 ciclos de carga.

De todas as curvas representadas, as mais importantes para este solo em estudo são as propostas por Andrus e Stokoe em 1997 e 2000, atrás referidas. A primeira, de 1997 e representada na Figura 2. 24, foi realizada com base em solos não cimentados, com menos de 5% de finos e do tempo geológico Holocénico. Os dados foram obtidos a partir de 20 sismos diferentes e mais de 50 locais de medição. Assim, propuseram a expressão (2.14) que relaciona CRR e V_{S1} .

$$CRR = a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \quad (2.14)$$

Em que:

- V_{S1}^* é o limite superior de V_{S1} para a ocorrência de liquefacção;
- a e b são parâmetros de ajuste à curva.

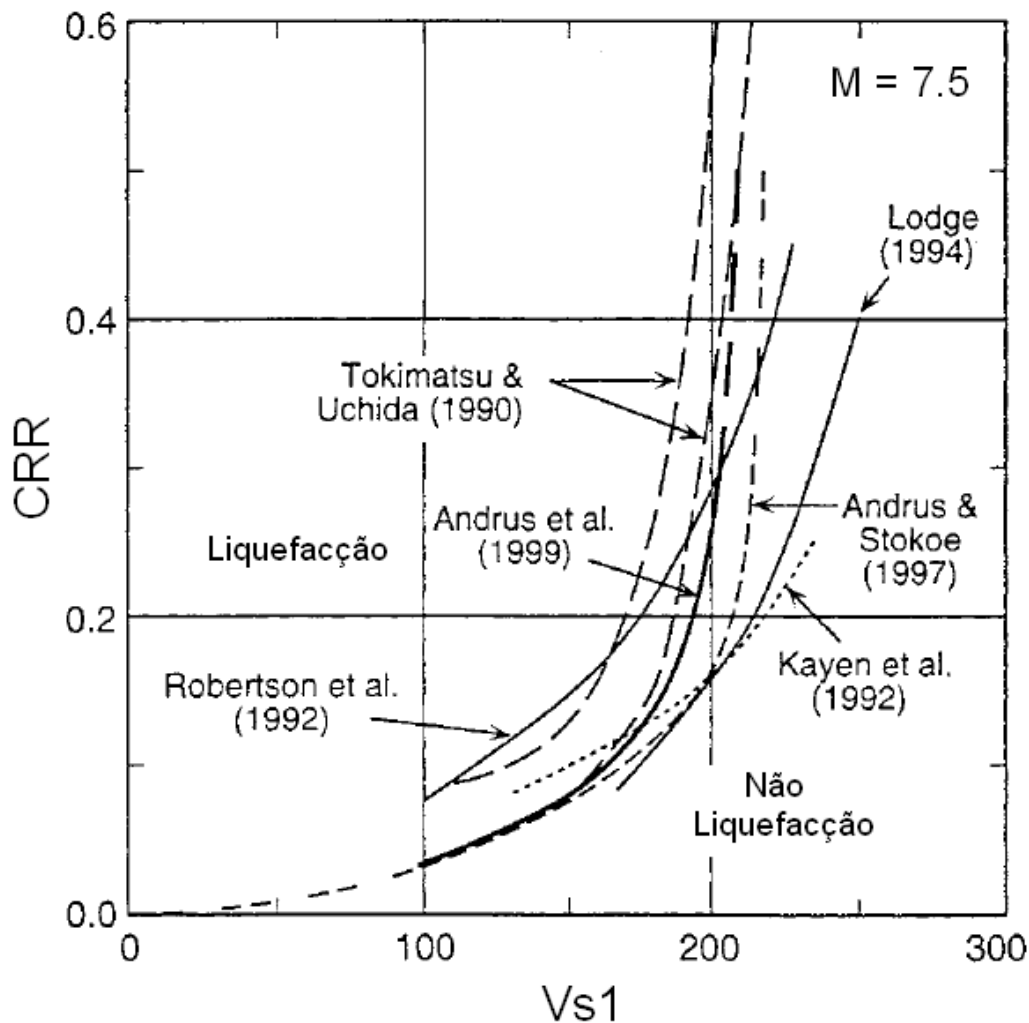


Figura 2. 24 – Relação entre V_{s1} e CRR (Andrus e Stokoe, 1997., Youd et al., 2000).

Andrus e Stokoe (2000) reajustaram a curva com o aumento da base de dados, passando a analisar 26 sismos e mais de 70 locais de medição. A relação entre V_{s1} e CRR ou CSR recomendada por Andrus e Stokoe (2000) para sismos de magnitudes iguais a 7.5 e solos do Holocénico com diferentes percentagens de finos estão representadas na Figura 2. 25. Nesta figura estão também representados casos em que ocorreu liquefação com sismos de magnitudes compreendidas entre 5.9 e 8.3. As três diferentes curvas foram determinadas de forma iterativa, variando os valores dos parâmetros a e b, até que quase todos os pontos relativos à origem do fenómeno em estudo estivessem restringidos à região de liquefação e os casos em que não se verificou esse fenómeno estivessem em menor número de pontos possíveis do lado esquerdo da curva, ou seja, da região onde se verifica a liquefação. (Youd et al, 2001)

A partir desta figura é possível verificar se um solo de origem tem potencial de liquefação Este critério será aplicado e verificado na análise experimental apresentada no capítulo 5 para a areia em estudo.

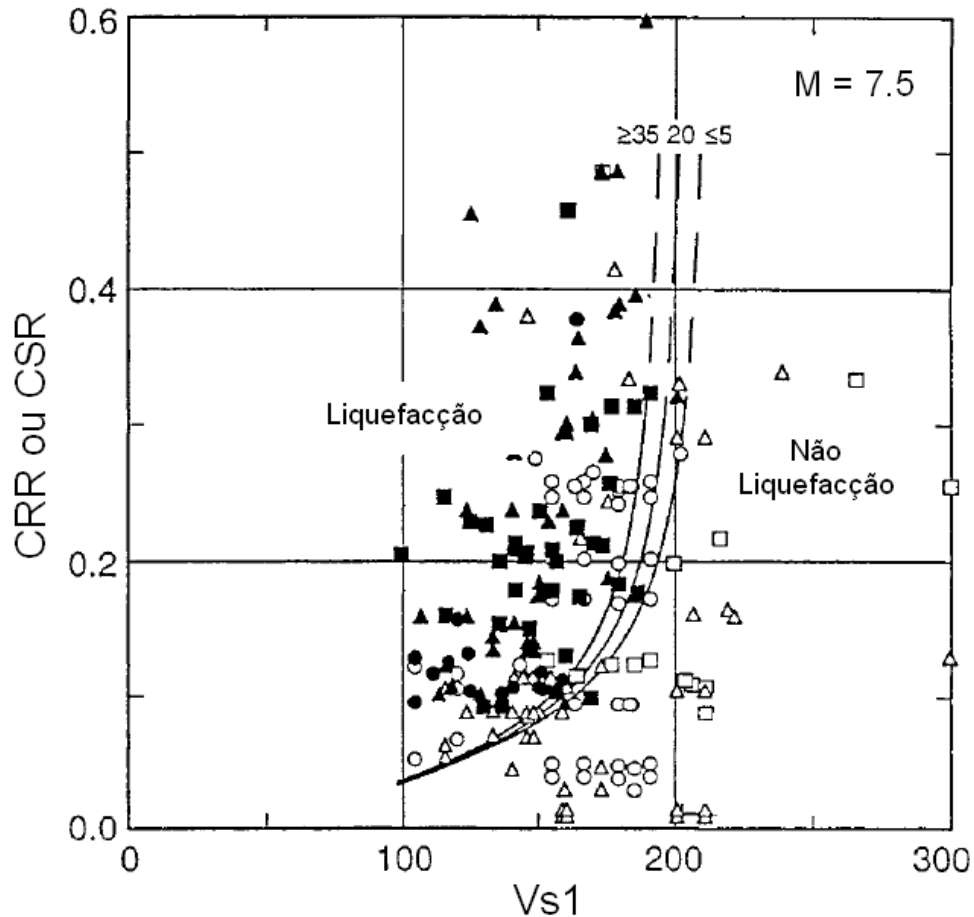


Figura 2. 25 – Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).

2.6 – ENSAIOS LABORATORIAIS PARA A AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO

2.6.1 – ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO

Como foi referido em 2.4, a origem da liquefacção estática deve-se a carregamentos monotónicos. Consequentemente, é possível reproduzir laboratorialmente este fenómeno com deformações verticais progressivamente crescentes o que fará com que a pressão neutra ou de água nos poros suba, desde que em condições não drenadas. Para tal, deverá definir-se uma taxa de deformação lenta que possa registar com fiabilidade esses excessos de pressão neutra.

Para demonstrar resultados de ensaios triaxiais estáticos, Been e Jefferies (2006) recorreram a amostras de areia de Erksak, preparadas pelo método *moist tamping* (a ser referido em 4.4). Nestes ensaios, o parâmetro de estado, Ψ , variou entre -0,07 e 0,07, ou seja, foram utilizadas amostra densas e soltas, respectivamente. Os resultados dos ensaios realizados nestas condições estão representados na Figura 2. 26. Quando $\Psi > 0$, a resistência rapidamente decresce com o aumento da deformação. Geralmente é necessário menos de 15% para estabilizar as condições de estado crítico neste tipo de solo, sendo que por vezes bastam apenas 4% ou 5%, como se constata pela análise das trajectórias de tensões da Figura 2. 26. Quando $\Psi < 0$ verifica-se, para grandes deformações, que a dilatação ocorre, gerando excessos de pressão neutra negativa. No ensaio G602 da Figura 2. 26, a amostra é

ligeiramente densa ($\Psi=-0,02$), verificando que ocorreu dilatação da amostra e que, para pequenas deformações, atingiu o máximo de resistência. No entanto, o ensaio C641, mais denso que C602 ($\Psi=-0,07$), apenas para grandes deformações (aproximadamente 18%) é que se verificou que a dilatação cessou, atingindo assim o estado crítico. Esta situação pode ser realista, sendo que o excesso de pressão neutra é 700 kPa e a contrapressão é 1300 kPa. Em estados mais densos, torna-se praticamente impossível obter suficiente contrapressão e mesmo no caso da amostra do ensaio C641 é questionável qualquer aplicabilidade prática, uma vez que gerará excessos de pressões neutras negativas excessivamente elevadas (Been e Jefferies, 2006).

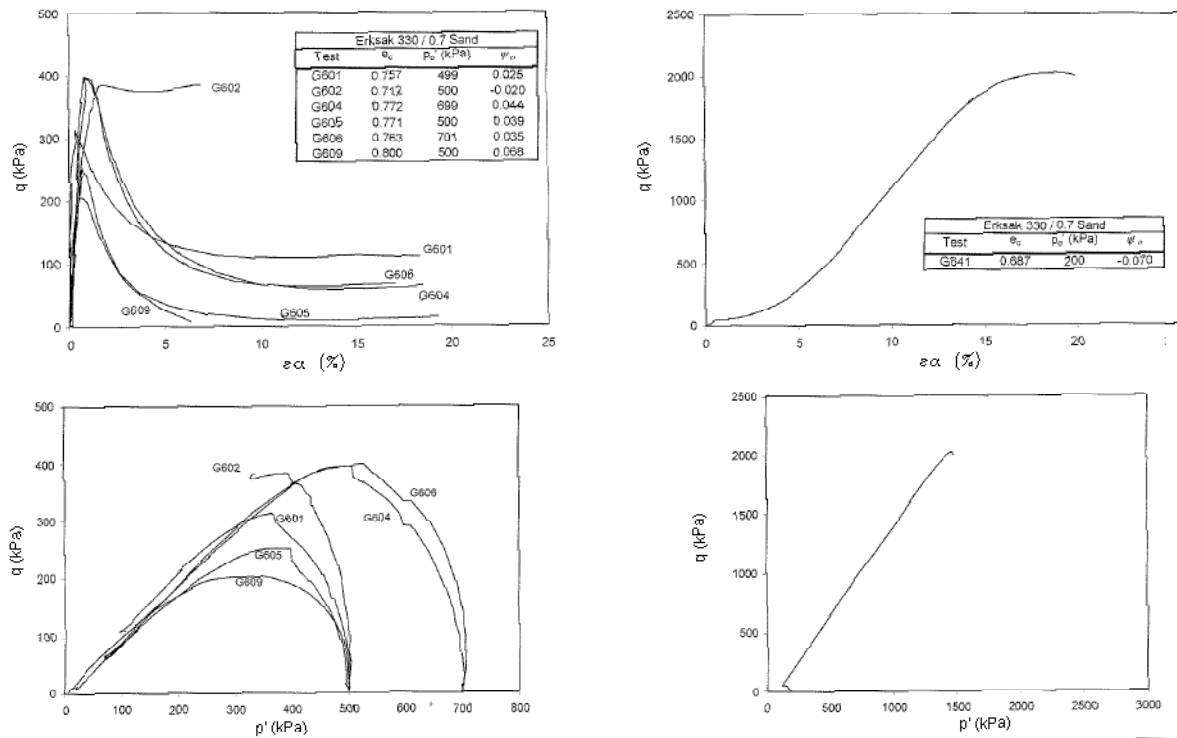


Figura 2. 26 – Ensaio triaxiais estáticos com areia de Erksak (Been e Jefferies, 2000).

2.6.2 – ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO

Sabendo que a sollicitação causada por um sismo induz elevados excessos de pressão neutra em areias saturadas, pelo facto de se verificarem oscilações demasiado rápidas que não permitem a dissipação dos incrementos de pressão na água, tentou-se reproduzir o mesmo laboratorialmente com recurso aos ensaios triaxiais cíclicos. Os níveis de excesso de pressão neutra necessário para iniciar o fenómeno de liquefacção estão relacionados com a frequência (menos importante em laboratório se o sistema for perfeitamente não drenado) com a magnitude, logo com a amplitude, e com a duração do sismo.

De forma a caracterizar a verdadeira acção sísmica, seria necessário realizar um teste laboratorial em amostras reproduzindo o terramoto de Boumerdès, recorrendo à análise da resposta do terreno e criando registos temporais idênticos, com as características transitórias e irregulares da acção sísmica. No entanto, os dados de laboratório a partir dos quais se testa a resistência à liquefacção são obtidos de ensaios em que se admite que o corte cíclico é efectuado com amplitude constante, o que não corresponde a uma verdadeira acção sísmica, mas é uma aproximação otimizada. A amplitude a ser utilizada nestes ensaios pode ser determinada pela razão de tensões cíclicas, Cyclic Stress Ratio – CSR, definida por Seed e Idriss (1971) e expressa também na regulamentação europeia, Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures (2002).

O $CSR_{in\ situ}$ é usualmente estimado com base na probabilidade de ocorrência de um dado sismo. Seed e Idriss (1971) propuseram um método simplificado, baseado na aceleração máxima na superfície do terreno, como se comprova pela expressão (2.15).

$$CSR_{in\ situ} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \times \alpha \times r_d \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.15)$$

Em que:

- τ_{av} é a tensão média de corte cíclico;
- σ'_{v0} é a tensão efectiva vertical;
- σ_{v0} é a tensão total vertical;
- r_d é um factor que tem em conta a flexibilidade do solo e profundidade. As expressões (2.16), (2.17), (2.18) e (2.19) retratam essa dependência:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \times z, \quad se \ z < 9,15m \quad (2.16)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \times z, \quad se \ 9,15m \leq z < 23m \quad (2.17)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 \times z, \quad se \ 23m \leq z < 30m \quad (2.18)$$

$$r_d = 0,5, \quad se \ z > 30m \quad (2.19)$$

- α é o razão entre a aceleração máxima do terreno, $a_{m\acute{a}x}$, e a aceleração da gravidade, g , conforme se verifica pela expressão (2.20).

$$\alpha = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \quad (2.20)$$

As curvas de carga cíclica são habitualmente normalizadas pela pressão efectiva inicial para determinar a razão das tensões cíclicas (CSR). O CSR deve ser diferenciado para cada tipo de ensaio. Assim, para o ensaio de corte cíclico simples o seu valor é determinado pela razão entre a tensão de corte cíclica, τ_{av} , e a tensão vertical efectiva de repouso, σ'_{v0} , enquanto para o ensaio triaxial cíclico, o CSR determina-se pela razão entre a tensão de desvio cíclica, σ_d , e a tensão efectiva média de confinamento, σ'_m . O ensaio de corte cíclico simples e o triaxial cíclico impõem diferentes cargas e as respectivas razões de tensões cíclicas não são equivalentes. Para testes de liquefacção utiliza-se geralmente a seguinte relação expressa pela expressão (2.21).

$$CSR_{ss} = c_r \times CSR_{tx} \quad (2.21)$$

Em que:

- CSR_{ss} é a resistência à liquefacção do ensaio de corte cíclico simple
- CSR_{tx} é a resistência à liquefacção do ensaio triaxial cíclico
- c_r é um factor correctivo que depende do coeficiente de impulso em repouso

Na Tabela 2. 1 estão representadas expressões de diferentes autores que possibilitam a determinação do factor correctivo c_r .

Tabela 2. 1 – Valores do factor correctivo, c_r .

Referência	Equação	c_r para:	
		$K_0 = 0,5$	$K_0 = 1,0$
Finn et al. (1971)	$c_r = (1 + K_0)/2$	0,75	1,00
Tatsuoka et al. (1986)	$c_r = (1 + 2K_0)/3$	0,67	1,00
Castro (1975)	$c_r = 2(1 + 2K_0)/3\sqrt{3}$	0,77	1,15

Em contraste com os ensaios de corte cíclico simples e triaxial cíclico, os sismos provocam tensões de corte em diferentes direcções. Com estas vibrações multidireccionais provou-se que a pressão neutra aumenta mais rapidamente do que em circunstâncias de vibrações unidireccionais (Pyke et al., 1975, citados por Kramer, 1996). Consequentemente, Seed et al. (1975, também citados por Kramer, 1996) propôs que o CSR necessário para produzir liquefacção em campo seria sensivelmente 10% menor do que o necessário para os ensaios cíclicos de corte unidireccional. Então, a resistência à liquefacção de um elemento de solo em campo (CSR como Kramer (1996) define ou CRR como se define ao longo da dissertação) é dada pela razão de tensões cíclicas representada na expressão (2.22).

$$CSR_{in\ situ} = 0,9 \times CSR_{ss} = 0,9 \times c_r \times CSR_{tx} \quad (2.22)$$

O CSR determinado a partir da expressão (2.15) tem aplicação em condições *in situ* sendo que para ter aplicação a ensaios triaxiais cíclicos não drenados, tem a seguinte correspondência, independentemente dos factores acima referidos:

$$CSR_{tx} = \frac{\tau_d}{\sigma'_m} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_m} \quad (2.23)$$

Em que:

- CSR_{tx} é a razão de tensões cíclicas para ensaios triaxiais cíclicos;
- τ_d é a tensão máxima de corte num ciclo;
- σ'_m é a tensão efectiva média de confinamento, ou também designada, como anteriormente, por p' ;
- σ_d é a tensão de desvio cíclica (que no ensaio convencional, em que só há acção cíclica axial, é a gama da tensão vertical cíclica).

Um dos parâmetros que interessa calcular é a amplitude de carga cíclica que pode ser determinado a partir da multiplicação da área, A , pela tensão de desvio cíclica, σ_d ($\Delta\sigma_v$):

$$\Delta F = \sigma_d \times A \quad (2.24)$$

A amplitude a utilizar nos ensaios triaxiais cíclicos depende, então, das condições de consolidação e, conseqüentemente, da profundidade. Além disso, depende também da aceleração do terreno. O valor do coeficiente α foi ponderado a partir do espectro do sismo de Boumerdès. O espectro é gravado pelos sismógrafos que determinam a aceleração do terreno durante a ocorrência dos sismos. Como os espectros sísmicos são muito variáveis ao longo do curto espaço de tempo da actividade sísmica teve de se adoptar uma média ponderada pois na realização dos ensaios, apenas se pode introduzir um valor de oscilação da força constante. Na Figura 2. 27 está demonstrado o espectro sísmico registado na cidade de Keddara, a cerca de 20 km de Boumerdès. Como se verifica o espectro é muito variável, principalmente no início do sismo, mas rapidamente cessa a actividade.

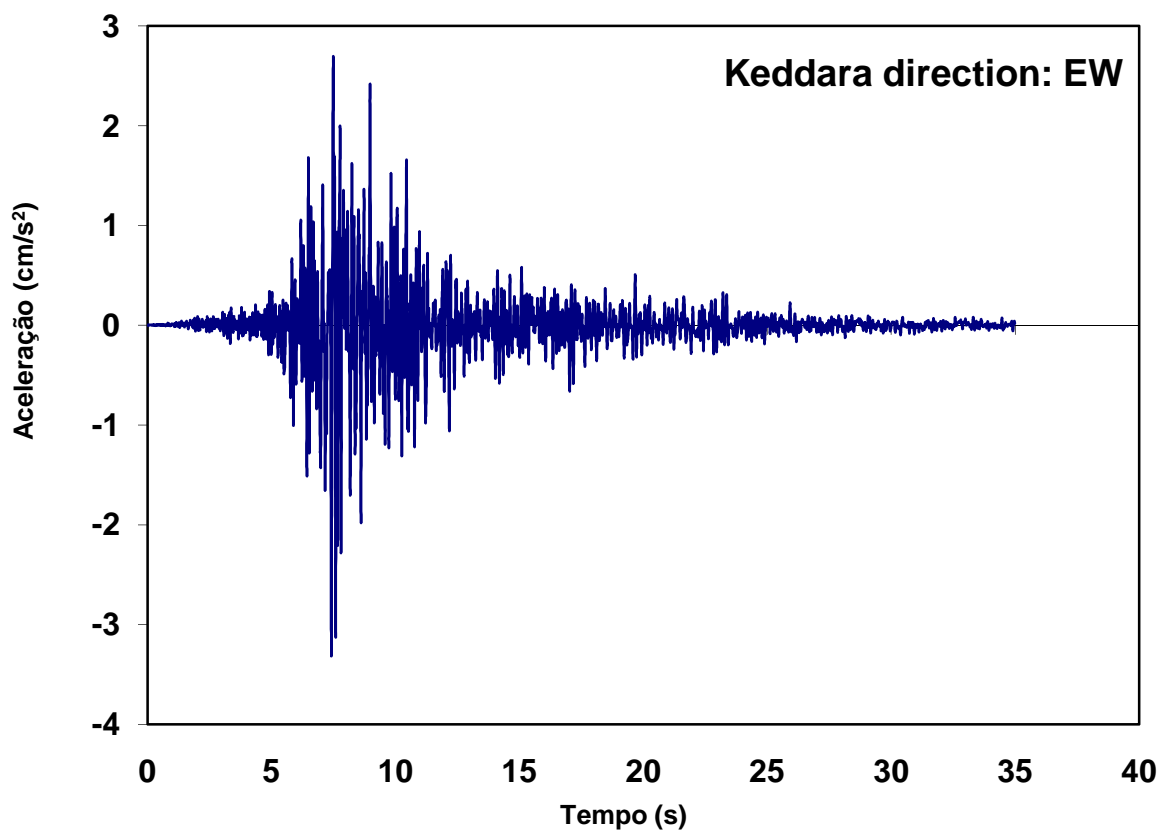


Figura 2. 27 – Espectro sísmico registado em Keddara.

De referir que a solicitação reproduzida em laboratório é apenas vertical e uma acção sísmica real sobre uma massa de solo tem na realidade duas componentes: a acção vertical e a acção horizontal. Sabendo que a acção vertical é uma das mais representativas na acção sísmica e porque o equipamento utilizado só permite exacta acção cíclica, admite-se, no capítulo 5, que esta é uma aproximação aceitável à luz da realidade.

CASO DE ESTUDO: SISMO DE BOUMERDÈS, ARGÉLIA (2003)

3.1 – DESCRIÇÃO DO CASO

Durante o sismo de 21 de Maio de 2003 constataram-se diversos fenómenos de liquefacção em planícies cujo nível freático era próximo da superfície, correspondendo à costa marítima e zonas fluviais, como se constata pela Figura 3. 1. À superfície, erupções de água e areia (na literatura inglesa são comumente designadas por *sand boils*) apareceram e estudo posteriores constataram que a profundidade atingia por vezes 20 metros de profundidade e 20 centímetros de largura (Bouhadad et al., 2008).

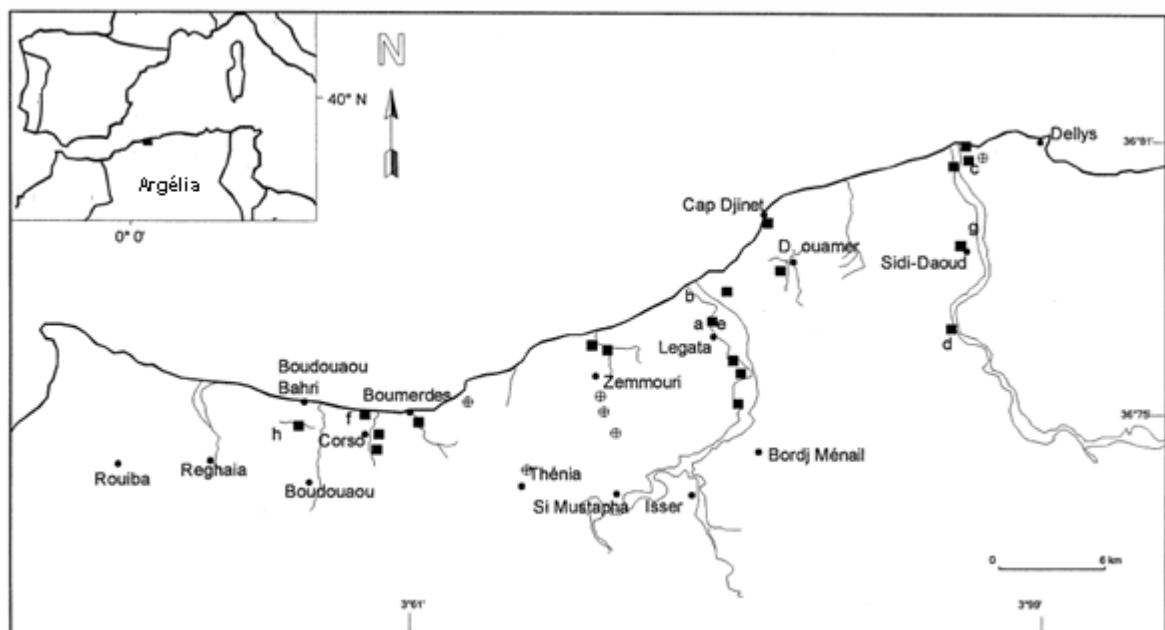


Figura 3. 1 – Regiões onde ocorreu liquefacção relacionado com o sismo de 21 de Maio de 2003 que afectou a Argélia (Bouhadad et al., 2004).

Os quadrados negros da Figura 3. 1 representam zonas onde se verificou a ocorrência de liquefacção e, como se pode constatar, são mais frequentes em zonas fluviais ou costeiras desde Boumerdès até

Dellys. Variadas formas de manifestação deste fenómeno foram detectados na costa argelina, conforme se ilustra na Figura 3. 2.

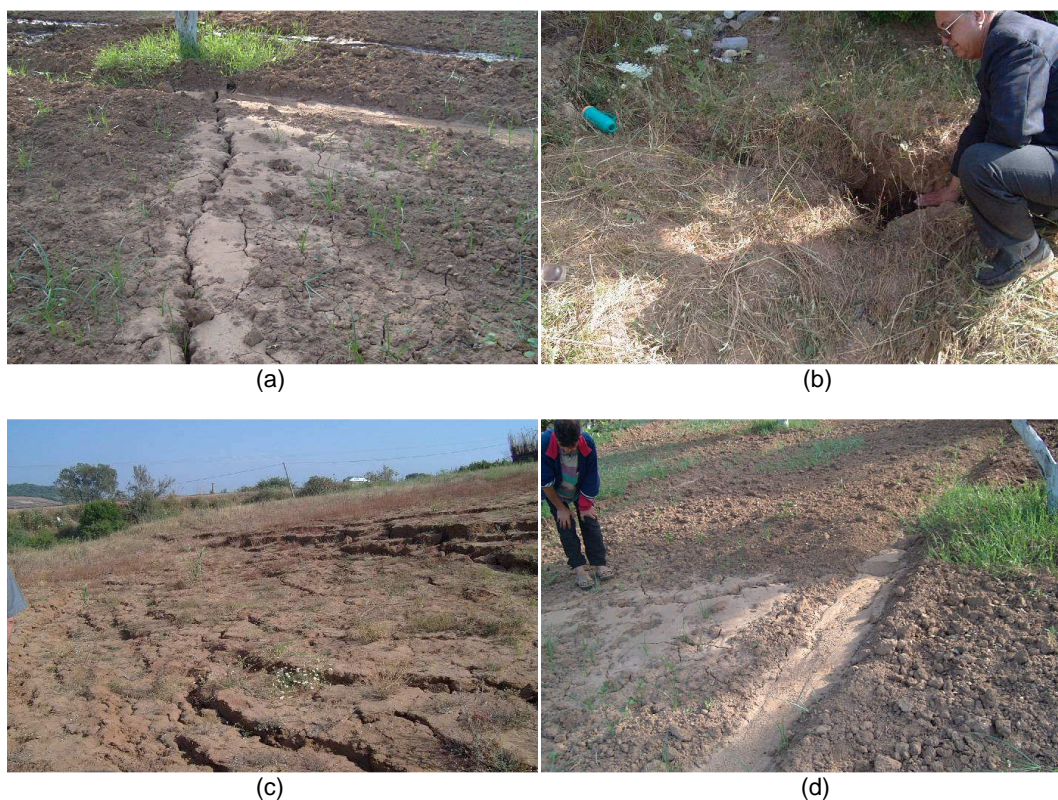


Figura 3. 2 – a) Abertura de fendas no solo provocada por liquefacção; b) Erupção de água e areia (*sand boils*);
c) Deslizamento de terras; d) Fenómeno provocado por liquefacção.

Junto ao rio Isser, também foram detectadas manifestações deste fenómeno, como as já descritas erupções de areia e água. Este tipo de manifestação aparece em regiões baixas, próximas das margens dos rios e este rio Isser tem um caudal sólido relevante, transportando grandes volumes de areia, com se pode ver na imagem de satélite do Google-Earth®, representada na Figura 3.3a). As aberturas de fendas provocadas por liquefacção surgiram em ambas as margens do rio provocando o espalhamento do solo para o interior do rio. Estes dois fenómenos são visíveis na Figura 3. 3b) e c).

O cais de Argel, o maior da Argélia, também sofreu danos, sendo alguns deles associados ao fenómeno de liquefacção, como *sand boils*, que provocaram assentamentos diferenciais de alguns centímetros (Figura 3. 3d)) e cavidades no solo atingindo por vezes mais de 2 metros (Figura 3. 3e)).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 3. 3 – a) Ilustração do grande caudal sólido de areia do rio Issekoum; b) *Sand boils* nas margens do rio Issekoum; c) Abertura de fendas provocadas por liquefacção; d) Assentamentos diferenciais devido à liquefacção; e) Cavidades causadas pela perda de capacidade de carga da areia subjacente (EERI, 2003).

3.2 - ESTUDOS ANTERIORES

Este trabalho foi realizado na sequência de vários estudos que o precederam. Estes incidiram sobre a caracterização das areias dunares da região Ain Beniam, designada genericamente areia “Les Dunes”, através da realização de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos.

O doutorando Ghili Tahar, da USTHB, em Argel, co-orientado pelo Prof. Viana da Fonseca, elaborou alguns ensaios triaxiais cíclicos no Laboratório de Geotecnia da FEUP. O resumo da preparação das amostras está explícito na Tabela 3. 1, as fases de saturação e consolidação na Tabela 3. 2 e a fase de corte não drenado na Tabela 3. 3.

Tabela 3. 1 – Resumo da preparação das amostras.

Preparação						
Teste N ^o	Técnica de preparação	H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V ₀ (cm ³)	e ₀
2	<i>dry pluviation</i> *	133,0	70,9	39,48	525,09	0,7743
3	<i>moist tamping</i> [#]	138,0	71,1	39,69	547,75	0,8251
4	<i>moist tamping</i>	138,4	71,7	40,41	559,28	0,8590
5	<i>moist tamping</i>	139,3	71,3	39,93	555,99	0,8025
6	<i>moist tamping</i>	141,0	71,1	39,69	559,58	0,8562
7	<i>moist tamping</i>	139,0	71,0	39,59	550,33	0,8519
7 Bis	<i>moist tamping</i>	139,0	71,0	39,59	550,33	0,8519
8	<i>moist tamping</i>	141,0	71,1	39,69	559,66	0,8564
9	<i>moist tamping</i>	138,9	71,4	40,04	556,15	0,8448

*: a técnica de *dry pluviation* ou chuva de areia foi tentada, tendo-se concluído que induzia compacidades excessivas – mesmo com muito baixas alturas de queda e com múltiplos peneiros em série para impor perda de energia, pelo que não foi aplicada nos trabalhos efectivos;

[#]: a técnica de *moist tamping* ou compactação ligeira em condições húmidas foi sistematicamente aplicada neste trabalho e será detalhada no capítulo seguinte.

Tabela 3. 2 – Resumo das fases de saturação e consolidação.

Teste N ^o	Saturação e consolidação					
	B	σ'_h (kPa)	F ₀ (N)	σ'_v (kPa)	K ₀	ΔV iso (cm ³)
2	0,40	100	192	149	0,67	ND
3	0,98	ND	ND	ND	ND	ND
4	0,98	200	808	400	0,50	2,32
5	0,92	25	99,82	50	0,50	0,38
6	0,92	25	100	50	0,50	0,6
7	1,00	50	198	100	0,50	1,44
7 Bis	1,00	50	400	151	0,33	1,44
8	0,97	75	300	151	0,50	45,63?
9	0,93	75	300	150	0,50	0,03

Tabela 3. 3 – Resumo da fase de corte não drenado.

Teste N ^o	Corte não drenado			
	α	f (kHz)	ΔF (N)	Liquefacção
2	0,35	1	300	Não
3	ND	ND	ND	Não
4	0,35	1	600	Não
5	0,35	1	144	Não
6	0,35	1	140	Não
7	0,35	1	300	Não
7 Bis	0,25	3	140	Sim
8	0,25	1,5	155	Não
9	0,25	2	231	Não

Apesar dos vários ensaios realizados, apenas um liquefez. Como foram os primeiros ensaios realizados nestas areias, algum insucesso era esperado, pois em laboratório a experiência acumulada tem grande relevância. Sendo assim, a contribuição deste trabalho inicial foi enorme para o sucesso dos estudos subsequentes.

Foi ao nível da preparação da amostra e da determinação das condições de corte cíclico que os desenvolvimentos foram maiores, passando a adoptar-se alguns parâmetros diferentes como índice de vazios, a aceleração máxima do terreno e amplitude de carga cíclica, como será referido e explicado nos seguintes capítulos.

O mestrando André Pinheiro, cuja tese se encontra também em fase de conclusão, continuou o estudo desta areia mas realizando maioritariamente ensaios triaxiais estáticos, verificando que de facto era possível obter liquefacção nestas condições.

As alterações de procedimentos de ensaios passaram fundamentalmente pela adopção de um índice de vazios superior e de, nos seus últimos 9 ensaios, um teor em água igual a 5%. Todos os ensaios excepto o LD15 foram realizados sob condições isotrópicas. A Tabela 3. 4 apresenta o resumo dos ensaios triaxiais assim realizados por Pinheiro (2009).

Tabela 3. 4 – Resumo dos ensaios triaxiais estáticos (Pinheiro, 2009).

	w (%)	V_0 (cm ³)	e_0	Consolidação (kPa)	ΔV total (cm ³)	e_c	Liquefacção
LD1	2	522,7	0,8923	50	ND	ND	ND
LD2	2	526,4	0,8057	50	5,52	0,7867	Limitada
LD3	2	ND	ND	50	ND	ND	ND
LD4	2	523,1	0,8665	400	12,46	0,8220	Limitada
LD5	2	ND	ND	*	ND	ND	ND
LD6	2	535,3	0,9034	100	12,88	0,8576	Sim
LD7	5	523,4	0,8711	50	8,86	0,8394	Limitada
LD8	5	570,6	0,8709	200	10,59	0,8361	Sim
LD9	5	ND	0,9285	*	ND	ND	ND
LD10	5	ND	0,9209	*	ND	ND	ND
LD11	5	523,0	0,9002	50	11,96	0,8567	Sim
LD12	5	563,9	0,9237	200	16,22	0,8684	Sim
LD13	5	ND	ND	*	ND	ND	ND
LD14	5	565,0	0,9263	400	18,83	0,8621	Sim
LD15	5	572,2	0,9425	100	17,04	0,8846	Sim

*: ensaio interrompido antes da aplicação das pressões de consolidação.

A percolação foi realizada de baixo para cima com uma tensão efectiva de 10 kPa até atingir um volume mínimo de percolação de 500 ml. A fase de saturação foi realizada com 10 kPa de tensão efectiva até 500 kPa de contrapressão, atingindo valores do parâmetro B de Skempton de aproximadamente 0,90.

Os primeiros 6 ensaios foram realizados com 2% de teor em água, tendo-se verificado uma maior dificuldade em atingir valores elevados do índice de vazios, de acordo com o desejado. Por outro lado, observou-se alguma evaporação da água, o que é prejudicial em termos da preparação e da garantia de uniformidade e homogeneidade dos provetes. Como consequência, apenas uma das seis amostras ensaiadas com este teor em água atingiu liquefacção. Das restantes amostras, duas evidenciaram liquefacção, embora que limitada, e as restantes três amostras nem finalizaram o ensaio, pois as amostras montadas com este teor em água são muito sensíveis a pequenas vibrações, provocadas por exemplo pelo manuseamento das válvulas de pressão. Para diminuir essa sensibilidade, adoptou-se um novo teor em água igual a 5%, verificando que era mais fácil de atingir valores mais elevados de índice de vazios, ultrapassando até os 0,90. Este novo teor em água pode ser justificado pela curva de compactação de uma areia, uma vez que normalmente é entre os 4% e 6% que se conseguem atingir valores mais elevados do índice de vazios. Assim com as tentativas falhadas para um teor em água de 2% e com este dado proveniente da curva de compactação, faz sentido adoptar para todos os ensaios este teor em água ($w = 5\%$).

Na Figura 3. 4 estão representadas as trajectórias das tensões efectivas dos ensaios estáticos realizados e na Figura 3. 5 a relação entre os excessos de pressão neutra, Δu , e a deformação axial, ϵ_a . Considera-se que a liquefacção é atingida quando as tensões efectivas se anulam, tendendo assim para a origem do gráfico $p'-q$. Do total dos ensaios estáticos realizados, foi evidenciado liquefacção em 6 amostras e liquefacção limitada em 3.

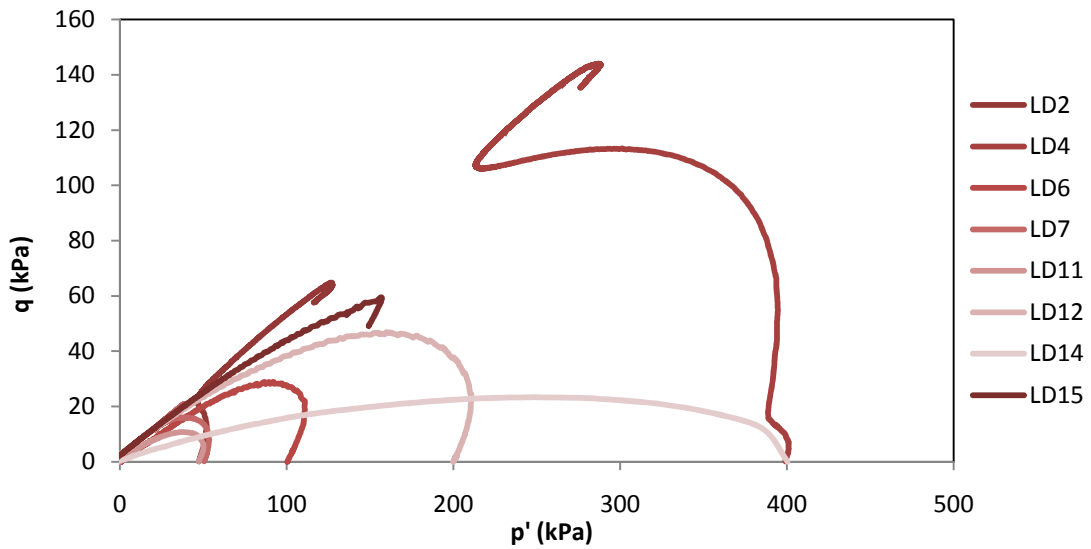


Figura 3. 4 – Trajectórias de tensões efectivas (adaptado de Pinheiro, 2009).

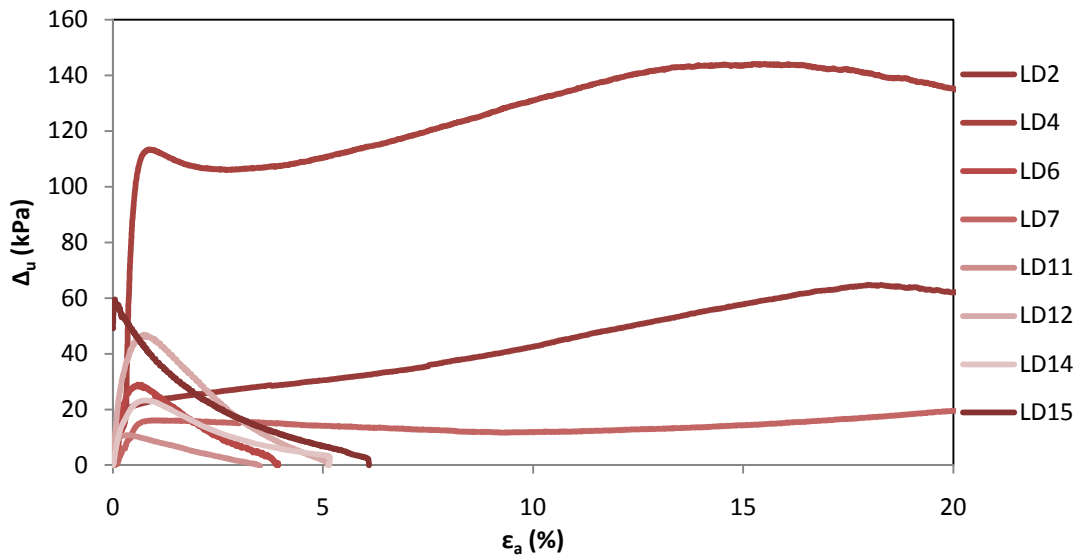


Figura 3. 5 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δ_u , e a deformação axial, ϵ_a (adaptado de Pinheiro, 2009).

Também foram realizados ensaios triaxiais cíclicos, para provar que para níveis de consolidação superiores, ou seja, para maiores profundidades, também era possível verificar a manifestação do fenómeno em estudo.

Na Tabela 3. 5 está representado um pequeno resumo dos ensaios triaxiais cíclicos efectuados. A fase de percolação e saturação foi igual. A consolidação foi realizada, tal como o ensaio LD15, em condições anisotrópicas com $K_0=0,5$.

Tabela 3. 5 – Resumo dos ensaios triaxiais cíclicos (Pinheiro, 2009).

	w (%)	H (mm)	A (cm ²)	σ'_{h0}	F_0	σ'_{v0}	K_0	Liquefacção
LDC17	5	138	38,79	100	399,8	203	0,5	Sim
LDC18	5	138	38,79	200	795,4	405	0,5	Sim

A consideração da amplitude de carga cíclica, ΔF , não teve como base o CSR (referido em 2.6.2). Assim foi considerado em ambos os casos um ΔF igual a 150 N. Como era expectável, uma vez que o índice de vazios desejado era igual, para condições de consolidação mais baixas (LDC17), verificou-se que se atingiu liquefacção para muito menos ciclos que para a situações de consolidação mais elevadas, como se demonstra na Figura 3. 6 na Figura 3. 7.

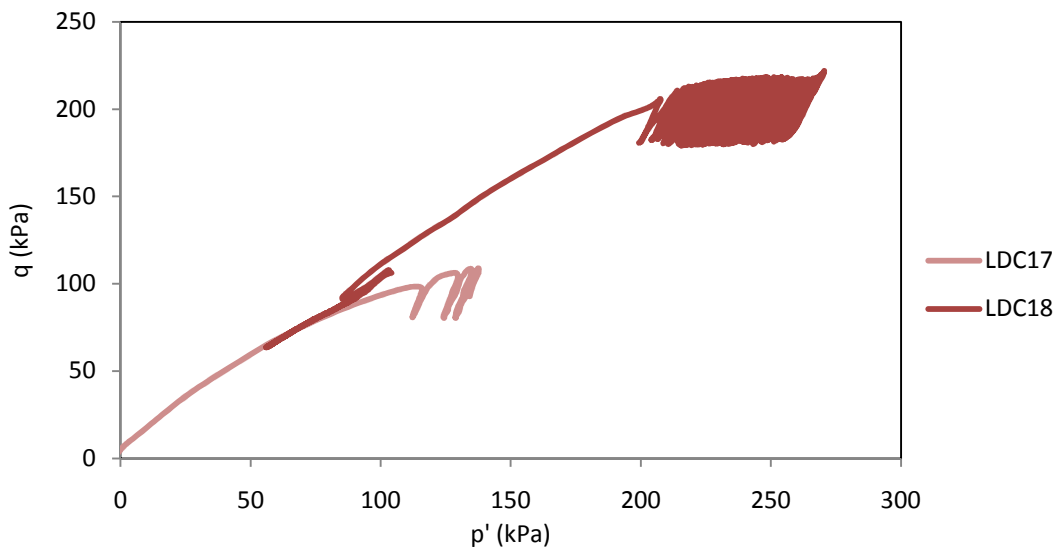


Figura 3. 6 – Trajectória das tensões efectivas nos ensaios cíclicos (adaptado de Pinheiro, 2009).

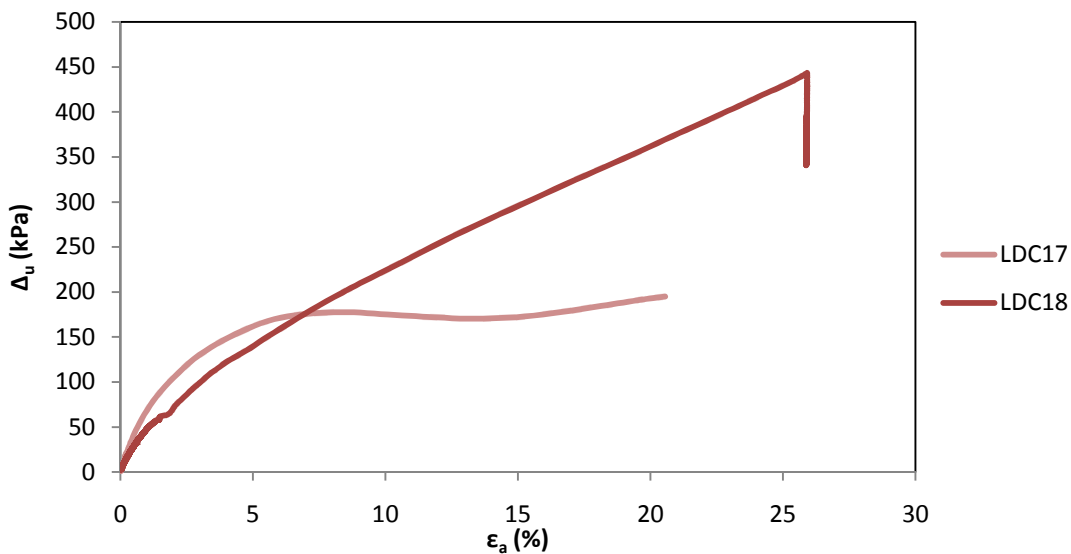


Figura 3. 7 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δ_u , e a deformação axial, ϵ_a (adaptado de Pinheiro, 2009).

O comportamento deste solo sob acções cíclicas não pode ser analisado pela teoria dos estados críticos mas por uma análise indicial, como a que usa as velocidades das ondas de corte, como foi referido em 2.5.3. Nestes dois ensaios, não se utiliza o método sísmico, ou seja, quanto a estes ensaios, apenas se pode concluir que a liquefacção pode ocorrer, mesmo para níveis de consolidação elevados, o que não ocorreria condições monotónicas. No capítulo 5, referente à análise e discussão de resultados, serão detalhados os ensaios cíclicos realizados no âmbito deste trabalho, que consequentemente permitiram avaliar a susceptibilidade à liquefacção desta areia.

Para determinar o ângulo de atrito, é necessário projectar num gráfico de trajectórias de tensões s' - t os pontos correspondentes aos ensaios que não liquefizeram. Esses pontos são definidos segundo as expressões (3.1) e (3.2) admitindo os 20% de deformação axial, sempre que se atingiu esse valor.

$$s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (3.1)$$

$$t = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \quad (3.2)$$

Definindo esses pontos num gráfico de trajectória de tensões, traça-se uma regressão linear a passar na origem que descreve a equação da linha de rotura, K_f , conforme o demonstrado na Figura 3. 8. Essa equação é a descrita na expressão (3.3).

$$y = m \times x + b \quad (3.3)$$

Sabendo que $m = \tan \alpha$ e $b = 0$, pois passa pela origem, define-se o ângulo de atrito do estado crítico da areia pela expressão (3.4).

$$\begin{aligned} \phi' &= \arcsin (\tan \alpha) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \phi' &= \arcsin (0,4906) = 29,4^\circ \end{aligned} \quad (3.4)$$

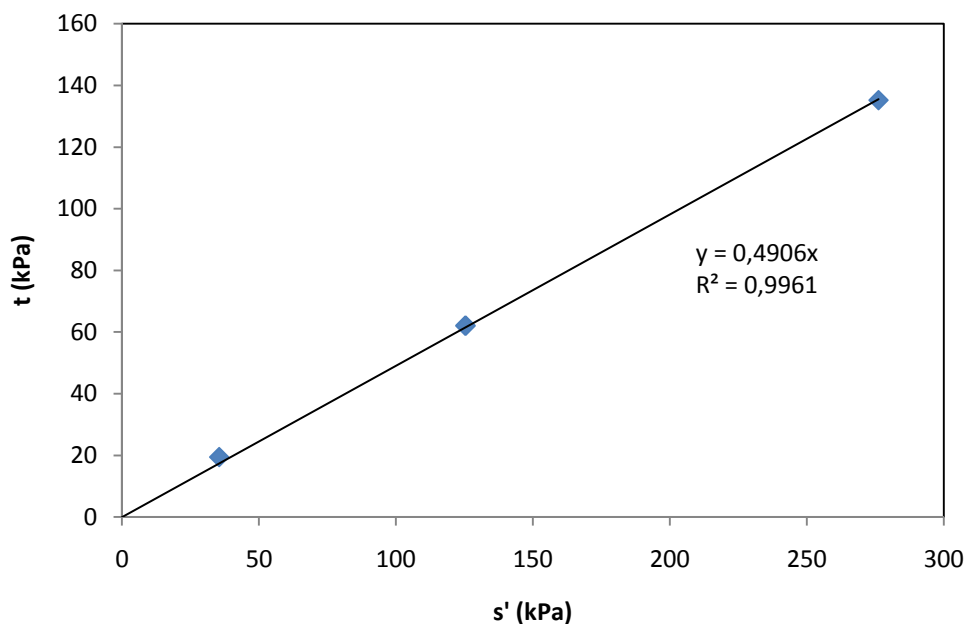


Figura 3. 8 – Determinação do ângulo de atrito da areia em estudo.

3.3 - MATERIAL - SOLO PROVENIENTE DAS AREIAS DUNARES DE AIN BENIAM (ARGEL)

O solo utilizado na realização dos ensaios laboratoriais é uma areia proveniente da costa oeste argelina, com reputação de grande potencial de liquefacção. A origem geológica desta areia remonta ao tempo geológico Eocénico. A Figura 3. 9 ilustra o local de recolha.



Figura 3. 9 – Local de recolha das areias dunares de Ain Beniam (Alger) – foto de Junho 2009.

A areia *Les Dunes* (LD), utilizada como material de estudo para avaliação de fenómenos de liquefacção, é caracterizada por ter grãos arredondados. As densidades e índice de vazios máximos e mínimos estão representados na Tabela 3. 6 e foram determinados segundo o procedimento recomendado pela Sociedade Japonesa de Mecânica dos Solos para areias finas ($D_{100} < 2 \text{ mm}$) e contendo uma percentagem de passados no peneiro 200 menor que 5.

Tabela 3. 6 – Densidades e indices de vazios caracterizadores da areia Les Dunes (Ghili, 2003)

$\gamma_{d \text{ min}} =$	13,96 kN/m ³	$e_{\text{ máx}} =$	0,890
$\gamma_{d \text{ máx}} =$	17,24 kN/m ³	$e_{\text{ min}} =$	0,531

Nesse estudo, o índice de vazios máximo 0,890 mas, na verdade, durante a realização dos ensaios, verificou-se que é possível ultrapassar este valor. Assim não se considera válido este valor de $e_{\text{ máx}}$.

O doutorando Ghili Tahar realizou uma análise granulométrica no *Laboratoire GIENA*, na Faculdade de Engenharia Civil de Argel e obteve a curva representada na Figura 3. 10.

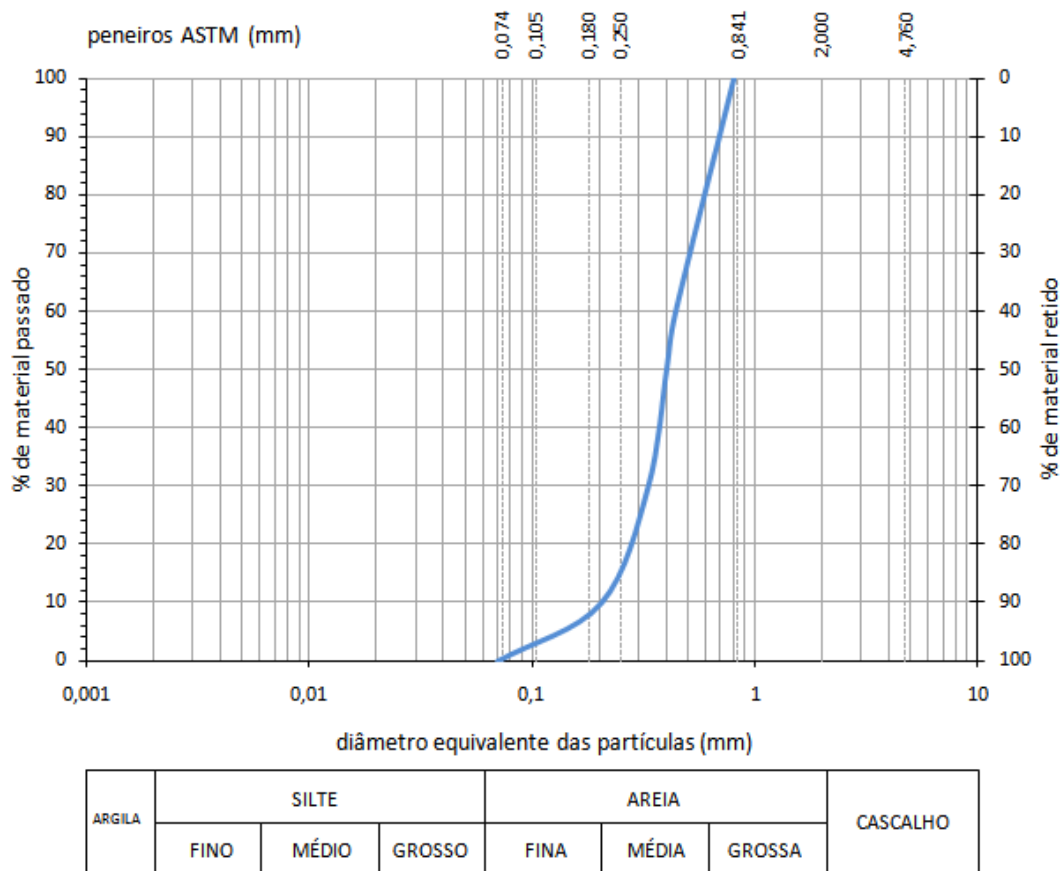


Figura 3. 10 – Curva granulométrica do solo em estudo, realizada no *Laboratoire GIENA* (adaptado de Ghili, 2003).

A partir da curva granulométrica, é possível retirar algumas grandezas que fornecem informações muito úteis sobre os solos em estudo. Por exemplo, é possível determinar “diâmetro efectivo”, D_{10} , correspondente a 10% de passados acumulados, bem como os correspondentes a 30% e 60%, D_{30} e D_{60} , que permitem definir o coeficiente de uniformidade, C_U , dado pela expressão (3.5) e o coeficiente de curvatura, C_C , sendo calculado pela expressão (3.6). O C_U oferece uma ideia da variedade de dimensões das partículas de um determinado solo, ou seja, quanto maior for este parâmetro, maior será essa variedade, classificando o solo como bem graduado, caso contrário o solo é classificado como mal graduado. Quando o coeficiente de uniformidade for superior a 4, o solo é bem graduado e se este é próximo da unidade, diz-se que o solo é uniforme. O C_C está relacionado com a forma da curva

granulométrica entre D_{10} e D_{60} . Entre os valores 1 e 3 deste parâmetro, o solo é considerado bem graduado, sendo que 3 é mais bem graduado que 1 (Matos Fernandes, 2006).

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{3.5}$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \tag{3.6}$$

A partir da curva granulométrica obtiveram-se as seguintes grandezas: $D_{10} = 0.204$ mm, $D_{30} = 0.331$ mm, $D_{50} = 0.400$ mm, $D_{60} = 0.439$ mm e $D_{100} = 0.800$ mm. Com estes valores definiu-se então o coeficiente de uniformidade e o coeficiente de curvatura sendo respectivamente, $C_U = 2,15$ e $C_C = 1,22$. Conclui-se então que o solo é mal graduado e as partículas são regulares e mais ou menos homogêneas.

Este tipo de análise foi também efectuado pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP, obtendo assim a curva granulométrica representada na Figura 3. 11.

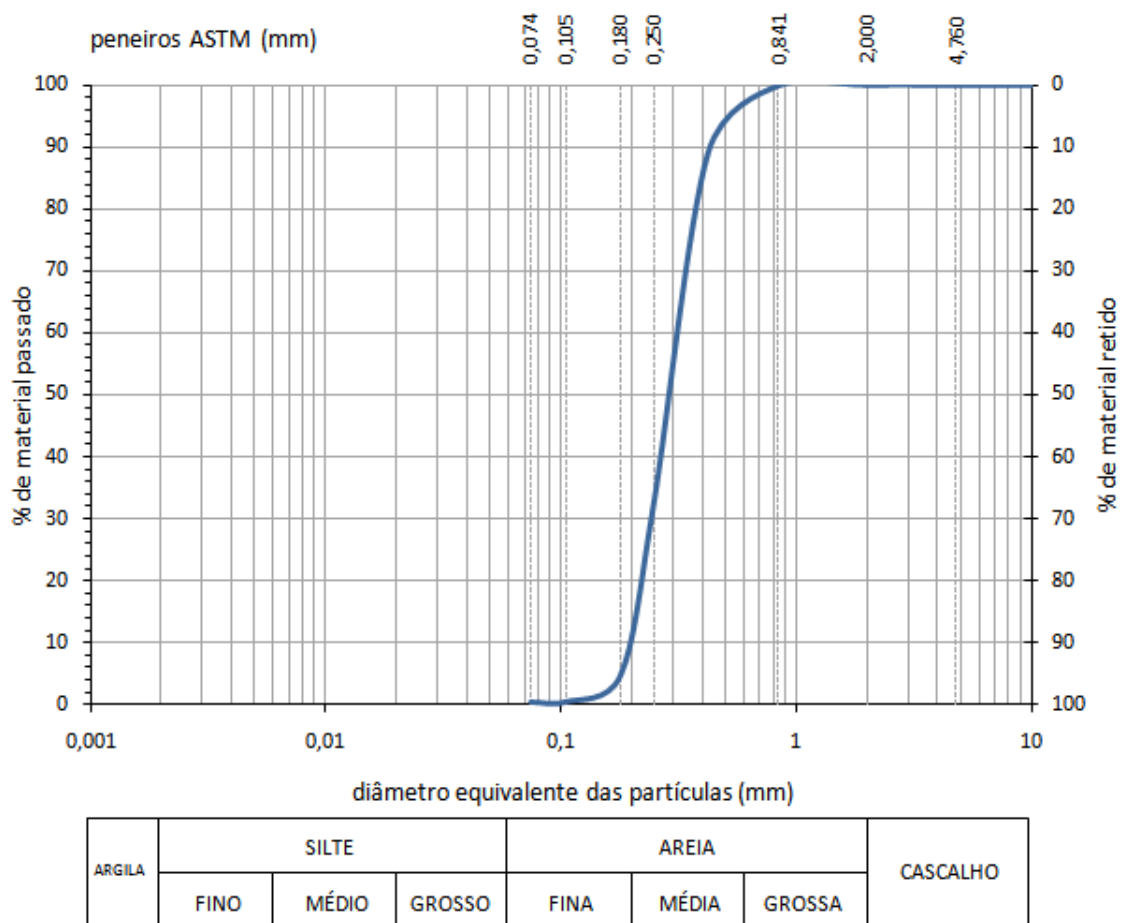


Figura 3. 11 – Curva granulométrica do solo em estudo, realizada no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

A partir da curva granulométrica determinaram-se os mesmos parâmetros C_U e C_C que são respectivamente, 1,55 e 1,01

Sobrepondo as duas curvas granulométricas (Figura 3. 12) é visível a semelhança entre elas como seria de esperar uma vez que a areia é proveniente do mesmo local.

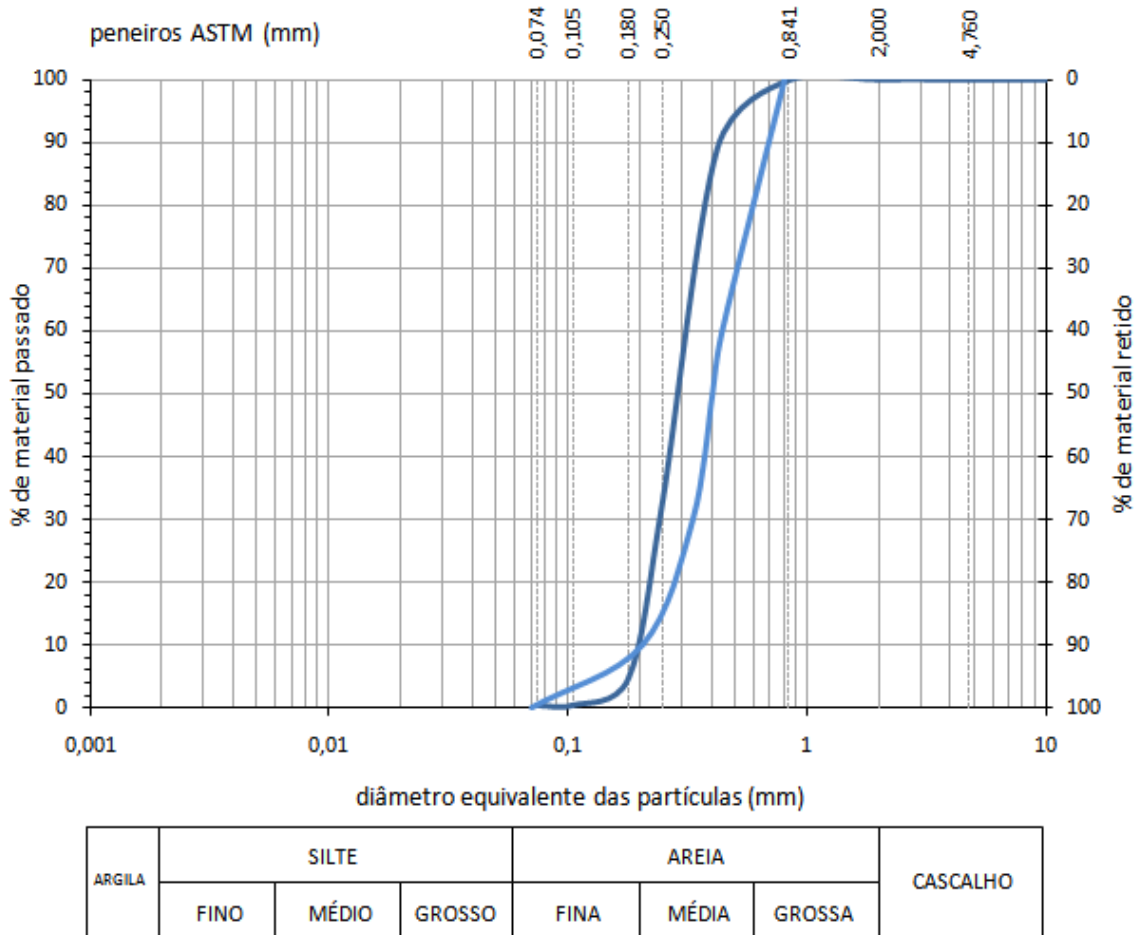


Figura 3. 12 – Curvas granulométricas do solo em estudo sobrepostas.

Esta discussão sobre os estudos realizados anteriormente e sobre o material em estudo tem uma grande importância no seguimento da dissertação. Permite um melhor entendimento do programa experimental, a ser discutido no capítulo 4, e principalmente a análise e discussão de resultados, a ser discutido no capítulo 5.

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 – EQUIPAMENTO

O Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo-FEUP) disponibilizou todo o equipamento necessário para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos e estáticos

4.1.1 – CÂMARA TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais são os mais completos e adequados à caracterização da resistência ao corte de um solo. Dependendo do tipo de carregamento aplicado, estes ensaios podem ser estáticos ou cíclicos. Os ensaios triaxiais cíclicos são evidentemente diferentes dos estáticos, uma vez que na fase de corte a sollicitação é distinta, mas as câmaras onde são realizados os ensaios são essencialmente idênticas.

Uma câmara triaxial é genericamente constituída por uma base e um topo que são separados pelo corpo da câmara constituída por acrílico. Os tirantes unificam estes três elementos. A amostra, de forma cilíndrica, é colocada na placa da base da câmara sobre o pedestal e envolvida por uma membrana fina de borracha, garantindo-se a estanqueidade entre o interior e o exterior da amostra através de quatro *o-rings* (2 na base e 2 no topo). Em algumas das células do LabGeo-FEUP, na placa da base e do topo está instalada uma pedra porosa e transdutores piezocerâmicos, designados na literatura anglo-saxónica por *bender/extender elements*. A placa de topo possui um êmbolo que fica perfeitamente centrado com o restante sistema. O êmbolo permite o carregamento vertical da amostra e a sua medição precisa é conseguida através de uma célula de carga instalada no interior da câmara, fixa ao pistão. É através da placa de topo que se introduzem as contrapressões (BP – *back pressure*, ligação b da Figura 4. 1) através de uma ligação ao exterior. Existem ainda três outras ligações, nomeadamente a de pressão na câmara (CP – *cell pressure*, ligação c da Figura 4. 1), que permite a introdução de pressão no fluido que se encontra dentro da câmara; a da pressão neutra, ou seja, da água nos poros ou intersticial (ligação a da Figura 4. 1), que está conectada à placa da base e ainda uma outra ligação que tem como função a drenagem da base (ligação d da Figura 4. 1). Na Figura 4. 1 é possível verificar todos estes elementos.

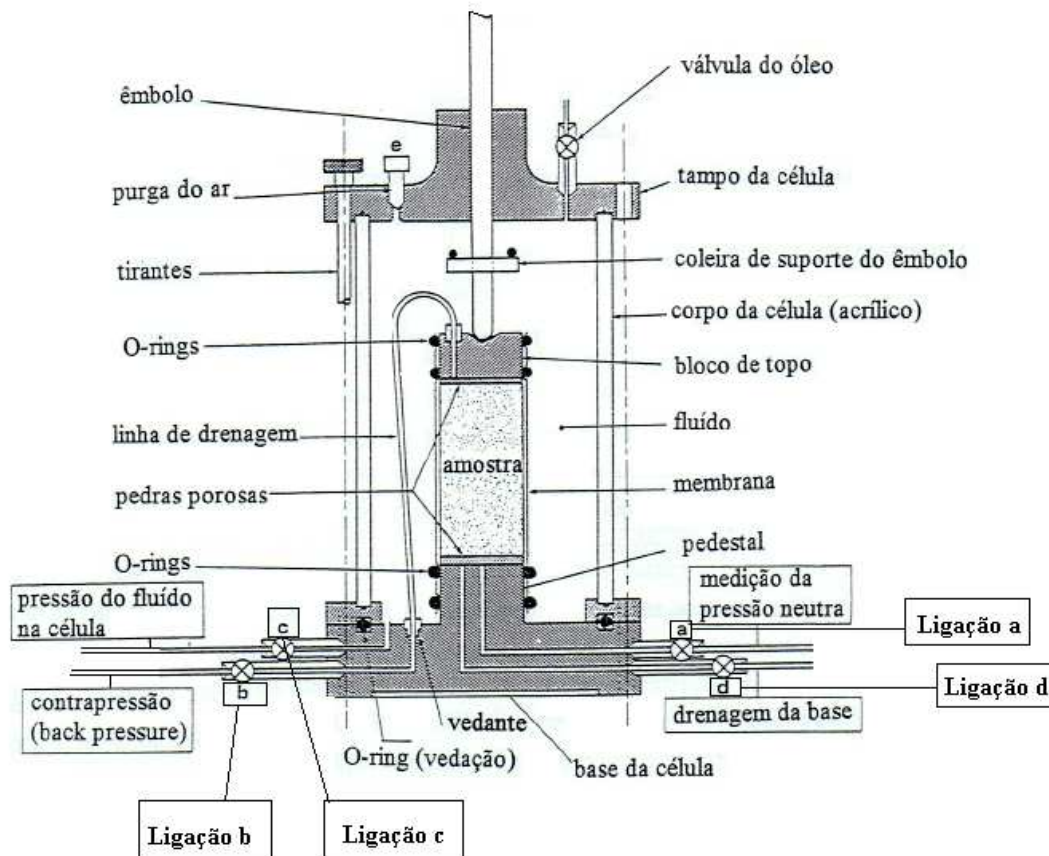


Figura 4. 1 - Pormenor da câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

4.1.2 – INSTRUMENTAÇÃO ESPECIAL

4.1.2.1 – Transdutores internos de deformação

Esta instrumentação interna foi utilizada apenas nos ensaios triaxiais estáticos e a sua função é medir as deformações axiais e radiais e assim determinar as deformações volumétricas nas várias fases do ensaio. Nos ensaios triaxiais cíclicos não é possível a utilização deste equipamento uma vez que na fase de corte cíclico pode haver o risco de rotura frágil e espontânea, o que poderia danificar os transdutores. Assim, para as mesmas condições de saturação e consolidação viria a admitir-se que as variações volumétricas nestas fases são idênticas nos ensaios estáticos e nos cíclicos.

A determinação das deformações volumétricas durante as várias fases do ensaio realizou-se com o auxílio de dois dispositivos internos axiais e um dispositivo radial utilizando sensores de efeito Hall (Clayton et al., 1989). As deformações axiais podem também ser determinadas pela instrumentação externa, designadamente por um transdutor do tipo LVDT (*Linearly Variable Differential Transformer*) com uma amplitude de 50 mm, que mede o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga. Uma vez que a instrumentação interna é menos afectada pelos efeitos de interface com as placas de extremidade e das inércias dos dispositivos mecânicos de interface, e a sua resolução superior, deu-se maior relevância no tratamento de dados aos resultados obtidos com estes medidores. Para além disso, a medição directa de deslocamentos radiais não é fácil com instrumentações externas (Foppa, 2005), a não ser com sistemas ópticos, com lasers, não disponíveis ainda no LabGeo-FEUP.

A instalação deste equipamento é realizada em 2 etapas:

- Aplicação do medidor de deformação radial com a utilização de cola no centro da amostra conforme se pode verificar pela Figura 4. 2a);
- Aplicação dos dois medidores de deformação axial diametralmente opostos a meio da amostra (Figura 4. 2b)).

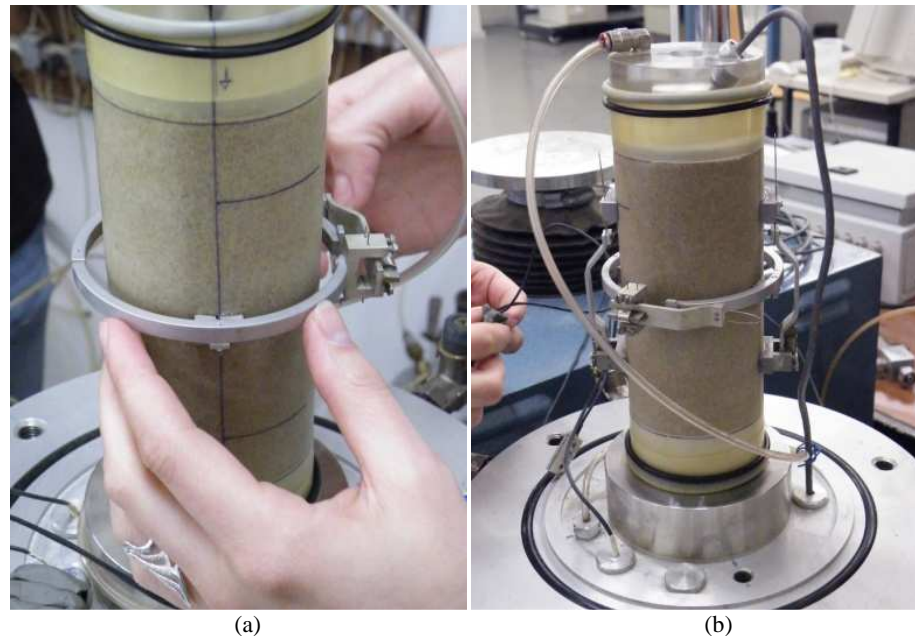


Figura 4. 2 – a) Medidor de deformação radial; b) medidores de deformação axial.

4.1.2.2 – Transdutores piezoelétricos (*bender/extender elements*)

Os transdutores piezoelétricos utilizados são constituídos por 2 finas placas piezocerâmicas e podem desenvolver movimentos de extensão, compressão e flexão. Cada modo de movimento está directamente associado a um tipo de onda transmitido. O movimento de flexão é gerado quando uma placa se expande à medida que a outra se contrai, conforme se pode verificar pela Figura 4. 3.

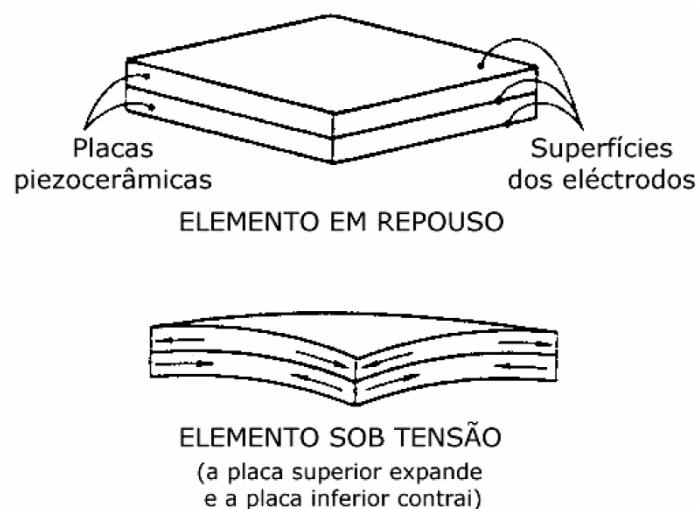


Figura 4. 3 – Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, Ferreira, 2003).

Um *bender element* ou transdutor de flexão é um transdutor piezocerâmico constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores. A ligação das placas cerâmicas em relação às suas direcções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto de flexão, de modo a propagar as ondas de corte durante a sua deformação (Ferreira, 2003).

O esquema de funcionamento de um *bender element* está demonstrado na Figura 4. 4, onde é possível verificar um movimento conjunto de flexão, de modo a propagar ondas de corte, associado à aplicação de um impulso sinusoidal.

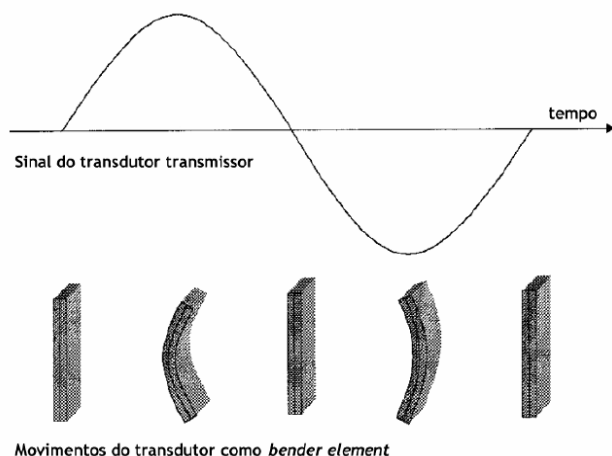


Figura 4. 4 – Esquema de funcionamento de um *bender element* (Ferreira, 2003).

Os *extender elements*, ou transdutores de extensão, são transdutores semelhantes aos *bender elements*, constituídos igualmente por duas placas piezocerâmicas. Contudo, deformam-se em extensão-compressão, conforme se constata pela Figura 4. 5, gerando então as ondas P, por meio da alteração no modo de ligação das placas relativamente à direcção de polarização, e são usados nos mesmos transdutores de flexão (Lings e Greening, 2001).

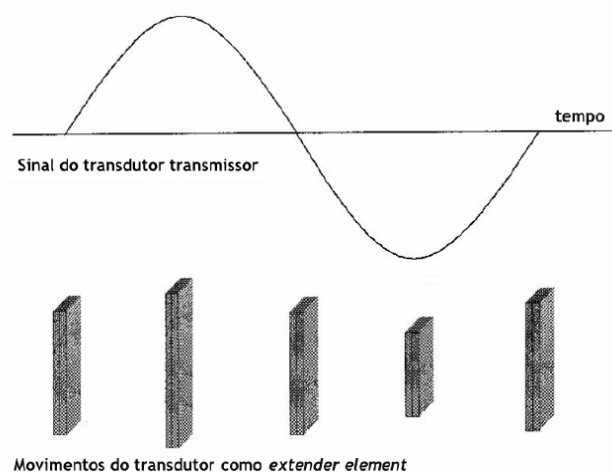


Figura 4. 5 – Esquema de funcionamento de um *extender element* (Ferreira, 2003).

Os transdutores piezoeléctricos utilizados na realização dos ensaios são na verdade transdutores híbridos, ou seja, podem ser utilizados para a propagação dos dois tipos de onda (P e S), passando a

ser designado como *bender/extender element*. Trata-se de um sistema recente e inovador desenvolvido por uma equipa liderada pelo Dr. David Nash no decurso de uma intensa e proveitosa investigação na Universidade de Bristol. A adaptação dos sistemas de aquisição e gestão de resultados foi desenvolvido no LabGeo-FEUP (Viana da Fonseca et al., 2008, Ferreira, 2009).

- Gerador de funções

O gerador de funções (TTi – *Thurlby Thandar Instruments* – TG1010) é programável e possibilita a criação de diferentes configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa, ou outra) de modo contínuo ou sob a forma de impulsos repetidos a uma dada frequência, podendo armazenar funções pré-definidas, para uma utilização mais rápida (Ferreira, 2003).

- Amplificadores de sinal

Estes amplificadores de sinal ligam-se ao osciloscópio e têm função de ampliar o sinal da onda de resposta e gerir a utilização dos canais por cada par de transdutores. Este equipamento foi desenvolvido na University of Western Australia, pela equipa liderada pelo Prof. Martin Fahey, em colaboração com o Laboratório de Geotecnia da FEUP, com o apoio do Gabinete de Automação, Instrumentação e Controlo do Departamento de Engenharia Mecânica.

- Osciloscópio

O osciloscópio utilizado (*Tektronix TDS 220*) regista os sinais das ondas enviados pelo gerador de funções e a identificação imediata do intervalo de tempo entre as duas ondas. Este aparelho está ligado a um computador com o software adequado, possibilitando análises posteriores à aquisição dos sinais das ondas.

Em termos do esquema de ligações, o gerador de funções liga-se ao amplificador de sinal relativo ao transmissor. Este liga-se ao *bender/extender* transmissor e ao osciloscópio. O amplificador de sinal receptor liga-se ao *bender/extender* receptor e também ao osciloscópio. Com o sistema assim montado, é possível fazer a aquisição das ondas, utilizando o software *WaveStar*, que adquire as ondas reproduzidas no osciloscópio e possibilita a determinação do tempo de propagação de forma imediata, podendo ser posteriormente reanalisado com maior precisão. As Figura 4. 6 e Figura 4. 7 representam, respectivamente, o esquema de ligação acima descrito e os diversos equipamentos que constituem o sistema.

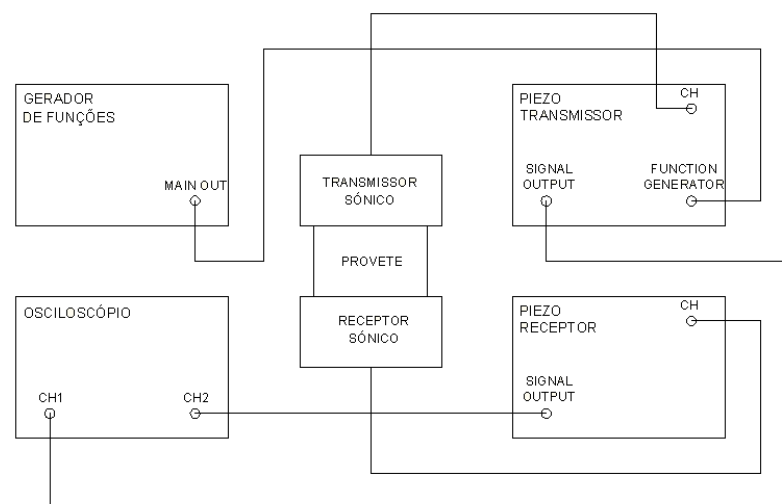


Figura 4. 6 – Esquema de ligação entre o gerador de funções, os amplificadores de sinal, osciloscópio e os *bender/extender elements* (adaptado de Amaral, 2009).

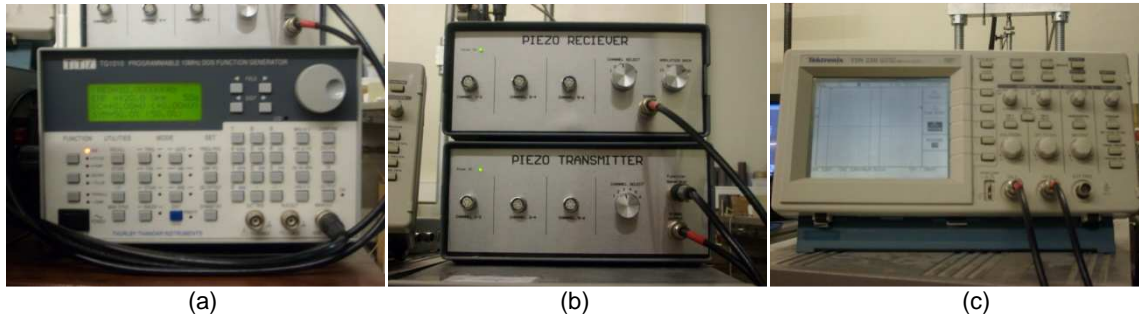


Figura 4. 7 – a) Gerador de funções; b) Amplificadores de sinal; c) Osciloscópio.

4.2 – SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS

4.2.1 - ONDAS P

A utilização do método sísmico para a medição das ondas P é uma ferramenta poderosa para o controlo da saturação da amostra. A verificação do nível de saturação de uma amostra pelo método das ondas sísmicas parte do pressuposto que a velocidade de propagação da onda de compressão na água é aproximadamente 1500 m/s (Kokusho, 2000). Assim, numa amostra que esteja absolutamente saturada, a velocidade V_p deve rondar esse valor. Então, durante a realização de ensaios triaxiais, a velocidade das ondas de compressão na fase final de saturação será igual à velocidade de propagação do som na água se a amostra estiver absolutamente saturada, pois já não existe ar na amostra e, assim, é a água que comanda o comportamento do solo em relação à velocidade destas ondas.

A partir da velocidade das ondas P e do parâmetro B de Skempton, Ishihara et al. (2001) e Yang (2002) definiram curvas teóricas que correlacionam estes dois parâmetros. A expressão (4.1) representa a equação da curva teórica.

$$V_p = \left[\frac{4G_0 + \frac{K_b}{1-B}}{3\rho} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

Em que:

- G_0 é o módulo de distorção do solo;
- B é o parâmetro de pressão de água nos poros de Skempton;
- ρ é a massa volúmica do solo;
- K_b representa o módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo e é definido por:

$$K_b = \frac{2G_0 \times (1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (4.2)$$

Em que ν é o coeficiente de Poisson do esqueleto sólido.

Como o coeficiente de Poisson é um parâmetro que não pode ser caracterizado directamente, na definição das curvas teóricas que servem de base de comparação admitiram-se três valores diferentes para o coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$, $\nu = 0,3$ e $\nu = 0,4$. O módulo de distorção, G , foi calculado a partir da média das velocidades das ondas de corte medidas no final da percolação. O peso volúmico, γ , desta areia é aproximadamente $14,5 \text{ kN/m}^3$, então a massa volúmica, ρ , é dada pela expressão (4.3).

$$\rho = \frac{\gamma}{9,81} \times 1000 \approx 1480 \text{ kg/m}^3 \quad (4.3)$$

Na Figura 4. 8 estão representadas as curvas teóricas com as três gamas do coeficiente de Poisson admitido. É de notar que o crescimento desta relação (B - V_p) é exponencial. Este gráfico é a base de comparação com os resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

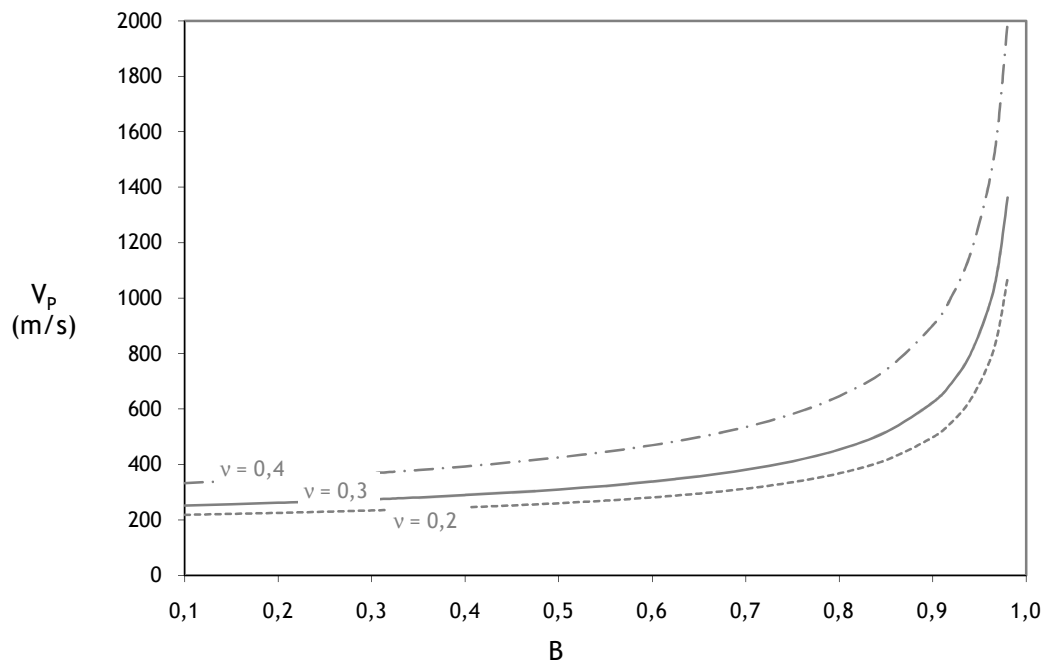


Figura 4. 8 – Gama das curvas teóricas da relação entre o parâmetro B de Skempton e a velocidade das ondas longitudinais (adaptado de Yang, 2002 e Ferreira, 2003).

O uso do método sísmico para análise do grau de saturação e parâmetros caracterizadores do comportamento do solo é recente, não se obtendo, inicialmente, resultados satisfatórios. Ishihara et al. (2001) e Yang (2002) demonstraram que a sua aplicabilidade acarreta fortes vantagens na identificação do grau de saturação e da resistência à liquefacção. Segundo Ishihara et al. (2001), a medição das ondas de compressão pode ser realizada tanto *in situ* como em laboratório, enquanto outras propriedades como o parâmetro B de Skempton só pode ser efectuada em laboratório. A

aplicabilidade do método sísmico no campo é tão credível como em laboratório permitindo assim a identificação das condições de estado dos maciços *in situ* (Ferreira, 2003).

o Medição das ondas P – *WaveStar*

Para a medição das ondas de compressão, foi utilizado o software *WaveStar* que permite a comunicação e aquisição de dados do osciloscópio. De forma a visualizar mais adequadamente as ondas de compressão, define-se no osciloscópio uma escala horizontal que varia entre 25 e 50 μ s, dependendo da fase do ensaio decorrente: no final da percolação, normalmente utiliza-se 50 μ s e no final da saturação 25 μ s. Esta alteração de escala deve-se ao facto de o tempo de propagação da onda diminuir, ou seja, a velocidade aumentar entre estas duas fases. Em relação à escala vertical, deve-se usar a menor possível (2 mV) de forma a ampliar e verificar com precisão a chegada desta onda. As frequências habitualmente utilizadas para a medição das ondas P são: 25, 50, 75 e 100 kHz.

Na Figura 4. 9 está representado um exemplo, para o ensaio LDC31, da forma como se mede o intervalo de tempo entre a onda de saída e a primeira chegada da onda de resposta na fase final de saturação.

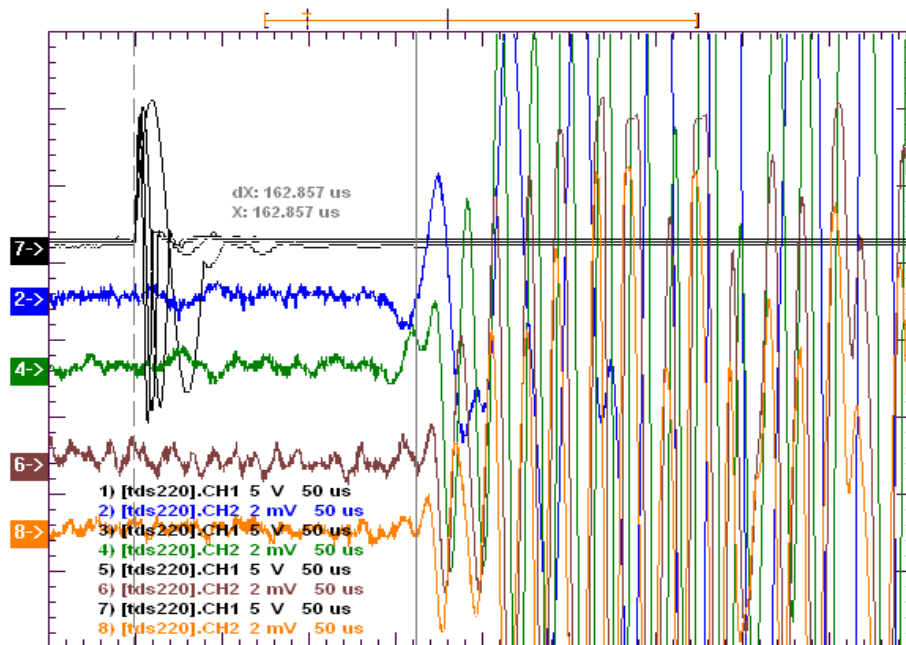


Figura 4. 9 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda P na fase final de saturação.

4.2.2 - ONDAS S

A velocidade das ondas de corte, ou ondas S, possibilitam a determinação do módulo de distorção (ver 2.3, expressão (2.9)) e esse parâmetro é muito sensível a um conjunto de factores, tal como Hardin e Black (1969) demonstraram e está explícito na expressão (4.4).

$$G = f(\sigma_0, e, H, S, \tau_{oct}, C, f, t, \xi, T) \tag{4.4}$$

Em que:

- σ'_0 é a tensão efectiva normal média;
- e é o índice de vazios;
- H é a história de tensões;
- S é o grau de saturação;
- τ_{oct} é a tensão de corte octaédrica;
- C são as características granulométricas e mineralógicas;
- f é a frequência de excitação;
- t é o tempo;
- ξ é a estrutura do solo;
- T é a temperatura.

Alguns destes parâmetros são dificilmente quantificáveis, principalmente as características granulométricas e mineralógicas que são exclusivamente indiciais.

Barros (1997), em estudos posteriores, definiu quais os parâmetros mais influentes na velocidade das ondas de corte, nomeadamente, a tensão efectiva principal na direcção de propagação da onda, tensão efectiva principal na direcção da vibração da partícula ou direcção de polarização, o índice de vazios, o grau de saturação e o grau de cimentação.

Porém, Hardin e Richart (1963), verificaram que existe grande dependência da velocidade das ondas de corte, consequentemente do módulo de distorção, com as tensões de confinamento e o índice vazios, então diversos autores determinaram expressões que permitem a obtenção do módulo de distorção. O formato genérico dessa expressão está definido em (4.5) (Ferreira, 2003).

$$G = G_{vh} = S \times F(e) \times P_a^{(1-n_v-n_h)} \times (\sigma'_v)^{n_v} \times (\sigma'_h)^{n_h} \quad (4.5)$$

Especificamente no caso em estudo, uma vez que a propagação das ondas sísmicas é efectuada apenas longitudinalmente no provete, a expressão que determina o módulo de distorção depende das tensões efectivas, além de outros parâmetros como se verifica pela expressão (4.6)

$$G = A \times f(e) \times \sigma_v^n \quad (4.6)$$

- Medição das ondas S – *WaveStar*

Tal como para as ondas P, a medição das ondas de corte é registada no domínio dos tempos através do software *WaveStar*. Estas ondas, por terem uma velocidade menor que as ondas de compressão, tem um maior tempo de propagação através da amostra, logo chegam ao receptor algum tempo após as ondas longitudinais. Por isso, a sua visualização no osciloscópio requer escalas diferentes. Assim, utiliza-se no osciloscópio uma escala horizontal que varia entre 250 e 500 μ s que, tal como no caso das ondas P, depende da fase do ensaio. A escala vertical pode variar entre 5, 10 e 20 mV dependendo da frequência. A medição das ondas S é em geral realizada para quatro frequências de entrada diferentes: 1, 2, 4 e 8 kHz.

Na Figura 4. 10 está representado o intervalo de tempo entre o início da onda de transmissão e a primeira chegada da onda S no sinal de resposta. Esta figura é relativa ao ensaio LD21 e corresponde a uma medição na fase final de saturação.

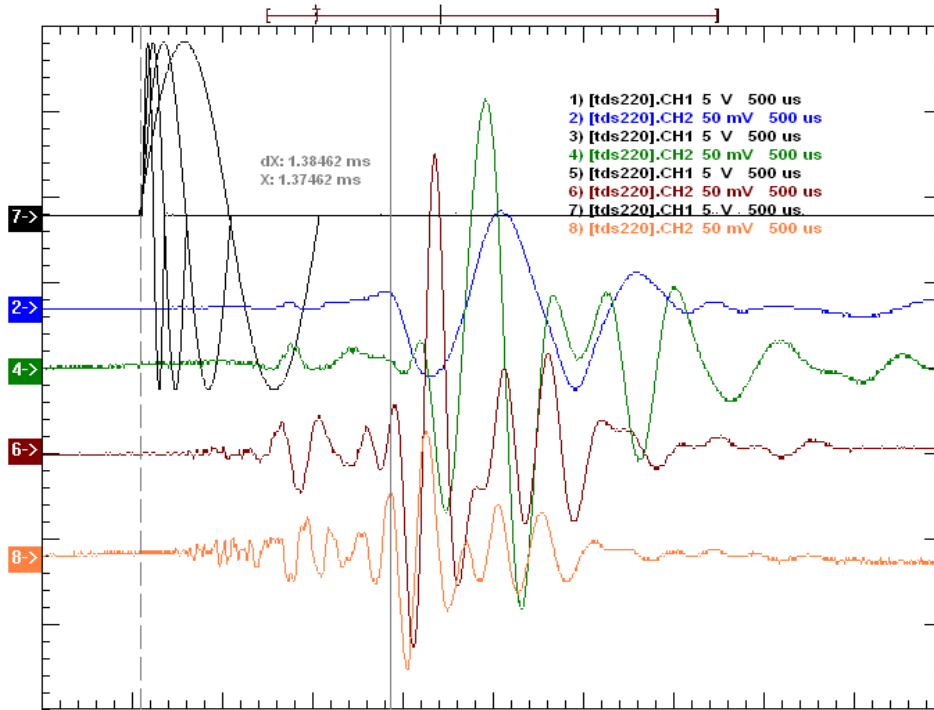


Figura 4. 10 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda S na fase final de saturação.

A obtenção das velocidades das ondas (V_P e V_S) é determinada pela divisão entre a altura útil do provete, d (de distância), e o tempo de propagação, ou seja, o intervalo de tempo entre o início da onda de transmissão e a primeira chegada da onda de resposta, como se demonstra pela expressão (4.7). A altura total do provete, H , é variável ao longo do ensaio, sendo possível ser determinada para cada fase, com o auxílio da instrumentação interna e (ou) externa instalada. Assim, subtraindo à altura total, H , pela penetração dos *bender/extender elements* na amostra, obtém-se a altura útil, d , conforme se verifica na Figura 4. 11.

$$V_{P,S} = \frac{d}{\Delta t} \tag{4.7}$$

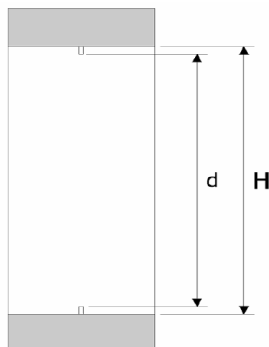


Figura 4. 11 – Distância percorrida pelas ondas, d (Ferreira, 2003).

4.3 – CONDIÇÕES INICIAIS DOS ENSAIOS REALIZADOS

Neste subcapítulo faz-se uma pequena apresentação dos ensaios que foram realizados com as areias dunares de Ain Beniam. Todos os ensaios (excepto o LD39), quer cíclicos quer estáticos, foram realizados em condições anisotrópicas com $K_0=0,5$. A avaliação do coeficiente de impulso em repouso foi deduzida matematicamente por Jaky (1944), que concluiu que, em solos puramente friccionais, este coeficiente depende exclusivamente do ângulo de atrito ou de resistência ao corte, ϕ' , conforme indica a expressão (4.8).

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.8)$$

Uma estimativa corrente para o valor do ângulo de atrito de um solo puramente friccional é de aproximadamente 30° , para o qual resulta a partir da expressão anterior um valor de coeficiente de impulso em repouso de 0,5. Dos ensaios realizados por Pinheiro (2009) nesta areia, obteve-se um ângulo de atrito de $29,4^\circ$, do qual resulta um K_0 de 0,51 (ver 3.2). Considerou-se por isso ajustada a adopção do valor de 0,5 para o coeficiente de impulso de repouso.

Nestes ensaios, os provetes são preparados por reconstituição em laboratório, sendo por isso pré-definidos os valores de teor em água e densidade. Foram adoptados valores para o teor em água e índice de vazios de, respectivamente, 5% e 0,90, correspondentes às condições de preparação dos provetes. Naturalmente, esses valores durante a montagem são ligeiramente alterados, como se demonstrará no capítulo 5. Na Tabela 4. 1 apresenta-se um resumo do plano de trabalhos, com as características e condições dos ensaios a realizar.

Tabela 4. 1 – Plano-resumo dos ensaios.

	w (%)	e	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	Condição de ensaio
LD21	5	0,9	50	0,5	100	Estático
LDC22	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC23	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC24	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LD25	5	0,9	100	0,5	200	Estático
LDC26	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LD27	5	0,9	200	0,5	400	Estático
LDC28	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC29	5	0,9	200	0,5	400	Cíclico
LDC30	5	0,9	200	0,5	400	Cíclico
LDC31	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC32	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC33	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico
LD34	5	0,9	25	0,5	50	Estático
LDC35	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico
LD36	5	0,9	50	0,5	100	Estático
LDC37	5	0,9	200	0,5	50	Cíclico
LDC38	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico
LD39	5	0,9	100	1	100	Estático

Os ensaios LD36, LDC37 e LDC38 foram realizados com colaboração com o doutorando Tahar Ghili

Uma pequena referência à nomenclatura: LD significa areia “Les Dunes” e a letra C em seguida, significa que se trata de um ensaio cíclico, caso contrário é um ensaio estático.

4.4 - PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DA AMOSTRA – *MOIST TAMPING* (w=5%)

Para a realização dos ensaios triaxiais estáticos e cíclicos é essencial uma preparação adequada do provete. *Moist tamping*, ou compactação ligeira em condições húmidas, é uma técnica reconhecida mundialmente e é comumente usada na preparação de solos arenosos e siltosos.

Existem diversas maneiras de executar esta preparação variando ligeiramente de operador para operador. No presente capítulo é proposta uma hipótese de montagem de um provete que consiste nas seguintes oito etapas:

- a) Para a realização de um ensaio triaxial estático, realizam-se previamente marcas de orientação na membrana para o posicionamento dos medidores de deslocamento, conforme se pode constatar na Figura 4. 12a). Num ensaio com a aplicação de cargas cíclicas também são efectuadas essas marcas, mas apenas têm carácter de orientação para posterior introdução do solo arenoso.
- b) Na base da câmara introduz-se um filtro de forma a evitar a passagem de finos provenientes do provete que possam colmatar a pedra porosa. Este filtro é previamente recortado com o formato do *bender/extender*, para não obstruir o contacto entre o transdutor e o solo.
- c) A membrana é presa à base da câmara com a aplicação de 2 *o-rings* de forma a evitar a entrada de água pela base do provete.
- d) O molde metálico cilíndrico é introduzido e colocado sobre a placa da base, atendendo ao seu alinhamento, ajustando-se posteriormente a membrana de forma a possibilitar a correcta moldagem do solo arenoso a ser ensaiado. Aplica-se uma pressão de vácuo da ordem dos 50kPa, entre o molde e a membrana, com o objectivo de manter a membrana perfeitamente esticada e encostada ao molde. Retiram-se as medidas do interior do molde com o auxílio de um paquímetro.
- e) A preparação do solo é realizada da seguinte forma: com as medições efectuadas, calcula-se a quantidade necessária de solo a ser ensaiado, sabendo que o índice de vazios desejado é de 0,90. De forma a ter em conta as perdas de material, pesa-se em geral um quilograma de solo e adicionam-se 50 mililitros de água destilada de forma a atingir o teor de água pré-definido (w=5%).
- f) A quantidade de solo necessário é então dividida em cinco partes para a sua colocação por camadas. Esta opção permite moldar o provete por etapas, utilizando menores quantidades em cada etapa e assim evita erros grosseiros de compactação no final da montagem. No final da colocação de cada camada, a altura do provete é medida e, se necessário, é aplicada uma compactação ligeira (manual) de forma a obter a espessura de camada desejada. Na Figura 4. 12b) está representada a fase final do processo de introdução de areia.
- g) No final da colocação do solo introduz-se o topo alinhando correctamente o *bender/extender* com o filtro já introduzido. A membrana é então ajustada a esse topo e presa com 2 *o-rings*.
- h) Muda-se a aplicação do vácuo para a base do provete, confinando-o a uma pressão interna de vácuo entre 10 e 15 kPa, de forma a ser retirado o molde metálico. Podem então ser medidas as dimensões reais do provete, ficando assim com o aspecto evidenciado na Figura 4. 12c). Para a realização de um ensaio triaxial estático é essencial a montagem dos medidores de deslocamentos axiais e radiais (Figura 4. 12d).
- i) Finalmente, é introduzida a câmara, que após ser devidamente fechada se enche com água destilada. Para começar o ensaio, é ainda necessário substituir a pressão interna por uma

tensão de confinamento na câmara, igualmente entre 10 e 15 kPa. O provete fica assim pronto para o início do ensaio, que começa com a percolação de água.

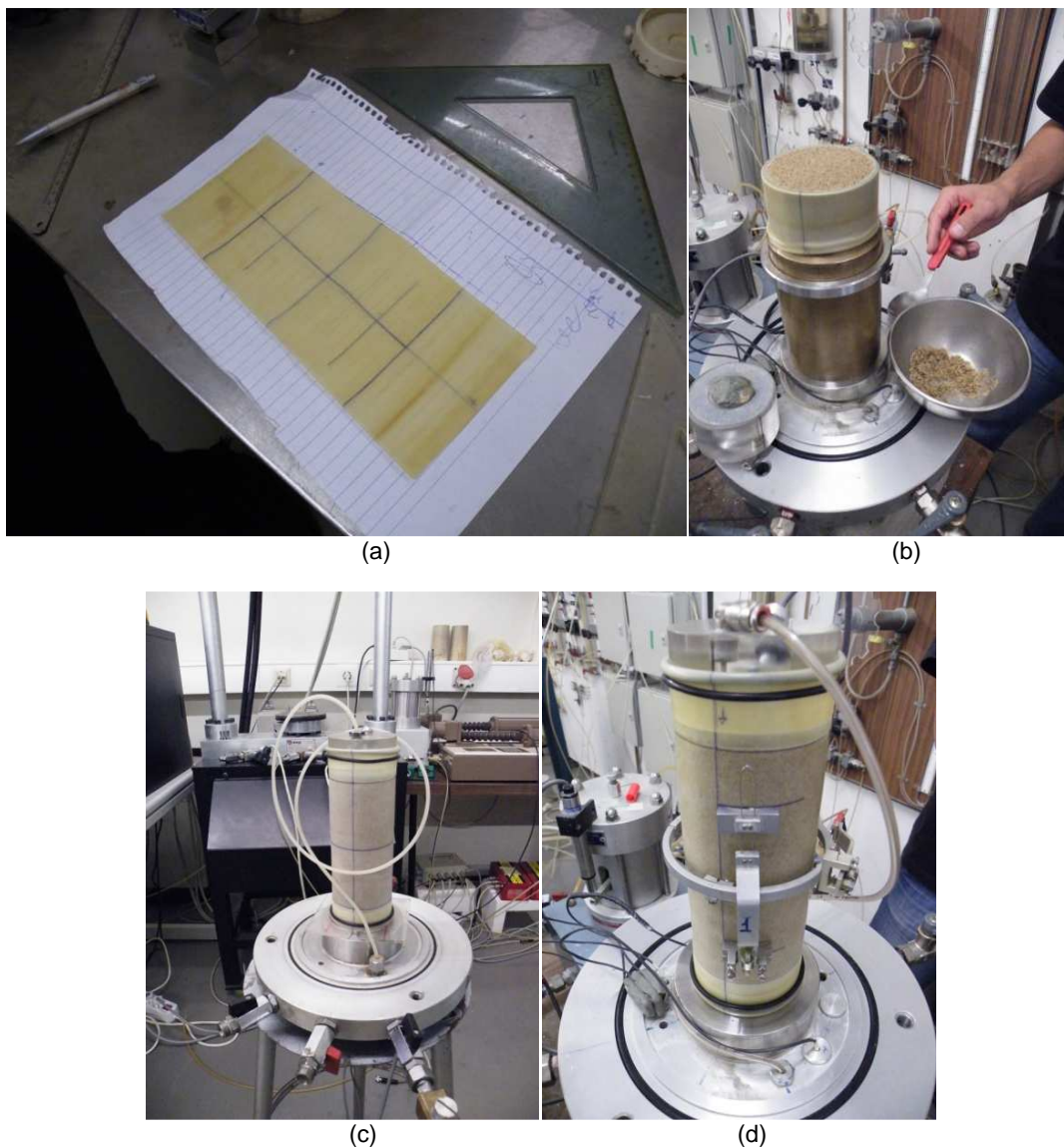


Figura 4. 12 – a) Marcações de orientação nas membranas; b) Fase final de introdução de areia; c) Amostra preparada (Triaxial cíclico); d) Amostra preparada (Triaxial estático).

4.5 - CONDIÇÕES INICIAIS DE ENSAIO

4.5.1 - PERCOLAÇÃO

A percolação consiste na passagem de um fluido pelo corpo do provete com o intuito de preencher os vazios e assim expulsar o ar entre as partículas. A velocidade desta operação é dependente do solo em causa. Para a realização dos ensaios triaxiais estáticos e cíclicos foi utilizada, como fluido, água destilada.

Após a preparação do solo descrita em 4.3, a percolação é efectuada em apenas uma etapa que consiste na introdução de uma pressão de água na base da câmara correspondente à base do provete,

efectuando-se a passagem da água ao longo desse material, expelindo a respectiva água e ar pelo topo do corpo, conforme se pode constatar pela Figura 4. 13.



Figura 4. 13 – Percolação do solo em estudo.

A percolação deve ser realizada da base para o topo do provete, para facilitar a expulsão do ar, com uma tensão efectiva mínima entre 10 e 15 kPa. Segundo um método praticado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, a percolação deverá ser mantida até que o volume percolado seja equivalente ao dobro do volume de vazios ou a percolação seja realizada durante 24 horas. Dado que o solo em causa é bastante permeável, a opção de realizar a percolação durante 24 horas é excluída, uma vez que em aproximadamente 2 horas se atinge o volume de água correspondente ao dobro do volume de vazios.

Sabendo que o índice de vazios, ronda os 0,90, e que o volume da amostra, embora um pouco variável, tem um valor próximo de 550 cm^3 , é possível estimar o volume a percolar V_{Perc} através da expressão (4.9):

$$V_{\text{Perc}} = 2 \times V_v = 2 \times \frac{e \times V}{1 + e} = 2 \times \frac{0,9 \times 550}{1 + 0,9} \approx 521 \text{ cm}^3 \quad (4.9)$$

É de referir que, em qualquer dos ensaios efectuados, o volume percolado ultrapassou os 521 cm^3 de volume percolado, garantindo assim, que a amostra já finalizou esta etapa.

4.5.2 - SATURAÇÃO

Para a operação desta fase do ensaio é utilizada a saturação por contrapressão, que consiste na aplicação de pressões neutras, ou intersticiais, gradualmente crescentes, mantendo a tensão efectiva constante. Assim a saturação do provete ocorre por eliminação da fase gasosa que se encontra na amostra e nas linhas de pressão neutra do sistema de ensaio.

Esta fase do ensaio foi realizada com controlo automático das pressões, através de programas desenvolvidos na FEUP em ambiente *LabVIEW*, que se descreverá em 4.6. Nos ensaios estáticos, a

aplicação das pressões foi controlada e estabelecida por meio de reguladores de ar automáticos, também desenvolvidos na FEUP, enquanto, nos ensaios cíclicos, foram utilizados controladores de pressão de água GDS.

O equipamento GDS é um controlador de pressão e volume de água ou óleo. No seu interior, um pistão move-se e assim introduz pressões directamente no fluido. Tem a vantagem de poder atingir pressões superiores ao permitido pelas colunas, uma vez que o compressor apenas consegue atingir, de forma estável, pressões máximas de 700 kPa. Este GDS consegue operar até $1\text{MPa}/\text{cm}^3$ e possibilita um controlo automático a partir de um computador, que faz a aquisição em tempo real das variações de pressão e volume do próprio controlador. É usualmente utilizado na fase de saturação dos ensaios triaxiais cíclicos introduzindo as pressões iniciais e as finais com um intervalo de tempo previamente definido. Na Figura 4. 14 e Figura 4. 15 estão representados, respectivamente, um controlador de pressão e o diagrama de controlo GDS.



Figura 4. 14 – Controlador de pressão da GDS.

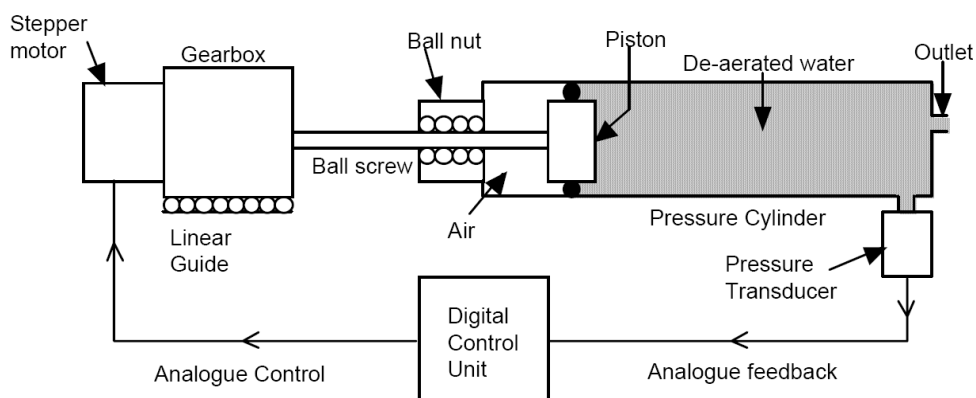


Figura 4. 15 – Diagrama de controlo GDS (GDS Instruments, 2001).

Inicialmente realizou-se a saturação atingindo-se os 310 kPa de pressão de confinamento (CP) e 300kPa de contrapressão (BP), mas rapidamente se constatou que estas pressões eram insuficientes por não se atingir valores aceitáveis, tanto ao nível do parâmetro B de Skempton como ao nível da medição das velocidades das ondas P. Assim passou-se a adoptar 515 kPa como pressão de

confinamento (em alguns ensaios usou-se 510 kPa) e 500 de contrapressão, notando-se claras melhorias nos parâmetros caracterizadores da saturação. Mesmo assim, não foi possível alcançar uma saturação completa, por isso decidiu-se aumentar para CP = 715 kPa e BP = 700 kPa, atingindo-se assim valores próximos dos aceitáveis. É de notar que existe sempre o cuidado em manter as tensões efectivas com um valor entre 10 kPa a 15 kPa. Após atingir as pressões definidas, deixa-se estabilizar o sistema durante pelo menos 2 horas efectuando-se em seguida a leitura do parâmetro B de Skempton e a medição das ondas P para verificar se o grau de saturação é satisfatório.

o Leitura do parâmetro B de Skempton

A comprovação de que uma amostra se encontra totalmente saturada pode ser efectuada através da medição do parâmetro de tensões neutras para carregamento isotrópico, B, que é definido pela expressão (4.10):

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.10)$$

Se a amostra se encontrar saturada, o valor do parâmetro B é igual à unidade, uma vez que todo o incremento de tensão total é equilibrado pela água dos poros, ou seja, o excesso de pressão neutra, Δu , iguala o incremento de tensão isotrópica, $\Delta \sigma_3$. O valor do parâmetro B pode ser afectado por factores de ordem experimental, como por exemplo, o erro inevitável na leitura das pressões iniciais dos transdutores que não permite que se atinja precisamente o valor B = 1.

A medição deste parâmetro em laboratório é realizada após se atingirem as pressões de confinamento e contrapressão desejadas e sua correspondente estabilização. Registam-se os valores iniciais de pressão de confinamento e de contrapressão. Fecha-se a válvula interior respectiva à pressão do fluido na célula de modo a ser possível a leitura de um incremento de tensão isotrópica de 30 kPa (sendo que em alguns ensaios usou-se um incremento de 20 kPa ou 10 kPa) sem alterar as pressões no interior da câmara. Também se fecha a válvula exterior da contrapressão de modo que, aquando da aplicação do incremento de tensão isotrópica, seja possível a leitura do valor do excesso de pressão neutra no transdutor. Abrindo a válvula da pressão de confinamento vão-se gerar excessos de pressão neutra. Os valores finais da pressão de confinamento e de contrapressão são lidos e, uma vez que já haviam sido adquiridos os respectivos valores iniciais, é possível então a determinação do parâmetro B pela expressão (4.9). De modo a finalizar esta etapa, deve-se voltar para as pressões finais de saturação antes do incremento de tensão isotrópica.

o Medição das ondas P

A medição das ondas sísmicas longitudinais foi executada com o auxílio dos *bender/extender elements*. Como já foi referido em 4.1.2.2, a componente de *extender element* é a que possibilita a leitura das ondas longitudinais.

A medição das ondas de compressão é efectuada após se atingirem as pressões de confinamento e contrapressão desejados. Então, ligam-se os *bender/extender elements* ao gerador de funções que estão também ligados ao osciloscópio, sendo que este envia o sinal para o computador que faz a aquisição, permitindo a análise do intervalo de tempo entre as duas ondas e consequentemente das velocidades das ondas P, verificando assim o nível de saturação da amostra.

Inicialmente existiram algumas dificuldades na obtenção de valores aceitáveis para a verificação da saturação através da análise das ondas P, por isso realizou-se um teste em que as ondas eram medidas

em várias etapas da fase de saturação. Inicialmente, foram medidas as velocidades V_p na percolação e depois de 100 em 100 kPa até se atingir os 700 kPa de contrapressão, verificando assim a evolução das ondas P à medida que as pressões aumentavam, conforme se mostra na Figura 4. 16. Apesar de todos os esforços e como se poderá constatar no capítulo 5, não se atingiram valores aceitáveis da velocidade das ondas P para a verificação do nível de saturação.

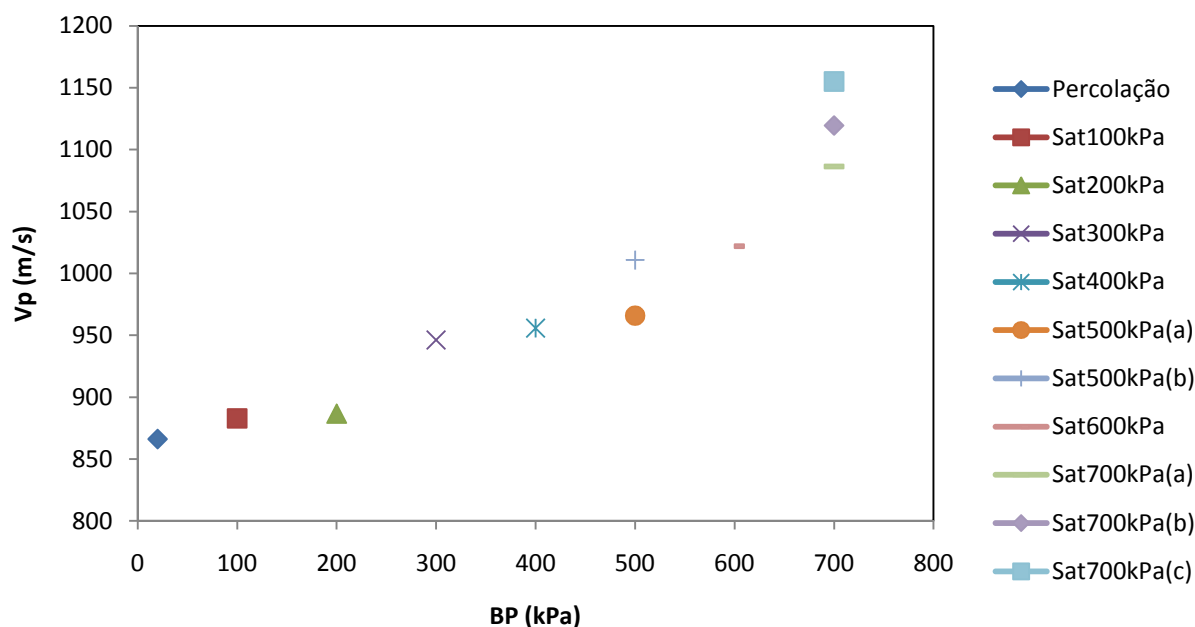


Figura 4. 16 – Evolução das ondas P com o aumento da pressão de saturação (ensaio LDC32).

4.5.3 - CONSOLIDAÇÃO

A consolidação consiste no aumento das tensões efectivas através do aumento da pressão de confinamento, mantendo a contrapressão constante desde a etapa anterior. Este aumento das tensões efectivas pretende simular uma profundidade real para a qual é necessário avaliar a susceptibilidade à liquefacção. O valor desta profundidade depende do tipo de carregamento que vai ser imposto ao provete, ou seja, o valor da linha K_0 . Foram admitidas 2 hipóteses: inicialmente, um carregamento isotrópico $K_0 = 1$ e um carregamento anisotrópico $K_0 = 0,5$ em que a tensão efectiva vertical é o dobro da tensão efectiva horizontal como se comprova pela expressão (4.11):

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \Leftrightarrow 0,5 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \Leftrightarrow \sigma'_{v0} = 2 \times \sigma'_{h0} \quad (4.11)$$

Conhecida a área da base do provete, A , esta consolidação anisotrópica é realizada em laboratório com o auxílio de um pistão que permite o incremento da tensão vertical com a aplicação de uma força F , que pode ser determinada com a expressão (4.12):

$$F = \Delta\sigma_1 \times A \quad (4.12)$$

Assim é possível compreender que o objectivo desta etapa é aproximar as condições do provete em laboratório às condições que possui *in situ*, garantindo que as tensões efectivas serão semelhantes reproduzidas. De facto, as tensões totais são geralmente superiores nos ensaios laboratoriais sob amostras submersas, pela necessidade em restabelecer a saturação (ou garantir essa condição para bom controlo/monitorização do estado de tensão no decurso do ensaio de corte), exceptuando os provetes representativos de grandes profundidades, onde os valores totais da pressão neutra se aproximam do contrapressão de saturação. Ressalva-se que uma vez que são as tensões efectivas que controlam o comportamento do solo, esta diferença não tem influência na obtenção de resultados práticos.

Como a consolidação é drenada, de modo a evitar a geração de excessos de pressão neutra, é possível expressar que, aquando da realização desta etapa, ocorre uma redução de volume, conseqüentemente uma redução do índice de vazios. Quando se verificar que a amostra não varia volumetricamente, significa que o processo de consolidação está finalizado.

De referir que existe uma pequena diferença entre a consolidação anisotrópica num ensaio triaxial estático e no cíclico. Essa diferença deve-se ao facto das prensas serem diferentes, ou seja, o aumento da tensão efectiva vertical no triaxial estático é realizado por controlo em deformação da prensa, observando-se no sistema de aquisição um aumento gradual da força, enquanto no triaxial cíclico o aumento da tensão vertical efectiva é automático e realizado por controlo em força, introduzindo-se pelo software *DynaTester* um incremento da força por unidade de tempo. Esse incremento é realizado a uma velocidade lenta, que não permita a geração de pressões neutras. Nos ensaios realizados foi utilizado um aumento de 20 N/min e atingindo o valor pretendido o software mantém a carga constante durante o tempo significativo, que for previamente introduzido. Este método de incremento das tensões verticais é mais estável e contínuo que o efectuado no triaxial estático, traduzindo-se por isso num processo de consolidação mais célere. No ensaio triaxial estático, o aumento da força aplicada é executado por deformação contínua e, após atingir o valor da tensão de desvio necessária, introduzindo pequenos incrementos manuais na prensa e verificando a deformação da amostra o valor da carga vai diminuir ao longo do tempo (por fluência), sendo por isso mais trabalhoso estabilizar o sistema.

Em seguida apresenta-se na Figura 4. 17 um esquema-resumo com a representação da sequência cronológica das condições iniciais de ensaio.

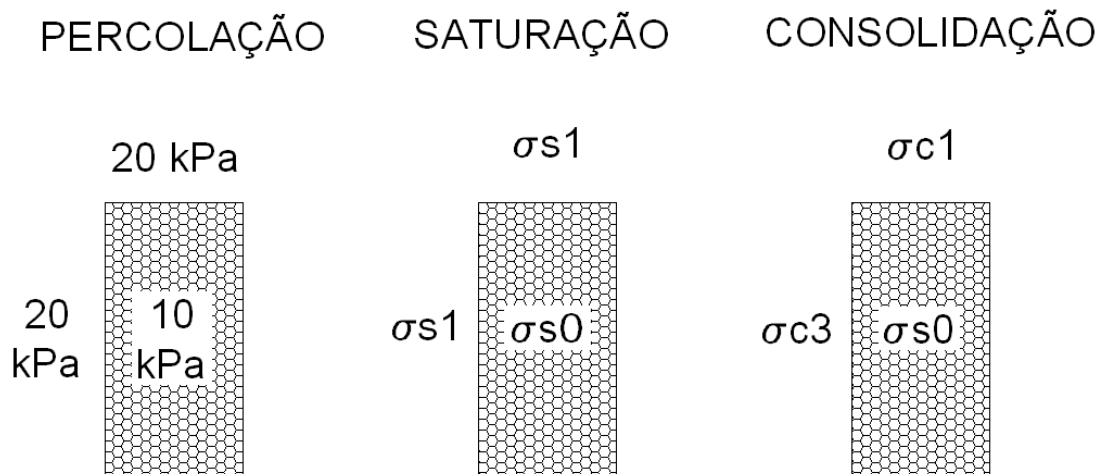


Figura 4. 17 – Sequência cronológica das condições iniciais de ensaio.

Na Figura 4. 17, σ_0 significa a contrapressão de saturação, σ_1 é a pressão de confinamento de saturação e σ_c é a tensão total de consolidação vertical e σ_3 é a tensão total de consolidação horizontal. Então, subtraindo as tensões totais de consolidação vertical e horizontal à contrapressão de saturação, obtém-se as tensões efectivas (vertical e horizontal) instaladas no provete.

4.6 – CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO

A aplicação das tensões de corte é realizada em condições não drenadas (CK₀U ou CKU), ou seja, as válvulas de ligação do interior do provete ao exterior são fechadas e apenas se carrega verticalmente a amostra com o pistão fixo e a base da prensa em movimento ascendente, típica mobilização das prensas corrente de laboratório. Esta etapa é realizada com deformação controlada, ou seja, é imposto na prensa um deslocamento por unidade de tempo, que variou, nos ensaios realizados, entre 0,02 mm/min e 0,04 mm/min. A imposição desta taxa exige alguma ponderação, sabendo-se *a priori* que a deformação axial do provete, ϵ_a , deve atingir pelo menos 20%, excepto nos casos onde ocorre rotura, ou seja, liquefacção da amostra. Nesses casos a extensão é bastante inferior variando entre 3% a 6%.

Os excessos de pressão neutra são gerados lentamente e podem ser lidos nos respectivos transdutores. Uma vez que a amostra se encontra saturada e as ligações dos seus interstícios ao exterior estão fechadas, a variação volumétrica é nula. É então possível, para efeitos de cálculo, admitir que não existe alteração do índice de vazios.

- Software de aquisição MULTIGEO em ambiente *LabVIEW*

Este software foi desenvolvido com efeitos de controlo e monitorização dos ensaios estáticos (Costa, 2008). Além disso, é essencial no controlo e aquisição de dados. Na Figura 4. 18 está demonstrado o interface deste software.



Figura 4. 18 – Interface do software *LabVIEW*.

Com este software controlam-se vários canais a partir dos quais é possível visualizar as pressões nos transdutores, deslocamentos internos dos Hall Effects, deslocamento do LVDT externo e força da célula de carga. No final do ensaio, após se desligar a aquisição, obtém-se um ficheiro que é posteriormente convertido para o formato xls (*Excel*) e efectua-se o tratamento de dados (Costa, 2008).

4.7 – CORTE TRIAXIAL CÍCLICO

A realização do corte num ensaio triaxial cíclico é realizado, tal como no ensaio estático, com as válvulas de ligação ao exterior fechadas, com a excepção da ligação à pressão de confinamento, CP. A consolidação anisotrópica é realizada lentamente a uma taxa pré-definida (0,02 kN/min). Atingindo o valor da carga que permite o estabelecimento da tensão efectiva vertical correspondente a um coeficiente de impulso em repouso $K_0 = 0,5$, impõe-se um patamar de carga constante de 5 minutos que possibilita a estabilização do sistema. A cerca de 30 segundos do início dos ciclos de carga, fecha-se a válvula da contrapressão de modo a garantir a condição de ensaio não drenado e de forma a poder medir os excessos de pressão neutra ou de água nos poros. Ao contrário do corte triaxial estático, a geração dos excessos de pressão neutra são quase instantâneos, pois os ciclos impõem na amostra carregamentos verticais ascendentes e descendentes com uma amplitude que depende da condição de consolidação que a amostra está sujeita tal como foi descrito em 2.6.2.

- Software de aquisição *DynaTester*

Este software foi desenvolvido por uma equipa do Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, sob especificações do LabGeo-FEUP, com o objectivo de controlar o carregamento vertical, estático e cíclico e monitorizar pressões e deslocamentos.

No caso em estudo, a utilização do software requer a criação de um *template* onde se pré-definem todas as etapas do ensaio e respectivas ordens de controlo do sistema triaxial cíclico, que permitem a realização do ensaio após se atingir a condição de consolidação isotrópica desejada. Cronologicamente, existem três fases distintas que formam um *template* quando unificadas e são definidas do seguinte modo:

- Solicitação linear à taxa de incremento de 20 N/min que permite atingir a carga vertical desejada e conseqüentemente o aumento das tensões efectivas verticais;
- Solicitação constante que permite manter a carga vertical definida constante durante 5 minutos;
- Solicitação sinusoidal ao qual está associado o início dos ciclos com a amplitude definida.

De referir que a primeira fase não pertence ao corte não drenado, mas sim à conclusão da condição de consolidação inicialmente definida, pois, como já foi referido, para os ensaios triaxiais cíclicos é necessário que o corte não drenado seja realizado a partir da linha $K_0=0,5$.

A compreensão de todos os pormenores descritos neste capítulo é essencial para um correcto procedimento no laboratório e em função disto obter resultados válidos para a avaliação de fenómenos como a liquefacção.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 – ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

5.1.1 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS REALIZADOS

- Fase de Preparação

Realizou-se seis ensaios triaxiais estáticos com as condições pretendidas demonstradas na Tabela 5. 1.

Tabela 5. 1 – Condições iniciais pretendidas para a realização de ensaios triaxiais estáticos.

	w (%)	e ₀	σ' _h (kPa)	K ₀	σ' _v (kPa)	Condição de ensaio
LD21	5	0,9	50	0,5	100	Estático
LD25	5	0,9	100	0,5	200	Estático
LD27	5	0,9	200	0,5	400	Estático
LD34	5	0,9	25	0,5	50	Estático
LD36	5	0,9	50	0,5	100	Estático
LD39	5	0,9	100	1	100	Estático

Após a preparação descrita em 4.4 e as medições finais, multiplica-se a área pela altura e assim determina-se o verdadeiro volume da amostra. Com este dado e com a verdadeira massa da amostra, é possível determinar o peso volúmico pela expressão (5.1).

$$\gamma = \frac{W}{V_0} \quad (5.1)$$

Em que:

- γ é o peso volúmico da amostra;
- W é o peso total do solo húmido;
- V_0 é o volume real da amostra.

O teor em água pode variar do pretendido com a preparação da amostra, pois durante a mistura de água com a areia pode-se perder alguma água por evaporação. Como verificação, é possível

determinar o teor em água do material sobranter, no final da preparação da amostra, pela expressão (5.2).

$$w_{real}(\%) = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100 \quad (5.2)$$

Em que:

- w_{real} é o teor em água da amostra no fim da preparação;
- W é o peso total do solo húmido;
- W_d é o peso do solo seco.

Os valores de W e W_d são determinados com o solo sobranter da preparação. Finalizando a preparação pesa-se o solo sobranter e em seguida seca-se em estufa. Sabendo estes dois dados, calcula-se o teor em água real de cada ensaio.

O índice de vazios também pode variar com a preparação da amostra uma vez que o teor em água real e o peso volúmico serão diferentes do expectável. O índice de vazios no final da preparação, e_0 , é determinado conjugando as expressões (5.3) e (5.4), originando assim a expressão (5.5) quando desenvolvida.

$$\gamma = \gamma_s \times \frac{1 + w}{1 + e_0} \quad (5.3)$$

$$\gamma_s = G \times \gamma_w \quad (5.4)$$

$$e_0 = G \times \frac{\gamma_w (1 + w)}{\gamma} - 1 \quad (5.5)$$

Em que:

- γ é o peso volúmico da amostra;
- γ_s é o peso volúmico das partículas;
- γ_w é o peso volúmico da água;
- G representa a densidade das partículas (considera-se $G = 2,69$);
- e_0 é o índice de vazios no final da preparação.

Na Tabela 5. 2 estão detalhados os valores reais para o teor em água e o índice de vazios reais de cada ensaio estático. Como se pode constatar, o teor em água e índices de vazios são ligeiramente diferentes do expectável que seria respectivamente 5% e 0,90.

Tabela 5. 2 – Teor em água e índice de vazios reais dos ensaios triaxiais estáticos.

	Antes da Moldagem			Após Moldagem						
	H (mm)	D (mm)	m_{nec} (g)	H (mm)	D (mm)	W_{real} (%)	m_{real} (g)	V_0 (cm ³)	γ (kN/m ³)	e_0
LD21	138,0	70,2	794,1	138,0	70,2	4,84	784,1	534,1	14,4	0,9213
LD25	141,6	70,3	817,2	141,6	70,3	4,81	814,1	549,8	14,5	0,9039
LD27	141,6	70,4	818,4	140,4	70,4	4,92	818,5	545,6	14,7	0,8813
LD34	141,6	70,2	813,8	142,0	69,8	5,07	811,4	542,7	14,7	0,8904
LD36	138,1	70,1	796,8	137,3	70,2	5,00	804,9	531,7	14,9	0,8796
LD39	141,8	70,1	818,3	141,2	69,6	4,65	818,6	537,1	15,0	0,8607

o Percolação

Como foi referido em 4.5.1 na expressão (4.8), o volume mínimo a percolar é aproximadamente igual ao dobro do volume de vazios. Por esse motivo em todos os ensaios teve-se a necessidade de percolar mais do que esse valor de forma a garantir que a percolação se considerasse suficiente. Este é uma fase importante pois se a percolação for deficiente pode dificultar a saturação completa, prejudicando as fases posteriores. Na Tabela 5. 3 é possível constatar o volume de água necessário a percolar e a real quantidade percolada nos ensaios estáticos. O volume necessário a percolar, V_{perc} , e quantidade da percolação real expressa-se em cm³.

Tabela 5. 3 – Quantidade de água percolada nos ensaios triaxiais estáticos.

	V_{perc} (cm ³)	Percolação (cm ³)
LD21	512,2	ND
LD25	522,0	680
LD27	511,2	960
LD34	511,3	900
LD36	497,6	1050
LD39	496,9	1700

ND: Não determinado

o Saturação

A verificação da saturação das amostras é efectuada conforme o descrito em 4.5.2. Na Tabela 5. 4 é possível verificar o nível de saturação das amostras pelo método da medição do parâmetro B e registos da velocidade das ondas P pelos transdutores piezoeléctricos .

Tabela 5. 4 – Verificação de saturação de cada ensaio triaxial estático.

	Pressões de saturação		B	t_p (μs)	d (mm)	V_p (m/s)
	CP	BP				
LD21	310	300	0,71	154,3	125,9	816,1
LD25	510	500	0,95	156,1	130,2	833,9
LD27	510	500	0,87	160,7	128,7	801,1
LD34	700	690	0,95	161,8	131,0	809,3
LD36	700	690	0,94	135,7	126,0	928,6
LD39	700	685	0,92	143,3	130,0	907,4

No ensaio LD21 realizou-se a saturação a 310 kPa de pressão de confinamento (CP) e 300 kPa de contrapressão (BP) mas como é possível constatar pela Tabela 5. 4 não se atingiram valores aceitáveis de medição do parâmetro B nem da velocidade das ondas P, que deveriam ser respectivamente, mais próximo possível de 1 e 1500 m/s. Por esse motivo alterou-se este sistema passando a realizar-se a saturação com 510 kPa de pressão de confinamento e 500 kPa de contrapressão, obtendo-se melhores resultados, excepto na confirmação pelo método sísmico. Assim, finalmente, aumentou-se as pressões de confinamento para 700 kPa e a contrapressão para 690 kPa, obtendo-se algumas melhorias em ambos os parâmetros de controlo.

o Consolidação

O método de realização da consolidação já foi descrito em 4.5.3. A realização da consolidação anisotrópica é efectuada com o aumento da força vertical sobre a amostra, por meio de avanço lento da prensa de carga, sob deformação controlada, sobre o pistão da célula. A força depende da área e do incremento das tensões efectivas verticais definidas conforme se demonstra pela expressão (4.11) do subcapítulo 4.5.3. A Tabela 5. 5 apresenta essa dependência e o método de cálculo, que passa simplesmente por multiplicar a área, A, pelo incremento de tensões efectivas verticais, $\Delta\sigma'_v$.

Tabela 5. 5 – Força vertical necessária para incrementar $\Delta\sigma'_v$.

$\Delta\sigma'_v$ (Kpa)	A (cm ²)	F ₀ (N)
25	38,48	96,2
50		192,4
100		384,8
200		769,7

o Variação volumétrica dos ensaios triaxiais estáticos

A determinação das deformações volumétricas nos ensaios estáticos foi realizada com auxílio de transdutores de deformação (4.1.2.1). Na Tabela 5. 6 estão representadas as deformações volumétricas detalhadas de cada fase dos ensaios estáticos. Estes ensaios são a base de partida para a determinação das mesmas deformações nos ensaios cíclicos pois como não se utilizam os transdutores internos de deformação só é possível determinar as deformações volumétricas na fase de consolidação. Assim é possível extrapolar os resultados das deformações volumétricas referentes às fases de percolação e saturação, desde que o índice de vazios inicial seja semelhante.

Tabela 5. 6 – Deformações volumétricas das diferentes fases dos ensaios triaxiais estáticos.

	Cons. isotrópica	e ₀	CP Sat. (kPa)	Percolação	Saturação	Cons. Isotrópica	Cons. Anisotrópica	Total
				ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)
LD21	50 kPa	0,9213	310	-0,025	1,535	0,201	0,484	2,195
LD25	100 kPa	0,9039	510	0,025	1,217	0,542	0,568	2,353
LD27	200 kPa	0,8786	510	0,199	0,559	0,848	0,487	2,093
LD34	25 kPa	0,8831	700	0,122	0,404	0,131	0,179	0,836
LD36	50 kPa	0,8796	700	0,241	0,443	0,219	0,446	1,350
LD39	100 kPa	0,8607	700	ND	0,597	0,650	0,000	1,250

No ensaio LD21 a deformação volumétrica é superior a todos os outros na fase de saturação. Isto deve-se ao facto do índice de vazios ser superior. Aliás, como é possível constatar pela Tabela 5. 6, quanto maior o índice de vazios maior a deformação volumétrica, pois estes solos arenosos com elevados índices de vazios iniciais são colapsíveis sob inundação. As pressões de saturação, a partir de um certo ponto, não têm grande influência na deformação volumétrica da amostra. Na Tabela 5. 6 não é possível verificar a ligeira influência desse parâmetro, uma vez que o índice de vazios é diferente em todos os casos. O índice de vazios é um parâmetro de estado com extrema importância e as pressões de saturação induzidas têm unicamente como objectivo repor as condições de saturação *in situ*. Então é possível concluir que a relevância do índice de vazios em relação às pressões de saturação é claramente superior.

5.1.2 – Análise gráfica dos ensaios triaxiais estáticos

Num gráfico de trajectória de tensões p' - q representam-se os ensaios estáticos realizados. A tensão de efectiva média de confinamento, p' é dado pela expressão (5.6) e a tensão de desvio, q , pela expressão (5.7).

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (5.6)$$

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (5.7)$$

Na Figura 5. 1 estão representadas as trajectórias de tensões de todos os ensaios estáticos realizados. A Figura 5. 2 representa a relação entre a tensão de desvio, q , e a deformação axial, ϵ_a , e a Figura 5. 3 evidencia a relação entre os excessos de pressão neutra, Δu , e a deformação axial. Os gráficos destas três figuras estão relacionados como se explica em seguida.

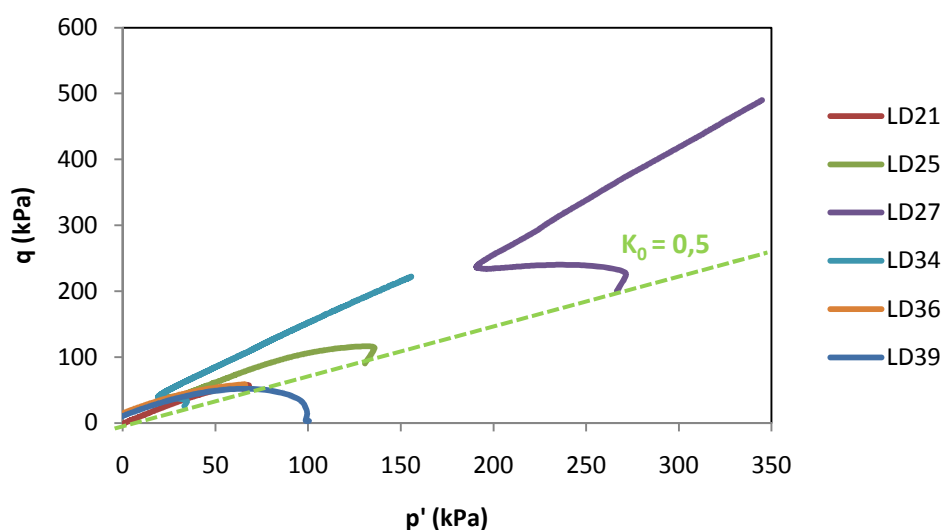


Figura 5. 1 – Relação entre q e p' .

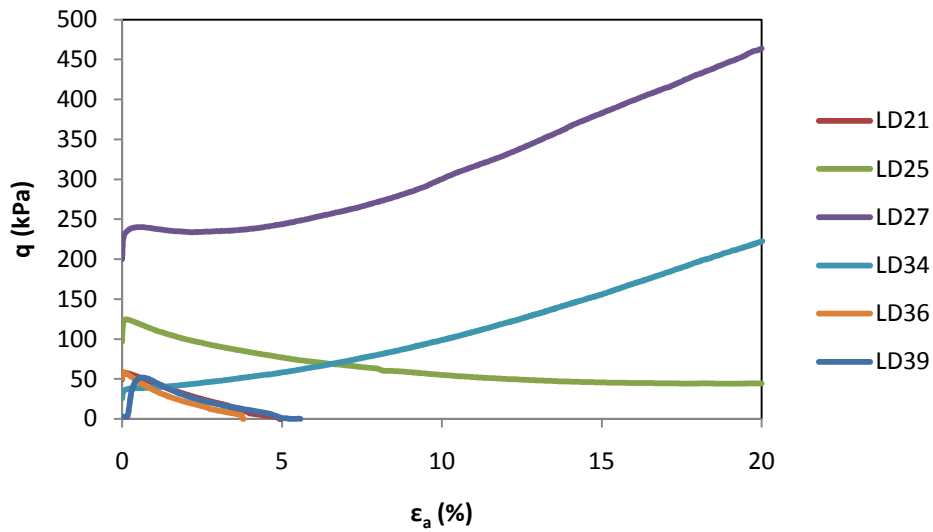


Figura 5. 2 – Relação entre a tensão de desvio, q, e a deformação axial, ε_a.

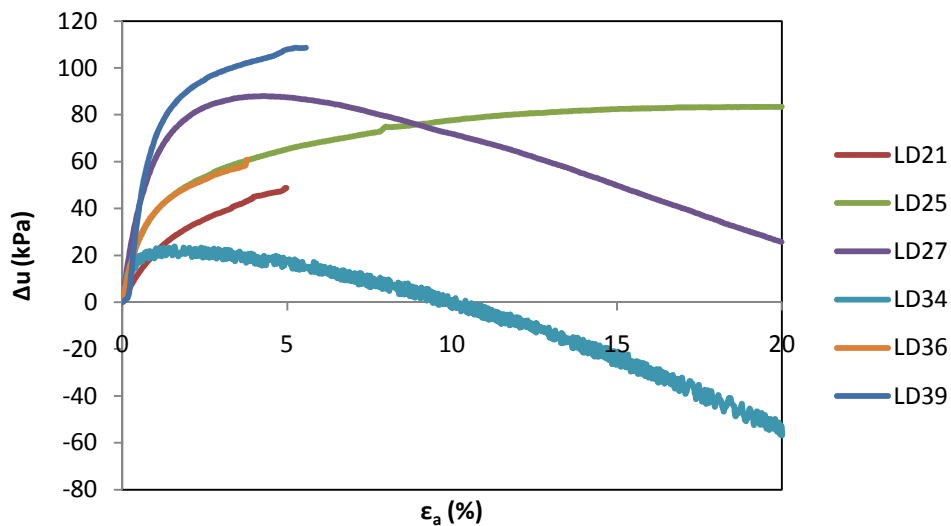


Figura 5. 3 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δu, e a deformação axial, ε_a.

Os ensaios LD21, LD36 e LD39 geraram liquefação conforme se constata pelas três figuras. Verifica-se que a tensão de desvio reduziu até zero e os excessos de pressão neutra atingiram o valor de consolidação (50 kPa), ou seja a tensão efectiva anulou-se originando a total perda de resistência da amostra, logo liquefação. O ensaio LD25 não liquefez apesar dos grandes excessos de pressão neutra originados. No fim do ensaio, ou seja atingindo os 20% de deformação axial, o carregamento vertical tinha originado 85 kPa de excesso de pressão neutra positiva e a tensão de consolidação isotrópica era de 100 kPa. Como o ensaio LD25 não liquefez era expectável que o LD27 também não liquefizesse, uma vez que a tensão de consolidação isotrópica era superior (200 kPa). Realmente foi isso que aconteceu como se pode constatar pela análise das três figuras acima descritas. Neste caso pode-se definir este comportamento da amostra como liquefação limitada, ou seja a amostra não se encontrava num estado suficientemente solto para originar liquefação. Como se pode observar pela

Tabela 5. 2 o índice de vazios nesta amostra é inferior ao ensaio LD25, comprovando que sobre estas condições é impossível liquefazer a amostra em condições estáticas.

Pela teoria dos estados críticos será possível descrever todos estes ensaios estáticos. Além destes, também se incorporam os dados provenientes dos estudos elaborados por Pinheiro (2009).

A partir da velocidade das ondas S, é também possível definir o comportamento do solo em estudo. Como se constata pela Figura 5. 4, a tensão de desvio é directamente comparável com as ondas S ao longo da deformação axial. Esta comparação foi efectuada com apenas 5% de deformação, pois é durante esta fase em que a medição das ondas é efectuada sistematicamente. Após o tratamento de dados referentes às ondas, representou-se num gráfico relacionando com a deformação axial e constatou-se, nos ensaios em que se obteve liquefacção, que a velocidade das ondas S decrescia ao longo da deformação tal como a tensão de desvio. Nos ensaios em que tal fenómeno não foi atingido, verifica-se um decréscimo inicial da velocidade, mas começando a aumentar, exactamente da mesma forma como quando a análise é efectuada a partir da tensão de desvio ao longo da deformação. Ou seja, nesses casos, em que se verifica um aumento de q e V_S , constata-se um conseqüente aumento de resistência.

Outra relação possível é entre q e V_S com a tensão de confinamento efectiva média, p' . Conforme se constata na Figura 5. 5, nos ensaios em que se verificou que foi atingido liquefacção, a velocidade das ondas S decresce à medida que p' também decresce. Nos ensaios que em que não se atingiu liquefacção V_S , até atingir o ponto de transformação de fase, diminui mas volta a aumentar, verificando-se assim um aumento de resistência.

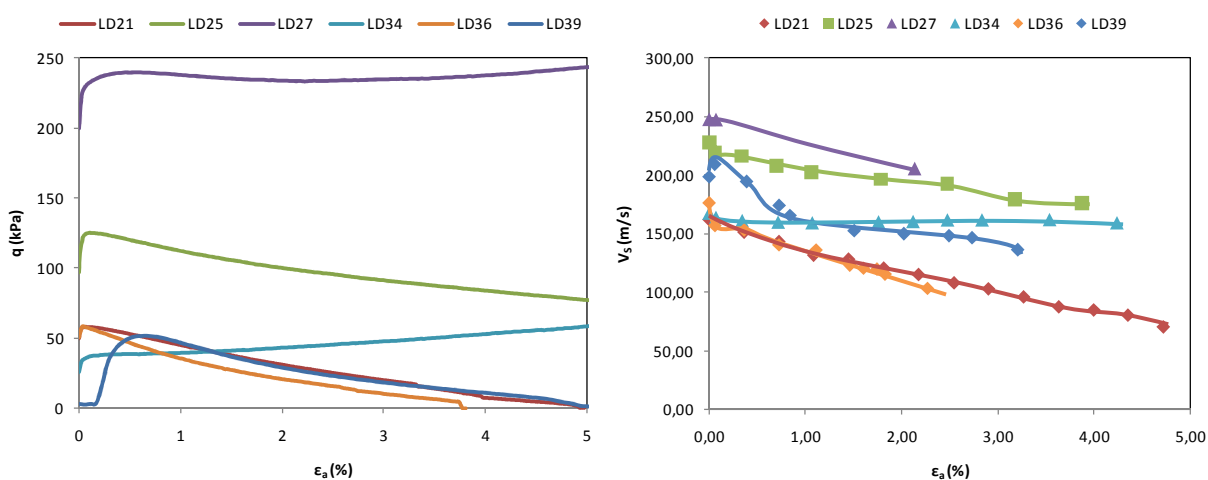


Figura 5. 4 – Comparação entre a relação $q - \epsilon_a$ e $V_S - \epsilon_a$.

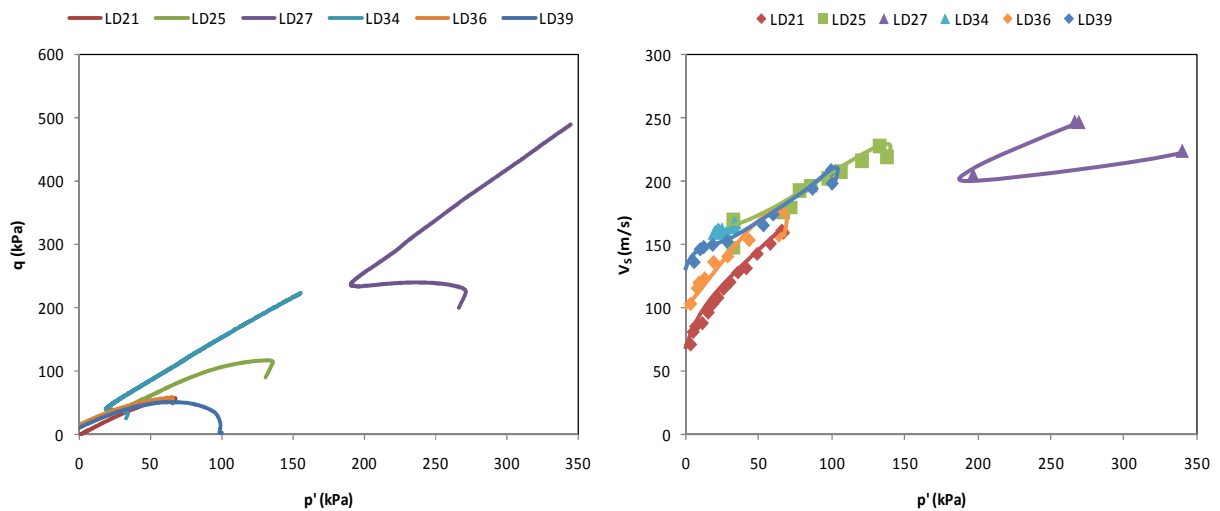


Figura 5. 5 – Comparação entre a relação $q - p'$ e $V_s - p'$.

5.2 – ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

5.2.1 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS REALIZADOS

Neste subcapítulo descrevem-se os ensaios triaxiais cíclicos, que são realidade os mais relevantes na caracterização da acção sísmica sobre um solo. Na Tabela 5. 7 estão representadas as condições iniciais desejadas para a realização dos ensaios.

Tabela 5. 7 – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

	w (%)	e_0	σ'_{h0} (kPa)	K_0	σ'_{v0} (kPa)	Condição de ensaio
LDC22	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC23	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC24	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC26	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC28	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC29	5	0,9	200	0,5	400	Cíclico
LDC30	5	0,9	200	0,5	400	Cíclico
LDC31	5	0,9	50	0,5	100	Cíclico
LDC32	5	0,9	100	0,5	200	Cíclico
LDC33	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico
LDC35	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico
LDC37	5	0,9	200	0,5	400	Cíclico
LDC38	5	0,9	25	0,5	50	Cíclico

Tal como nos ensaios estáticos, foram determinadas as características reais das amostras ensaiadas. Na Tabela 5. 8 detalham-se os vários ensaios triaxiais cíclicos e suas verdadeiras grandezas como o teor em água, w_{real} , a massa, m , o volume, V e o índice de vazios inicial, e_0 , reais.

Tabela 5. 8 – Teor em água e índice de vazios reais dos ensaios triaxiais cíclicos.

	Antes da Moldagem			Após Moldagem			w_{real} (%)	m_{real} (g)	V_0 (cm ³)	γ (kN/m ³)	e_0
	H (mm)	D (mm)	m_{nec} (g)	H (mm)	D (mm)						
LDC22	141,6	70,2	813,4	141,6	69,4	ND	813,5	534,7	14,9	ND	
LDC23	141,6	70,2	813,4	141,6	70,2	ND	812,1	547,1	14,6	ND	
LDC24	141,6	70,3	817,2	141,6	70,4	4,71	817,0	551,3	14,5	0,9008	
LDC26	141,6	70,4	819,1	141,5	70,2	4,95	819,0	548,3	14,7	0,8900	
LDC28	141,4	70,4	817,3	140,8	70,1	4,96	817,5	543,0	14,8	0,8755	
LDC29	141,5	70,6	822,3	141,4	70,3	ND	818,1	548,7	14,6	ND	
LDC30	141,5	70,5	820,0	141,5	70,4	5,00	819,4	550,1	14,6	0,8963	
LDC31	141,6	70,4	819,2	141,4	70,3	5,01	815,8	549,4	14,6	0,9021	
LDC32	141,5	70,1	811,0	141,5	69,9	5,00	806,7	542,6	14,6	0,8998	
LDC33	141,6	70,3	816,9	141,6	70,2	4,94	817,0	547,5	14,6	0,8919	
LDC35	141,7	70,3	808,6	141,8	69,0	5,15	795,7	530,6	14,7	0,8863	
LDC37	141,6	70,1	819,2	141,5	68,8	4,87	803,3	525,7	15,0	0,8600	
LDC38	141,8	69,9	814,4	140,3	69,2	4,84	791,5	527,7	14,7	0,8944	

ND: Não determinado

Na Tabela 5. 9 é possível verificar a quantidade mínima a percolar, V_{perc} , e a real quantidade percolada nos ensaios cíclicos, com percolação em cm³.

Tabela 5. 9 – Quantidade de água percolada nos ensaios triaxiais cíclicos.

	V_{perc} (cm ³)	Percolação (cm ³)
LDC22	ND	ND
LDC23	ND	ND
LDC24	522,5	ND
LDC26	516,4	620
LDC28	507,0	900
LDC29	ND	ND
LDC30	520,1	770
LDC31	521,1	ND
LDC32	514,0	900
LDC33	516,2	1900
LDC35	498,6	1000
LDC37	486,1	1700
LDC38	498,3	1700

ND: Não determinado

Na Tabela 5. 10 é possível verificar o nível de saturação das amostras pelo método da medição do parâmetro B e da velocidade das ondas P.

Tabela 5. 10 – Verificação de saturação de cada ensaio triaxial cíclico.

	Pressões de saturação			t_p (μ s)	d (mm)	Vp (m/s)
	CP	BP	B			
LDC22	310	300	ND	ND	ND	ND
LDC23	310	300	ND	ND	ND	ND
LDC24	310	300	0,85	163,6	130,3	796,7
LDC26	510	500	0,83	159,3	130,1	816,8
LDC28	510	500	0,87	160,7	129,4	805,1
LDC29	510	500	ND	ND	ND	ND
LDC30	515	500	0,90	161,4	129,8	804,4
LDC31	515	500	0,92	162,9	130,1	798,7
LDC32	715	700	0,97	112,9	130,3	1155,0
LDC33	715	700	0,93	154,6	130,6	844,7
LDC35	715	700	0,95	173,2	130,3	752,1
LDC37	700	685	0,92	149,6	129,8	868,0
LDC38	700	685	0,93	ND	ND	ND

ND: Não determinado

Tal como nos ensaios estáticos, inicialmente efectuou-se a saturação às pressões de 310 kPa de pressão de confinamento e 300 kPa de contrapressão, não se atingindo valores satisfatórios de ambos os parâmetros de controlo. Assim foi-se aumentando as pressões de saturação até se atingir valores relativamente aceitáveis como é possível constatar pela Tabela 5. 10.

o Amplitude da carga cíclica – CSR

Em 2.6.2 descreveu-se um método empírico capaz de determinar as amplitudes das cargas cíclicas dependendo das condições iniciais admitidas. Na Figura 5. 6 estão representadas essas condições pretendendo simular uma situação real *in situ*.

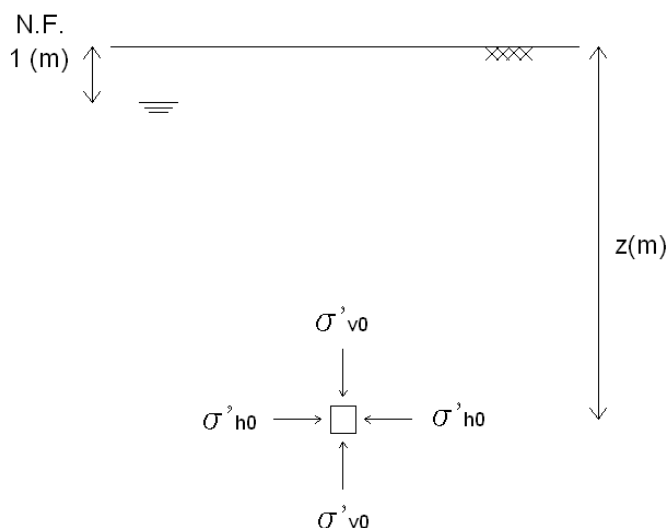


Figura 5. 6 – Considerações iniciais para a simulação de uma situação real *in situ*.

Admitiu-se que o nível freático se encontrava muito próximo da superfície (1 metro), e definiu-se a profundidade, z, dependente da tensão efectiva vertical de consolidação, pela expressão (5.8). As

condições K_0 admitidas, como já foi anteriormente discutido em 4.3, permitem simular condições mais realistas do estado de tensão de repouso *in situ*. E de referir que os valores dos pesos volúmicos do solo (γ) e da água (γ_w) admitidos foram, respectivamente, de $14,5 \text{ kN/m}^3$ e $9,8 \text{ kN/m}^3$.

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \gamma \times z - \gamma_w(z-1) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow z &= \frac{\sigma'_{v0} - \gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \end{aligned} \quad (5.8)$$

Determinando a profundidade é possível determinar a tensão total, pela expressão (5.9), e o parâmetro r_d que, tal como foi referido, depende da profundidade e as expressões (2.16), (2.17), (2.18) e (2.19) permitem determinar esse parâmetro.

$$\sigma_{v0} = \gamma \times z \quad (5.9)$$

O parâmetro α , razão entre a aceleração máxima do terreno e a aceleração da gravidade, teve de ser estimado a partir do espectro sísmico, ou seja, não se assume o valor máximo mas sim um valor ponderado do registo, conforme o demonstrado na Figura 5. 7. Admitiu-se, então um valor de α igual a 0,15.

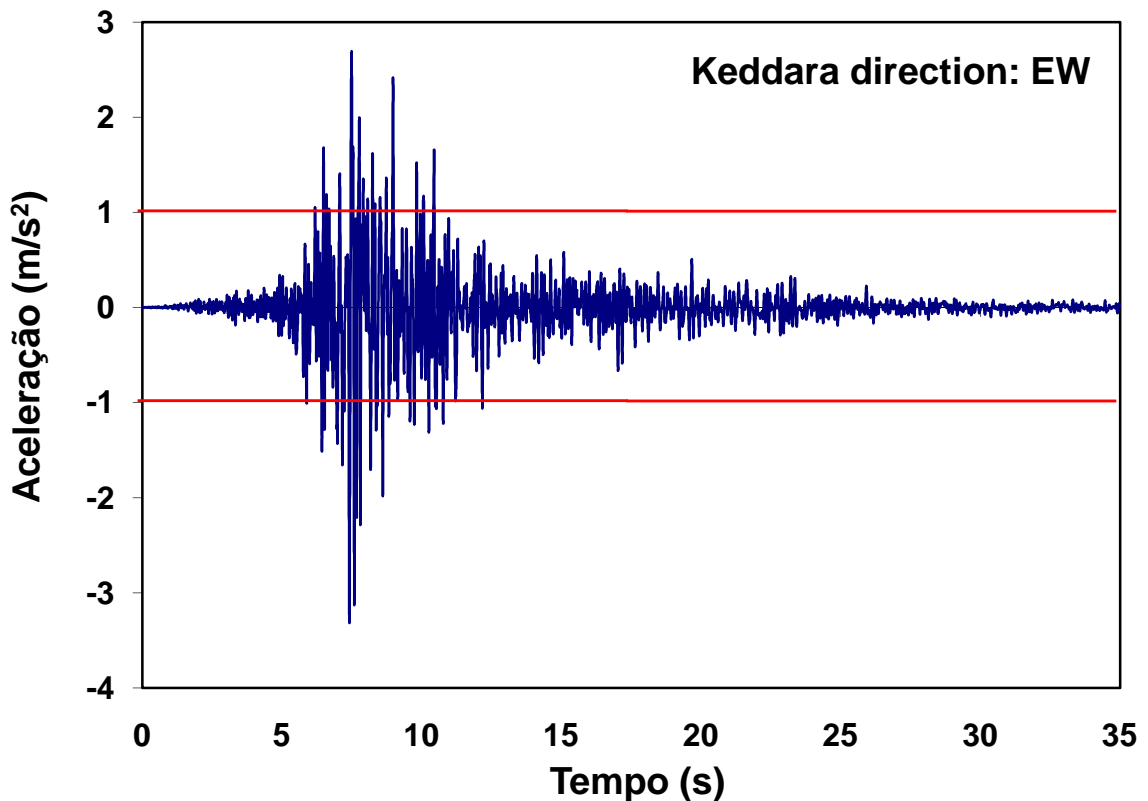


Figura 5. 7 – Aferição do valor aproximado do parâmetro α .

Com estes parâmetros calculados determina-se, então a razão das tensões cíclicas para casos *in situ* ($CSR_{in\ situ}$ - Cyclic Stress Ratio) conforme o demonstrado na expressão (2.15) e conseqüentemente a tensão de corte cíclica, τ_d , que multiplicando por dois resulta na tensão de desvio cíclica, σ_d , conforme se constata pela expressão (5.10).

$$\sigma_d = 2 \times \tau_d \tag{5.10}$$

Multiplicando este parâmetro pela área, A, resulta numa aproximação bastante fiável da amplitude de carga cíclica, ΔF , a utilizar nos diversos ensaios cíclicos. Mas na realidade, o que foi efectuado antes da realização dos ensaios cíclicos, foi multiplicar τ_d pela área e assim obter um valor de ΔF bastante mais conservativo do que o desejado. Conclui-se então, que de facto em vez de $\alpha = 0,15$, considerou-se equivocadamente, que laboratorialmente, é $\alpha = 0,075$.

Mas como foi referido em 2.6.2 que a relação entre o $CSR_{in\ situ}$ e CSR_{tx} é dado pela expressão (2.22), então, atendendo às condições de consolidação $K_0 \approx 0,5$ (logo $c_r = 0,75$) e à razão de 0,9 entre as condições de campo e laboratório, o valor do coeficiente de aceleração sísmica efectivamente modelado em laboratório, corresponde a uma acção sísmica *in situ* de $\alpha = 0,11$, não muito longe dos 0,15 admitidos inicialmente. Então, efectuando novamente os cálculos, com $\alpha = 0,11$ determina-se as tensões de corte cíclicas, as tensões de desvio cíclicas e conseqüentemente a amplitude de carga cíclica.

A área é uma aproximação à realidade do total das amostras, admitindo que o diâmetro é igual a 70 mm. Como a base é circular a área é dada pela expressão (5.11).

$$A = \pi \times r^2 \tag{5.11}$$

Tabela 5. 11 – Determinação da amplitude relacionado com CSR.

K_0	σ'_{h0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	z (m)	σ_{v0} (kPa)	r_d	α	$CSR_{in\ situ}$	T_{av} (kPa)	σ_d (kPa)	ΔF (N)
0,5	25	50	8,6	124	0,9344	0,11	0,1660	8	17	48
	50	100	19,2	279	0,6606		0,1317	13	26	76
	100	200	40,6	588	0,5000		0,1051	21	42	121
	200	400	83,2	1206	0,5000		0,1078	43	86	249

Com estas condições foi possível elaborar dois gráficos que demonstram a evolução do CSR e a amplitude de carga sísmica com a profundidade, respectivamente, na Figura 5. 8 e Figura 5. 9 Formaram-se duas séries em cada gráfico, ambas dependendo do peso volúmico. A série azul representa um solo com peso volúmico de 16 kN/m³ e a série vermelha representa um solo com peso volúmico de 12 kN/m³. O solo das areias dunares de Ain Beniam encontra-se entre estas duas séries. A traço cheio representa-se os casos definido para laboratório e a traço interrompido a mesma situação extrapolado para as condições *in situ*.

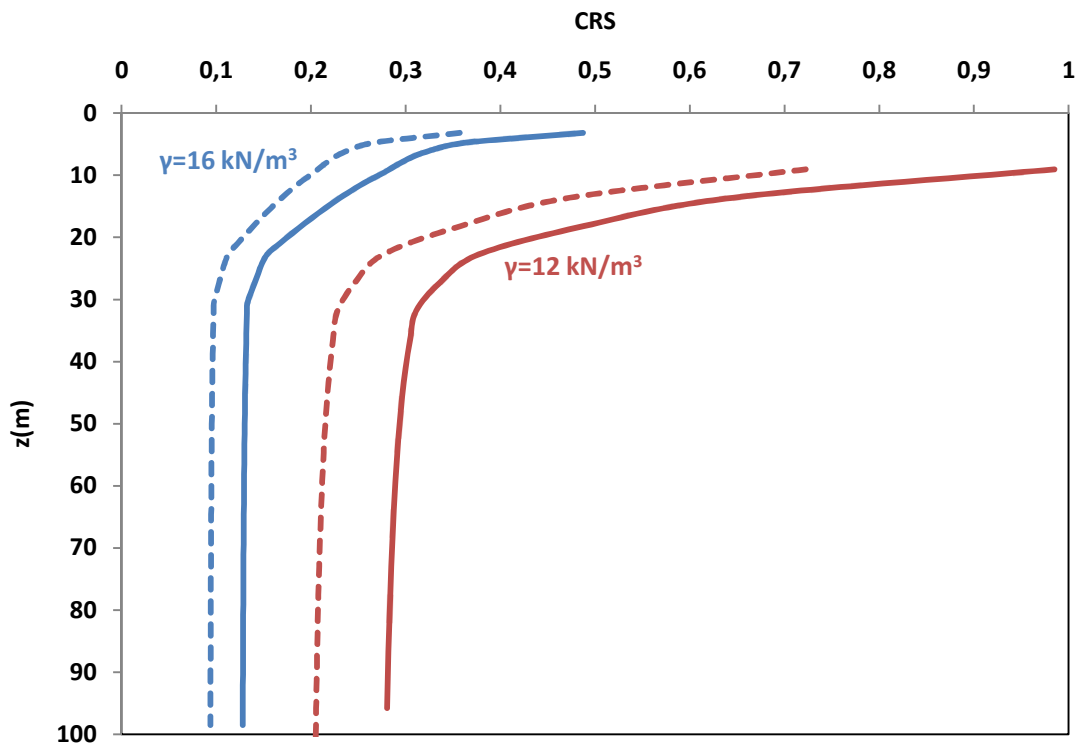


Figura 5. 8 – Evolução do CSR com a profundidade em laboratório (a cheio) e *in situ* (a traço interrompido).

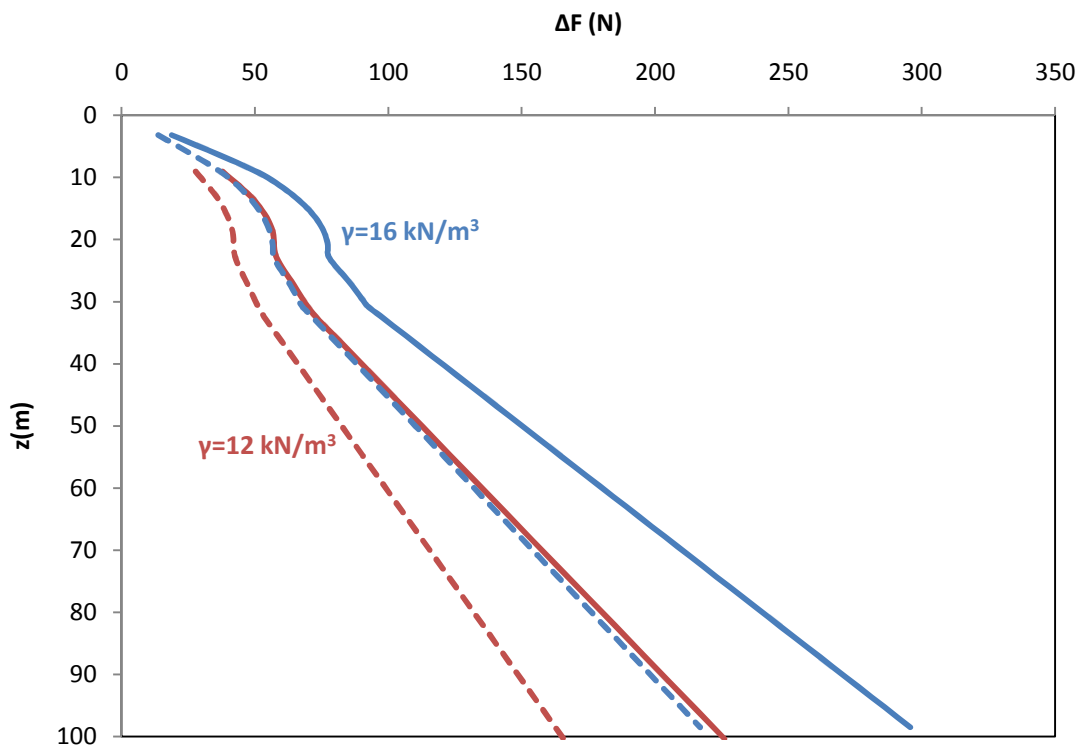


Figura 5. 9 – Evolução da amplitude de carga cíclica com a profundidade expressa em laboratório (a cheio) e *in situ* (a traço interrompido).

Analisando a Figura 5. 8 e Figura 5. 9 constata-se que aproximando-se da superfície o valor de CSR cresce exponencialmente, o que torna o valor da carga cíclica irregular nos primeiros metros de profundidade. A partir de um certo ponto, quando o parâmetro r_d estabiliza em 0,5, verifica-se que o CSR mantém-se constante e o valor da amplitude de carga cíclica cresce linearmente.

5.2.2 – Análise gráfica dos ensaios triaxiais cíclicos

Na Figura 5. 10 estão representadas as trajectórias de tensões de todos os ensaios cíclicos representativos. Na Figura 5. 12 está representada a relação entre os excessos de pressão e a deformação axial e finalmente na Figura 5. 11 representa-se a relação entre a tensão de desvio e a deformação axial.

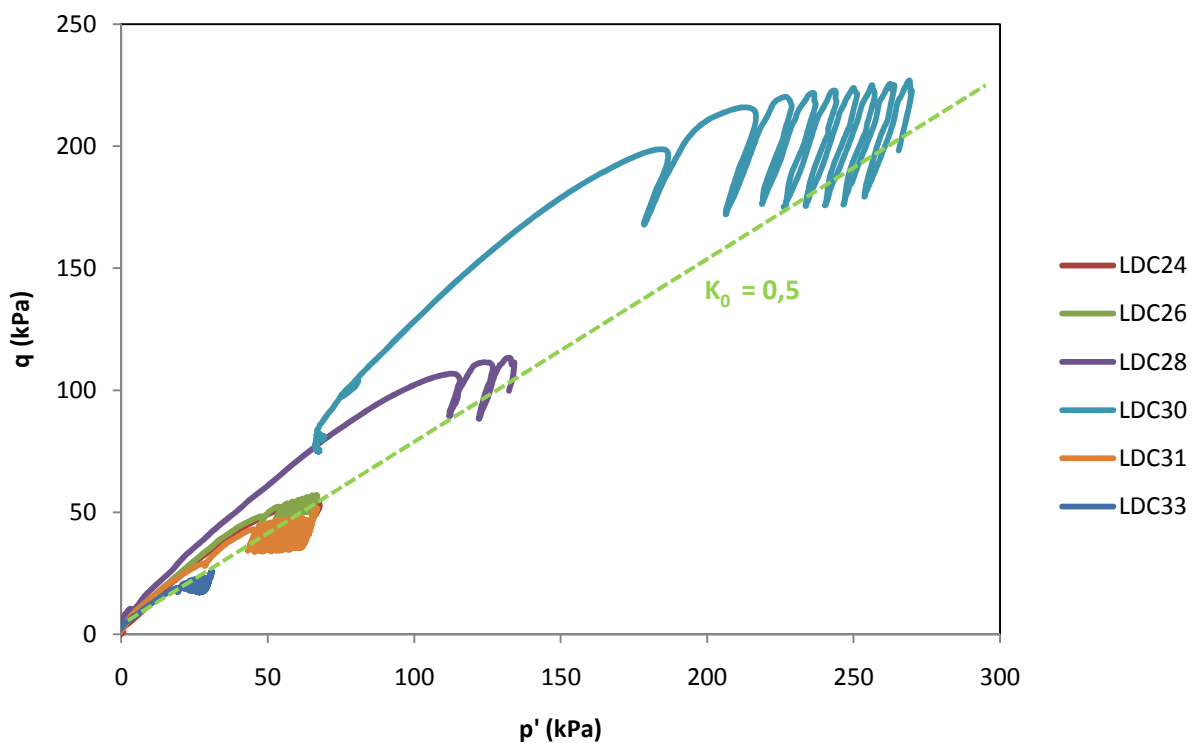


Figura 5. 10 – Relação entre q e p'.

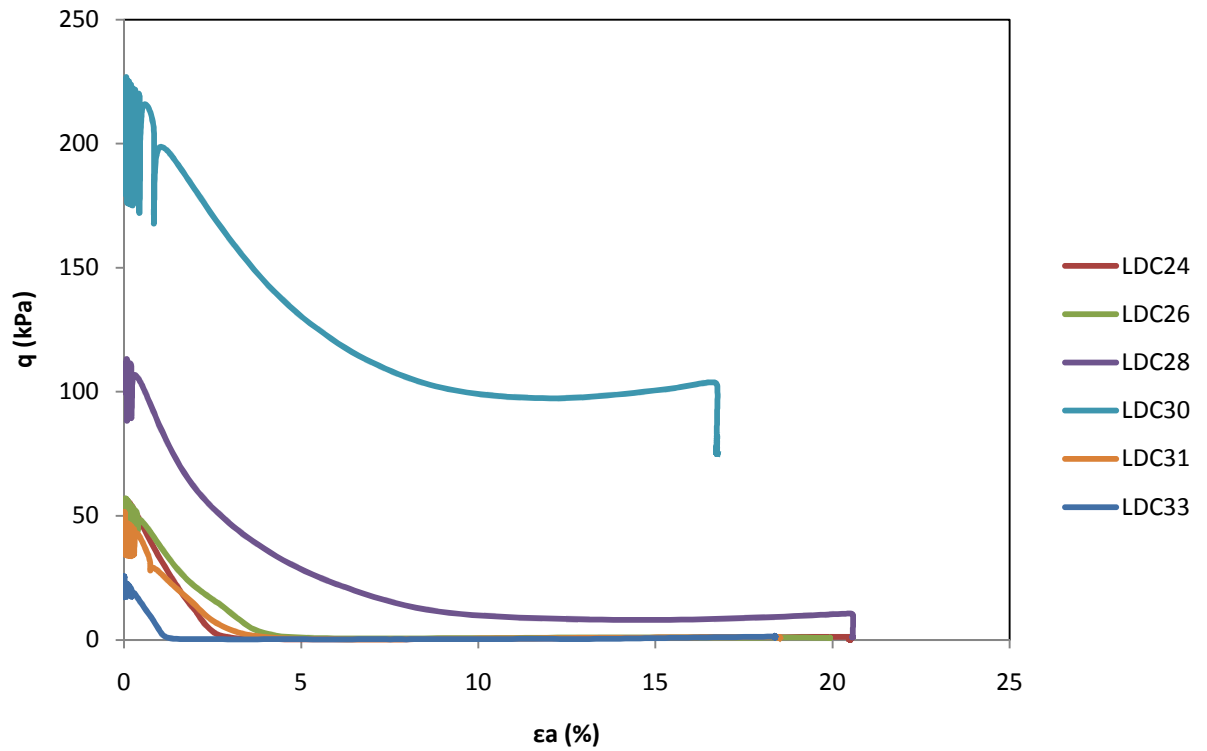


Figura 5. 11 – Relação entre a tensão de desvio, q , e a deformação axial, ϵ_a .

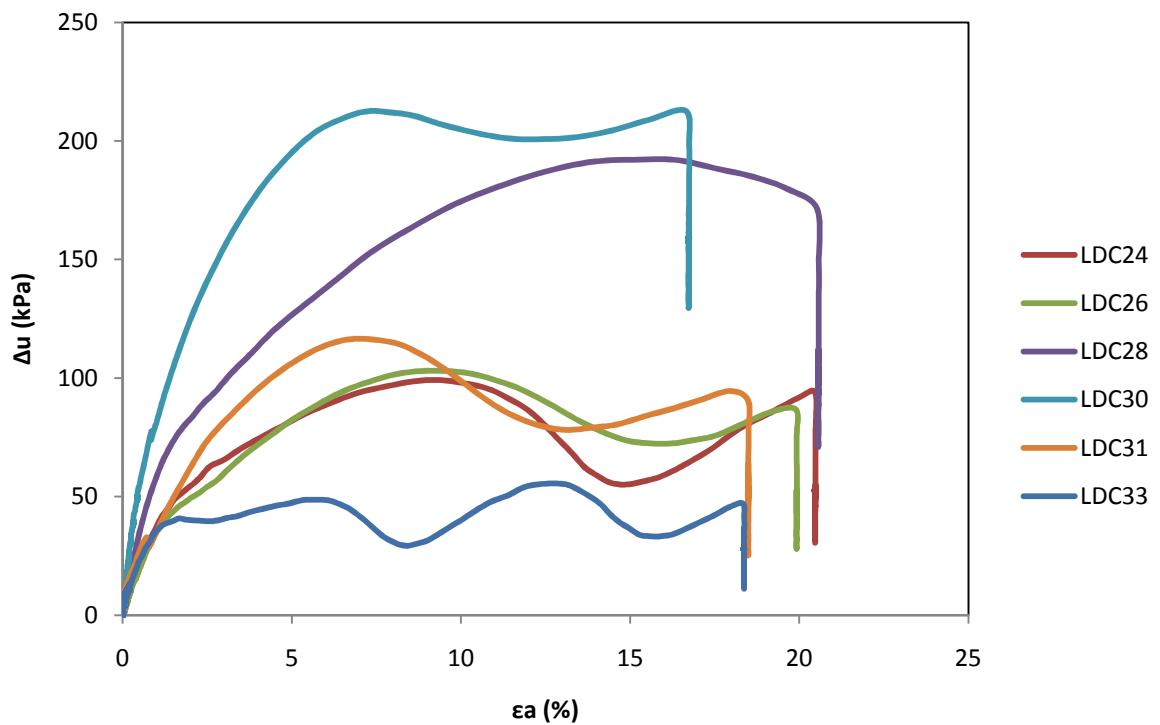


Figura 5. 12 – Relação entre os excessos de pressão neutra, Δu , e a deformação axial, ϵ_a .

Como já foi referido, o α utilizado foi mais conservativo do que o inicialmente previsto, ou seja $\alpha = 0,15$, mas erroneamente admitiu-se que a amplitude de carga cíclica deveria ser determinada a partir da tensão média de corte cíclico, mas pelas relações expostas e acima descritas, a acção sísmica *in situ* corresponde a $\alpha = 0,11$, não se afastando do pretendido.

De referir que no primeiro ensaio cíclico a ser concluído com sucesso (LDC24) utilizou-se um valor de $\alpha = 0,30$ que gerou uma solicitação sísmica que se provou ser demasiado elevada, pois atingiu liquefacção após 1 ciclo, ou seja, apenas 1 segundo para liquefazer. Esta situação levou a tomar um valor mais conservativo da aceleração da superfície do terreno em vez de alterar o índice de vazios inicial. De facto, atendendo ao valor de $K_0 = 0,5$, logo $c_r = 0,75$, e à razão de 0,9 entre as condições de campo e laboratório, o valor do coeficiente de aceleração sísmica efectivamente modelado em laboratório, corresponde a uma acção sísmica *in situ* de $\alpha = 0,22$.

Os restantes ensaios cíclicos representados nas figuras acima demonstradas atingiram liquefacção apesar do conservadorismo admitido. Em campo a aceleração da superfície do terreno não é constante como o admitido em laboratório, ou seja oscila atingindo valores bastante elevados embora que por fracções de segundos como se verifica pela Figura 5. 7. Ou seja, a acção em campo, supostamente foi superior ao admitido em laboratório. Como *in situ* também se evidenciou fenómenos de liquefacção conclui-se então que o índice de vazios é inferior ao admitido em laboratório para a avaliação do fenómeno de liquefacção. Como, até ao momento não se realizou uma boa campanha de caracterização dos maciços em que ocorreram esses sismos, por amostragem de elevada qualidade ou ensaio *in situ* para correlacionamento indirecto para averiguação do valor real do índice vazios, admitiu-se $e = 0,90$ para este valor.

Apesar de todos os ensaios cíclicos representados terem evidenciado liquefacção, o número de ciclos foi bastante díspar para as mesmas condições de consolidação (Tabela 5. 12), principalmente devido ao facto de alguns dos ensaios terem solicitações sísmicas diferentes.

Tabela 5. 12 – Número de ciclos realizados por cada ensaio triaxial cíclico.

Ensaio	σ'_{h0}	ΔF real (N)	A_{corr} (cm ²)	σ_d (kPa)	Nº de ciclos
LDC24	50	138	38,82	36	1
LDC26	50	59	38,74	15	10
LDC28	100	96	38,56	25	6
LDC30	200	211	38,89	54	15
LDC31	50	63	38,85	16	147
LDC32	100	128	38,82	33	∞
LDC33	25	33	38,67	8	110
LDC37	200	242	37,15	65	∞

Os ensaios LDC24, LDC26, LDC28, LDC30 foram realizados com uma solicitação sísmica centrada, ou seja oscilando igualmente em ambas as direcções a partir da tensão efectiva média de confinamento como se constata pela Figura 5. 13, que representa a relação da variação da força (ΔF) ao longo do tempo, em segundos (ensaio LDC26). A solicitação sísmica dos restantes ensaios foi realizada com ciclos descendentes a começar na tensão efectiva média de confinamento (Figura 5. 14).

Ambos os ensaios têm a mesma condição de consolidação, logo necessitam da mesma força vertical para se situarem em condições K_0 (Tabela 5. 5).

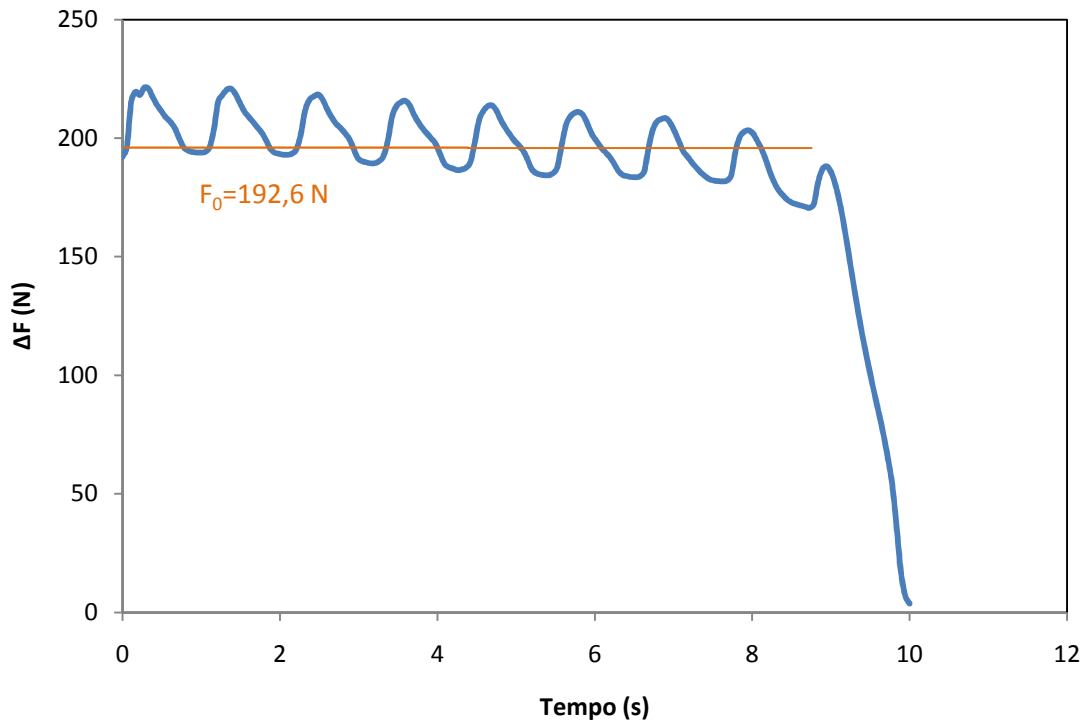


Figura 5. 13 – Solicitação sísmica centrada (LDC26).

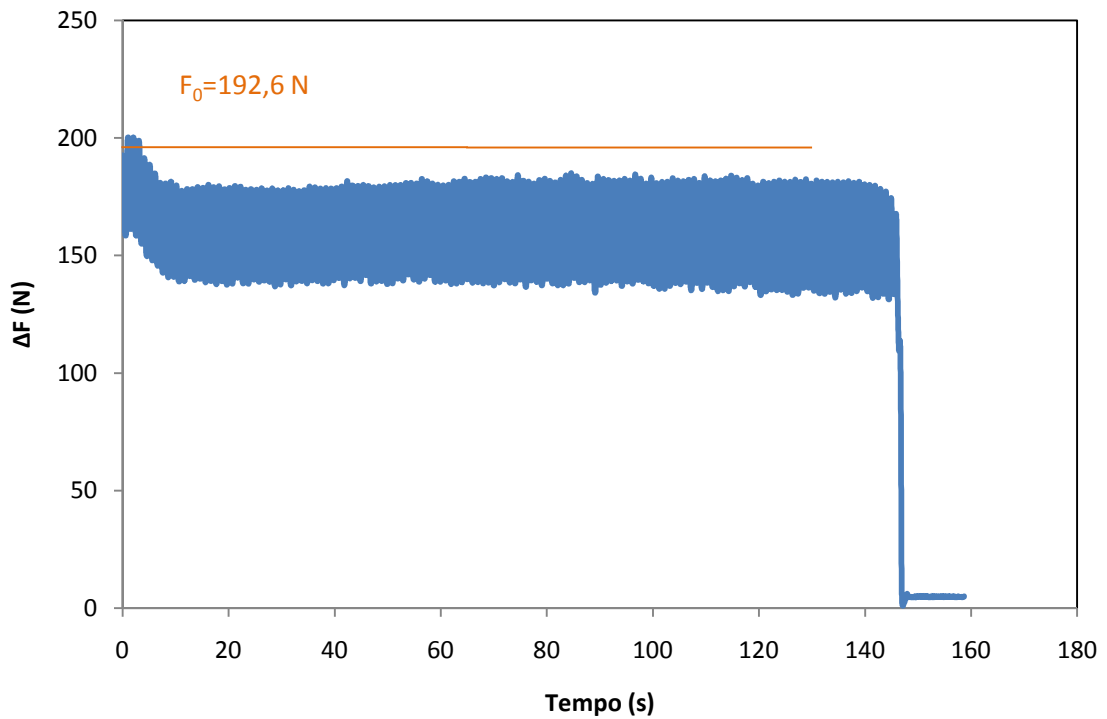


Figura 5. 14 – Solicitação sísmica não centrada (LDC31).

Como se demonstra nas duas figuras acima referidas, para a mesma condição de consolidação inicial criaram-se diferentes solicitações sísmicas, verificando-se claramente que, se a solicitação cíclica for

descentrada o número de ciclos para atingir liquefacção é muito superior, sendo que em alguns casos nem liquefizeram ao fim dos mil ciclos máximos pré-definidos. Isso aconteceu nos ensaios LDC32 e LDC37, que correspondem, respectivamente à consolidação isotrópica de 100 kPa e 200kPa.

A partir destes dados é possível definir a susceptibilidade à liquefacção dependendo do número de ciclos que decorrem até à liquefacção e a velocidade das ondas S. Isto será detalhado no subcapítulo 5.4.3.

5.2.3 – COMENTÁRIOS AOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS NÃO FINALIZADOS

No total dos ensaios realizados nem todos correram conforme o esperado. Os ensaios triaxiais estáticos não geraram qualquer problema em nenhuma fase. Dos ensaios cíclicos, cinco falharam, sendo que o primeiro a falhar foi o LDC22 devido à incapacidade da bomba hidráulica GDS em responder imediatamente às rápidas alterações da contrapressão, pois sempre que a pressão neutra aumentava, a bomba GDS respondia com um aumento das pressões de confinamento (CP). LDC23 foi o segundo ensaio a não ser finalizado, pois a rampa que permite realizar a consolidação anisotrópica foi realizada provavelmente a uma velocidade elevada tendo subido extemporaneamente as pressões neutras reduzindo a tensão efectiva a zero. Por esse motivo decidiu-se realizar a consolidação anisotrópica à menor velocidade que o equipamento permitia, ou seja um aumento progressivo da força vertical à taxa de 10 N/min. O terceiro ensaio incompleto foi o LDC29. O motivo desta falha está novamente ligado à bomba GDS e ao software de comando, pois durante a fase de saturação as pressões normalmente sobem paralelamente ao longo do tempo, mas uma falha do sistema permitiu a aproximação das pressões de confinamento em relação à contrapressão conforme se constata pela Figura 5. 15, originado assim a total perda de resistência da amostra.

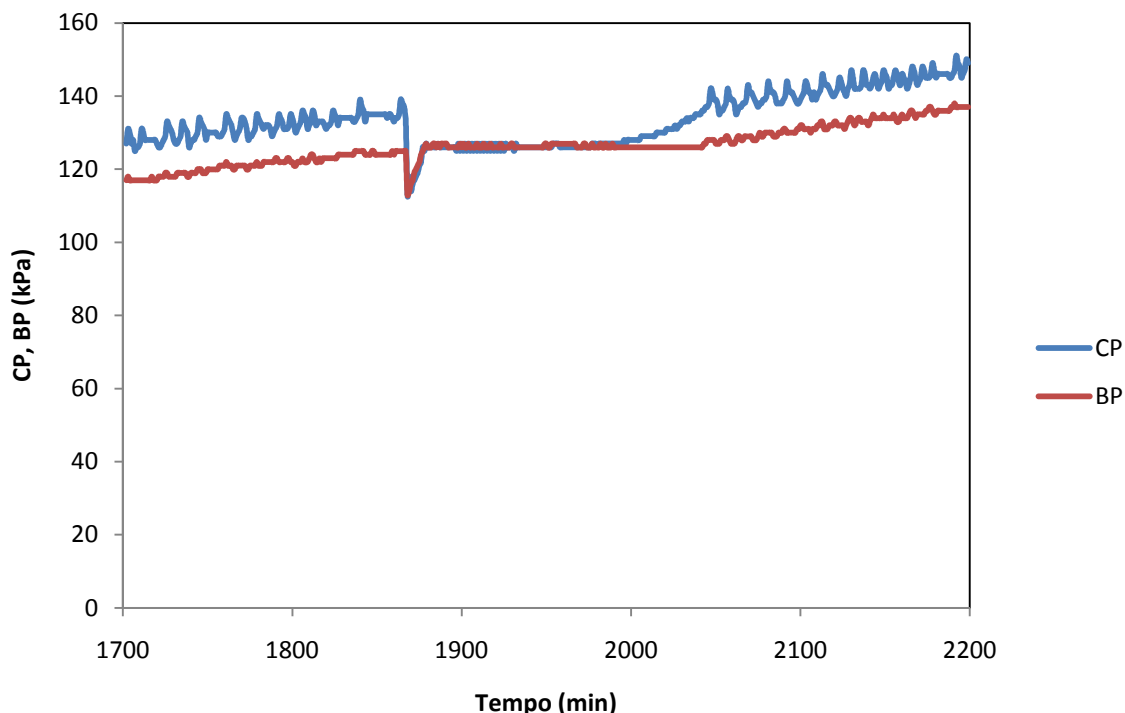


Figura 5. 15 – Problema na fase de saturação do ensaio LDC29.

Finalmente os últimos ensaios que falharam foram o LDC35 e LDC38 pelo mesmo motivo. Durante a fase de corte destes ensaios a amplitude de carga vertical imposta não foi a correspondente ao exigido segundo a

Tabela 5. 11, conforme se verifica pela Figura 5. 16, que representa o ensaio LDC35. A amplitude imposta no software foi 44 N mas na Figura 5. 16 verifica-se que a carga vertical oscilou no máximo entre 85 N e 110 N, ou seja apenas 25 N de amplitude, verificando-se ser insuficiente para provocar liquefacção. Na Figura 5. 17 está representada a incorrecta aplicação da amplitude de carga, novamente nas mesmas condições de consolidação e corte não drenado, para o ensaio LDC38. Neste caso apesar de a amplitude ter sido de 35 N, a amostra não atingiu a liquefacção.

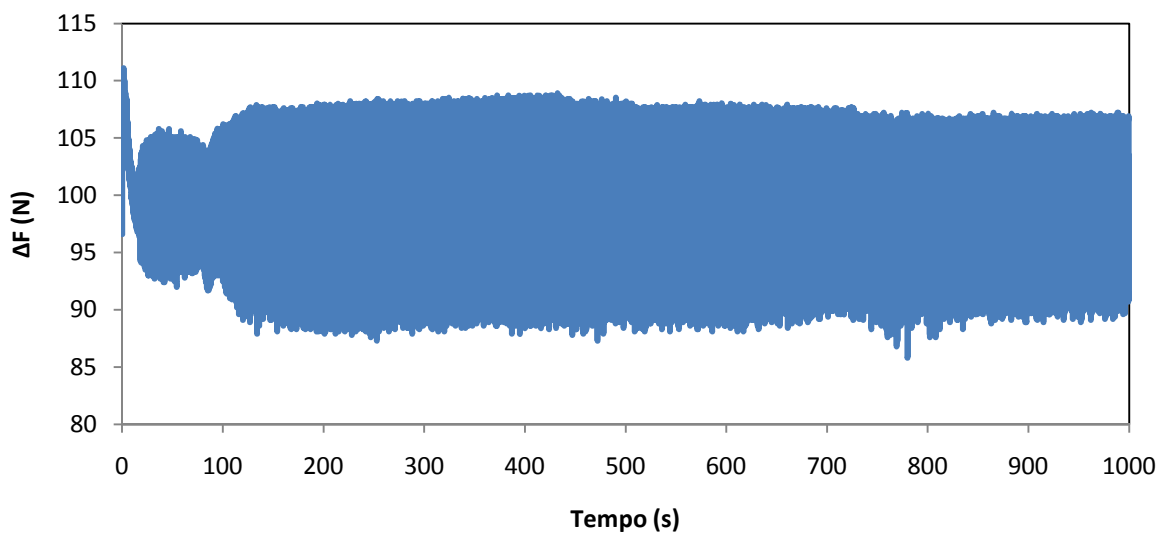


Figura 5. 16 – Incorrecta aplicação da amplitude de carga cíclica no ensaio LDC35.

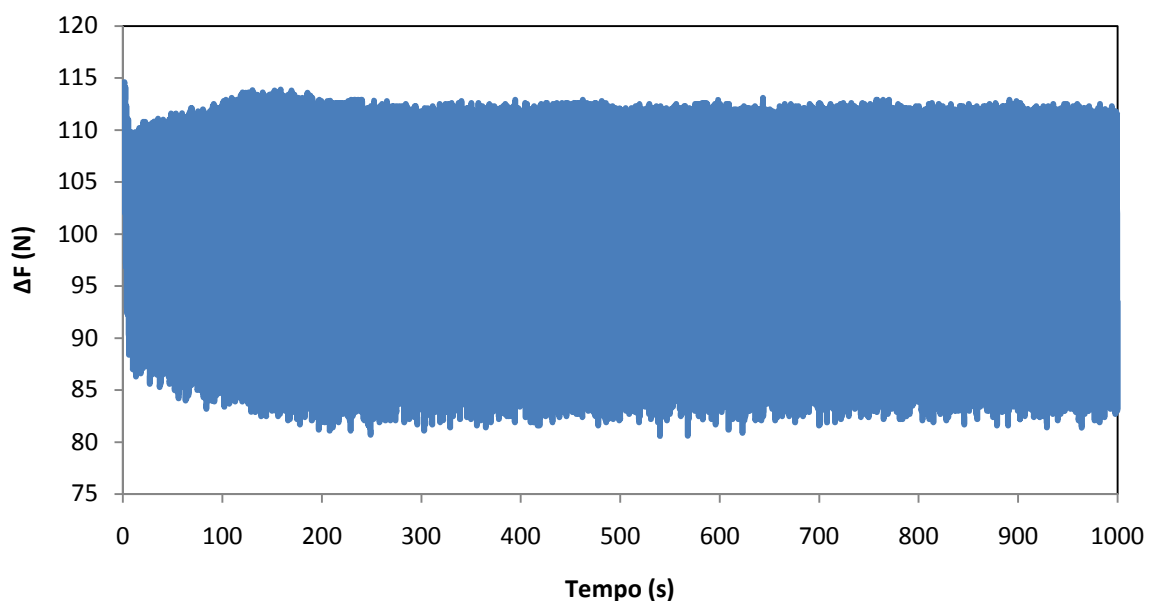


Figura 5. 17 – Incorrecta aplicação da amplitude de carga cíclica no ensaio LDC38.

5.3 – ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS E CÍCLICOS

5.3.1 – VERIFICAÇÃO DO NÍVEL DE SATURAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Juntando todos os ensaios é possível verificar, de uma forma global, a relação entre o parâmetro B de Skempton e a velocidade das ondas P. A Figura 5. 18 é a sobreposição dos resultados obtidos nos ensaios experimentais com as curvas teóricas descritas em 4.2.1. Para a definição das curvas teóricas admitiu-se um valor do módulo de distorção do solo de 25 MPa, que corresponde à média de todos os ensaios em que se mediu a velocidade das ondas S na fase de percolação.

Constata-se um enquadramento entre as gamas dos coeficientes de Poisson de 0,30 e 0,40. A média dos valores de V_p ronda os 850 m/s, ficando abaixo, ao nível da medição das ondas, do que se considera uma amostra completamente saturada $V_p = 1500$ m/s (ver 4.2.1).

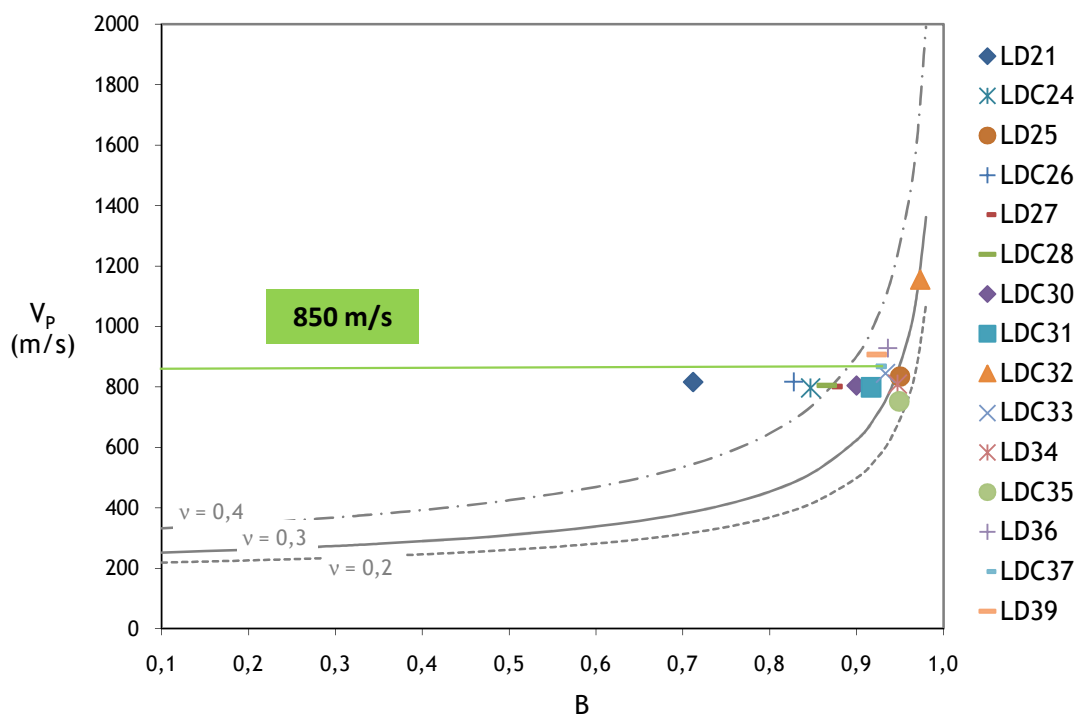


Figura 5. 18 – Resultados experimentais enquadrados com a gama das curvas teóricas da relação entre a velocidade da onda longitudinal e o parâmetro B.

De referir que a necessidade de ter a amostra completamente saturada, para averiguar a susceptibilidade à liquefacção em condições de carregamento garantidamente não drenado, não se revelou essencial nos ensaios triaxiais cíclicos, pois em amostras cujos níveis de saturação, quer a nível de medição de ondas P ou do parâmetro B de Skempton, não atingiram valores totalmente satisfatórios, ainda assim romperam por mobilidade cíclica, com clara anulação das tensões efectivas.

5.3.2 – DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO CRÍTICO DA AREIA DUNAR DE AIN BENIAM

A determinação do ângulo de atrito foi realizado usando dados referentes aos ensaios que não liquefizeram, atingindo a deformação axial de 20% pois admite-se que para esta deformação o

comportamento dos solos arenosos já estabilizou. Para uma melhor definição da linha de rotura foram também utilizados os dados provenientes dos estudos realizados por Pinheiro (2009), juntando um maior número de ensaios, tornando a regressão linear considerada mais significativa.

Analisando a Figura 5. 19 verifica-se que a inclinação da recta é $m = 0,5359$ e a regressão é muito razoável pois o coeficiente de determinação, R^2 , aproxima-se da unidade. Como a inclinação é igual à tangente do ângulo da recta, define-se o ângulo de atrito pela expressão (5.12) e consequentemente o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , na expressão (5.13).

$$\phi' = \arcsin(0,5359) = 32,4^\circ \quad (5.12)$$

$$K_0 = 1 - \sin(32,4) = 0,46 \quad (5.13)$$

Este valor justifica a opção pelo valor de $K_0=0,5$, muito próximo da aplicação da proposta de Jaky (1944), referida no subcapítulo 4.3.

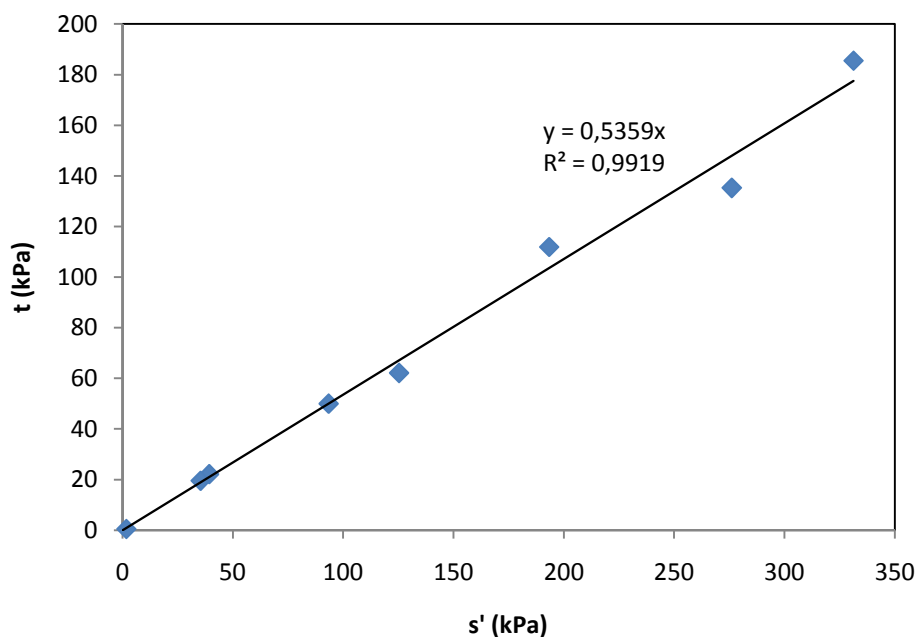


Figura 5. 19 – Determinação da inclinação da linha K_f .

5.3.3 – DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Nos ensaios triaxiais realizados existem várias formas de determinar o módulo de deformabilidade, dependendo do tipo de instrumentação utilizada, para além dos importantes factores de nível de tensão-deformação associado à solicitação (Viana da Fonseca, 1996). O medidor de deslocamento externo permite determinar esta resposta tensão deformação para todos os ensaios, uma vez que são

normalmente necessários nos equipamentos. Estes dispositivos têm precisão pequena e muitos erros associados (Viana da Fonseca, 1996), sendo que é mais fiável a utilização da instrumentação interna com uma precisão mais elevada. No caso presente de avaliação de liquefacção cíclica, havendo possibilidade de rotura imediata por perda de resistência abrupta, decidiu-se não incluir essa instrumentação nas câmaras para os provetes que foram solicitados ao carregamento cíclico. Pela expressão (5.14) determina-se o módulo de deformabilidade.

$$E = \frac{q_2 - q_1}{\varepsilon_a} \times \frac{100}{1000} \quad (5.14)$$

Em que:

- q_1 é a tensão de desvio medida no início do corte
- q_2 é a tensão de desvio medida no primeiro escalão do corte
- ε_a é a deformação axial

Como está explícito na expressão (5.14) a medição do módulo de deformabilidade é efectuada no início do corte, ou seja esta expressão define a secante no início desta fase que equivale, aproximadamente, ao fim da consolidação anisotrópica que tenta traduzir as condições *in situ*.

Finalmente, recorreu-se à informação recolhida dos registos das velocidades de ondas sísmicas com recurso aos *bender/extender elements*, deduzindo o módulo de distorção dinâmico, G_{din} , ou inicial, G_0 , no final da consolidação anisotrópica, utilizando a expressão (2.11), que também depende do coeficiente de Poisson. A determinação de G_0 e do coeficiente de Poisson é efectuada, respectivamente, pela expressão (2.9) e (2.10), sendo que a última também depende das ondas P e apenas se obtiveram resultados verosímeis para a fase no final da montagem. Apenas no primeiro ensaio, LDC21, se efectuou a medição das ondas P e S nesta fase, determinando-se o coeficiente de Poisson da seguinte forma:

$$\nu = \frac{\left(\frac{242,23}{112,53}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{242,23}{112,53}\right)^2 - 2} = 0,36$$

Como foi referido em 5.3.1 aquando da verificação do nível de saturação dos ensaios, o enquadramento mais lógico para este solo era entre as gamas do coeficiente de Poisson entre 0,30 e 0,40, aceitando-se assim, este valor $\nu = 0,36$, como o mais próximo da realidade apesar da pequena amostragem do mesmo (apenas um ensaio).

Na Tabela 5. 13 estão representados os parâmetros e resultados dos ensaios em que se realizou medições de velocidades de ondas sísmicas transversais, V_s , na fase final da consolidação anisotrópica. Nos restantes ensaios não se realizou esta medição por motivos de impossibilidade de leitura das ondas, pois nesta fase a amostra é carregada verticalmente impondo uma ligeira vibração na

câmara triaxial cíclica, que afecta, obviamente, o sinal de envio e de resposta dos *bender/extender elements*.

Tabela 5. 13 – Determinação do módulo de deformabilidade, E.

	σ'_{ho}	z (m)	ρ (kg/m ³)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν	E (MPa)
LD21	50	19,2	1,47	161,51	38,29	0,36	104,16
LDC24	50	19,2	1,48	161,11	38,10		103,64
LD25	100	40,6	1,48	228,12	76,39		207,78
LDC26	50	19,2	1,49	166,16	40,53		110,23
LD27	200	83,2	1,50	247,69	90,06		244,96
LDC31	50	19,2	1,49	165,99	40,44		110,01
LD34	25	8,6	1,50	167,75	41,31		112,36
LDC35	25	8,6	1,50	139,12	28,41		77,28
LD36	50	19,2	1,51	176,72	45,84		124,70

Como o método sísmico é bastante mais preciso do que os acima descritos, baseados em instrumentação pouco precisa e exterior à câmara, considerou-se estes valores mais fiáveis. A partir dos dados da Tabela 5. 13 representou-se o módulo de deformabilidade (E) em profundidade como se expressa na Figura 5. 20. Ajustando uma regressão linear aos pontos dos vários ensaios definiu-se uma expressão, para este solo, que possibilita a determinação de E a qualquer profundidade e é dada pela expressão (5.15).

$$E = \frac{z}{0,3917} + 65,55 \quad (5.15)$$

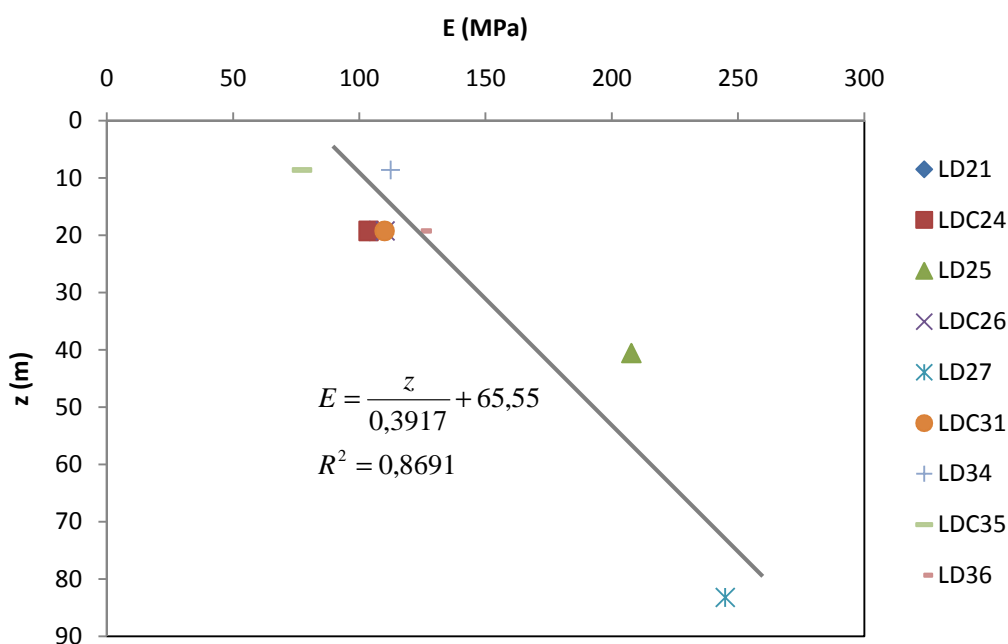


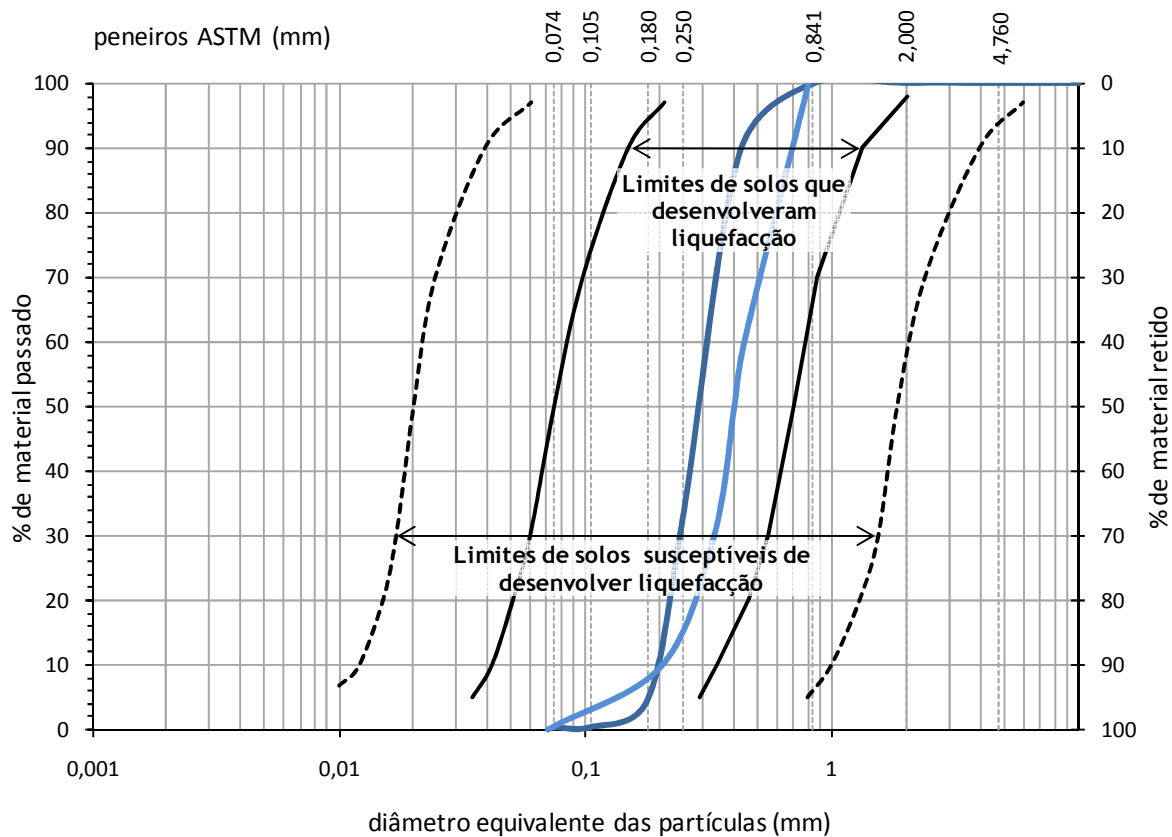
Figura 5. 20 – Evolução de E em profundidade.

De referir que o coeficiente de determinação, R^2 , é de apenas 0,8691, afastando-se um pouco da unidade, o que torna esta regressão não totalmente credível. Apenas com um maior número de ensaios é que era possível determinar o módulo de deformabilidade em função da profundidade absolutamente caracterizadora.

5.4 – ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO

5.4.1 – CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL

Como foi referido em 2.5.1, Tsuchida (1970) propôs faixas limite que delimitam as regiões de solos estudados que desenvolveram liquefacção ou são susceptíveis a desenvolver o fenómeno. Na Figura 5. 21 estão representadas as faixas limite e ambas as curvas granulométricas descritas em 3.3, constatando-se que esta areia enquadra-se nas faixas dos solos que desenvolveram liquefacção concluindo consequentemente a susceptibilidade por este critério.



ARGILA	SILTE			AREIA			CASCALHO
	FINO	MÉDIO	GROSSO	FINA	MÉDIA	GROSSA	

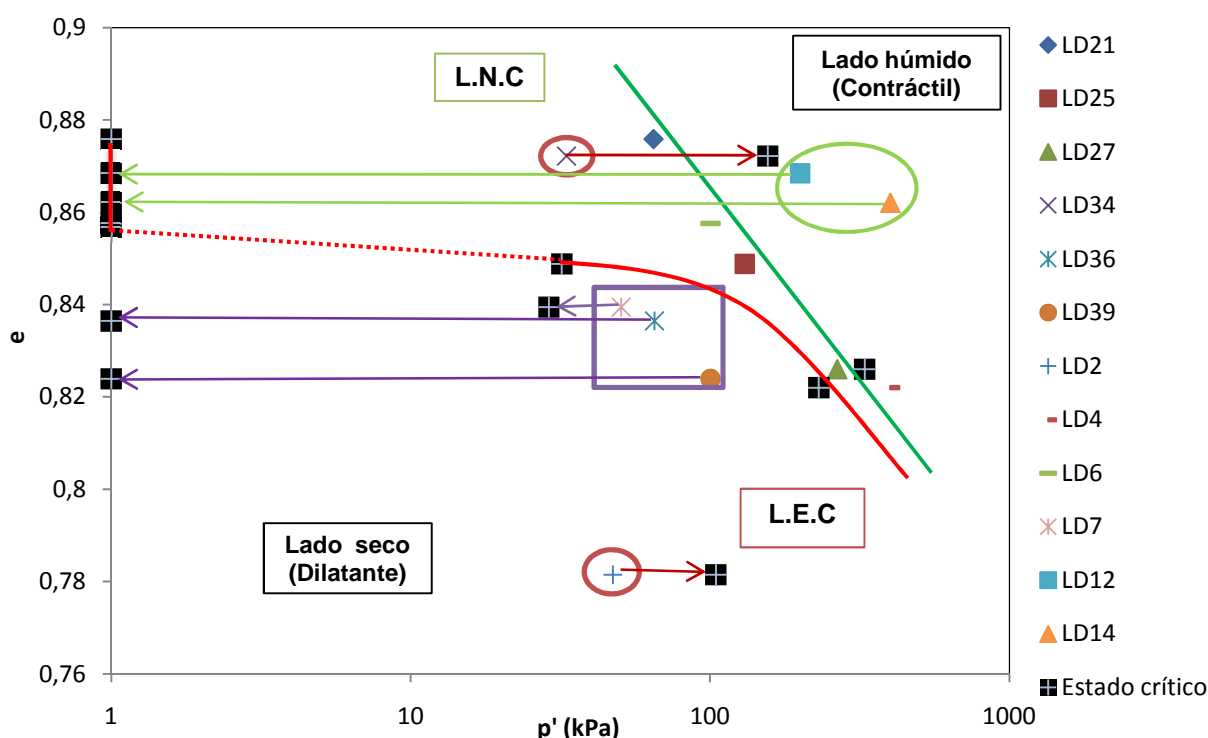
Figura 5. 21 – Verificação do critério de composição do material.

5.4.2 – TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS

À luz do descrito em 2.5.2 definiu-se um gráfico que relaciona a densidade das partículas no início do corte com o estado de tensão inicial e final. Como durante a fase de corte não há variações volumétricas, a densidade das partículas vai ser constante. Na Figura 5. 22 estão representados todos os ensaios estáticos realizados e finalizados.

A linha verde representa a linha normal de consolidação e a vermelho, a linha dos estados críticos. Apenas é possível definir este par de linhas com cinco ensaios (LD21, LD25, LD27, LD4 e LD6) que serão posteriormente comentados. Apesar dos restantes ensaios não pertencerem a estas linhas têm porém, explicação plausível. O lado direito da linha normalmente consolidada, L.N.C, representa o lado “húmido” (contráctil). Os ensaios LD12 e LD14, circundados a verde, no início do ensaio exibiam um índice de vazios muito elevado, respectivamente 0,9237 e 0,9263 (ver 3.2, Tabela 3.4). Assim para as condições de consolidação impostas não reduziram o seu índice de vazios quanto o desejado ficando assim do lado húmido, muito mais sensível, atingindo mais facilmente a liquefacção.

O lado esquerdo da L.N.C, representa o lado “seco”, ou seja os ensaios que se situarem deste lado, exibem um comportamento dilatante, o que se sucedeu nos dois ensaios circundados a vermelho (LD34, LD2). Conclui-se então que se o índice de vazios de uma dada amostra, para uma dada condição de consolidação, se encontrar deste lado da L.N.C é um claro sinal de sobreconsolidação, ou seja, durante a preparação, o índice de vazios foi bastante mais baixo do que inicialmente estimado. Os ensaios LD36, LD39 e LD7, apesar de se encontrarem do lado seco atingiram liquefacção, o que na realidade é um paradoxo. As únicas explicações possíveis admissíveis são: a leitura efectuada pelos transdutores internos não tenha sido precisa ou a deficiente determinação do índice de vazios inicial.



Como acima se referiu, os ensaios LD21, LD25, LD27, LD4 e LD6 são os que definem com clareza a linha normalmente consolidada (L.N.C.) e a linha dos estados críticos (L.E.C.). A determinação destes dois estados está explícita na Figura 5. 23. Inicialmente representa-se um gráfico que relaciona a tensão de desvio com a deformação axial. O ponto inicial, no início do corte, e o ponto final, com ϵ_a igual a 20% transportam-se para o gráfico da direita, que representa a trajectória de tensões, p' - q . Assim, define-se a tensão média de confinamento, p' , para cada estado. Estes pontos são transportados para o gráfico inferior relacionando p' com o índice de vazios do início do corte. Para uma melhor representação da L.N.C e L.E.C apresenta-se no canto inferior esquerdo da Figura 5. 23 o logaritmo de p' também relacionado com o índice de vazios.

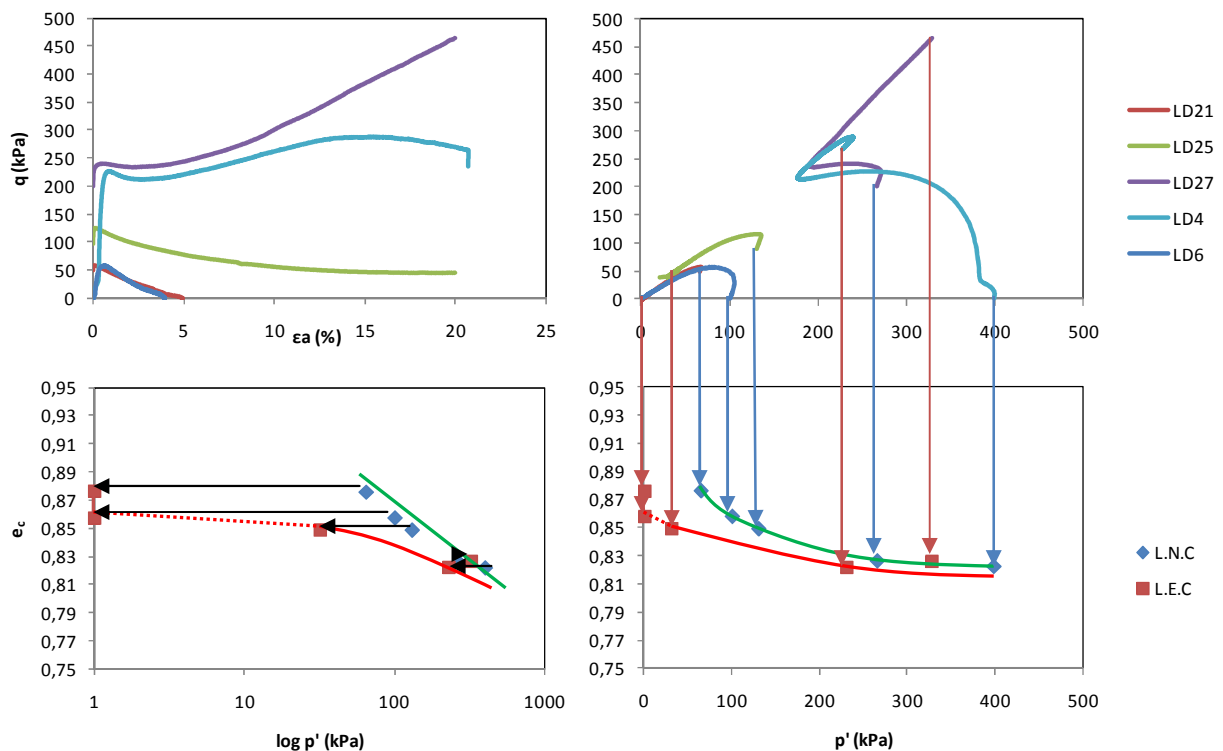


Figura 5. 23 – Ensaio mais representativos para a definição da linha dos estados críticos.

5.4.3 – AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS

A avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos é efectuada de acordo com o referido em 2.5.3, ou seja a partir do ábaco definido por Andrus e Stokoe (2000) para areias com menos de 5% de finos. A expressão (2.14), explicitada em 2.5.3, define a curva da razão de resistência cíclica (CRR), que de acordo com o que foi explicado anteriormente, será evidentemente diferente em condições laboratoriais. Para converter a curva de Andrus e Stokoe (2000), idealizada para condições de campo, para as condições laboratoriais tem de se afectar a expressão da curva, dividindo por 0,9 (ver 2.6.2). Ou seja, a resistência à liquefacção é superior em laboratório, então a expressão deve ser dividida por esse factor, determinando assim o CRR de laboratório para areias com uma percentagem de finos menor que 5, denominada então por, CRR_{lx} , representada na Figura 5. 24.

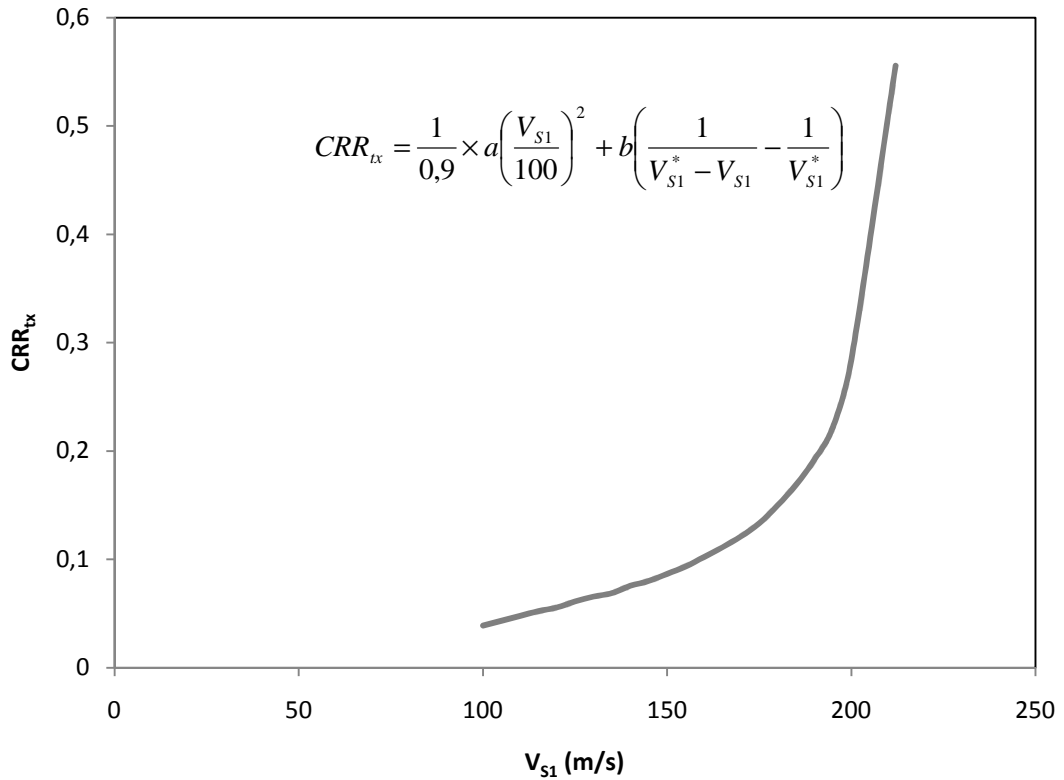


Figura 5. 24 – Curva CRR para avaliação da susceptibilidade à liquefacção, adaptado para ensaios triaxiais cíclicos (adaptado de Andrus e Stokoe, 2000).

Sobre o gráfico da Figura 5. 24, representam-se os vários ensaios cíclicos realizados, relacionando a razão das tensões cíclicas obtidas em laboratório, CSR_{tx} , explicitado na expressão (5.16) com a velocidade das ondas S normalizada, V_{S1} , demonstrado na expressão (5.18). A normalização do CSR procurou ter em consideração a influência da tensão média (octaédrica) de confinamento, σ'_m , que tem conta o tipo de solitação sísmica, ou seja, como se constata pela expressão (5.17), à tensão vertical efectiva, σ'_{v0} subtrai-se metade da tensão de desvio cíclica, σ_d , quando os ensaios não são centrados. Nos ensaios centrados não se subtrai a tensão de desvio cíclica. O σ_d é determinado multiplicando a tensão média de corte cíclico por dois tal como já demonstrado pela expressão (5.10). Assim, determina-se σ'_m dependendo do tipo de solitação.

$$CSR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2 \times \sigma'_m} \tag{5.16}$$

$$\sigma'_m = p' = \frac{(\sigma'_{v0} - \sigma_d/2) + 2 \times \sigma'_{h0}}{3} \tag{5.17}$$

$$V_{S1} = V_S \times \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{0,25} \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_m} \right)^{0,25} \tag{5.18}$$

Tabela 5. 14 – Determinação de CSR e V_{S1} .

	σ_d (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$p' = \sigma'_m$ (kPa)	CSR_{tx}	V_S (m/s)	K_0	V_{S1} (m/s)
LDC24	36	50	99	66	0,2680	161,11	0,51	161,47
LDC26	15	48	98	65	0,1175	166,16	0,49	167,05
LDC28	25	99	199	132	0,0940	182,53	0,50	153,70
LDC30	54	199	398	265	0,1022	244,81	0,50	173,37
LDC31	16	50	99	63	0,1285	165,99	0,55	169,91
LDC32	33	99	198	127	0,1301	194,68	0,54	167,66
LDC33	8	22	47	29	0,1455	120,76	0,52	149,27
LDC37	65	199	406	257	0,1267	233,62	0,53	168,01

Analisando a Tabela 5. 14 verifica-se que o CSR_{tx} para os ensaios triaxiais cíclicos é superior quando σ'_m é inferior. Por motivos óbvios, nos ensaios não centrados, o CSR_{tx} é superior, pois a tensão efectiva de confinamento média é inferior nestes casos por motivos anteriormente explicados. No ensaio LDC24, por razões que já foram referidas, constata-se que o CSR_{tx} é claramente superior. Quanto a V_{S1} verifica-se uma aproximação entre as diferentes condições de consolidação devido à normalização. De referir que a velocidade das ondas de corte, V_S , são referentes à fase final da consolidação anisotrópica, ou seja, imediatamente antes do corte, pois foi nestas condições que este ábaco foi elaborado, agora adaptado para os ensaios triaxiais cíclicos. Além disso, é nestas condições de consolidação, *in situ* que as ondas S vão ser medidas, ou seja no estado de tensão de repouso.

Representando então estes valores de CSR_{tx} e V_{S1} no gráfico da Figura 5. 24, obtém-se a Figura 5. 25, na qual se considera que todos os ensaios explicitados na Tabela 5. 14 atingiram liquefacção. Mas, na realidade, os ensaios referentes às condições de consolidação mais elevados, encontram-se na fronteira entre as condições em que se verifica liquefacção e a que não se verifica liquefacção.

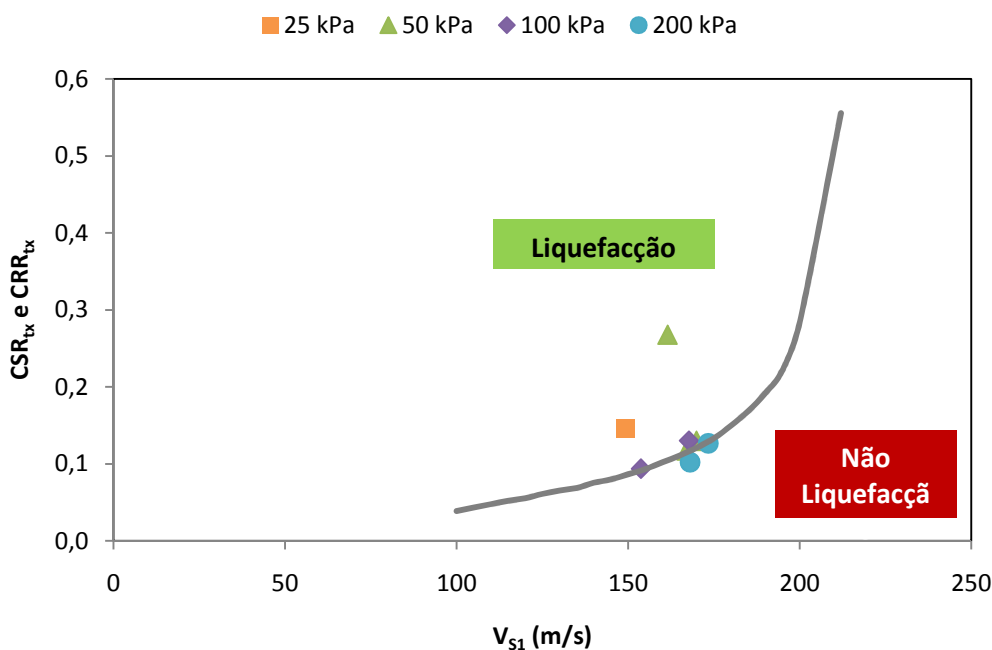


Figura 5. 25 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção dos ensaios cíclicos.

Analisando a Figura 5. 25 constata-se que todos os ensaios, excepto o LDC30 (com consolidação isotrópica de 200 kPa, com ciclos centrados) liquefizeram, ou seja O factor de segurança F.S é superior à unidade nestes casos e é dado pela expressão (5.19).

$$F.S = \frac{CRR_{tx}}{CSR_{tx}} \quad (5.19)$$

No entanto o ensaio LDC30, que não liquefez, está muito próximo da unidade, podendo se admitir que de facto liquefez, uma vez que podem ter sido cometidos erros na leitura do intervalo de tempo entre a onda de saída e a primeira chegada. Por isso, para efeitos de análise considerou-se que se enquadra no quadrante susceptível à liquefacção.

Apesar do demonstrado na Figura 5. 25 indiciar que todos estes ensaios atingiam liquefacção, o mesmo não aconteceu em laboratório. Para isso foi necessário adoptar uma abordagem diferente que relaciona a razão de tensões cíclicas, normalizada para ensaios triaxiais, com o número de ciclos (Tabela 5. 15), pois é sabido que se, em laboratório ou *in situ*, não evidenciar sinais de liquefacção ao fim de 15 ou 20 segundo (15 ou 20 ciclos), certamente não atingirá liquefacção. Ou seja, o ábaco definido por Andrus e Stokoe (2000) tem que ser complementado com uma análise adicional do limite em número de ciclos (associado, naturalmente ao tempo “útil” do evento sísmico, não muito longe dos 15 a 20 segundos), para avaliar a susceptibilidade à liquefacção em ensaios triaxiais cíclicos.

Tabela 5. 15 – Relação de CSR_{tx} com o número de ciclos e V_{S1} .

Ensaio	V_{S1} (m/s)	Nº de ciclos	CSR_{tx}
LDC24	161,47	1	0,2680
LDC26	167,05	10	0,1175
LDC28	153,70	6	0,0940
LDC30	173,37	15	0,1022
LDC31	169,91	147	0,1285
LDC32	167,67	∞	0,1301
LDC33	149,37	110	0,1455
LDC37	168,05	∞	0,1267

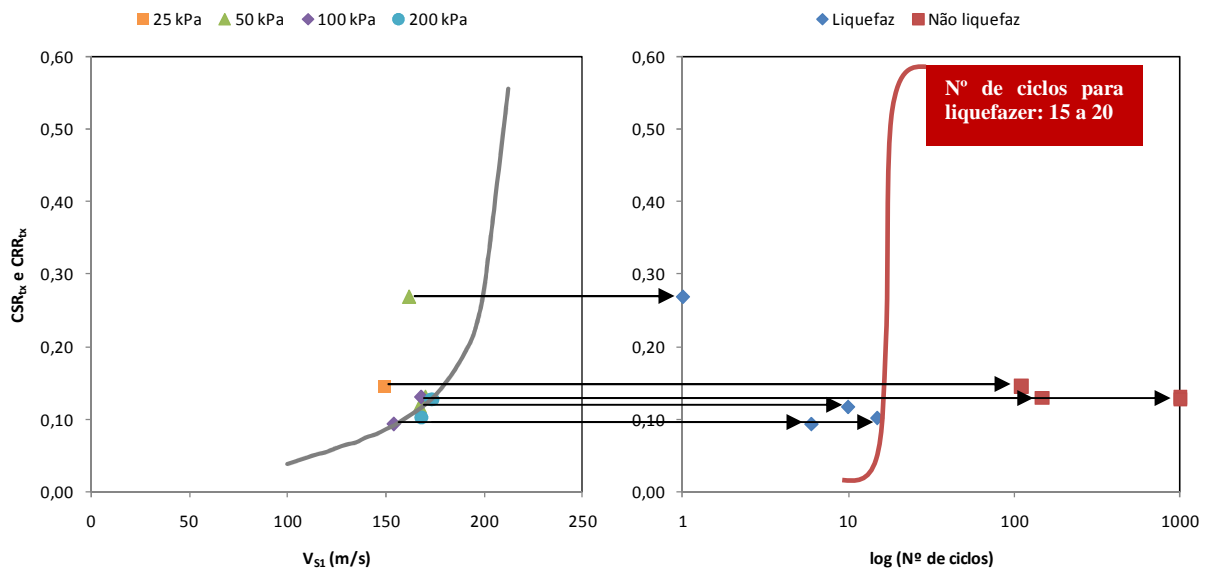


Figura 5. 26 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção relacionando CSR_{tx} com V_{S1} e o número de ciclos.

Assim, analisando a Figura 5. 26 demonstra-se que apesar de se atingir liquefacção pela correlação entre V_{S1} e CSR_{tx}, na realidade também depende do número de ciclos que uma amostra, em laboratório, demora a evidenciar este fenómeno. Assim, conclui-se que apesar do ábaco definido por Andrus e Stokoe (2000) evidenciar em todos os casos que o solo é susceptível à liquefacção cíclica, para os 2 casos de solicitação sísmica, na verdade, acabou por se verificar que nos casos de solicitação sísmica não centrada, representada na Figura 5. 14, não se atingia liquefacção devido ao elevado número de ciclos, ultrapassando, claramente, a fronteira dos 20 ciclos.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A 21 de Maio de 2003, o sismo de Boumerdès provocou graves danos associados à ocorrência de liquefacção. Nas areias dunares de Ain Beniam, registaram-se evidências claras deste fenómeno. Neste trabalho de investigação recorreu-se a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, juntamente com a utilização de monitorização de velocidades de ondas sísmicas, na perspectiva de demonstrar que este tipo de solo, nas condições de estado em que se encontrava à data era susceptível de liquefacção.

Foram realizados diversos ensaios triaxiais para a avaliação deste fenómeno. A execução destes ensaios em laboratório envolveu várias fases: (i) preparação das amostras, que foi realizada pelo método *moist tamping*; (ii) percolação, que consiste na expulsão de ar da amostra a partir da passagem de um fluido pelo corpo do provete; (iii) saturação, ou seja, a eliminação, na totalidade, da fase gasosa que se encontra na amostra com a introduções de pressões elevadas; (iv) consolidação isotrópica ou anisotrópica que permite a simulações das condições desejadas, antes do corte; (v) corte não drenado, ou seja, carregamento vertical da amostra com carregamento monotónico ou cíclico, dependendo do tipo de análise realizada.

Inicialmente, o doutorando Tahar Ghili realizou 9 ensaios cíclicos em que foi possível demonstrar apenas que esta areia tinha potencial de liquefacção. Pinheiro (2009) realizando vários ensaios triaxiais estáticos, comprovou o mesmo determinando uma linha dos estados críticos, neste trabalho, completada com outros resultados e, assim, mais bem consubstanciada.

Na totalidade, neste estudo, foram realizados 19 ensaios triaxiais estáticos e cíclicos para o estudo da susceptibilidade à liquefacção desta areia. Esta areia é bastante uniforme e tem grãos relativamente arredondados, cumprindo à partida um dos critérios físicos que baseia a avaliação de elevado potencial de liquefacção. Evoluiu-se, então, para outros critérios de avaliação da susceptibilidade desta areia à liquefacção, como a teoria dos estados críticos, para os ensaios triaxiais estáticos, e a relação entre a

acção sísmica e a resistência formulada em termos da velocidade normalizada das ondas de corte ou transversais, para os ensaios triaxiais cíclicos.

Com esta gama de ensaios definiu-se a linha dos estados críticos, separando as regiões de risco, “liquefacção” e de isenção de risco, “não liquefacção”, quando se relaciona a compacidade das partículas com o seu estado de tensão efectivo. Também, como já foi referido, avaliou-se a susceptibilidade à liquefacção deste solo quando solicitado por diferentes acções sísmicas.

Teve-se o cuidado de estabelecer as devidas correspondências entre as condições de acção e estado *in situ* e as que foram implementadas em laboratório, onde se usou câmaras triaxiais clássicas e nas quais foram conduzidos ensaios cíclicos a partir de estados de tensão anisotrópicos (representativos da condição de repouso, K_0 , e outras variantes) e com frequência de carregamentos de 1Hz. Dos resultados em que foram obtidos vários registos de rotura por mobilidade cíclica com números de ciclos distintos (logo em tempos de acção sísmica mais ou menos realistas para o terramoto em apreço), conclui-se então que não é suficiente a relação de Andrus e Stokoe (2000) que relaciona apenas a velocidade normalizada das ondas de corte mas que em laboratório se deve ter em conta como factor chave para se assumir em termos práticos a condição de liquefacção efectiva, o número de ciclos que a amostra sofre até liquefazer para uma determinada acção sísmica.

Neste trabalho apenas se realizaram ensaios com cargas oscilatórias verticais. Assim, para aprofundar o estudo da sensibilidade destes maciços é necessário, para além de serem conduzidos ensaios sobre esta areia em outros estados de compacidade e tensão, logo sujeitos a outros níveis de carga - avaliar a influência de cargas cíclicas horizontais (carregamentos transversais). Para o fazer, dever-se-á recorrer a um equipamento para ensaios de corte simples cíclico – não disponível na FEUP -, ou a sistemas triaxiais com possibilidade de acção cíclica vertical e radial (sistema em fase final de montagem no Labgeo-FEUP) ou com uma mesa sísmica de acção vibratória horizontal (X-Y), disponível no Laboratório de Estruturas da FEUP. Estes estudos complementares permitirão identificar com clareza, para este material, os coeficientes de calibração a ser usados em ensaios de laboratório mais correntes e exequíveis na prática corrente (os ensaios triaxiais de acção vertical cíclica) de avaliação de risco de mobilidade cíclica, tão importante em Portugal.

BIBLIOGRAFIA

- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., II (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proc., NCEER Workshop on valuation of liquefaction resistance of soils, Nat. Crt. for Earthquake engineering res., State University of New York at Buffalo, pp. 89-128.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. II (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 126 (11), pp. 1015-1025.
- Bedin, J. (2008). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Qualificação de doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Bendimerad, F. et al. (2003). *The Boumerdes, Algeria, earthquake of May 21, 2003*. Earthquake Engineering Research Institute, Outubro de 2003, 71, EERI Publication, Estados Unidos da América.
- Bouhadad, Y. et al. (2004). *The Boumerdes (Algeria) earthquake of May 21, 2003 ($M_w=6.8$): Ground deformation and intensity*. Journal of seismology, 09/03/2004, pp. 497-506, Kluwer Academic Publishers.
- Bouhadad, Y. et al. (2008). *Evidence for quaternary liquefaction-induced features in the epicentral area of the 21May 2003 Zemmouri earthquake (Algeria, $M_w=6.8$)*. Journal of seismology, 25/07/2008, pp. 161-172, Springer Science + Business Media B.V.
- Carneiro, A. (2009). *Parâmetros – chave de controlo do comportamento resiliente de saibros estabilizados com cimento. Estudo laboratorial em ensaios triaxiais cíclicos*. Dissertação de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and earth fill*. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, January, pp. 13-32.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE, Geotechnical Engineering Division 103 (6), pp. 501-516.
- Chembeze, S., Viana da Fonseca, A. (2008). *Verificação da saturação de provetes de solos tropicais arenosos com recurso a utilização de ondas sísmicas em laboratório*. Congresso Luso-Moçambicano, 15/06/2008, 11.
- Coelho, P. A. L. de F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge.
- Costa, C. (2008). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Clayton, C. R. I., Khstrush, S. A., Bica, A.V.D., Siddique, A. (1989). *The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation*. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, v.12, No. 1, pp. 69-72.
- Eurocode 8. (2002). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Ferreira, C. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação da velocidade das ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Folque, J. (1979). *Liquefacção em solos arenosos*. Geotecnia, Novembro de 1979, pp. 3-22, LNEC, Lisboa.

- Foppa, D. (2005). *Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Gomes Correia, A., Ferreira, S., Araújo, N. (2006). *Triaxiais de precisão para a determinação das características de deformabilidade*. Congresso Nacional de Geotecnia, 10, Lisboa.
- Guillén, J. (2004). *Estudo de modelos constitutivos para a previsão de liquefacção em solo sob carregamento monotónico*. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Ishihara, K. et al. (2002). *Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities*. Soils and Foundations, Dezembro de 2002, pp. 93-104.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 335-358.
- Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis, Estados Unidos da América e Canadá.
- Jorge, C. (1993). *Zonamento do potencial de liquefacção. Tentativa de aplicação a Portugal*. Dissertação de mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- Jorge, C., Coelho, A, G. (1993). *Zonamento do potencial de liquefacção. Tentativa de aplicação a Portugal*. Geotecnia, Julho de 1998, No. 83, pp. 37-49.
- Kokusho, T. (2000). *Correlation of pore-pressure B-value with P-wave velocity and Poisson's ratio for imperfectly saturated sands or gravel*. Soils and Foundations, Vol. 40, No. 4, pp. 95-102.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle, New Jersey, pp. 374-377.
- Matos Fernandes, M (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais – I volume*, 1ª edição, Porto.
- Robertson, P. K., Wride, C. E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canada geotechnical Journal, Ottawa, 35 (3), 442-459.
- Seed, H. B. (1976). *Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes*. Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE, Annual Convention.
- Seed, H. B., Idriss, L. M. (1971). *Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97 (SM9), pp. 1249-1273.
- Seed, H. B., Lee, K. I. (1996). *Liquefaction of saturated sands during cycling loading*. Journal of Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, No. 6, pp. 105-134.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Chung, R. M. (1985). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 111 (12), 1425-1445.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Géotechnique, Vol 4, No. 4, pp. 149-147.
- Ghili, M. T. (2003). *Liquefaction du sable "Les Dunes"*. ISSMGE, Congrès Régional Africain de Mécanique des Sols, Dezembro, Marrakech, pp. 8-11.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*, 3ª Edição, John Wiley and Sons, Nova Iorque.

Todo-Bom, L. (2008). *Soil liquefaction. Influence of non-plastic fines in liquefaction resistance*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Youd, T. L. et al. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Outubro de 2001, pp. 817-833.

Zhou, Y., Chen, Y. (2007). *Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of sandy soils shear wave velocity*. Agosto de 2007, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , 13.

<http://www.ce.washington.edu> (12-04-2009)

<http://www.azurseisme.com> (23-04-2009)

<http://w3.ualg.pt> (28-04-2009)

ANEXOS



ENSAIO (LD2)

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 138,1 mm

ϕ 1= 70,0 mm

H2= 137,9 mm

ϕ 2= 70,4 mm

H3= 138,0 mm

Rec. 159,8 g

Rec. Pequeno

γ = 14,58 KN/m³

W= 794,1 g

W/camada 158,82 g

Camadas reais

158,80 g

158,80 g

158,79 g

158,78 g

158,82 g

793,99

sobrou= 9,94 g

APÓS MOLDAGEM

H1= mm

ϕ 1= mm

H2= mm

ϕ 2= mm

H3= mm

ϕ 3= mm

rec.+ solo húmido 423,09 g

rec.+ solo seco 410,93 g

INICIO ENSAIO

Percolou= ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	309,53	339,23	kPa
BP	298,86	320	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec.	267,22	g
Rec.+solo sat.+extras	1266,24	g
Extras	19,87	g
Rec.+solo seco	1070,55	g



ENSAIO LD22

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,6 mm

ϕ 1= 70,2 mm

H2= 141,4 mm

ϕ 2= 70,1 mm

H3= 141,7 mm

Rec. ϕ 158,52 g

Rec. Pequeno 99,18 g

V= 14,58 KN/m³

W= 813,28 g

W/camada 162,7 g

Camadas reais

162,71 g

162,70 g

162,69 g

162,71 g

162,70 g

sobrou=  g

APÓS MOLDAGEM

H1= 142,1 mm

ϕ 1= 68,7 mm

H2= 141,3 mm

ϕ 2= 69,0 mm

H3= 141,3 mm

ϕ 3= 69,8 mm





rec.+ solo húmido  g

rec.+ solo seco  g


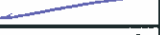


INICIO ENSAIO

Percolou=  ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP			kPa
BP			kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec.		g
Rec.+solo sat.+extras		g
Extras		g
Rec.+solo seco		g



ENSAIO **LDL23**

w=5%
 e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,6** mm ϕ 1= **70,2** mm
 H2= **141,4** mm ϕ 2= **70,1** mm
 H3= **141,7** mm

Rec. B **157,26** g
 Rec. Pequeno **99,22** g

162,71 g
162,70 g
162,69 g
162,71 g
162,71 g

γ = KN/m3
 W= g
 W/camada **162,7** g

Camadas
 reais

sobrou= **1,40** g

APÓS MOLDAGEM

H1= mm ϕ 1= mm
 H2= mm ϕ 2= mm
 H3= mm ϕ 3= mm

rec.+ solo húmido **393,28** g
 rec.+ solo seco **393,07** g

INICIO ENSAIO

Percolou= ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP			kPa
BP			kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. γ **155,20** g
 Rec.+solo sat.+extras **1103,20** g
 Extras **30,05** g
 Rec.+solo seco **925,73** g



ENSAIO LD024

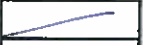
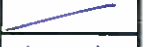
w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,7 mm
H2= 141,7 mm
H3= 141,5 mm

ϕ 1= 70,2 mm
 ϕ 2= 70,4 mm

Rec. B 157,28 g
Rec. Pequeno 99,18 g

γ =  KN/m³
W=  g
W/camada 163,40 g

Camadas reais
163,40 g
163,41 g
163,41 g
163,38 g
163,40 g

sobrou= 0 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 141,6 mm
H2= 141,7 mm
H3= 141,6 mm

ϕ 1= 70,4 mm
 ϕ 2= 70,4 mm
 ϕ 3= 70,4 mm

rec.+ solo húmido 388,92 g
rec.+ solo seco 378,49 g

INICIO ENSAIO

Percolou=  ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>306,8</u>	<u>340,8</u>	kPa
BP	<u>297,8</u>	<u>326,6</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. y 157,06 g
Rec.+solo sat.+extras 1148,26 g
Extras 29,52 g
Rec.+solo seco 932,33 g



ENSAIO LD25

w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,7 mm
H2= 141,4 mm
H3= 141,8 mm

ϕ 1= 70,2 mm
 ϕ 2= 70,4 mm

Rec. 4 158,46 g
Rec. Pequeno 102,22 g



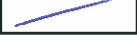
γ = 14,58 KN/m³
W= 817,2 g
W/camada 163,4 g




Camadas reais

163,39 g
163,41 g
163,40 g
163,40 g
163,41 g

sobrou= 2,93 g

APÓS MOLDAGEM

H1=  mm
H2=  mm
H3=  mm

ϕ 1=  mm
 ϕ 2=  mm
 ϕ 3=  mm

rec.+ solo húmido 390,10 g
rec.+ solo seco 379,47 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 680 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa) $\Delta\sigma=20$ kPa

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>510,2</u>	<u>529,4</u>	kPa
BP	<u>498,5</u>	<u>516,74</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. γ 155,20 g
Rec.+solo sat.+extras 1255,04 g
Extras 97,23 g
Rec.+solo seco 928,96 g



ENSAIO LDG.26

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 143,5 mm

ϕ 1= 70,4 mm

H2= 141,6 mm

ϕ 2= 70,4 mm

H3= 141,6 mm

Rec. 4 158,46 g

Rec. Pequeno 102,22 g

γ = 14,58 KN/m³

W= 819,06 g

W/camada 163,8 g

Camadas reais

163,8 g

163,81 g

163,82 g

163,79 g

163,81 g

sobrou= 0 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 141,4 mm

ϕ 1= 70,3 mm

H2= 141,7 mm

ϕ 2= 70,4 mm

H3= 141,5 mm

ϕ 3= 70,0 mm

rec.+ solo húmido 388,28 g

rec.+ solo seco 377,4 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 620 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma = 30$ kPa) $\Delta\sigma = 20$ kPa

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>510,5</u>	<u>530,8</u>	kPa
BP	<u>498,7</u>	<u>515,5</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. B	<u>157,25</u>	g
Rec.+solo sat.+extras	<u>1150,00</u>	g
Extras	<u>29113</u>	g
Rec.+solo seco	<u>917,64</u>	g



ENSAIO 427

w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,6 mm ϕ 1= 70,4 mm
 H2= 141,7 mm ϕ 2= 70,2 mm
 H3= 141,6 mm

Rec. 4 158,45 g
 Rec. Pequeno 99,17 g

γ = 14,58 KN/m³
 W= 818,42 g
 W/camada 163,70 g

Camadas reais

163,69 g
163,70 g
163,72 g
163,69 g
163,71 g

sobrou= 0 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 140,6 mm ϕ 1= mm
 H2= 140,3 mm ϕ 2= mm
 H3= 140,2 mm ϕ 3= mm

rec.+ solo húmido 388,78 g
 rec.+ solo seco 377,99 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 960 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>509,6</u>	<u>540,22</u>	kPa
BP	<u>499,4</u>	<u>526,15</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. B 157,25 g
 Rec.+solo sat.+extras 1721,52 g
 Extras 95,33 g
 Rec.+solo seco 936,05 g



ENSAIO **LDC 29**

w=5%
 e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,5** mm ϕ 1= **70,3** mm
 H2= **141,3** mm ϕ 2= **70,4** mm
 H3= **141,5** mm

Rec. **4** **158,45** g
 Rec. Pequeno **101,32** g

γ = **14,58** KN/m³
 W= **817,3** g
 W/camada **163,5** g

Camadas
 reais

163,51 g
163,50 g
163,50 g
163,50 g
163,49 g

sobrou= **0** g

APÓS MOLDAGEM

H1= **140,9** mm ϕ 1= **70,4** mm
 H2= **141,3** mm ϕ 2= **70,2** mm
 H3= **140,3** mm ϕ 3= **69,6** mm

rec.+ solo húmido **389,71** g
 rec.+ solo seco **378,78** g

INICIO ENSAIO

Percolou= **900** ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	510,8	539,1	kPa
BP	498,0	523,4	kPa

VARIACAO VOLUMÉTRICA

kPa	cm ³
510	65,0
525	64,3
550	62,78
575	61,90
600	60,9

FINAL DO ENSAIO

Rec. **4** **158,45** g
 Rec.+solo sat.+extras **1152,00** g
 Extras **29,54** g
 Rec.+solo seco **936,44** g



ENSAIO **L029**

w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,4** mm ϕ 1= **70,5** mm
 H2= **141,6** mm ϕ 2= **70,6** mm
 H3= **141,5** mm

Rec. **4** **158,46** g
 Rec. Pequeno **99,19** g

γ = **14,58** KN/m³
 W= **822,32** g
 W/camada **164,5** g

Camadas reais
165,41 g
165,41 g
165,39 g
163,09 g
163,07 g

sobrou= **5,22** g

APÓS MOLDAGEM

H1= **141,8** mm ϕ 1= **70,4** mm
 H2= **141,1** mm ϕ 2= **70,2** mm
 H3= **141,2** mm ϕ 3= **70,3** mm

rec.+ solo húmido  g
 rec.+ solo seco  g





INICIO ENSAIO

Percolou=  ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP			kPa
BP			kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec.  g
 Rec.+solo sat.+extras  g
 Extras  g
 Rec.+solo seco  g



ENSAIO **LDL30**

w=5%
 e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,5** mm ϕ 1= **70,4** mm
 H2= **141,5** mm ϕ 2= **70,5** mm
 H3= **141,5** mm

Rec. B **157,18** g
 Rec. Pequeno **101,32** g

γ = **14,58** KN/m³
 W= **819,98** g
 W/camada **164,0** g

Camadas reais
164,0 g
163,99 g
164,0 g
164,0 g
164,1 g

sobrou= **0,67** g

APÓS MOLDAGEM

H1= **141,5** mm ϕ 1= **70,4** mm
 H2= **141,4** mm ϕ 2= **70,4** mm
 H3= **141,5** mm ϕ 3= **70,3** mm

rec.+ solo húmido **386,00** g
 rec.+ solo seco **375,11** g

INICIO ENSAIO

Percolou= **980** ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	575,2	545,2	kPa
BP	498	525	kPa

VARIACÃO VOLUMÉTRICA

kPa	cm ³
15	63,3
25	62,6
50	61,45
75	60,23
100	59,4
125	58,7
150	58,0
175	57,5
200	57

FINAL DO ENSAIO

Rec. B **157,18** g
 Rec.+solo sat.+extras **1205,12** g
 Extras **29,42** g
 Rec.+solo seco **936,07** g



ENSAIO **LDC31**

w=5%
 e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,5** mm ϕ 1= **70,5** mm
 H2= **141,6** mm ϕ 2= **70,5** mm
 H3= **141,6** mm

Rec. B **157,20** g
 Rec. Pequeno **114,36** g

163,81 g
163,80 g
163,77 g
163,83 g
163,80 g

γ = **14,58** KN/m³
 W= **819,20** g
 W/camada **163,8** g

Camadas reais

sobrou= **3,18** g

APÓS MOLDAGEM

H1= **141,4** mm ϕ 1= **70,5** mm
 H2= **141,2** mm ϕ 2= **70,3** mm
 H3= **141,6** mm ϕ 3= **70,2** mm

rec.+ solo húmido **386,97** g
 rec.+ solo seco **376,61** g

INICIO ENSAIO

Percolou= **770** ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	511,2	541,2	kPa
BP	498,5	526	kPa

VARIACÃO VOLUMÉTRICA

kPa	cm ³
512	44,75
525	43,85
550	42,35

FINAL DO ENSAIO

Rec. B **157,20** g
 Rec.+solo sat.+extras **1214,19** g
 Extras **24,21** g
 Rec.+solo seco **934,54** g



ENSAIO LDC 32

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,3 mm
H2= 140,3 mm
H3= 141,4 mm

φ1= 70,2 mm
φ2= 70,2 mm

Rec. 4 158,46 g
Rec. Pequeno 99,16 g

v= 14,58 KN/m³
W= / g
W/camada 162,2 g

Camadas reais
162,22 g
162,18 g
162,18 g
162,21 g
162,19 g

sobrou= 4,24 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 141,8 mm
H2= 141,6 mm
H3= 141,2 mm

φ1= 70,4 mm
φ2= 70,2 mm
φ3= 70,3 mm

rec.+ solo húmido 396,32 g
rec.+ solo seco 384,98 g

INICIO ENSAIO

Percolou= ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30\text{kPa}$)

	INICIAL	FINAL	
CP	719	749	kPa
BP	702,8	732	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. C 155,62 g
Rec.+solo sat.+extras 4230,29 g
Extras 3508 g
Rec.+solo seco 922,08 g

VARIACÃO VOLUMÉTRICA

kPa	cm ³
719	52,8
750	57,25
800	49,25



ENSAIO LD 33

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,6 mm
H2= 141,6 mm
H3= 141,5 mm

ϕ 1= 70,2 mm
 ϕ 2= 70,4 mm

Rec. B 157,18 g
Rec. Pequeno 99,18 g

γ = 14,58 KN/m³
W= 816,88 g
W/camada 163,4 g

Camadas reais

163,41 g
163,37 g
163,38 g
163,42 g
163,41 g

sobrou= 0 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 141,6 mm
H2= 141,6 mm
H3= 141,6 mm

ϕ 1= 70,5 mm
 ϕ 2= 70,2 mm
 ϕ 3= 69,8 mm

rec.+ solo húmido 389,12 g
rec.+ solo seco 378,20 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 19000 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>714,0</u>	<u>744</u>	kPa
BP	<u>699</u>	<u>727</u>	kPa

VARIACÃO VOLUMÉTRICA

kPa	Δv
715	54,03
725	54,52

FINAL DO ENSAIO

Rec. B 157,18 g
Rec.+solo sat.+extras 1253,46 g
Extras 30,21 g
Rec.+solo seco 934,17 g



ENSAIO L734

w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,7 mm ϕ 1= 70,2 mm
 H2= 141,7 mm ϕ 2= 70,1 mm
 H3= 141,5 mm

Rec. 6 159,40 g
 Rec. Pequeno 114,35 g

γ = 1458 KN/m³
 W= 813,78 g
 W/camada 162,76 g

Camadas reais

162,77	g
162,78	g
162,75	g
162,79	g
162,73	g

sobrou= 2,40 g

APÓS MOLDAGEM

H1= 142,2 mm ϕ 1= 70,2 mm
 H2= 141,6 mm ϕ 2= 69,1 mm
 H3= 142,1 mm ϕ 3= 70,0 mm

rec.+ solo húmido 394,13 g
 rec.+ solo seco 382,80 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 900 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	699,8	730	kPa
BP	689,9	718	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec.		g
Rec.+solo sat.+extras		g
Extras		g
Rec.+solo seco		g



ENSAIO **LDC35**

w=5%
 e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,5** mm ϕ 1= **70,0** mm
 H2= **141,9** mm ϕ 2= **69,8** mm
 H3= **141,9** mm

Rec. ~~Gr~~ **228,85** g
 Rec. Pequeno **114,35** g

γ = KN/m³
 W= **8 → 8,56** g
 W/camada **161,71** g

Camadas
 reais

161,07 g
160,98 g
160,99 g
161,03 g
161,03 g

sobrou= **9,45** g

APÓS MOLDAGEM

H1= **141,4** mm ϕ 1= **69,2** mm
 H2= **141,9** mm ϕ 2= **68,8** mm
 H3= **142** mm ϕ 3= **69,1** mm

rec.+ solo húmido **472,37** g
 rec.+ solo seco **460,45** g

INICIO ENSAIO

Percolou= **1000** ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa)

	INICIAL	FINAL	
CP	715	744,5	kPa
BP	699,5	727,5	kPa

VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA

w_p	cm^3
15	43,07
25	42,58

FINAL DO ENSAIO

Rec. g
 Rec.+solo sat.+extras g
 Extras g
 Rec.+solo seco g



ENSAIO LD 36

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 139,01 mm
 H2= 137,09 mm
 H3= 138,06 mm

φ1= 70,06 mm
 φ2= 70,04 mm

Rec. 6 159,08 g
 Rec. Pequeno 99,15 g

Camadas
reais

161,03 g
161,0 g
160,96 g
160,95 g
160,95 g

γ= KN/m³
 W= 796,816 g
 W/camada 159,363 g

sobrou= g

APÓS MOLDAGEM

H1= 132,4 mm
 H2= 137 mm
 H3= 132,5 mm

φ1= 69,9 mm
 φ2= 70,4 mm
 φ3= 70,35 mm

rec.+ solo húmido g
 rec.+ solo seco g

INICIO ENSAIO

Percolou= 1050 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30\text{kPa}$)

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>690,4</u>	<u>698,2</u>	kPa
BP	<u>640,7</u>	<u>648</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. g
 Rec.+solo sat.+extras g
 Extras g
 Rec.+solo seco g



ENSAIO **LDL3+**

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= **141,46** mm

ϕ 1= **70,1** mm

H2= **141,78** mm

ϕ 2= **70,12** mm

H3= **141,68** mm

Rec. **E** **159,09** g

Rec. Pequeno **102,31** g

163,17 g

163,82 g

γ = KN/m³

Camadas reais

165,61 g

W= **879,152** g

163,85 g

W/camada **163,83** g

146,8 g

sobrou= g

APÓS MOLDAGEM

H1= **141,54** mm

ϕ 1= **68,5** mm

H2= **141,74** mm

ϕ 2= **68,24** mm

H3= **141,18** mm

ϕ 3= **69,6** mm

rec.+ solo húmido **405,08** g

rec.+ solo seco **393,65** g

INICIO ENSAIO

Percolou= **1700** ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma=30$ kPa) $\Delta\sigma=20$ kPa

	INICIAL	FINAL	
CP	700,3	719,8	kPa
BP	68,5	703	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec.	<input type="text"/>	g
Rec.+solo sat.+extras	<input type="text"/>	g
Extras	<input type="text"/>	g
Rec.+solo seco	<input type="text"/>	g



ENSAIO LDL38

w=5%
e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,72 mm
H2= 141,78 mm
H3= 141,88 mm

ϕ 1= 69,68 mm
 ϕ 2= 70,08 mm

Rec. E 159,1 g
Rec. Pequeno 99,75 g

γ = KN/m³
W= 814,4 g
W/camada 162,9 g

Camadas reais
162,85 g
162,90 g
162,90 g
162,89 g
139,99 g

sobrou= g

APÓS MOLDAGEM

H1= 140,32 mm
H2= 139,70 mm
H3= 141,32 mm

ϕ 1= 69,42 mm
 ϕ 2= 68,94 mm
 ϕ 3= 69,22 mm

rec.+ solo húmido 372,31 g
rec.+ solo seco 362,5 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 1700 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON ($\Delta\sigma = 30$ kPa) $\Delta\sigma = 20$ kPa

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>700</u>	<u>719,6</u>	kPa
BP	<u>684</u>	<u>702,3</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. g
Rec.+solo sat.+extras g
Extras g
Rec.+solo seco g



ENSAIO LD39

w=5%

e=0,9

ANTES DA MOLDAGEM

H1= 141,78 mm

ϕ 1= 69,94 mm

H2= 141,98 mm

ϕ 2= 70,16 mm

H3= 141,58 mm

Rec. 6 159,69 g

Rec. Pequeno 99,74 g

γ = KN/m³

W= 818,33 g

W/camada 163,67 g

Camadas reais

163,66 g

163,67 g

165,65 g

163,65 g

163,01 g

sobrou= g

APÓS MOLDAGEM

H1= 141,1 mm

ϕ 1= 68,84 mm

H2= 141,04 mm

ϕ 2= 69,84 mm

H3= 141,98 mm

ϕ 3= 70,1 mm

rec.+ solo húmido 389,01 g

rec.+ solo seco 378,8 g

INICIO ENSAIO

Percolou= 1700 ml

MEDIÇÃO DO PARÂMETRO B DE SKEMPTON (~~$\Delta\sigma=30$ kPa~~) $\Delta\sigma=20$ kPa

	INICIAL	FINAL	
CP	<u>700,3</u>	<u>719,8</u>	kPa
BP	<u>685</u>	<u>703</u>	kPa

FINAL DO ENSAIO

Rec. g

Rec.+solo sat.+extras g

Extras g

Rec.+solo seco g