



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

Caracterização da Rigidez Inicial de Areias

Utilizando *Bender Elements*

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Geotecnia

Autor

Paulino André Dias Santos

Orientadores

Professor Doutor António Manuel Gonçalves Pedro

Professor Doutor Paulo Alexandre Lopes Figueiredo Coelho

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, janeiro, 2015

*“Os problemas da Engenharia estão sub-definidos;
existem muitas soluções, boas, más e indiferentes.
A arte é chegar a uma boa solução.
Esta é uma atividade criativa,
que envolve a imaginação,
a intuição e a escolha deliberada.”*

(Ove Arup)

AGRADECIMENTOS

Na reta final do meu percurso académico não posso deixar de agradecer a algumas pessoas que de uma forma ou de outra contribuíram para que chegasse até aqui. Contudo, o espaço limitado obriga-me a ser conciso, e àqueles que injustamente não refiro, relembro que de igual forma lhes estou profundamente grato.

Ao Professor António Pedro, por todo o apoio e disponibilidade demonstrada no trabalho realizado, que por vezes se estendia bem além do horário laboral, por todos os conhecimentos e conselhos úteis que me transmitiu e também pelos bons momentos de convívio, reitero o meu mais profundo agradecimento.

De forma não menos importante quero agradecer ao Professor Paulo Coelho pela orientação prestada em todos os momentos, pelas críticas relativas ao trabalho que me obrigaram a fazer uso dos meus conhecimentos e também pelo sentido de justiça que para mim serve de exemplo.

Quero também agradecer aos colegas Luís Araújo Santos e Ricardo Azeiteiro, por todos os conhecimentos transmitidos, pelas orientações, pela incansável ajuda disponibilizada na resolução de problemas e pela companhia nas longas horas de laboratório, que em muito facilitaram a realização deste trabalho. Desejo vivamente que sejam bem sucedidos na conclusão dos seus doutoramentos. A eles, o meu mais sincero obrigado!

Ao Senhor José António, ao Ricardo e ao Nuno pela amizade que por eles guardo e por “estarem lá” sempre que era preciso.

Expresso também o meu mais sincero agradecimento à malta de Geotecnia e a todos meus amigos com quem fui travando conhecimento ao longo deste percurso em especial ao Casaleiro, ao Mineiro, ao Marco, ao Pato, ao Rui, à Isa, à Felício, à Sandra, à Inês, ao Paulo, ao Freitas, ao Custódio, ao Manecas, ao Nôro, ao Pedro, ao Manuel e à Joanita com os quais tive o prazer de partilhar momentos inesquecíveis. Os amigos são a família que se escolhe!

Finalmente resta-me agradecer e dedicar este trabalho à Minha Família, em especial ao meu Irmão pela pessoa que é e pelo exemplo de vida, ao meu Pai por toda a ajuda que sempre me prestou de diversas formas e à minha Mãe pela perseverança, esforço, e porque que muitas das vezes mesmo sem compreender o porquê das minhas escolhas, nunca deixou de me apoiar. Este trabalho que é meu, é deles também. Muito obrigado por tudo!

RESUMO

A caracterização adequada da rigidez de um solo é um aspeto fundamental na modelação do comportamento de qualquer obra geotécnica. Estudos efetuados comprovam que a rigidez é neste tipo de materiais altamente não linear e que só para extensões inferiores a aproximadamente 0.001% se pode assumir um comportamento elástico. Para tão baixas deformações é usual considerar que o solo apresenta uma rigidez constante denominada usualmente por módulo de distorção máximo, G_{max} . No entanto para extensões superiores a rigidez tende a decair rapidamente, observando-se uma redução de cerca de 90% do seu valor para extensões da ordem de 1% .

Uma das dificuldades na caracterização da curva de degradação da rigidez prende-se com a determinação de G_{max} , visto que este parâmetro apenas pode ser obtido realizando ensaios que induzam na amostra níveis de deformação muito pequenos. Uma das possibilidades mais frequentemente utilizadas consiste na realização de ensaios laboratoriais usando *bender elements*. Este tipo de ensaios permite estimar a velocidade de propagação das ondas de corte, V_S , num solo, a qual se encontra diretamente relacionada com o G_{max} , desde que se assuma que, para estes níveis de deformação, o solo se pode considerar como estando em regime elástico.

O trabalho realizado nesta dissertação tem como principal objetivo a determinação do valor de G_{max} de dois tipos de solos arenosos da região de Coimbra, recorrendo a ensaios laboratoriais de *bender elements*. A avaliação do G_{max} tem igualmente como propósito complementar a caracterização destes solos arenosos, que tem já vindo a ser realizada no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra. Para uma maior facilidade de interpretação dos resultados foram utilizadas amostras reconstituídas através um método de pluviação desenvolvido localmente. O trabalho contempla a realização de ensaios em amostras com diferentes densidades relativas a fim de avaliar a influência deste parâmetro na rigidez inicial dos solos. Um outro aspeto analisado é o efeito do confinamento lateral e o seu impacto no valor de G_{max} . Para tal, ao longo de cada ensaio a tensão de confinamento das amostras foi progressivamente aumentada até patamares pré-estabelecidos. Pretendeu-se ainda analisar a influência de carregamentos cíclicos no valor da rigidez, pelo que foram executados vários ciclos de carga e descarga em cada ensaio. Por último efetuou-se uma comparação detalhada

dos resultados obtidos entre as duas areias de Coimbra ensaiadas bem como com outros valores de referência publicados na bibliografia para solos com características similares.

ABSTRACT

An adequate characterization of the soil stiffness is a fundamental aspect when modelling the behaviour of any geotechnical work. Studies show that the stiffness in this type of materials is highly nonlinear and that only for small strains, lower than about 0.001% , it is possible to assume an elastic behaviour. For such small strains it is assumed that the soil has a constant stiffness usually known as maximum shear modulus, G_{max} . However, for higher strains, stiffness tends to decrease sharply, and a decrease of about 90% of its value can be reached for strains around 1% .

One of the major difficulties when characterizing the stiffness degradation curve is related with the determination of G_{max} , as it can only be obtained by performing tests that induce very small strain levels in the sample. One of most frequently used possibilities in laboratory testing is using bender elements. This type of tests allows the determination of the propagation velocity of the shear waves V_S , in the soil, which is directly related to G_{max} , if it is assumed that the soil remains within the elastic threshold.

The work performed in this thesis primarily aims to evaluate the value of G_{max} for two types of sandy soils of the Coimbra region, by performing bender elements tests. The determination of G_{max} , is part of the characterization program established for these sandy soils that is currently being carried out at the Geotechnical Laboratory of the University of Coimbra. For a simpler interpretation of the results, reconstituted samples through a pluviation method developed locally were tested. The work also includes a set of tests with different densities in order to evaluate the influence of this parameter in the initial stiffness of the soil. Another aspect that will also be analysed further is the effect of lateral confinement on the value of G_{max} . In order to achieve that, the confinement pressure in each test was progressively increased to predefined levels. The influence of cyclic loading on stiffness value was also analysed. Thus, different cycles of loading and unloading in each test were carried out in each test. Finally, a comparison of the results obtained for the two Coimbra sands is presented. Those results are also compared with reference values published in the literature for soils with similar characteristics.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE QUADROS	x
SIMBOLOGIA	xi
ABREVIATURAS	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento Geral do Trabalho.....	1
1.2 Estrutura da Dissertação	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 Módulo de Rigidez Inicial, G_0	3
2.2 Fatores Que Influenciam o Valor de G_0	5
2.3 Ensaio mais Comuns Utilizados na Determinação de G_0	9
2.4 <i>Bender Elements</i>	13
2.4.1 Descrição do Equipamento e Aspectos Gerais.....	13
2.4.2 Problemas Associados à Utilização de <i>Bender Elements</i>	16
2.4.3 Métodos de Análise	19
<i>Análise no Domínio do Tempo</i>	21
<i>Análise no Domínio da Frequência</i>	22
3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	25
3.1 Materiais	25
3.1.1 Descrição Genérica.....	25
3.1.2 Características Físicas.....	26
3.1.3 Parâmetros Mecânicos	28
3.2 Equipamentos.....	29
3.2.1 <i>Bender Elements</i>	29
3.2.2 Equipamento Triaxial	32
3.3 Procedimento Experimental.....	33
3.3.1 Tratamento das Areias	33
3.3.2 Calibração do Método de Pluviação das Areias	35

3.3.3	Preparação de Amostras	37
3.3.4	Fase de Aplicação de Compressão Isotrópica	40
3.4	Ensaio Realizados	40
3.5	Interpretação dos Resultados	41
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	45
4.1	Introdução	45
4.2	Influência da Metodologia Utilizada para a Determinação do Tempo de Chegada ..	46
4.3	Fiabilidade dos Ensaio Efetuados	48
4.4	Influência dos Ciclos de Carga e Descarga na Rigidez Inicial	50
4.5	Influência da Densidade na Rigidez Inicial	53
4.6	Análise Comparativa entre os Lotes das Areias de Coimbra.....	54
4.7	Comparação Com Resultados Existentes na Bibliografia	55
4.7.1	Influência do Efeito da Densidade.....	55
4.7.2	Determinação das Constantes e Respetiva Comparação	57
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	60
5.1	Conclusões	60
5.2	Desenvolvimentos Futuros	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Diferentes níveis de deformação distorcional para diferentes situações. (adaptado de Barros, (1997)).	3
Figura 2.2 - Curva de degradação da rigidez com o aumento da deformação (adaptado de Mair, (1993)).	4
Figura 2.3 – Módulo de distorção determinado através de ensaios com <i>bender elements</i> (Pedro, 2013).	5
Figura 2.4 – Rigidez inicial em função do índice de vazios (adaptado de Santos et al, (2012)).	7
Figura 2.5 - Esquema dos ensaios <i>Cross hole seismic test e down hole seismic test</i> (adaptado de Santos, (2011)).	11
Figura 2.6 - Registo efetuado por um sismógrafo num ensaio de refração sísmica.	11
Figura 2.7 - Esquema do sistema de vibração num ensaio de coluna ressonante (Santos, (2011)).	12
Figura 2.8 - Esquema de funcionamento dos <i>bender elements</i> (adaptado de Pedro, (2013)) .	14
Figura 2.9 - <i>bender elements</i> utilizados nos ensaios realizados.	15
Figura 2.10 - Polarização dos <i>bender elements</i> (adaptado de Lings e Greening, (2001)).	15
Figura 2.11 – a) Diagrama de movimento de polarização em série (adaptado de Ferreira, (2008)); b) Modelo base do <i>bender element</i> (adaptado de Dyvik e Madshus (1985)).	16
Figura 2.12 - Deflexão causada por <i>near-field effects</i> no sinal recebido (adaptado de Ferreira, (2008)).	17
Figura 2.13 - Reflexão da onda y nos topos rígidos do provete que suportam os transdutores piézoeléctricos (adaptado de Arulnathan et al., 1998).	18
Figura 2.14 – Exemplo da interpretação da chegada da onda ao recetor com base na metodologia do domínio do tempo (adaptado de Ferreira, 2008).	21
Figura 2.15 – Gráficos relativos ao fator de ganho e ângulo de fase acumulado para ensaios em areias de Thanet (adaptado de Ventouras, (2005)).	23
Figura 3.1 - Areias de Coimbra em estudo. a) Lote I; b) Lote II.	25

Figura 3.2 – Fotografias de microscópio eletrônico das areias de Coimbra (Araújo Santos, 2015): a) Lote I; b) Lote II.....	26
Figura 3.3 – Curvas granulométricas dos Lotes I e II das areias de Coimbra.	27
Figura 3.4 – Comportamento tensão-deformação para as areias dos Lotes I e II (Santos et al. (2012) e Araújo Santos (2015)).	29
Figura 3.5 – Dimensões dos <i>bender elements</i>	30
Figura 3.6 – a) Aspetto do topo com o BE emissor; b) Gerador de ondas para o sinal emitido, <i>TTi TG1010</i> ; c) Sinais emitido e recebido apresentados no osciloscópio <i>Tektronix TDS 220</i> ; d) Programa de tratamento de dados <i>WaveStarTM</i>	31
Figura 3.7 – Célula triaxial e equipamentos inerentes ao seu funcionamento.	33
Figura 3.8 – Lavagem das areias.	34
Figura 3.9 – Pluviador, molde e tampas de substituição.	36
Figura 3.10 – a) Molde tripartido e membrana de látex; b) Molde após a pluviação da areia.	38
Figura 3.11 – a) Provete de areia preparado; b) Pormenor da saturação do provete através de percolação ascendente.	39
Figura 3.12 – Exemplo das diferentes frequências do sinal emitido.	43
Figura 3.13 - Exemplo do sinal recebido para as diferentes frequências ensaiadas num provete de areia do Lote II com uma densidade relativa de 70% e para $p' = 25kPa$	43
Figura 3.14 – Fator de fase acumulado de um ensaio: a) para a frequência 3kHz; b) para a frequência 10kHz.	44
Figura 4.1 – Resultados de G_0 obtidos para as análises no domínio do tempo e frequência para uma areia do Lote I: a) $D_r = 40\%$; b) $D_r = 80\%$	47
Figura 4.2 - Resultados de G_0 obtidos para as análises no domínio do tempo e frequência para uma areia do Lote II: a) $D_r = 40\%$; b) $D_r = 70\%$	48
Figura 4.3 – Resultados dos 2 ensaios efetuados com a mesma densidade relativa para o 1º ciclo de carga ($1L$): a) Areia do Lote I e $D_r = 40\%$; b) Areia do Lote I e $D_r = 80\%$; c) Areia do Lote II e $D_r = 40\%$; a) Areia do Lote I e $D_r = 70\%$	49
Figura 4.4 – Resultados dos 3 ciclos de carga nos ensaios: a) Areia do Lote I e $D_r = 40\%$; b) Areia do Lote I e $D_r = 80\%$; c) Areia do Lote II e $D_r = 40\%$; a) Areia do Lote I e $D_r = 70\%$	51
Figura 4.5 – Rigidez inicial no 1º ciclo de carga ($1L$) para a areia do Lote I: a) ensaio <i>BE_LI_40_1</i> ; b) ensaio <i>BE_LI_40_3</i>	52
Figura 4.6 - Rigidez inicial no 1º ciclo de carga ($1L$) para a areia do Lote I: a) ensaio <i>BE_LII_40_5</i> ; b) ensaio <i>BE_LII_70_7</i>	52
Figura 4.7 - Efeito da densidade na rigidez inicial das areias em estudo: a) Lote I; b) Lote II.	

Figura 4.8 - Comparação entre os distintos lotes de areia para amostras densas e soltas. 55

Figura 4.9 – Ajuste dos valores da rigidez das diferentes areias a uma só serie através das
funções de índice de vazios: a) Areia do Lote I e função $f(e)_1$; b) Areia do Lote I e
função $f(e)_2$; c) Areia do Lote II e função $f(e)_1$; d) Areia do Lote II e função $f(e)_2$.
57

Figura 4.10 - Tendência exponencial das séries das distintas areias do usando alternadamente
as funções do índice de vazios: a) Areia do Lote I e função $f(e)_1$; b) Areia do Lote
I e função $f(e)_2$; c) Areia do Lote II e função $f(e)_1$; d) Areia do Lote II e função
 $f(e)_2$ 58

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Constantes de correlação para o cálculo de G_0 (adaptado de Taborda, (2011)).	8
Quadro 2.2 - Técnicas e deformações geradas por alguns ensaios na determinação de G_0 (adaptado de Santos, (2011)).	13
Quadro 2.3 - Tipos de sinais emitidos na realização de ensaios adotados por diversos autores (adaptado de Ferreira, (2008)).	20
Quadro 3.1 – Parâmetros das areias de Coimbra (Santos, 2009 e Araújo Santos, 2015).	27
Quadro 3.2 – Permeabilidades das areias de Coimbra para as densidades relativas controladas e ensaiadas (Santos (2009) e Araújo Santos (2015)).	28
Quadro 3.3 – Parâmetros resistentes obtidos para as areias de Coimbra (Santos (2009); Araújo Santos (2015)).	28
Quadro 3.4 – Dimensões obtidas no final do método de pluviação para as densidades requeridas.	36
Quadro 3.5 – Resultados das densidades obtidas no final do processo de calibração do método de pluviação.	37
Quadro 3.6 – Condições iniciais dos provetes e respetiva sequência de ensaio.	41
Quadro 4.1 – Análises efetuadas.	46
Quadro 4.2 – Resultados obtidos para os parâmetros A e m para as funções $f(e)$.	59

SIMBOLOGIA

A – Parâmetro relativo ao cálculo de G_0	L – Comprimento entre <i>benderelements</i>
B – Parâmetro de <i>Skempton</i>	m – Massa do provete / parâmetro relativo à tensão efetiva média
c' – Coesão efetiva	OCR - Grau de sobreconsolidação
C_c – Coeficiente de curvatura	P – Peso da areia
C_u – Coeficiente de uniformidade	p' – Tensão efetiva média
D_r – Densidade relativa	q – Tensão desviatória
$D_{\%}$ - Diâmetro correspondente à % de material passado na curva granulométrica	S - Grau de saturação
e – Índice de vazios	t – tempo de propagação da onda
e_{max} - Índice de vazios máximo	V_s – Velocidade de propagação das ondas de corte
e_{min} – Índice de vazios mínimo	γ - Distorção
e_0 – Índice de vazios inicial	γ_d - Peso volúmico seco
f - Frequência	$\gamma_{d,min}$ – Peso volúmico seco mínimo
f_n – Frequência natural	$\gamma_{d,max}$ – Peso volúmico seco máximo
g – Aceleração da gravidade	ϵ_a – Extensão axial
G – Módulo de distorção / densidade das partículas sólidas	ϵ_v – Extensão volumétrica
G_{BE} – Módulo de distorção obtido por BE	ζ – Amortecimento
G_{max} – Módulo de distorção máximo	ρ – Massa volúmica ou densidade
G_0 – Módulo de distorção inicial	σ – Tensão normal
h - Altura do provete	θ' – Ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efetivas
h_{queda} - Altura de queda da areia ao molde	\emptyset_{furo} – Diâmetro do furo do pluviador
IP - Índice de plasticidade	
k – Permeabilidade / parâmetro relativo ao OCR	

ABREVIATURAS

ASTM – <i>American Society for Testing and Materials</i>	FD – Domínio da frequência (frequency domain)
BE – <i>bender elements</i>	LI – Areia do lote I
BP – Contrapressão (<i>back pressure</i>)	LII – Areia do lote II
CP – Pressão na câmara triaxial (<i>cell pressure</i>)	TD – Domínio do tempo (time domain)
FFT – Transformada rápida de <i>Fourier</i> (<i>Fast Fourier Transform</i>)	LDT - Transdutor diferencial linear
	LVDT – Transdutor de deslocamento (<i>linear variable differential transducer</i>)

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento Geral do Trabalho

Atualmente, é cada vez mais usual recorrer a análises numéricas para simular a construção de obras geotécnicas visto que estas possibilitam, uma melhor compreensão do comportamento exibido pelo solo quando sujeito a solicitações complexas. Nessas modelações a adoção de uma rigidez apropriada para o solo, é um aspeto fundamental dado que esta controla em grande medida a magnitude das deformações do maciço. Contudo, a rigidez de um solo está longe de ser constante verificando-se que decai rapidamente com o aumento das deformações. Segundo estudos realizados apenas para deformações muito pequenas, cerca de 0,001%, é possível considerar a rigidez do solo como sendo constante e idêntica à rigidez inicial máxima G_{max} . Como se depreende a determinação deste parâmetro é um aspeto essencial na avaliação da curva de degradação da rigidez dado que é o ponto de partida.

A determinação deste valor inicial da rigidez requer portanto técnicas capazes de induzir deformações muito pequenas de modo a não perturbar a estrutura do solo. Os métodos baseados na propagação de ondas são os que mais reúnem consenso no meio da comunidade científica e dentro destes, merece especial destaque o ensaio laboratorial de *bender elements* (BE), dado ser um dos mais utilizados. Este ensaio permite, através da emissão e receção de uma onda de corte que se propaga num provete de solo, o cálculo da velocidade dessa mesma onda, que pode depois ser diretamente relacionada com G_{max} assumindo que o solo ainda se encontra em regime elástico.

No presente trabalho pretende-se efetuar a análise do valor de G_{max} de areias da região de Coimbra, fazendo uso de *bender elements*. Esta análise vai de encontro a outros estudos que já têm vindo a ser desenvolvidos com estas areias no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, contribuindo assim para um conhecimento mais alargado sobre elas. Para a análise destas areias foram ensaiadas amostras reconstituídas. Estas foram obtidas através de um método de pluviação que foi desenvolvido com a capacidade de gerar diferentes densidades relativas, permitindo desta forma analisar a influência deste fator no valor da rigidez. Outro aspeto analisado neste trabalho encontra-se relacionado com o efeito do confinamento lateral no valor de G_{max} . Para perceber a sua influência foram aplicados nas amostras diferentes níveis de tensão que se encontravam previamente definidos. Um outro fator analisado prendeu-se com os carregamentos cíclicos e a sua influência no

comportamento da rigidez inicial. Deste modo foram levados a cabo em cada ensaio três ciclos de carga e descarga, sendo o primeiro deles o mais completo e com mais níveis de tensão efetiva analisados. No final, após a determinação de G_{max} das areias, efetua-se uma comparação com outros estudos existentes na bibliografia.

1.2 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação desenvolve-se em cinco capítulos, onde se inclui o presente capítulo, Capítulo 1, no qual se descrevem os objetivos e é apresentada a abordagem geral ao tema e ao trabalho realizado.

No Capítulo 2, é feita uma abordagem à importância da determinação da rigidez inicial. Seguidamente apresentam-se os principais fatores que influenciam este parâmetro e também os ensaios mais comuns para sua determinação. Por fim apresenta-se o ensaio utilizado neste trabalho, vulgarmente designado como *bender elements* (BE), descrevendo o equipamento em geral bem como a metodologia de interpretação dos resultados.

No Capítulo 3 efetua-se uma descrição das areias utilizadas neste trabalho e dos equipamentos utilizados nos ensaios. Seguidamente descreve-se em detalhe o procedimento experimental utilizado, apresenta-se o plano de ensaios e as considerações tidas em conta na interpretação de resultados.

No Capítulo 4, apresentam-se detalhadamente e comparativamente os resultados dos diversos ensaios efetuados. É igualmente efetuada uma comparação entre os dois tipos de areia utilizados tendo por base resultados de solos similares publicados na bibliografia.

Finalmente no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões principais obtidas com o trabalho efetuado nesta dissertação. São ainda propostos novos trabalhos a desenvolver futuramente e que, a serem bem sucedidos, poderão possibilitar uma melhor compreensão da rigidez destes solos contribuindo desta forma para uma caracterização mais alargada das areias em estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Módulo de Rigidez Inicial, G_0

A engenharia geotécnica tem como função conhecer e estudar, de forma aprofundada, o comportamento intrínseco dos solos. Neste seguimento, a procura de métodos mais fiáveis de reprodução desse comportamento, assume um papel fundamental. Esta procura de um conhecimento aprofundado do solo implica a correta caracterização da sua resistência e deformabilidade, e surge com a necessidade de efetuar um dimensionamento cada vez mais otimizado e económico, que vise ao mesmo tempo assegurar uma melhoria das funcionalidades das estruturas, bem como melhorar a sua segurança.

Como se pode ver na Figura 2.1, qualquer alteração existente no solo provocada pelos diferentes tipos de obra geotécnica e solicitações originam maiores ou menores deformações. Depreende-se portanto que para efetuar um dimensionamento adequado se torna imprescindível conhecer essas deformações e controlá-las da melhor forma possível, de modo a que possíveis danos não ocorram nas estruturas, quando solicitados por algumas ações referidas na Figura 2.1 entre outras.

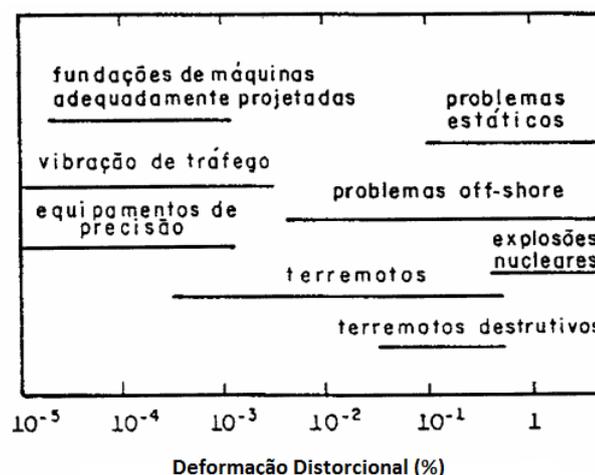


Figura 2.1 - Diferentes níveis de deformação distorcional para diferentes situações. (adaptado de Barros, (1997)).

O módulo de distorção, G , igualmente conhecido em Mecânica dos Solos por módulo de rigidez, é um parâmetro incontornável visto que traduz a deformação associada a uma

solicitação de corte do solo. Este parâmetro é fortemente dependente da deformação e pode ser obtido através da curva tensão-deformação, recorrendo por exemplo a ensaios triaxiais. No entanto verificou-se que o valor de G não é constante mesmo para baixas deformações, apresentando um decréscimo significativo mesmo para ligeiros incrementos de deformação (Tatsuoka e Shibuya, 1992). Contudo, como se pode observar na Figura 2.2, para deformações muito pequenas, inferiores a $0,001\%$, pode-se considerar este parâmetro assume um valor praticamente constante e denominado por módulo de rigidez inicial, G_0 ou G_{max} (Atkinson e Salfors, 1991). Salienta-se, no entanto, que usualmente as designações G_0 e G_{max} podem referir-se a situações diferentes. A primeira é usualmente utilizada para definir o valor obtido em ensaios *in situ* onde se considera que não existem perturbações significativas no maciço em análise, são nulas as deformações. A segunda diz respeito ao valor determinado através dos ensaios laboratoriais. Neste caso admite-se que a colheita de amostras originou alguma perturbação do seu estado e, como tal, o valor calculado no ensaio é apenas o máximo possível de obter em laboratório mas não verdadeiramente o valor inicial da rigidez do maciço. Contudo, como no âmbito desta dissertação as amostras ensaiadas são reconstituídas e não propriamente representativas de um solo no seu estado virgem optou-se por questão de simplificação pela designação mais genérica e comum de G_0 para o valor máximo da rigidez calculado.

O valor de G_0 assume particular importância pois traduz a rigidez inicial do solo sendo o ponto de partida e a partir do qual tem início a curva de degradação da rigidez. Inicialmente o seu estudo encontrava-se predominantemente relacionado com a engenharia sísmica, dada a necessidade de caracterizar a rigidez a baixas deformações sob ações cíclicas, mas estudos recentes concluíram que a degradação de rigidez que ocorre, mesmo para solicitações estáticas, é igualmente fundamental (Burland, 1989).

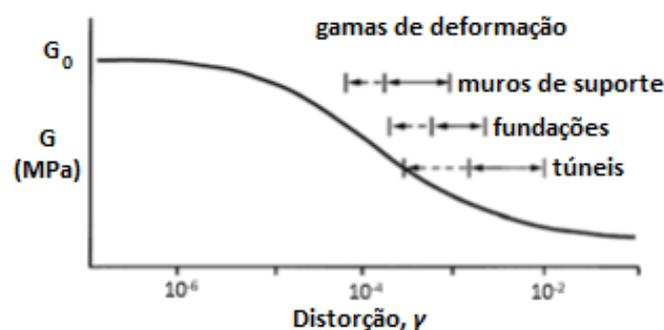


Figura 2.2 - Curva de degradação da rigidez com o aumento da deformação (adaptado de Mair, (1993)).

2.2 Fatores Que Influenciam o Valor de G_0

A rigidez inicial de um solo encontra-se fortemente dependente de muitos parâmetros que podem influenciar o seu valor, quer aumentando-o, quer diminuindo-o. Desta forma é relevante para esta dissertação analisar detalhadamente a importância de cada um desses parâmetros.

Dos parâmetros que exibem maior relevância na determinação de G_0 destacam-se para este trabalho, o efeito da tensão média efetiva, p' e do índice de vazios, e (Hardin e Drnevich, 1972a). Existem ainda outros fatores, nomeadamente no caso de solos argilosos, tais como: o grau de sobre consolidação, OCR ; a coesão, c ; o grau de saturação, S ; a idade geológica; a anisotropia estrutural; e o índice de plasticidade, IP . No entanto como o estudo desta dissertação incide sobre amostras reconstituídas de areias preparadas em condições controladas no laboratório é praticamente irrelevante avaliar a influência destes últimos neste trabalho.

Diversos estudos realizados confirmam que a tensão média efetiva assume também um papel importante sobre o valor de G_0 (Taborda, 2011). Na Figura 2.3 é bem visível que para um aumento do valor da tensão média efetiva o valor de G_0 apresenta também uma tendência crescente. Note-se que G_{BE} corresponde ao valor de G_0 obtido para os diferentes níveis de tensão aplicados.

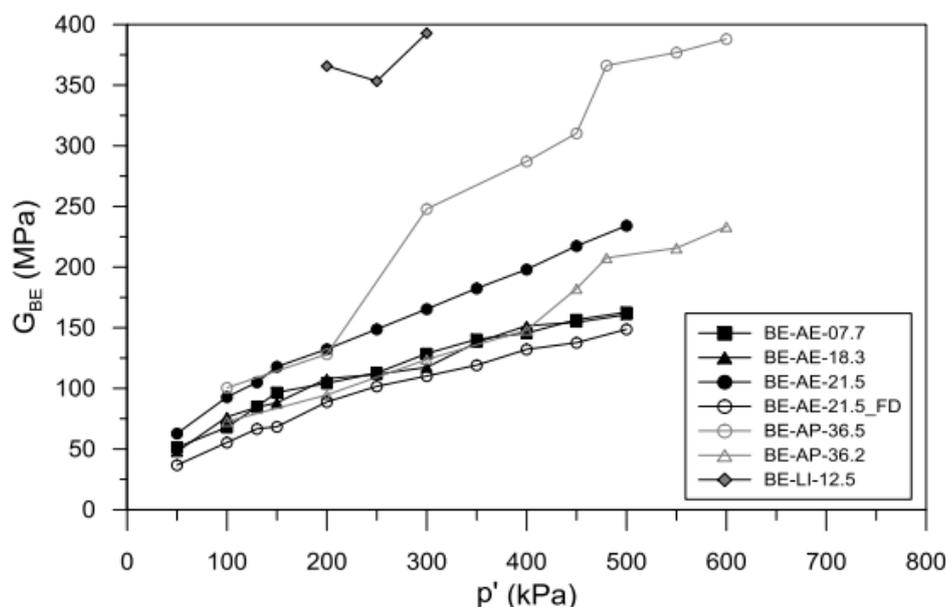


Figura 2.3 – Módulo de distorção determinado através de ensaios com *bender elements* (Pedro, 2013).

Tendo por base esta constatação Hardin e Richart (1963) propuseram a seguinte expressão exponencial para relacionar a tensão efetiva média e o valor de G_0 :

$$G_0 \propto (p')^m \quad (1)$$

O expoente m , é geralmente assumido como uma constante para a qual Hardin e Richart (1963) adotaram inicialmente o valor 0,5. Estudos recentes indicam que este valor não está longe da realidade e que para solos não coesivos, como é o caso das areias em estudo, os valores tipicamente publicados na literatura mais recente encontram-se entre 0,40 e 0,55. (Benz, 2007).

Um outro aspeto que tem grande influência na rigidez, nomeadamente em areias, é o valor do índice de vazios, e . Esta influência na rigidez foi avaliada por Hardin e Richart (1963) tendo sido demonstrado que existia uma relação entre a velocidade de propagação de ondas e o seu índice de vazios. Assumindo-se que para baixas deformações os solos têm um comportamento elástico linear é então possível relacionar o valor de G_0 com o índice de vazios através da seguinte equação para solos não coesivos, como é o caso das areias em estudo:

$$G_0 \propto f(e) = \frac{(2,17-e)^2}{1+e} \quad (2)$$

existem outras referências na bibliografia que traduzem a dependência da rigidez inicial em função do índice de vazios por outras expressões como é o caso da equação exponencial (Lo Presti, 1998):

$$G_0 \propto f(e) = e^{-x} \quad (3)$$

Neste caso, x é um expoente dependente das características dos solos. Com base nesta última equação, tendo por base ensaios de coluna ressonante e resultados compilados de outros autores, Santos et al, (2012), propôs duas curvas que delimitamos valores de G_0 (Figura 2.4). No gráfico é evidente a grande dependência da rigidez face ao índice de vazios nas areias e como tal uma faz todo o sentido considerar esta influência neste trabalho.

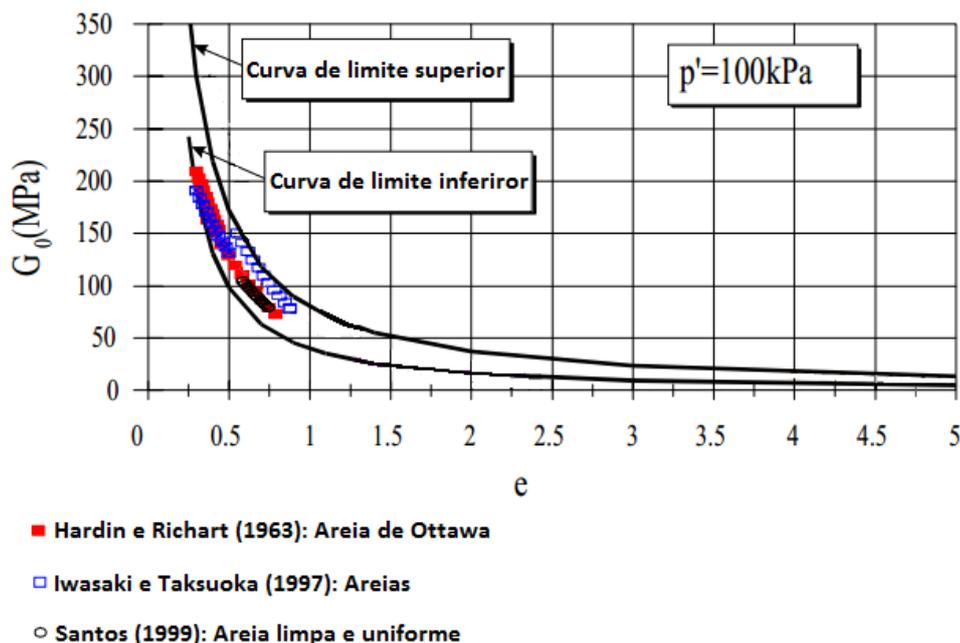


Figura 2.4 – Rigidez inicial em função do índice de vazios (adaptado de Santos et al, (2012)).

Tendo por base a interpretação de diversos resultados laboratoriais Hardin e Black (1968) propuseram uma expressão única que incluísse os diferentes efeitos referidos anteriormente. A expressão abaixo, ligeiramente modificada da original, foi adotada como referência por diversos autores (Taborda, 2011):

$$G_0 = A f(e) OCR^k \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad [MPa] \quad (4)$$

Nesta, A , k e m , são parâmetros de ajuste, p'_{ref} é a tensão média efetiva de referência e, finalmente, $f(e)$, é uma função que se encontra dependente do índice de vazios e que geralmente se assume igual a uma das equações (2) ou (3).

A equação engloba ainda o grau de sobreconsolidação OCR , que usualmente procura traduzir o efeito da “evolução da história das tensões do solo”. Contudo, uma vez que o trabalho realizado se baseia na análise de amostras reconstituídas considera-se que neste caso tal efeito não terá qualquer significado

Partindo deste pressuposto e desconsiderando a influência de OCR , a equação utilizada como meio de comparação neste trabalho apresenta-se simplificada da seguinte forma:

$$G_0 = A f(e) \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad [MPa] \quad (5)$$

Dada a utilização generalizada desta equação dentro do meio geotécnico para descrever a rigidez inicial de solos de matriz mais granular, existem na bibliografia diversos estudos publicados onde são apresentados os valores dos parâmetros que melhor se ajustam a cada caso. No Quadro 2.1, apresentam-se os parâmetros obtidos por diferentes autores para diversos solos de matriz granular. No Capítulo 4 efetuar-se-á uma comparação dos valores obtidos para as areias de Coimbra com os indicados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Constantes de correlação para o cálculo de G_0 (adaptado de Taborda, (2011)).

Areia ensaiada e referência	A	$f(e)$	m
	()	()	()
Hostun sand (Hoque e Tatsuoka, 2000)	80	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,47
Toyura sand (Hoque e Tatsuoka, 2004)	71-87	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,41-0,51
Toyura sand (Lo Presti et al., 1993)	72	$e^{-1,3}$	0,45
Ticino sand (Hoque e Tatsuoka, 2004)	61-64	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,44-0,53
Ticino sand (Lo Presti et al., 1993)	71	$\frac{(2,27 - e)^2}{1 + e}$	0,43
Silica sand (Tika et al., 2003)	48	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,50
Silica sand (Wichtmann e Triantafyllidis, 2004)	275	$\frac{(1,46 - e)^2}{1 + e}$	0,42
Decomposed granite (Jovicic e Coop, 1997)	45	1	0,88

Areia ensaiada e referência	A ()	$f(e)$ ()	m ()
Areolas da Estefânia Pedro (2013)	72,45	1	0,509
Leighton Buzzard sand (Almani et al., 2012)	100	$\frac{(3 - e)^2}{1 + e}$	0,5

2.3 Ensaios mais Comuns Utilizados na Determinação de G_0

A determinação de G_0 exige técnicas não destrutivas ou capazes de gerar muito pequenas deformações. Contudo, os aparelhos triaxiais convencionais apenas possuem capacidade de providenciar medições rigorosas para deformações superiores a 0,01%, não sendo assim os mais adequados para descrever o comportamento do solo na sua fase dita elástica.

Com os desenvolvimentos recentes da tecnologia, surgiram inúmeras vantagens para a engenharia geotécnica. Entre elas destaca-se a introdução de aparelhos de medição mais pequenos e mais precisos, como os transdutores elétricos, cuja capacidade de deteção de deformações em condições ideais pode chegar a 0,0001% (Gomes Correia, 2004) e que hoje em dia são imprescindíveis em qualquer ensaio que necessite de uma fiel monitorização das deformações. Além disso surgiram também significativas melhorias em ensaios dinâmicos que, aliados a estes elementos de medição e com a ajuda de novas e simples correlações, permitiram novos tipos de ensaios capazes de providenciar informação relevante sobre o solo.

Estes novos ensaios dinâmicos além de serem mais económicos são, de um certo modo, muito mais simples de executar pelo que se tornam mais rápidos e eficientes requerendo inclusivamente menos pessoal qualificado na realização dos mesmos. Os ensaios dinâmicos mais relevantes que permitem estimar o valor de G_0 são:

Ensaio Laboratoriais:

- Triaxial
- *Hollow Cylinder Apparatus*
- Coluna Ressonante.
- *Bender Elements*.

Ensaio *In Situ*:

- *Cross hole Seismic Test*.
- *Down hole Seismic Test*.
- Ensaio de Refração Sísmica.

Com exceção dos ensaios, Triaxial e do *Hollow Cylinder Apparatus*, todos os outros se baseiam em métodos de propagação de ondas.

Os ensaios *in situ* executam-se no local onde se pretende realizar o estudo. Resumidamente o ensaio *cross hole seismic test* consiste em gerar ondas de corte, designadas por ondas *S*, que atravessam um estrato de solo entre dois ou mais furos de sondagem. Num deles é introduzido um martelo sísmico e no outro ou outros, um geofone, ambos à mesma profundidade, encontrando-se estes ligados a um sismógrafo capaz de registar e interpretar os resultados. A função do martelo sísmico é a de gerar as ondas pretendidas e a do geofone de captar as mesmas. O espaçamento dos furos é um dado conhecido e deve, por questões de interpretação do sinal, ser entre 3 e 6 metros. O sismógrafo permite determinar através da interpretação do sinal emitido e recebido o valor do tempo de propagação, e assim, de forma muito simples, permitir obter a velocidade de propagação da onda de corte, V_S , através da seguinte fórmula:

$$V_S = \frac{L}{t} [m/s] \quad (6)$$

Finalmente e assumindo que para o nível de deformações aplicadas o solo ainda se encontra no domínio elástico o valor da rigidez inicial pode ser obtido de forma direta bastando para tal conhecer a densidade ρ , do maciço:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 [MPa] \quad (7)$$

De forma muito similar funciona o ensaio *down hole seismic test*, mas neste caso apenas é necessário um furo onde é colocado um geofone a diferentes profundidades. A emissão da onda, fica a cargo de uma percussão gerada por um martelo sobre um perfil metálico colocado na superfície do maciço. Desta forma a onda propaga-se em profundidade e, conhecendo a distância a que se encontra o geofone, obtém-se, por via da equação (6) o valor da velocidade da onda de corte e consequentemente o valor da rigidez inicial através da expressão (7). A Figura 2.5 esquematiza simplificada estes dois ensaios.

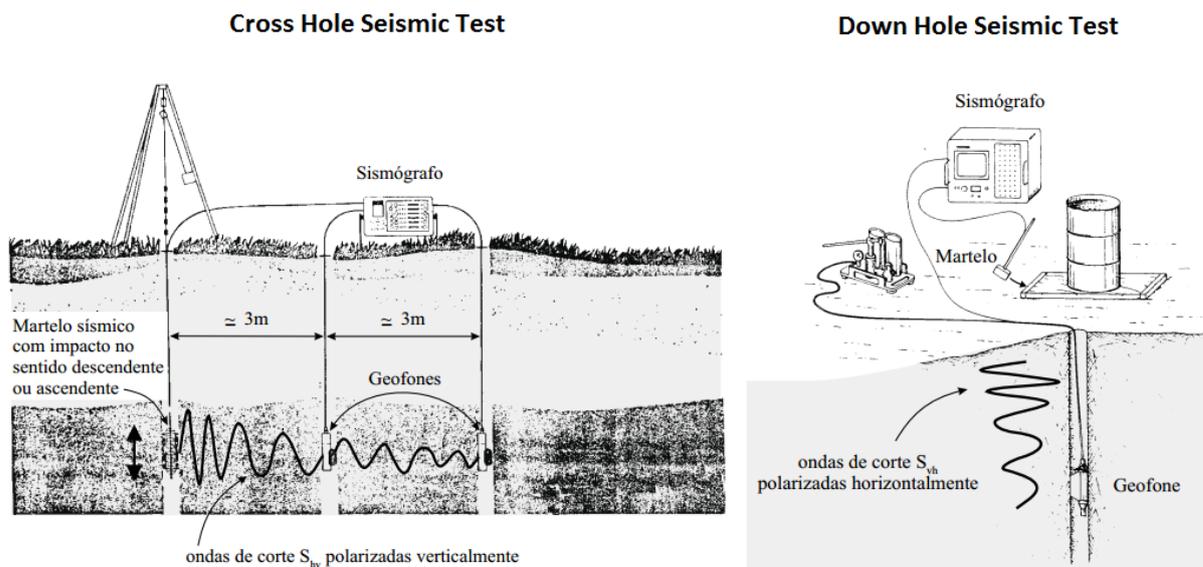


Figura 2.5 - Esquema dos ensaios *Cross hole seismic test* e *down hole seismic test* (adaptado de Santos, (2011)).

No ensaio de refração sísmica, a onda é gerada da mesma forma que para o ensaio *down hole seismic test*, contudo os geofones são colocados à superfície do terreno numa linha reta espaçados de a uma distância conhecida. O sismógrafo (Figura 2.6), deteta a chegada das ondas aos diferentes geofones e mais uma vez conhecendo a distância entre a fonte emissora e o geofone é possível obter a velocidade da onda através da interpretação do registo obtido no sismógrafo.

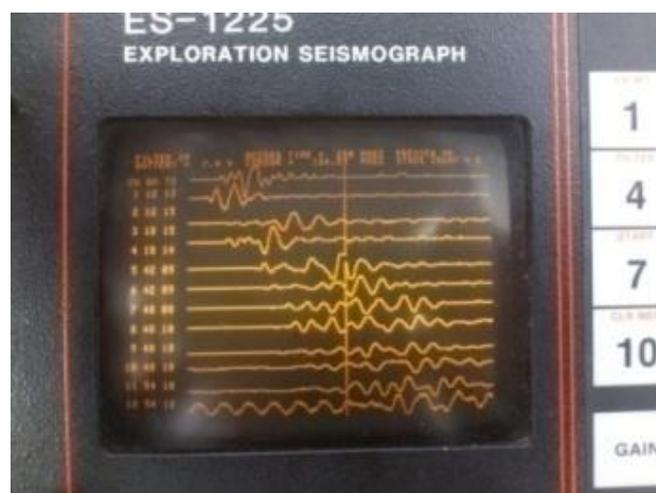


Figura 2.6 - Registro efetuado por um sismógrafo num ensaio de refração sísmica.

No caso dos ensaios de laboratório o procedimento de análise é idêntico e baseado no método de propagação de ondas, tanto para o ensaio de coluna ressonante como para o ensaio de

bender elements (BE). No entanto, o objeto de análise é agora um provete, intacto ou reconstruído, ao invés de todo o maciço como nos ensaios *in-situ*. Nos ensaios triaxial e *Hollow Cylinder Apparatus* os resultados de G_0 podem apenas ser estimados por meio da interpretação da curva de degradação de rigidez, sendo que nestes casos apenas é possível obter resultados aceitáveis caso se usem dispositivos internos de elevada resolução que permitam medir as deformações, como por exemplo LDT (*linear displacement transducer*) ou LVDT (*linear variable displacement transducer*) miniatura.

O ensaio de coluna ressonante baseia-se na propagação unidimensional de ondas. Ao provete é aplicada uma tensão de consolidação e posteriormente, através de um oscilador eletromagnético ilustrado na Figura 2.7, é provocada uma excitação, geralmente no topo onde também se mede a resposta, fazendo variar a sua frequência até se atingir o ponto de ressonância que corresponde à frequência natural do sistema e cuja verificação fica a cargo de um osciloscópio ao qual o sistema está ligado (Santos, 2011). A determinação desta frequência permite calcular o valor de G_0 visto que ambos se encontram diretamente relacionados para uma dada geometria do provete.

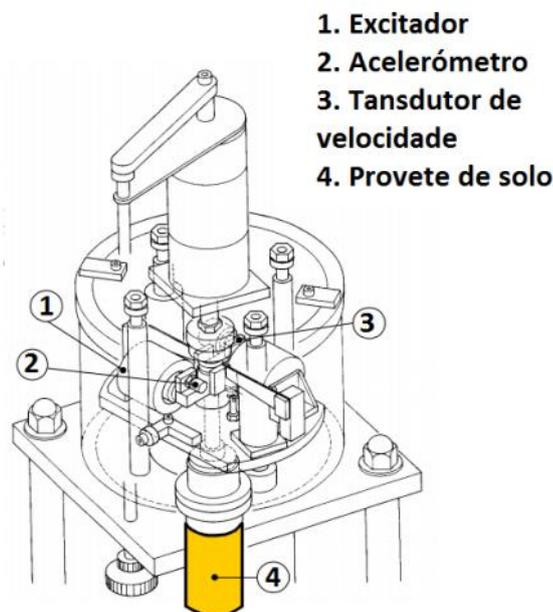


Figura 2.7 - Esquema do sistema de vibração num ensaio de coluna ressonante (Santos, (2011)).

O ensaio de BE faz parte do âmbito desta dissertação de modo que a metodologia de ensaio e métodos de análise de resultados serão alvo de uma análise mais aprofundada que será detalhadamente apresentada no ponto seguinte.

Finalmente, retomando o tema das deformações impostas pelos ensaios, torna-se imperativo salientar que é indiscutível a importância destas na avaliação da rigidez inicial, de tal forma que para os ensaios que induzem menores deformações a probabilidade de estar mais próximo de um correto parâmetro de G_0 é muito maior. O Quadro 2.2 exemplifica o nível de deformação usualmente imposto bem como o princípio da técnica do ensaio para os casos atrás referidos.

Quadro 2.2 - Técnicas e deformações geradas por alguns ensaios na determinação de G_0 (adaptado de Santos, (2011)).

Ensaio	Princípio da técnica do ensaio	Nível de distorção
<i>Cross hole seismic test</i>		
<i>Down hole seismic test</i>		
Ensaio de refração sísmica	Determinação da velocidade de propagação da onda de corte	~ 10^{-6}
<i>Bender elements</i>		
Ensaio de Coluna Ressonante		~ 10^{-6} a 10^{-4}
Triaxial	Curva de degradação de rigidez	> 10^{-4}
<i>Hollow cylinder triaxial</i>		

2.4 *Bender Elements*

2.4.1 Descrição do Equipamento e Aspectos Gerais

A utilização de BE para a determinação da rigidez inicial tem conquistado um lugar de destaque devido, não só à sua simplicidade de execução e custo reduzido, mas também graças à obtenção praticamente direta do G_0 . A sua utilização remonta a 1978, por Shirley e Hampton (1978), embora apenas após a publicação de resultados por Dyvik e Madshus (1985) o método tenha tido uma aceitação geral passando desde então a ser amplamente usado para a determinação da rigidez inicial. Outra grande vantagem que este equipamento possui é que, dada a sua simplicidade e reduzido tamanho, pode ser instalado em comuns células triaxiais o que permite estudar de uma forma simples o efeito da pressão de confinamento aplicada as amostras.

O princípio de ensaio, como já foi referido, baseia-se na determinação da velocidade de propagação da onda de corte V_S . A Figura 2.8 esquematiza o processo onde a um provete instalado na câmara triaxial são acoplados os BE, um emissor e um recetor. Depois, recorrendo a um gerador de ondas, faz-se percorrer pelo provete uma onda de corte transmitida pelo emissor, geralmente colocado no topo, e recebida pelo recetor, usualmente

colocado no pedestal. Como os BE estão ligados a um osciloscópio é possível registrar tanto o sinal emitido como o recebido. Desse registo pode determinar-se o tempo que a onda leva a percorrer o provete entre a emissão e receção, e conhecendo o comprimento L da amostra, a velocidade da onda de corte é obtida pela equação (6). Consecutivamente, sabendo a densidade do solo o valor de G_0 pode ser facilmente obtido através da equação (7).

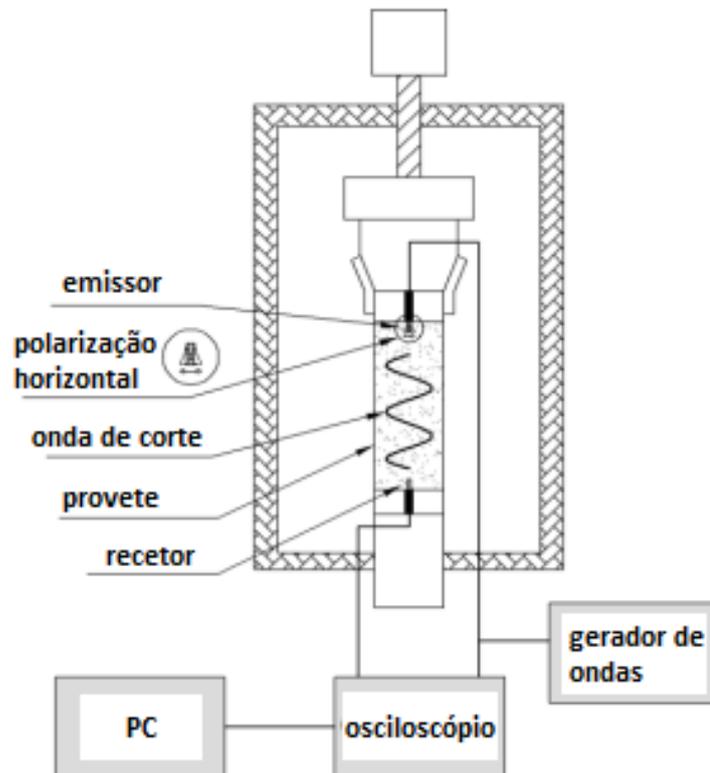


Figura 2.8 - Esquema de funcionamento dos *bender elements* (adaptado de Pedro, (2013))

Os BE são basicamente transdutores piezoelétricos cerâmicos, onde duas finas placas cerâmicas se encontram ligadas a um corpo central metálico e a eléctrodos (Ferreira, 2008). Para prevenir o contacto com a amostra e essencialmente para garantir as características de polaridade, os transdutores encontram-se revestidos por uma resina epóxi que além de garantir a impermeabilidade, possui flexibilidade suficiente para garantir o movimento induzido pelo gerador de ondas na emissão e receção das mesmas. A Figura 2.9 apresenta os transdutores utilizados na realização do trabalho desta dissertação.



Figura 2.9 - *bender elements* utilizados nos ensaios realizados.

O funcionamento destes transdutores depende da sua polarização que define o movimento das placas cerâmicas. Placas polarizadas em sentidos opostos encontram-se ligadas em paralelo, enquanto placas polarizadas no mesmo sentido estão ligadas em série (Figura 2.10). Dado que a transmissão de ondas é o fator mais relevante deste aparelho Dyvik e Madshus (1985) verificaram no seu estudo que um bom desempenho da transmissão de ondas de corte dependia da forma como os BE se encontravam polarizados. Esse mesmo estudo revelou que ligações em série são mais convenientes para os emissores, visto existir uma maior amplificação resultante para o mesmo sinal emitido. Por outro lado as ligações em paralelo provam-se mais eficazes para o recetor de ondas, onde o mesmo sinal origina um deslocamento maior.

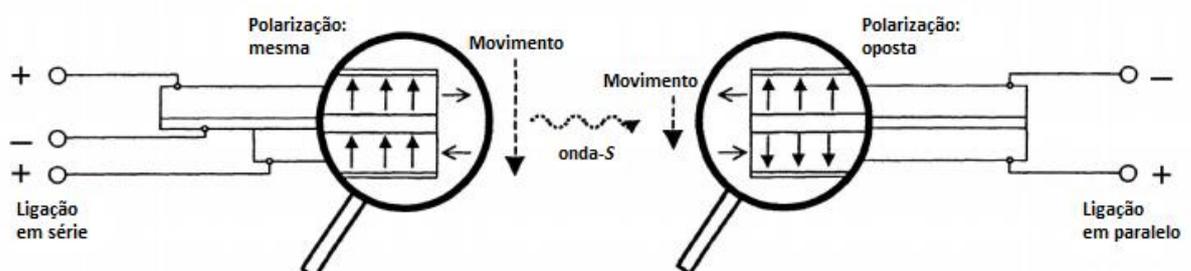


Figura 2.10 - Polarização dos *bender elements* (adaptado de Lings e Greening, (2001)).

Com o objetivo de efetuar outros estudos e análises sobre o comportamento do solo os BE têm sido sofrido algumas modificações. Não obstante o modelo de funcionamento base adotado no presente trabalho é semelhante ao introduzido por Dyvik e Madshus (1985) e encontra-se representado na Figura 2.11.

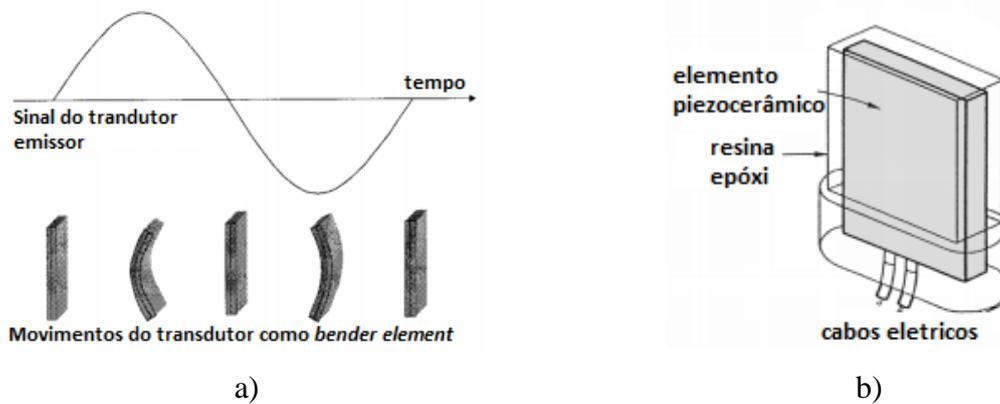


Figura 2.11 – a) Diagrama de movimento de polarização em série (adaptado de Ferreira, (2008)); b) Modelo base do *bender element* (adaptado de Dyvik e Madshus (1985)).

2.4.2 Problemas Associados à Utilização de *Bender Elements*

Apesar das inúmeras vantagens que os BE oferecem não se encontram livres de problemas inerentes, quer ao seu funcionamento, quer à análise e interpretação de resultados. Alguns dos problemas mais comuns são referidos em seguida.

Uma das questões que suscita habitualmente alguma controvérsia tem a ver com a determinação da distância entre BE percorrida pela onda. Em estudos efetuados por Sadek (2006) considerou-se uma distância entre o centro dos transdutores para a obtenção do valor da velocidade, tendo-se concluído que esta seria a distância que melhor se enquadrava na posterior determinação de G_0 , dado existir uma grande semelhança entre os resultados obtidos por BE e os ensaios de coluna ressonante. Por outro lado, ensaios em amostras de poliuretano conduzidos por Rio (2006) consideram que a distância deve ser considerada a partir de um terço da altura da protuberância dos transdutores. Não obstante, e segundo os resultados publicados por diversos autores (Dyvik e Madshus, 1985; Viggiani e Atkinson, 1995a), a distância de ponta a ponta é aquela que proporciona maior precisão pelo que foi esta a distância assumida para a determinação da velocidade da onda neste trabalho. De referir que sendo a dimensão dos provetes em geral pequena, a forma como esta distância é medida tem influência não negligenciável sobre os resultados. Note-se ainda que esta distância vai-se alterando com a deformação do provete provocada pelos níveis de tensão impostos aquando

da realização do ensaio, e como tal é necessário um sucessivo acompanhamento e correção das distâncias de modo a que os resultados obtidos se mantenham corretos.

Outro aspeto relevante inerente ao funcionamento dos BE é o chamado *near-field effect*. Este aspeto prende-se com distorções que se verificam nas zonas próximas dos transdutores. Enquanto a onda ou sinal emitido é, por regra, bem definido, o sinal recebido é geralmente muito atenuado e distorcido. Durante ensaios realizados por Sánchez-Salineró et al., (1986), concretamente para ondas de corte *S* emitidas verificou-se que se formavam simultaneamente ondas de compressão *P*, embora de muito menor amplitude. Como as ondas *P* exibem maior velocidade que as ondas *S*, viajam mais depressa através do provete e tendencialmente são captadas primeiro no recetor, interferindo com sinal. Este facto ficou conhecido como *near-field effect*, e caracteriza-se por pequenas deflexões geradas no sinal recebido visível na Figura 2.12. No exemplo da Figura 2.12 é emitida uma onda de corte sinusoidal sendo possível observar que no sinal recebido existe uma pequena deflexão antes da chegada da onda causada pelo facto referido.

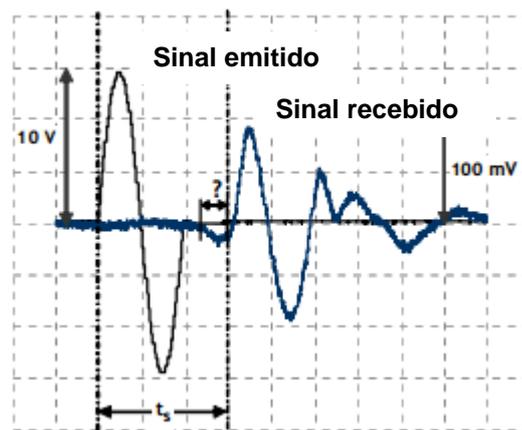


Figura 2.12 - Deflexão causada por *near-field effects* no sinal recebido (adaptado de Ferreira, (2008)).

Os problemas inerentes a este fenómeno caracterizam-se pelo facto de esta deflexão disfarçar a chegada da onda de corte o que prejudica significativamente a determinação do tempo de propagação originando portanto alguma subjetividade na determinação da velocidade e por sua vez na rigidez inicial do provete.

Outro aspeto importante e suscetível de gerar distorções na interpretação dos resultados dos ensaios está relacionado com a geometria da amostra e as suas fronteiras. Quando uma onda é emitida podem verificar-se reflexões sempre que esta colide com uma superfície, dependendo a intensidade destas reflexões da flexibilidade da fronteira. Desta forma esta reflexão está intimamente ligada com as condições do ensaio e da própria geometria da amostra em

questão. Tendo em conta que a maioria dos ensaios envolvendo BE se efetuam em aparelhos triaxiais convencionais a amostra está rodeada por uma membrana flexível envolvente que em pouco contribui para a reflexão. Contudo, existem duas superfícies perfeitamente rígidas, o topo do provete que suporta o transdutor emissor e a base que suporta o transdutor recetor. Este facto foi estudado com detalhe por Arulnathan et al. (1998), tendo os autores concluído que as ondas emitidas se propagam até essas superfícies rígidas onde são posteriormente refletidas retornando ao recetor de sinal (Figura 2.13). Neste caso o emissor no topo, designado por *A*, cria uma onda y que ao embater na base, reflete, passando a assumir-se como y^* e é depois captada pelo recetor na base, designado por *B*.

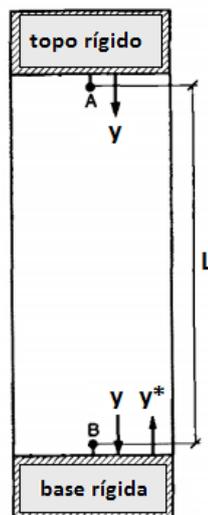


Figura 2.13 - Reflexão da onda y nos topos rígidos do provete que suportam os transdutores piézoeléctricos (adaptado de Arulnathan et al., 1998).

Dado que o controlo sobre este fenómeno é muito reduzido não é fácil prever o comportamento das mesmas. Percebe-se assim que estas ondas não desejadas perturbam a qualidade do sinal recebido, podendo mesmo dar origem a distorções que prejudicam a análise dos resultados, especialmente quando se efetua a interpretação pelo domínio do tempo onde uma correta avaliação da chegada da onda é fundamental para a determinação da rigidez inicial.

Ainda neste contexto importa referir outros dois fatores que na ótica do autor são de elevada importância e não devem ser ignorados. Um deles prende-se com o alinhamento entre BE que deve ser assegurado durante a montagem das amostras para que daí não advenham problemas com o sinal recebido, ao ponto de se poder perder a fiabilidade dos resultados ou, em casos extremos, ser mesmo completamente impossível analisar os mesmos por via de um sinal totalmente distorcido ou inexistente. O outro fator está relacionado com o ruído eletromagnético gerado pelos diversos equipamentos em funcionamento no laboratório,

alguns dos quais são inclusivamente necessários à realização do ensaio em questão pelo que se torna extremamente difícil conseguir suprimir o efeito do ruído. Este tem sobretudo influência no sinal recebido pelo que se a qualidade do sinal emitido não for a melhor os efeitos do ruído far-se-ão notar com maior relevância prejudicando significativamente a análise dos resultados (Ferreira, 2008). Contudo, algumas medidas de minimização deste fator podem passar pela utilização de cabos blindados ligados à terra e com um comprimento não maior do que o estritamente necessário para efetuar a ligação entre equipamentos (Lee e Santamarina 2005). Outra medida passa pela filtragem do sinal recebido (Alvarado 2007), embora seja necessário especial cuidado para não eliminar informação relevante que possa ser fundamental na avaliação de resultados.

2.4.3 Métodos de Análise

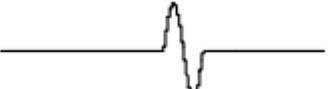
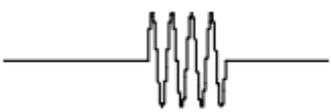
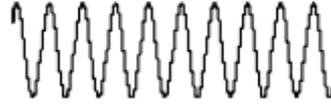
Os ensaios de BE são relativamente simples de efetuar embora a interpretação de resultados possa ser bastante subjetiva. Essa subjetividade está ligada à determinação do comprimento considerado entre transdutores mas principalmente à estimativa do tempo que o sinal leva a percorrer esse comprimento. Para além disso, diversas distorções referidas anteriormente podem surgir disfarçando e prejudicando a qualidade do sinal recebido originando dúvidas ou erros de interpretação.

Com o objetivo de superar estas ambiguidades diversas metodologias foram apresentadas para a interpretação dos resultados, sendo que todas se enquadram em dois grandes grupos: análise no domínio do tempo e análise no domínio da frequência. A interpretação no domínio do tempo é muito similar àquela que se efetua em ensaios de campo e consiste na observação direta do sinal recebido avaliando o tempo de chegada da onda ao recetor (Viana da Fonseca et al, (2009)). A interpretação no domínio da frequência implica uma transformação do sinal recebido, geralmente utilizando uma transformada de Fourier (*Fast Fourier Transform*), passando então a análise do domínio do tempo para o domínio da frequência. Recorrendo posteriormente a correlações entre o sinal de emitido e recebido é possível obter o tempo de propagação da onda de corte (Pedro, 2013). Estas metodologias fazem parte do âmbito desta dissertação pelo que informação mais detalhada se encontra nos pontos seguintes.

Convém ainda referir que as duas metodologias de interpretação deveriam fornecer resultados idênticos. No entanto estudos levados a cabo quer por Viana da Fonseca et al. (2009) quer por Arroyo et al., (2003) mostram que a velocidade da onda de corte é tendencialmente maior quando a interpretação é efetuada pelo domínio do tempo em comparação com os resultados obtidos pelo domínio da frequência. Esta observação será tida em conta e abordada com mais detalhe no Capítulo 4 onde se exibem os resultados obtidos no âmbito deste trabalho.

Antes ainda de olhar com detalhe para as metodologias utilizadas na interpretação de resultados é essencial referir a importância do tipo de sinal emitido. Diversos autores efetuaram estudos utilizando diferentes tipos e formas de sinais emitidos que se encontram resumidos Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Tipos de sinais emitidos na realização de ensaios adotados por diversos autores (adaptado de Ferreira, (2008)).

Tipo de onda emitida	Referência bibliográfica
 Square or step signal	Dyvik and Madshus (1985); Fam and Santamarina (1995)
 Impulse signal	Lee and Santamarina (2005)
 Sine wave	Viggiani and Atkinson (1995); Brignoli et al. (1996)
 Sine pulse [90° phase shift]	Pennington et al. (2001)
 Distorted sine wave [typically 30° phase shift]	Jovicic et al. (1996)
 Forced oscillation [sine wave cycles at resonance frequency]	Jovicic et al. (1996)
 Continuous sine wave of constant frequency	Greening and Nash (2004)
 Sine sweep of frequencies [typically from 100 Hz to 20 kHz]	Greening and Nash (2004); Ferreira et al (2007)

Estes diferentes tipos de sinal originam respostas diferentes não se sabendo ao certo qual o melhor tipo de sinal, e se o mesmo sinal funciona melhor em todas as situações. Não obstante, estudos efetuados (Dyvik and Madshus 1985; Bates 1989; Rio 2006), revelam que existe uma incerteza quanto à resposta dada pelos BE para ondas quadráticas, *square signal*, sendo dessa forma muito mais difícil efetuar comparações entre o sinal recebido e o emitido. Por outro lado, o sinal sinusoidal individual centrado, *sine wave*, é acolhido com muito maior entusiasmo dentro da comunidade científica, uma vez que dada a sua forma, a comparação entre o sinal recebido e emitido se torna mais óbvia resultando numa análise mais objetiva e

resultados mais fiáveis (Ferreira, 2008). Por este facto, no trabalho realizado nesta dissertação optou-se pela utilização de ondas individuais centradas do tipo sinusoidal.

Análise no Domínio do Tempo

A interpretação dos resultados com base na metodologia do domínio do tempo consiste simplesmente, como já foi referido, na observação direta da chegada da onda de corte ao recetor. Embora pareça ser um processo imediato, está envolto por alguma subjetividade devido a alguns dos fatores de distorção anteriormente referidos. Para ajudar a compreender esta interpretação a Figura 2.14 exemplifica com mais clareza o processo.

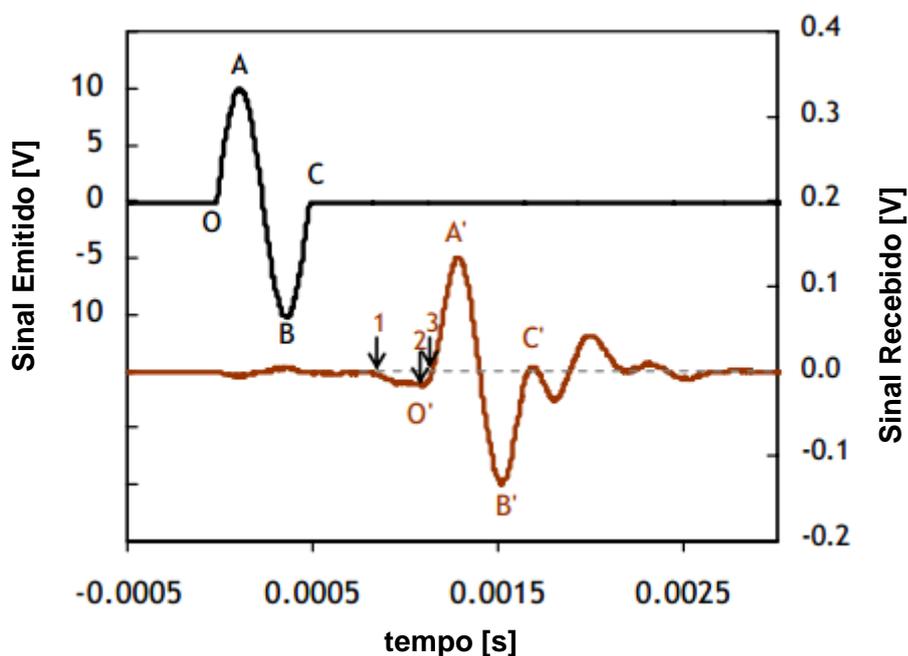


Figura 2.14 – Exemplo da interpretação da chegada da onda ao recetor com base na metodologia do domínio do tempo (adaptado de Ferreira, 2008).

A utilização de ondas sinusoidais para este tipo de metodologia tem demonstrado resultados mais consistentes pelo que é muito comum recorrer a estas para este tipo de interpretação. Geralmente a chegada da onda *S* é assumida como estando compreendida entre os pontos 1 e 3. Contudo, alguma distorção entre estes pontos dificulta a interpretação. No ponto 1, surge uma pequena deflexão com sentido contrário à do sinal emitido pelo que não é resultado do principal sinal emitido mas sim, provavelmente, devido à distorção gerada pelos *near-field effects* (Lee e Santamarina, 2005). No ponto 2, regista-se o ponto de inflexão do sinal recebido com maior amplitude e no ponto 3, regista-se o local onde o sinal cruza o valor zero representado a tracejado. Para a determinação da chegada do sinal assume-se geralmente que

este se encontra entre os pontos 2 e 3, mais precisamente no ponto em que o sinal recebido apresenta um declive similar ao do sinal emitido.

Para a validação desta metodologia é usual recorrer ao envio de sinais similares mas com diferentes frequências, usualmente entre 1 e 10 kHz. Este procedimento surge com o intuito de verificar se é possível atenuar as distorções causadas por *near-field effects* e também para dissipar dúvidas, visto que se reúne mais informação sobre a resposta. Teoricamente a frequência do sinal emitido não deveria afetar a velocidade de propagação (Alvarado, 2007) embora como se verá adiante tal não se verifique completamente na prática.

Análise no Domínio da Frequência

A metodologia do domínio da frequência também tem como objetivo principal determinar o tempo que a onda necessita para percorrer a distância entre transdutores. Porém, a determinação deste tempo não surge de forma direta após simples observação como no caso anterior recorrendo-se neste caso a funções de transferência que fornecem uma relação entre o sinal emitido e sinal recebido. Usualmente o processo inicia-se com a conversão do sinal emitido e recebido em transformadas de fourier (FFT). Após a transformação os sinais podem ser correlacionados numa única função de transferência que representa os sinais emitido e recebido num só. Numa tentativa de explicar melhor este facto considere-se o processo para um sistema com apenas um grau de liberdade, massa/mola/amortecimento, cuja f_n é a frequência natural do sistema e entendam-se as transformadas de fourier, $F(f)$ e $D(f)$, respetivamente para o sinal emitido e sinal recebido. Através da função de transferência $H(f)$, é possível juntar estes dois sinais num só e relaciona-los da seguinte forma (Alvarado e Coop, 2012):

$$D(f) = H(f) \cdot F(f) \quad (8)$$

Desta função de transferência $H(f)$, pode obter-se informação muito importante, entre a qual o fator de ganho $|H(f)|$, e o fator de fase $\phi(f)$ e que são definidos da seguinte forma:

$$|H(f)| = \frac{1/k}{\sqrt{[1-(f/f_n)^2]^2 + [2\zeta(f/f_n)]^2}} \quad (9)$$

$$\phi(f) = \tan^{-1} \left[\frac{2\zeta(f/f_n)}{1-(f/f_n)^2} \right] \quad (10)$$

Onde, k representa a constante de rigidez do sistema como se de uma mola se tratasse, f é a frequência imposta e ζ é o fator de amortecimento.

O fator de ganho é no fundo o rácio de amplitudes entre sinal emitido e recebido e permite identificar as frequências ressonantes do sistema (Pedro, 2013). Por sua vez o fator de fase indica a diferença de fase entre os referidos sinais. Este fator é cíclico e acaba por oscilar entre os valores -2π e $+2\pi$, de forma que a representação destes é geralmente feita como um acumulado onde os diversos ângulos da fase variam desde o valor 0 até ao infinito por meio de um algoritmo de acumulação (Alvarado e Coop, 2012). Resultados gráficos do fator de fase e do fator de ganho podem ver-se como exemplo na Figura 2.15, para areias de ensaiadas por Ventouras (2005).

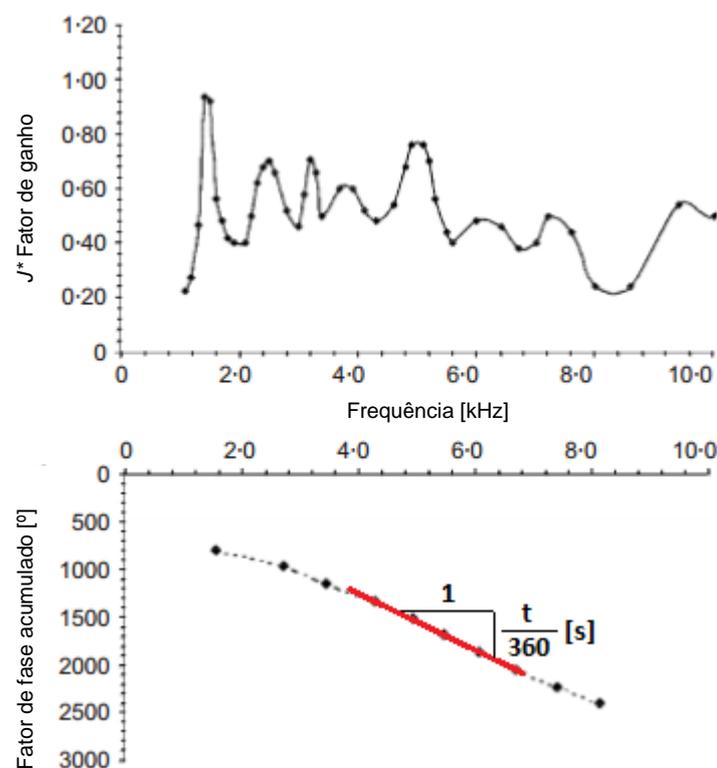


Figura 2.15 – Gráficos relativos ao fator de ganho e ângulo de fase acumulado para ensaios em areias de Thanet (adaptado de Ventouras, (2005)).

A existência de múltiplos picos no gráfico do fator de ganho indica a existência de diferentes frequências ressonantes e o gráfico do acumulado do fator de fase revela um declive constante aproximadamente entre as frequências 4 e 7 Hz. Este declive encontra-se diretamente relacionado com o tempo de chegada da onda de corte. Segundo Alvarado (2007) para um sistema ideal de BE, em que as velocidades de propagação das ondas são independentes das frequências, o fator de fase referido seria representado por uma reta com um declive constante

passado pela origem. Declive esse que estaria diretamente relacionado com o tempo de chegada da onda, onde para declives mais baixos a velocidade seria maior e o tempo menor e vice-versa. Sendo a velocidade proporcional ao tempo é fácil perceber que este último resulta da reta que melhor se encaixa no declive apresentado no gráfico do fator de fase (Figura 2.15). Desta forma é possível obter o valor da rigidez seguindo os procedimentos anteriormente indicados. Apesar de teoricamente a frequência do sinal emitido não afetar a velocidade de propagação Alvarado e Coop (2012) concluíram que para a obtenção de bons resultados era fundamental o uso de frequências mais elevadas, especialmente quando na amostra estavam aplicados maiores níveis de tensão média efetiva.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Materiais

Neste ponto são apresentadas as principais características já conhecidas das areias utilizadas no trabalho desta dissertação. O estudo foi efetuado sobre dois lotes de areia de Coimbra com o objetivo de complementar o trabalho que já tem vindo a ser desenvolvido por outros investigadores dentro do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra.

3.1.1 Descrição Genérica

Como já foi referido o objeto de estudo foi a areia de Coimbra recolhida em depósitos aluvionares nas margens do rio Mondego. No entanto, a areia utilizada para os ensaios não provém toda do mesmo local pelo que foi necessário separar as areias em dois lotes distintos e avaliar se existiam diferenças assinaláveis entre elas. A areia aqui designada como areia do Lote I (LI) foi colhida na Quinta da Portela, Coimbra, já a areia do Lote II (LII) foi colhida junto à foz do rio Mondego na Figueira da Foz (Araújo Santos, (2015)). Na Figura 3.1 pode-se observar o aspeto das areias do LI e do LII. Como é visível, a areia do LII apresenta uma tonalidade mais escura em relação à areia do LI.

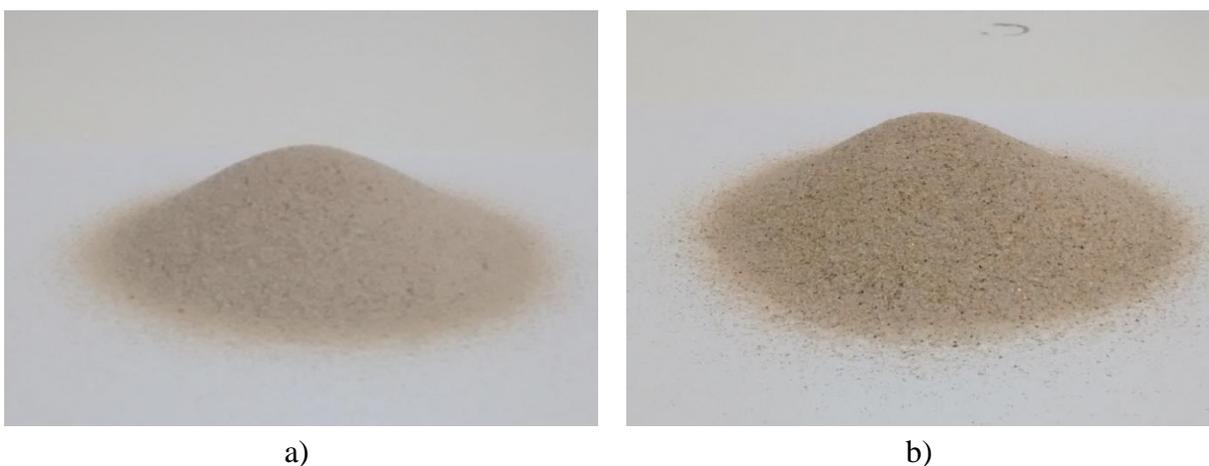


Figura 3.1 - Areias de Coimbra em estudo. a) Lote I; b) Lote II.

Antes de estarem prontas para serem ensaiadas ambas as areias foram processadas para retirar a matéria orgânica e finos existentes. Posteriormente foram alvo de um processo de peneiração com base na Norma E 196 (LNEC, 1966) de forma a obter a fração da areia pretendida para estudo o que implicou a exclusão de todas as partículas retidas no peneiro *nº40* bem como todas as que passaram no peneiro *nº100* da série ASTM (2006). Este procedimento foi efetuado de forma a garantir a uniformidade da areia, para que na montagem das amostras fosse mitigado o fenómeno de segregação de partículas que poderia por em causa a sua semelhança impossibilitando qualquer comparação dos resultados (Santos, 2009). Este procedimento será descrito com maior detalhe mais à frente no ponto 3.3 referente ao procedimento experimental.

Este processo deu origem a areias artificiais com granulometrias controladas. Apesar da aparente semelhança visual entre as partículas pode-se constatar na Figura 3.2 que as partículas do LII são menos angulares e mais circulares que as do LI. Contudo, e relativamente à classificação quanto à forma das partículas, tanto Araújo Santos (2015) como Santos et al., (2012), propõem a classificação de subarredondadas e subangulares para ambos os lotes.

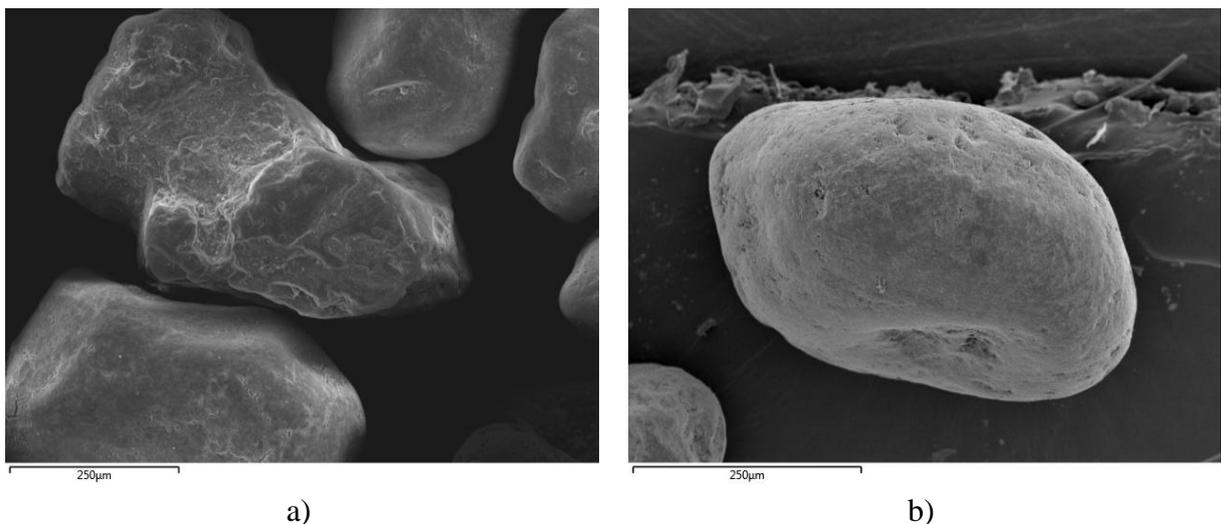


Figura 3.2 – Fotografias de microscópio eletrónico das areias de Coimbra (Araújo Santos, 2015): a) Lote I; b) Lote II.

3.1.2 Características Físicas

As curvas granulométricas obtidas após ter sido efetuado o tratamento de limpeza e gradação das areias encontram-se representadas na Figura 3.3. Como seria expectável, dado o tratamento ser idêntico, a semelhança entre as duas areias é bem evidente nas suas curvas.

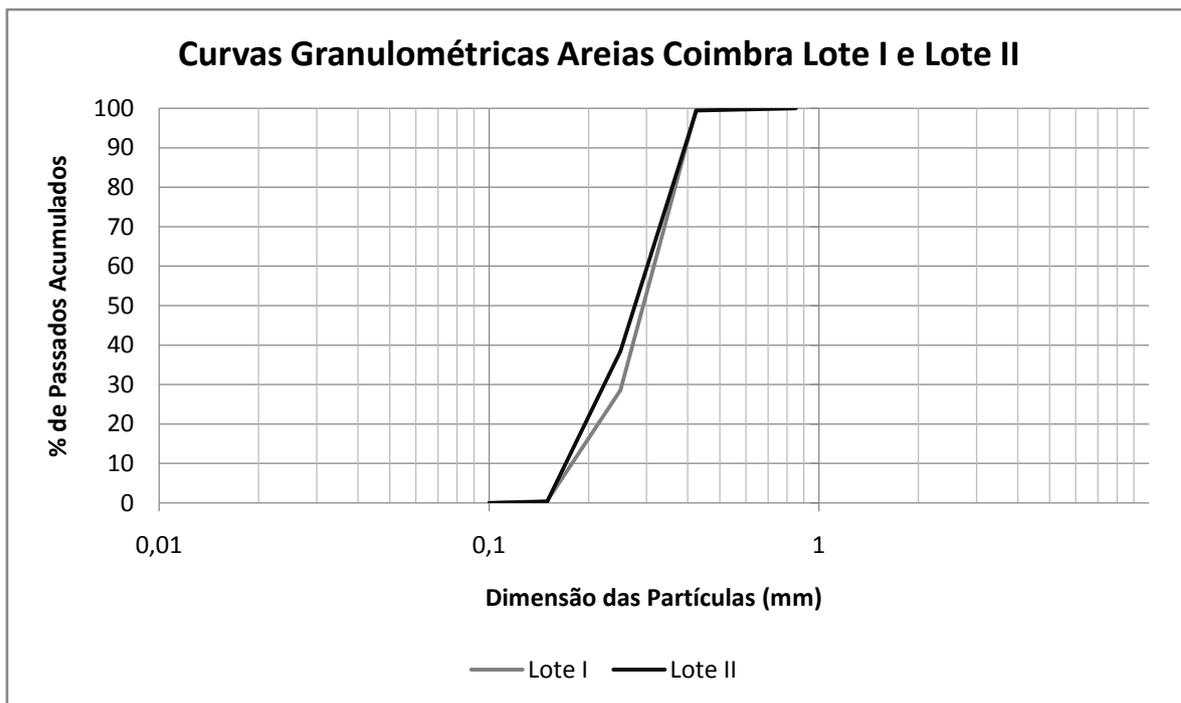


Figura 3.3 – Curvas granulométricas dos Lotes I e II das areias de Coimbra.

No Quadro 3.1 são apresentados alguns parâmetros físicos obtidos para estas areias que foram determinados por Santos (2009) e Araújo Santos (2015)

Quadro 3.1 – Parâmetros das areias de Coimbra (Santos, 2009 e Araújo Santos, 2015).

Areia	D_{10} ()	D_{50} ()	D_{60} ()	C_u ()	C_c ()	$e_{mín}$ ()	$e_{máx}$ ()	$\gamma_{d,mín}$ (kN/m^3)	$\gamma_{d,máx}$ (kN/m^3)	G ()
Lote I	0,18	0,29	0,32	1,78	1,00	0,48	0,81	14,40	17,58	2,65
Lote II						0,55	0,96	13,21	16,71	2,64

Tal como esperado o coeficiente de uniformidade (C_u) assume um valor de 1,78 e o coeficiente de curvatura (C_c) um valor de 1,0 para ambas as areias confirmando-se a uniformidade das mesmas. De acordo com a classificação de solos unificada (ASTM, 2006) tratam-se de areias mal graduadas. As diferenças evidenciam-se no valor da densidade das partículas sólidas (G) e, fundamentalmente, no índice de vazios máximo e mínimo (e), que naturalmente originam diferentes valores de peso volúmico seco. Os valores de permeabilidade apresentados no Quadro 3.2 tratam-se de valores médios obtidos por Santos (2009) e Araújo Santos (2015) para diferentes densidades relativas e que, evidenciam tal como esperado que a permeabilidade tende a diminuir com o aumento da com a densidade. Verifica-se ainda que a permeabilidade de LI é ligeiramente menor que a do LII.

Quadro 3.2 – Permeabilidades das areias de Coimbra para as densidades relativas controladas e ensaiadas (Santos (2009) e Araújo Santos (2015)).

<i>Areia</i>	$k_{(Dr=40\%)}$ (m/s)	$k_{(Dr=70\%)}$ (m/s)	$k_{(Dr=80\%)}$ (m/s)
<i>Lote I</i>	$3,13 \times 10^{-4}$	-	$2,41 \times 10^{-4}$
<i>Lote II</i>	$5,30 \times 10^{-4}$	$2,50 \times 10^{-4}$	-

3.1.3 Parâmetros Mecânicos

Os parâmetros mecânicos são aqueles que definem o comportamento do solo quando solicitados por ações externas. O Quadro 3.3 apresenta os valores dos parâmetros de resistência de pico obtidos para as areias de Coimbra dos diferentes lotes por Santos (2009) para o LI e por Araújo Santos (2015) para o LII. Salienta-se o facto dos valores obtidos corresponderem a ensaios realizados com densidade relativa de 80% para o LI e de 90% para o LII. Como se vê os valores são iguais provavelmente porque as areias são muito similares no que respeita aos seus parâmetros físicos. A coesão apresentada é nula o que é facilmente explicado pelo facto de as areias terem sido limpas de quaisquer detritos de matéria orgânica, finos e peneiradas, tornando a sua eventual estrutura inexistente.

Quadro 3.3 – Parâmetros resistentes obtidos para as areias de Coimbra (Santos (2009); Araújo Santos (2015)).

<i>Areia</i>	c' (kPa)	ϕ' (°)
<i>Lote I_(Dr=80%)</i>	0	39
<i>Lote II_(Dr=90%)</i>	0	39

Além dos parâmetros supracitados foi ainda possível reunir informação acerca de dois ensaios triaxiais não drenados de compressão realizados por Ricardo Azeiteiro (Santos et al, 2012) para areia do LI e por Araújo Santos (2015), para o LII para amostras com a mesma densidade relativa (40%) e igual tensão de confinamento (200kPa). O gráfico da Figura 3.4 exibe o comportamento tensão-deformação obtido para as duas areias. Neste caso gráfico obtido revela um comportamento ligeiramente diferente para as duas areias. Inicialmente a tensão desviatória é similar nos dois casos. Contudo, para extensões superiores a cerca de 2,5% a areia do LI começa a exibir uma maior resistência que se acentua até se atingir a extensão final de 8%, onde a tensão desviatória da areia LI é cerca de 47% superior à do LII. Naturalmente que ao acréscimo de resistência do LI corresponde igualmente uma maior rigidez para maiores níveis de deformação.

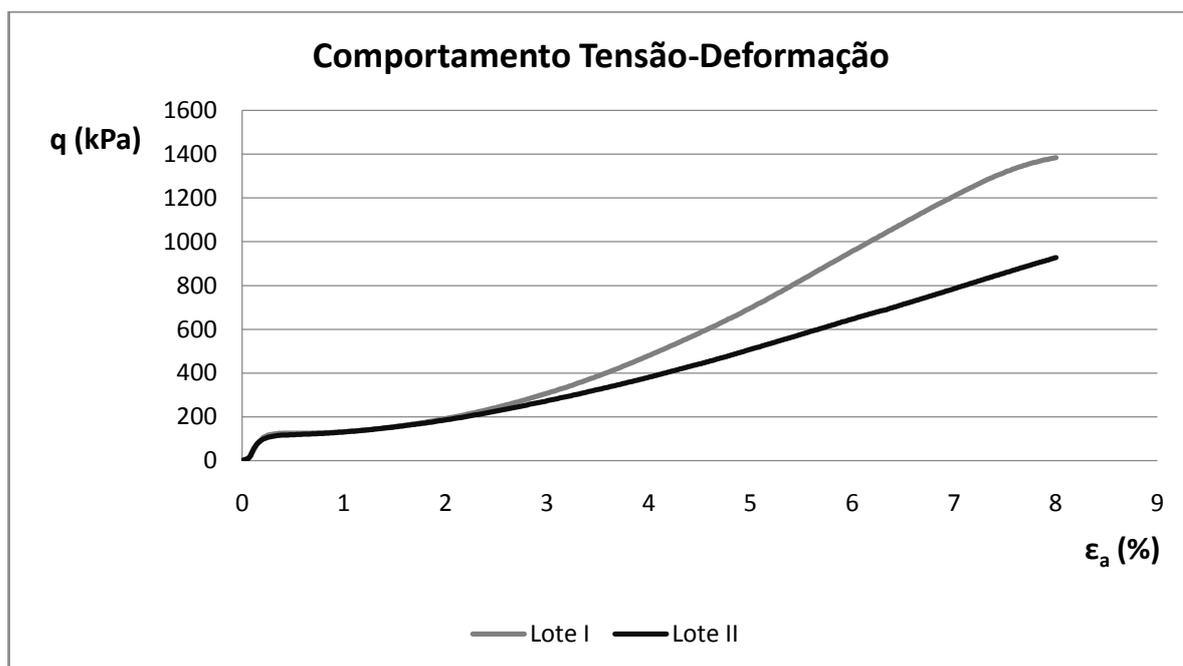


Figura 3.4 – Comportamento tensão-deformação para as areias dos Lotes I e II (Santos et al. (2012) e Araújo Santos (2015)).

Neste caso gráfico obtido revela um comportamento ligeiramente diferente para as duas areias. Para extensões superiores a cerca de 2,5%, a areia LI exibe comportamento ligeiramente mais rígido para as mesmas densidades, acentuando-se este para extensões da ordem dos 8%, onde a rigidez da areia LI é cerca de 47% superior à LII. Este facto poderá ser explicado dado que para a mesma densidade, 40%, o índice de vazios no LI é inferior ao do LII, sendo os valores de e_0 , 0,678 e 0,796, respetivamente.

3.2 Equipamentos

3.2.1 *Bender Elements*

Os BE utilizados nos ensaios laboratoriais foram fabricados em Londres no *Imperial College*, e incorporados no pedestal e na peça de topo (Figura 3.6a), com o objetivo de serem substituídos num aparelho triaxial convencional, mais concretamente naqueles que se encontram em funcionamento no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra. A polarização dos BE foi feita de acordo com o indicado no ponto 2.4.1, assumida como a que produz melhores resultados. Assim, a polarização em serie foi adotada para o BE colocado no

topo, para amplificar o sinal emitido, e a polarização em paralelo foi adotada para o BE colocado no pedestal, para aumentar a sensibilidade de recepção de sinal.

Sobre os BE propriamente ditos, apresentam-se na Figura 3.5 as dimensões dos mesmos, dada a importância que estas assumem para a interpretação dos resultados.

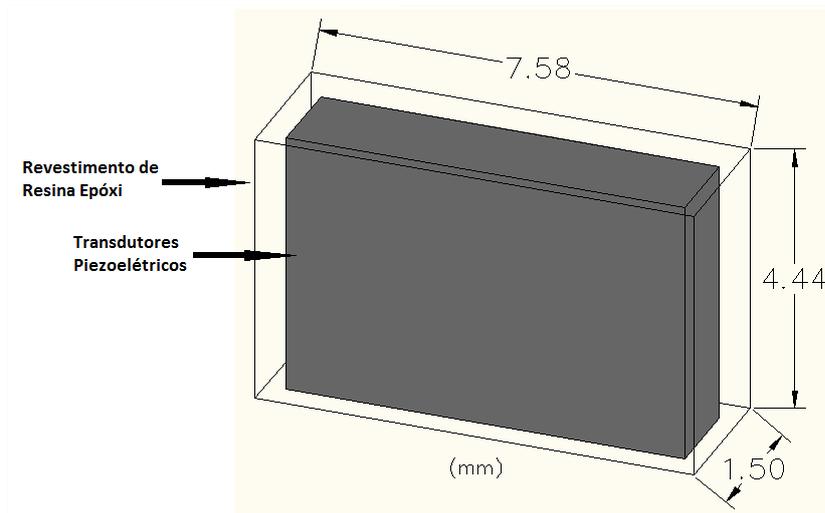


Figura 3.5 – Dimensões dos *bender elements*.

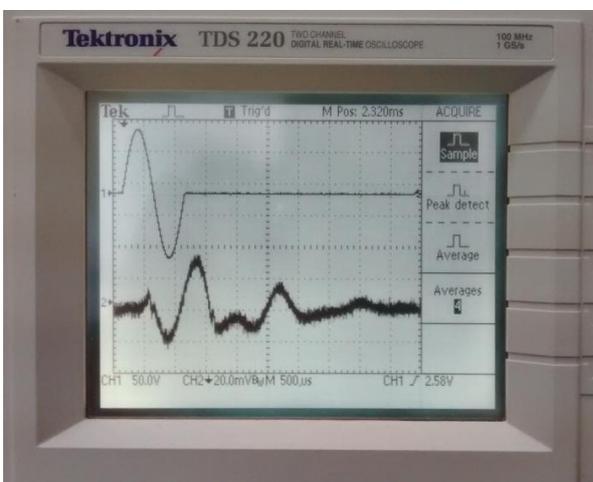
O funcionamento dos BE requer no entanto equipamento adicional, nomeadamente um gerador de ondas e um osciloscópio. Para emitir o sinal foi utilizado um gerador de ondas *TTi TG1010* enquanto para a leitura dos sinais, emitido e recebido, foi utilizado um osciloscópio *Tektronix TDS220*. Os sinais registados pelo osciloscópio foram depois transferidos para um computador onde o programa *WaveStarTM*, processou os dados de forma a poderem ser tratados e analisados em duas distintas folhas de Excel, uma para a análise no domínio do tempo e outra para o domínio da frequência. Inicialmente desenvolvidas por Alvarado (2007), as folhas de Excel foram entretanto modificadas e melhoradas por Azeiteiro (2015), no estudo no domínio do tempo, e por Pedro (2013), no estudo do domínio da frequência. A Figura 3.6 ilustra o equipamento referido para a elaboração dos ensaios.



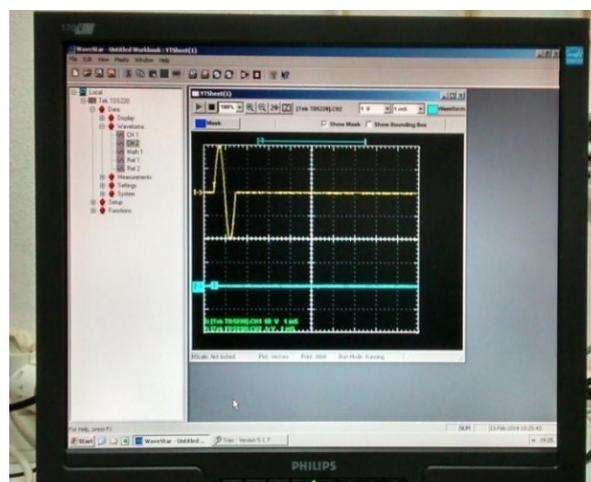
a)



b)



c)



d)

Figura 3.6 – a) Aspecto do topo com o BE emissor; b) Gerador de ondas para o sinal emitido, *TTi TG1010*; c) Sinais emitido e recebido apresentados no osciloscópio *Tektronix TDS 220*; d) Programa de tratamento de dados *WaveStar™*.

Após a completa montagem de todo este equipamento é necessário proceder à calibração relacionada com o efeito de atraso do equipamento (Pedro, 2013). Esta calibração é necessária porque mesmo com os BE, da base e do topo colocados perfeitamente encostados (distância nula) a leitura do sinal recebido não acontece precisamente no mesmo instante em que o sinal é emitido mas sim ligeiramente depois. Este atraso de tempo deve-se ao próprio equipamento e é impossível de anular pelo que deve ser determinado e depois utilizado para retificar os resultados obtidos. A calibração foi efetuada para as frequências 1, 5 e 10kHz, e com alinhamento dos BE a 0° e também a 180° para verificar se existia alguma alteração significativa por esta alteração. O atraso registado inicialmente foi de 24 μ s.

Deve por fim referir-se que no decurso deste trabalho verificou-se uma anomalia dos BE que necessitaram de uma reparação significativa, tendo de ser desmontados e enviados para Londres, o que atrasou significativamente o programa de ensaios (cerca de 3 meses). Após a sua reparação os BE foram novamente montados e aproveitou-se para modificar os cabos de ligação entre os equipamentos para outros com maior blindagem o que se revelou imediatamente como sendo uma decisão acertada visto que a qualidade dos sinais aumentou significativamente e o atraso registado do sistema reduziu para apenas $15 \mu s$.

3.2.2 Equipamento Triaxial

A célula triaxial utilizada na elaboração dos ensaios foi uma das 2 *stress path cells* que se encontram no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra. Este equipamento está preparado para receber amostras cilíndricas com um diâmetro de 38 mm e com uma altura de aproximadamente duas vezes o seu diâmetro. Estas amostras são preparadas sobre o pedestal no qual está colocada uma pedra porosa com o intuito de permitir a passagem de água mas não de material pertencente à amostra. Uma peça similar à da base é colocada no topo contendo também esta uma pedra porosa. O provete é revestido de uma membrana de látex selada no topo e na base com o-rings de modo a garantir a estanquidade. Este provete encontra-se no centro da câmara sobre a qual é colocada uma campânula de acrílico. Esta é posteriormente cheia com água para simular as pressões pretendidas que são aplicadas e controladas com o auxílio do programa *Triax*, inicialmente desenvolvido por Toll (1990). Este equipamento tem uma pressão máxima de funcionamento de 1000 kPa embora durante os ensaios a máxima pressão atingida tenha sido de 700 kPa .

Salienta-se que tanto o topo como a base acopladas ao provete permitem a drenagem e também a aplicação de pressão de água no interior da amostra, a chamada contrapressão (*back pressure*, BP), e são controladas por um medidor volumétrico com capacidade de 50 cm^3 . Contudo, as linhas de controlo são individuais pelo que também é possível aplicar pressões diferentes na base, controlada pelo medidor volumétrico referido, e no topo controlada através de uma interface de pressões ar-água. Desta forma é possível por exemplo efetuar percolação de água entre a base e o topo e assim conseguir mais rapidamente saturar a amostra (Pedro 2013).

Os ensaios levados a cabo consistiram em ensaios de consolidação isotrópica drenados pelo que as pressões controladas resumiram-se à pressão aplicada da câmara e à pressão da água aplicada no interior da amostra sendo a variação volumétrica registada no medidor volumétrico. A Figura 3.7 ilustra os equipamentos necessários ao funcionamento do aparelho triaxial.

O restante material utilizado encontra-se referido no ponto seguinte onde se descreve igualmente o procedimento de ensaio pelo que se torna pertinente apresentar aí as ilustrações referentes a esses mesmos equipamentos.



Figura 3.7 – Célula triaxial e equipamentos inerentes ao seu funcionamento.

3.3 Procedimento Experimental

3.3.1 Tratamento das Areias

Como foi referido as areias levadas a ensaio foram sujeitas a um tratamento após a colheita para atenuar diversos problemas que pudessem surgir na elaboração de provetes impossibilitando análises comparativas entre os mesmos. As areias utilizadas encontravam-se já armazenadas no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra pelo que não foi necessário proceder a uma nova recolha.

O trabalho efetuado no tratamento das areias teve como base o trabalho efetuado por Santos (2009). Contudo, a ordem do procedimento foi alterada para garantir uma limpeza adequada das areias e maior facilidade no processo de peneiração, iniciando-se pela lavagem para remoção de finos e alguma matéria orgânica existente e só depois se efetuou então a peneiração das mesmas. O processo consistiu então em 3 fases distintas:

- Lavagem;
- Secagem;
- Peniração.

O primeiro passo consistiu em efetuar uma lavagem das areias com o objetivo de remover os finos existentes na sua totalidade. Com um peneiro $n^{\circ}200$ ($\#0,074mm$) da série ASTM (2006), pequenas porções de areia foram passadas por água corrente (Figura 3.8).



Figura 3.8 – Lavagem das areias.

Depois de bem lavadas as areias foram colocadas em tabuleiros e secas em estufa a $110^{\circ}C$, durante períodos nunca inferiores a $24h$, de modo a garantir a total remoção de água.

Finalmente e depois de secas, as areias foram peneiradas mecanicamente para se obter a fração da areia desejada. Assim, toda a areia que passou através do peneiro $n^{\circ}100$ ($\#0,15mm$) e toda a que ficou retida no peneiro $n^{\circ}40$ ($\#0,425mm$) foi excluída. Este processo foi efetuado para cerca de $15kg$ de cada lote de areia. Seguidamente, e para obter as curvas granulométricas pretendidas foram realizados 4 ensaios, 2 para cada lote de areia, segundo a Norma E 196-1966 (LNEC, 1966). Na Figura 3.3 são apresentadas as curvas granulométricas obtidas. Conforme se poderia esperar dado que o tratamento foi idêntico as curvas obtidas são praticamente coincidentes para os dois lotes estudados.

Findo este tratamento, as areias foram armazenadas em barricas de plástico devidamente identificadas e seladas para posterior utilização.

3.3.2 Calibração do Método de Pluviação das Areias

Um dos aspetos fundamentais desta dissertação consiste em avaliar a rigidez de areias para diferentes densidades relativas. Contudo, não existe nenhuma norma pré-estabelecida que indique como preparar amostras com as densidades pretendidas pelo que foi necessário encontrar um método capaz de as reproduzir com alguma fiabilidade para efetuar os ensaios corretamente.

O processo mais correntemente utilizado para obter densidades controladas consiste na pluviação de areias. Basicamente este método consiste em deixar cair a areia com um fluxo controlado para dentro do molde a partir de uma certa altura de queda. Sabe-se à partida que fluxos menores e maiores alturas de queda resultam em densidades relativas maiores, enquanto que maiores fluxos e menores alturas de queda resultam em densidades relativas menores (Santos, 2009).

A avaliação da densidade relativa baseia-se nos valores de índice de vazios máximo, mínimo e atual das areias e pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_0}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100 \text{ [\%]} \quad (11)$$

Conhecendo os valores da densidade das partículas sólidas e do peso específico seco, o índice de vazios pode ser definido da seguinte forma:

$$e = \frac{G \times g}{\gamma_d} - 1 \text{ []} \quad (12)$$

Enquanto que o peso específico seco é dado por:

$$\gamma_d = \frac{P}{V} \text{ [kN/m}^3\text{]} \quad (13)$$

Seguindo o método adotado por Araújo Santos (2015) e Azeiteiro (2015) foi utilizada uma garrafa de plástico como pluviador à qual foi simplesmente retirado o fundo para se poder introduzir areia por este. A saída de areia para os provetes efetua-se através do seu gargalo e depende do número de furos executados nas tampas possibilitando desta forma a queda da areia com a intensidade pretendida (Figura 3.9). As densidades alvo para a areia do LI eram 40% e 80%, e para a areia do LII, 40% e 70%, dando continuidade ao trabalho desenvolvido pelos referidos investigadores.

Para calibrar o processo, em particular a distância de queda e os furos nas tampas, foram efetuados múltiplos ensaios nos quais se deixou cair a areia para um molde com dimensões similares às da amostra pretendida. Depois de cheio, rasou-se o molde cuidadosamente com uma espátula para não induzir vibrações que densificassem a amostra contida no molde. Finalmente limpou-se a área envolvente e procedeu-se à sua pesagem.

Com o valor da massa obtida e conhecendo o volume e massa do molde pode-se determinar o peso específico seco da areia, pela expressão (13), e conseqüentemente o seu índice de vazios pela expressão (12). Uma vez conhecidos os limites máximo e mínimo que o índice de vazios da areia em estudo podia assumir (Quadro 3.1) foi possível estimar qual a densidade relativa. Após a exaustiva repetição deste procedimento foram obtidos os valores de diâmetros de furos e de altura de queda para as areias apresentados no Quadro 3.4.

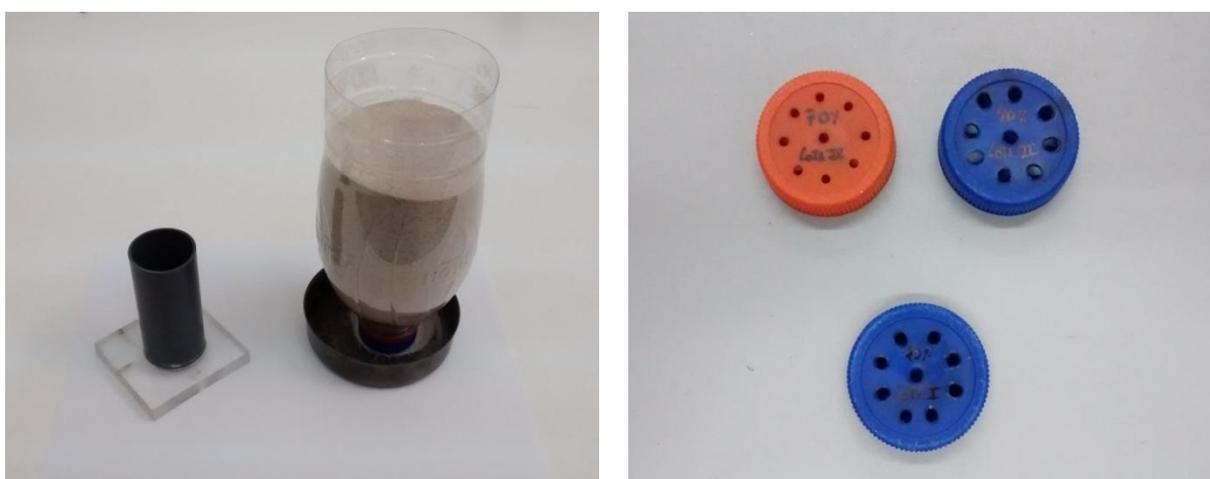


Figura 3.9 – Pluviador, molde e tampas de substituição.

Quadro 3.4 – Dimensões obtidas no final do método de pluviação para as densidades requeridas.

<i>Areia</i>	D_r (%)	h_{queda} (cm)	\varnothing_{furo} (mm)	n° furos
<i>Lote I</i>	40	5	3,0	9
<i>Lote II</i>	40	4	3,5	9
	70	4	2,5	9

Convém salientar que para a areia do LI não foi possível encontrar um diâmetro suficientemente pequeno de furos para garantir a densidade relativa de 80%. Assim, para contornar esta dificuldade fez-se uso da tampa relativa à densidade de 40% e colocou-se um peneiro $n^\circ 8$ da série ASTM (2006) entre o pluviador e o molde o que fez com que a areia

chegasse à densidade pretendida. Os resultados das densidades obtidas para os testes de pluviação efetuados são apresentados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Resultados das densidades obtidas no final do processo de calibração do método de pluviação.

	<i>Densidade Requerida = 40%</i>					<i>Densidade Requerida = 80%</i>				
	#	<i>m</i> (g)	γ_d (kN/m^3)	<i>e</i> ()	D_r (%)	#	<i>m</i> (g)	γ_d (kN/m^3)	<i>e</i> ()	D_r (%)
<i>Lote I</i>	1	138,33	15,73	0,659	44,8	1	150,01	17,06	0,530	84,4
	2	137,22	15,60	0,672	40,7	2	148,70	16,91	0,543	80,2
	3	136,85	15,56	0,677	39,3	3	150,45	17,11	0,525	85,7
	4	137,65	15,65	0,667	42,3	4	150,01	17,06	0,530	84,4
	5	137,14	15,59	0,673	40,4	5	149,38	16,99	0,536	82,4
	<i>Densidade Requerida = 40%</i>					<i>Densidade Requerida = 70%</i>				
	#	<i>m</i> (g)	γ_d (kN/m^3)	<i>e</i> ()	D_r (%)	#	<i>m</i> (g)	γ_d (kN/m^3)	<i>e</i> ()	D_r (%)
<i>Lote II</i>	1	127,73	14,51	0,792	41,0	1	136,55	15,53	0,674	69,7
	2	127,26	14,45	0,798	39,4	2	137,17	15,60	0,667	71,5
	3	127,75	14,51	0,792	41,1	3	136,82	15,56	0,671	70,5
	4	126,70	14,39	0,806	37,5	4	137,10	15,59	0,668	71,3
	5	127,35	14,46	0,797	39,7	5	136,32	15,50	0,677	69,0

Observando o quadro facilmente se percebe que os valores das densidades não são exatamente coincidentes com os valores requeridos. Como o método de pluviação é manual e não mecânico é natural que essas pequenas diferenças surjam por imprecisão do manuseador podendo-se constatar porém que elas são reduzidas ao ponto de se poder considerar o método como sendo viável e reprodutível.

Com o método devidamente calibrado foi então possível passar à elaboração dos provetes de ensaio cujo procedimento é descrito no ponto seguinte.

3.3.3 Preparação de Amostras

Tal como para o procedimento da pluviação de areias, não existe uma norma que indique o procedimento a seguir para a preparação de amostras. Desta forma o procedimento efetuado surgiu com a experiência adquirida e com os conselhos úteis de Azeiteiro (2015) e de Araújo Santos (2015). A preparação dos provetes consistiu então num conjunto de etapas que se encontram descritas seguidamente.

O primeiro passo consistiu na limpeza do equipamento da melhor forma possível de modo a remover quaisquer detritos ou areias que prejudicassem o funcionamento do aparelho triaxial. O funcionamento deste é hidráulico pelo que teve-se o cuidado de saturar as linhas do aparelho triaxial para que ar contido nas mesmas não prejudicasse o controlo de pressões.

Finda a limpeza e verificação da saturação das linhas seguiu-se a preparação do provete. Primeiro foi colocada a pedra porosa na base e uma membrana de látex fixa à mesma por *o-rings*. Para efetuar a pluviação de forma a criar um provete cilíndrico recorreu-se a um molde metálico tripartido ao qual foi aplicada sucção para garantir que a membrana estava completamente encostada a este como se vê na Figura 3.10a. Seguidamente procedeu-se então à pluviação da areia para dentro do molde (Figura 3.10b).

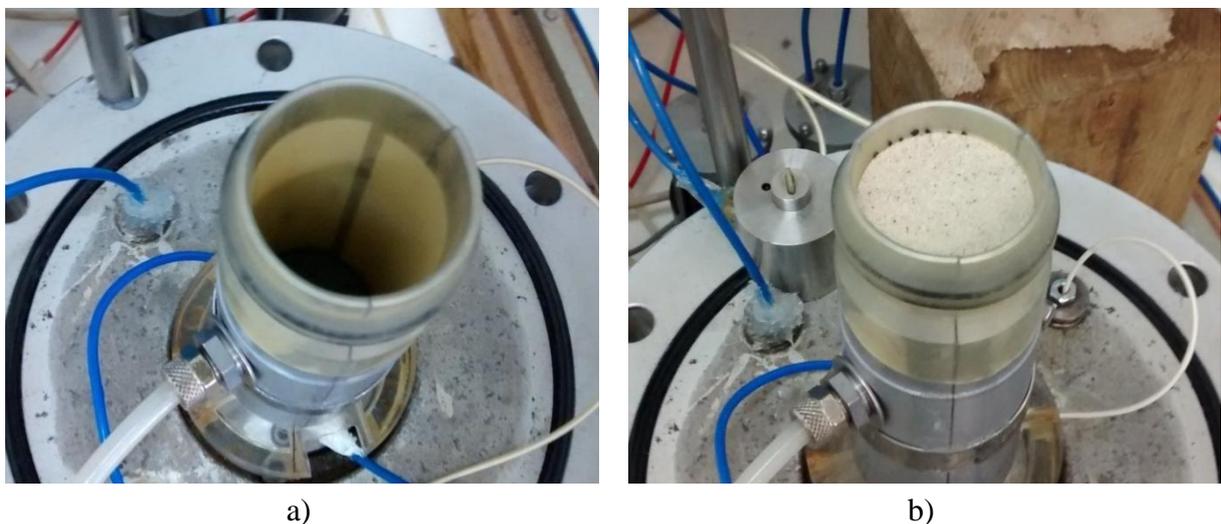


Figura 3.10 – a) Molde tripartido e membrana de látex; b) Molde após a pluviação da areia.

Como a amostra não pode ser rasada pelo facto de não existir espaço para posteriormente colocar a pedra porosa superior e o BE de topo no final da pluviação, e com o máximo de cuidado, a superfície foi alisada de forma a torná-la o mais horizontal possível, para evitar problemas na propagação de sinal pelos BE. Em seguida colocou-se então a pedra porosa superior e o topo metálico que suporta o BE emissor isolando desta forma o provete. Para manter o provete com a forma pretendida foi aplicada com uma bomba de vácuo, após colocar os *o-rings* no topo e isolar assim a amostra, uma sucção no topo da amostra de cerca de $-7kPa$. Este valor permitiu que a amostra conservasse a sua forma até ao final da preparação permitindo retirar o molde tripartido. O aspeto da amostra após se efetuarem estes procedimentos está visível na Figura 3.11a. Foi então colocada a campânula tendo-se em seguida selado e enchido com água a câmara triaxial.

Já numa fase posterior procedeu-se à saturação da amostra através de três passos distintos. Primeiro, ainda com a sucção aplicada no topo, aplicou-se uma BP de $3kPa$ no interior da amostra forçando a água existente no medidor volumétrico a percolar o provete no sentido ascendente sendo depois depositada num reservatório de segurança colocado antes da bomba de vácuo. O processo foi repetido por 3 vezes, o que exigiu repor os níveis do medidor volumétrico entre cada repetição. Uma imagem no instante da primeira percolação exemplifica o processo como se pode ver na Figura 3.11b.

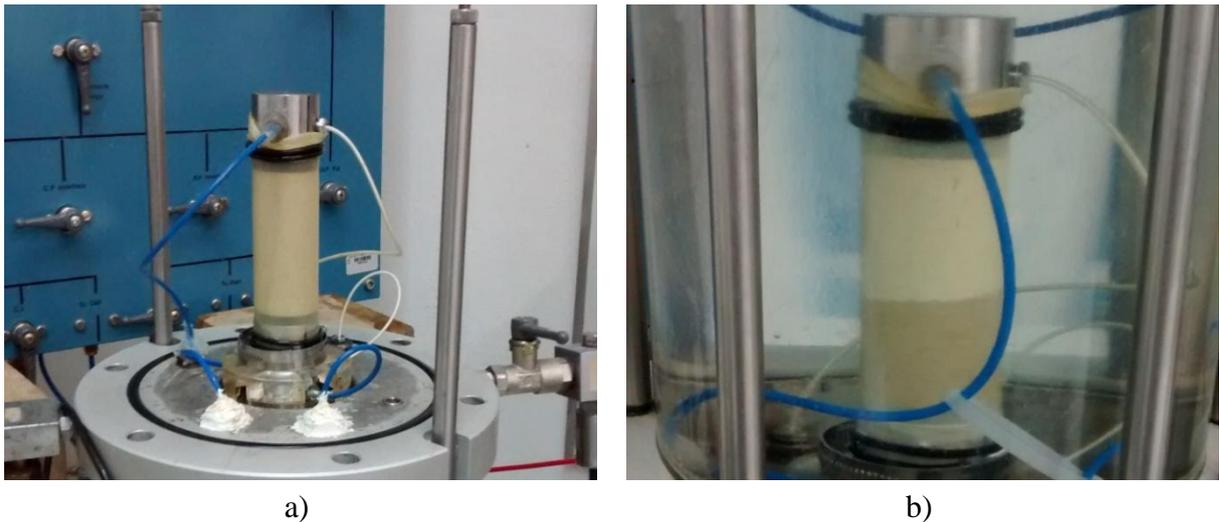


Figura 3.11 – a) Provete de areia preparado; b) Pormenor da saturação do provete através de percolação ascendente.

Posteriormente a sucção no topo foi retirada tendo-se mantido o procedimento de percolar água pela amostra. Contudo, nesta fase, removeu-se a linha da sucção e permitiu-se o acesso ao exterior. Na base a pressão foi mantida nos $3kPa$. Este processo repetiu-se também por três vezes.

Finalmente, subiram-se as pressões na célula (*cell pressure*, CP) e também a BP até aos valores, $215kPa$ e $200kPa$ respetivamente. Esta subida de pressões foi efetuada de modo controlado garantido sempre uma tensão efetiva de $15kPa$ no provete. Quando esses valores foram atingidos com o auxílio de uma interface reguladora de pressões ar-água, aplicou-se uma pressão de cerca de $196kPa$ no topo e mantiveram-se os $200kPa$ de pressão na base. Mais uma vez, e devido à diferença de pressões, a água começou novamente a percolar pela amostra no sentido ascendente. Este processo foi executado inúmeras vezes até se atingir a saturação desejada. A vantagem da percolação de água a este nível de pressões é possibilitar de forma mais rápida a remoção ou compressão de quaisquer bolhas de ar ainda existentes na amostra.

O grau de saturação foi avaliado através do parâmetro B de *Skempton* tendo-se considerado que a amostra se encontrava saturada quando este parâmetro apresentava um valor igual ou superior $0,95$ (o valor de 1 indica saturação plena). Em todas as amostras ensaiadas no trabalho desta dissertação esse valor foi atingido.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad [] \quad (14)$$

É preciso salientar que durante todo o processo de montagem do provete teve-se o cuidado de perturbar o menos possível a amostra procurando evitar que esta densificasse e alterasse as características inicialmente concebidas para o ensaio.

3.3.4 Fase de Aplicação de Compressão Isotrópica

Os ensaios efetuados consistiram na captação do sinal emitido e recebido para diferentes frequências e diferentes estados de tensão efetiva. Partindo da tensão de consolidação foi-se aumentando isotropicamente, e de forma gradual ($3kPa/min$), CP em incrementos de $50kPa$, exceto o primeiro que foi de apenas $25kPa$, até se atingir a tensão efetiva máxima de $500kPa$. Durante toda a subida de pressões na célula manteve-se a BP com o mesmo valor utilizado na consolidação, $200kPa$. Após a aplicação da tensão máxima efetuou-se o processo inverso até chegar novamente à tensão média efetiva de $50kPa$, tendo-se neste caso adotado uma velocidade de alteração das pressões de $6kPa/min$. Este ciclo de carga e descarga foi repetido mais duas vezes com a particularidade de, tanto na fase de incremento de carga como na fase descarga, os níveis de pressão adotados serem de 100 em $100kPa$ e a velocidade de $6kPa/min$.

3.4 Ensaios Realizados

O programa de ensaios definido foi composto por 8 testes cujas características se apresentam no Quadro 3.6. Para cada lote foram efetuados 4 ensaios para duas densidades relativas distintas. A areia do LI foi ensaiada para as densidades de 40% e 80% enquanto que a areia do LII foi ensaiada para as densidades de 40% e 70% . A adoção destas densidades foi definida com vista a dar continuidade ao trabalho desenvolvido por Araújo Santos (2015) e Azeiteiro (2015) e visa avaliar qual a influência da compactação no valor da rigidez. Outro aspeto a referir é que para cada densidade relativa das duas areias foram efetuados dois ensaios, com a finalidade de comparar os resultados obtidos e assegurar a fiabilidade dos mesmos.

Aos 8 ensaios realizados foram atribuídas nomenclaturas específicas para facilitar a sua identificação aquando da interpretação dos resultados. Como exemplo, a nomenclatura

BE_LI_40_1, *BE* refere-se a *bender elements*; *LI*, areia do Lote I; *40*, é a densidade relativa da amostra; e *1*, diz apenas respeito ao número do ensaio efetuado.

Quadro 3.6 – Condições iniciais dos provetes e respetiva sequência de ensaio.

Ensaio	Lote	Condições iniciais			Sequência de teste (p' em kPa)
		γ_d (kN/m^3)	e ()	D_r (%)	
<i>BE_LI_40_1</i>	I	15,49	0,678	40,1	p' : 25→50→(50)→500→(100)→ 50→(100)→500→(100)→50→ (100)→500→(100)→50
<i>BE_LI_40_2</i>		15,43	0,685	37,9	
<i>BE_LI_80_3</i>		16,95	0,533	83,8	
<i>BE_LI_80_4</i>		17,00	0,529	85,1	
<i>BE_LII_40_5</i>	II	14,40	0,798	39,4	p' : 25→50→(50)→500→(100)→ 50→(100)→500→(100)→50→ (100)→500→(100)→50
<i>BE_LII_40_6</i>		14,50	0,786	42,5	
<i>BE_LII_70_7</i>		15,55	0,666	71,8	
<i>BE_LII_70_8</i>		15,47	0,680	68,3	

3.5 Interpretação dos Resultados

A determinação da rigidez inicial é efetuada de acordo com a equação (7) em que a densidade é controlada pelo método de pluviação utilizado e a determinação da velocidade é efetuada através da equação (6). Nesta última os parâmetros que levam à obtenção do seu valor, tempo t , e comprimento L , requerem algumas considerações.

Tal como foi referido na secção 2.4.2, considerou-se que o comprimento L foi de ponta a ponta dos BE. O comprimento inicial é diretamente obtido pela altura da amostra em questão ao qual se retiram as dimensões das protuberâncias dos BE (Figura 3.5). Contudo, com o decorrer do ensaio e à medida que aumentam os níveis de tensão média efetiva existe uma diminuição desse comprimento devido à variação de volume da amostra. Como o acréscimo de tensão é isotrópico e as condições do ensaio drenadas sabe-se que a deformação axial, relacionada diretamente com o comprimento L , é dada por:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{3} \varepsilon_v [\%] \quad (15)$$

É possível assim determinar para cada nível de tensão média efetiva a variação de comprimento entre BE e proceder à correção do comprimento para se poder determinar a velocidade V_S .

A determinação do tempo t , foi efetuada de duas formas distintas através do domínio do tempo (TD) e do domínio da frequência (FD), como também se referiu na secção 2.4.3.

Na análise TD o objetivo é determinar a chegada da onda de corte através da visualização direta do sinal recebido. Na Figura 3.12 apresentam-se os sinais emitidos para as diferentes frequências utilizadas (1, 2, 3, 4, 5, 6, 8 e 10kHz) enquanto que na Figura 3.13 se ilustram para um caso genérico os sinais recebidos para essas mesmas frequências (note-se que existe uma polarização de 180° nos sinais recebidos). À primeira vista, olhando para os sinais recebidos é fácil de perceber que a determinação da chegada da onda de corte não deixa de ser um procedimento que envolve alguma subjetividade. Pelos diversos aspetos já referidos na revisão bibliográfica, como ruído existente e reflexão em superfícies rígidas, os sinais recebidos não são exatamente iguais aos sinais emitidos. Neste caso é até bem visível na Figura 3.13 uma pequena deflexão do sinal instantes antes da chegada da onda de corte para algumas frequências utilizadas. Tal facto deve-se em particular ao referido fenómeno de *near-field effects*. Também se pode observar da figura que a inversão da onda não se dá em todas as frequências no mesmo instante de tempo o que pressupõe que a velocidade de propagação também parece depender deste parâmetro. Mediante estes aspetos, considerar apenas um único instante para definir o tempo de chegada da onda de corte pode não ser o melhor procedimento, pelo que o mais adequado passa por balizar em primeiro lugar esse valor dentro de um intervalo no qual é efetivamente certa a chegada da onda para todas as frequências analisadas. Esse intervalo é representado pelas retas a tracejado apresentadas na Figura 3.13. Por fim, o valor do tempo utilizado para o cálculo da velocidade da onda de corte e posteriormente da rigidez foi considerado como sendo o valor médio desse intervalo.

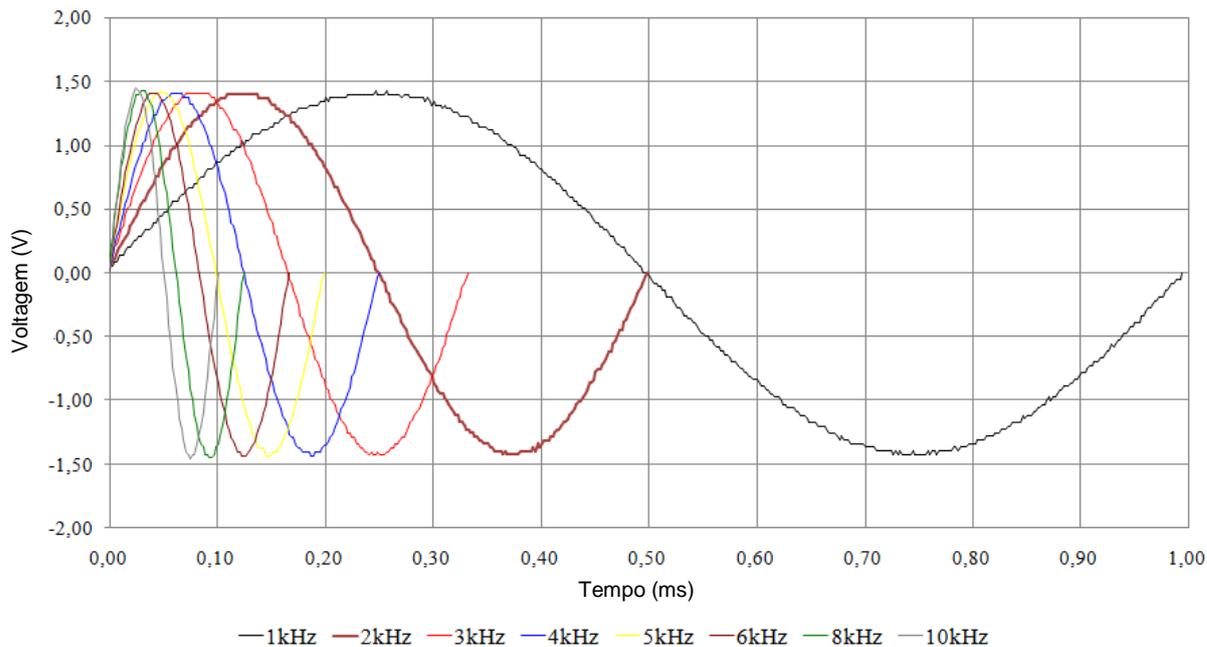


Figura 3.12 – Exemplo das diferentes frequências do sinal emitido.

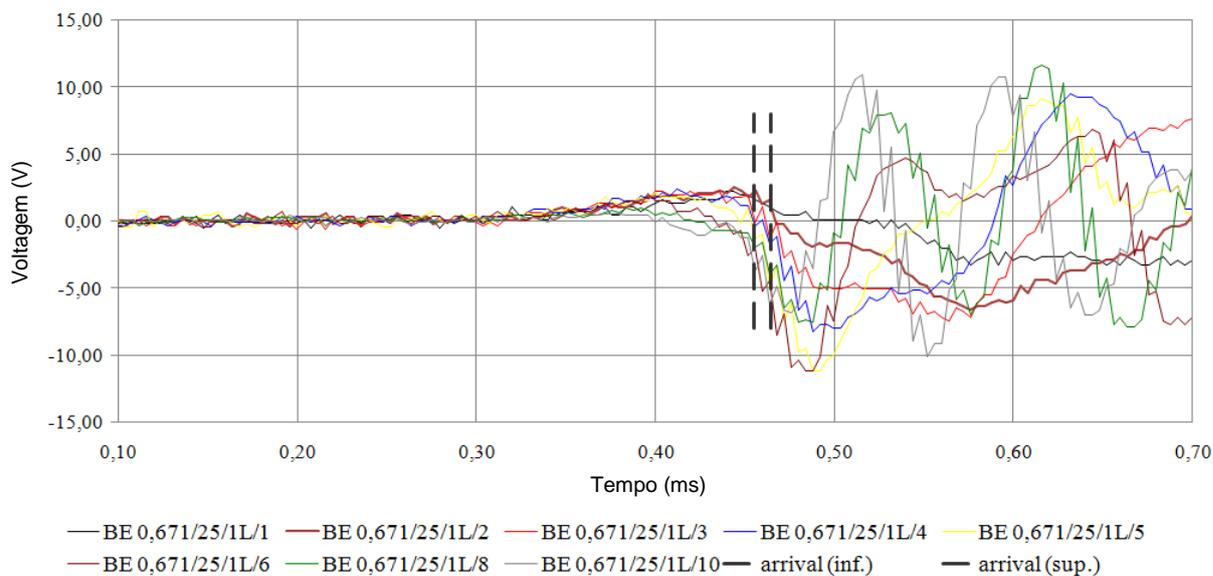


Figura 3.13 - Exemplo do sinal recebido para as diferentes frequências ensaiadas num provete de areia do Lote II com uma densidade relativa de 70% e para $p' = 25kPa$.

No análise FD a determinação do tempo passa pelo uso de transformadas de Fourier (*FTT*) que permitem correlacionar os sinais emitido e recebido num só. Dessa transformada resulta o gráfico do fator de fase (*stacked phase angle*) cujo declive constante apresentado por esse gráfico está diretamente relacionado com o tempo de chegada da onda. No entanto este procedimento não está livre de problemas de interpretação que são devidos à impossibilidade

de por vezes não se conseguir ter um declive constante. A Figura 3.14 mostra a título de exemplo e para o mesmo ensaio os gráficos obtidos do fator de fase acumulado para as frequências 3kHz e 10kHz e para $p'=50\text{kPa}$. Como se pode ver na Figura 3.14a, o declive obtido para a frequência 3kHz é bem definido e através deste é possível obter uma correta avaliação do tempo de chegada da onda de corte. No entanto, para o mesmo ensaio e para a mesma tensão média efetiva mas apenas para uma frequência diferente, 10kHz (Figura 3.14b), o declive não se encontra bem definido pelo que a interpretação do tempo de chegada pode ser incorreta.

Esta situação verificou-se sistematicamente em praticamente todos os ensaios efetuados sendo que, para os níveis de tensão efetiva média mais elevados, muitas vezes não era sequer possível obter um valor do tempo coerente com as outras frequências testadas. Apesar de ter sido efetuada a análise por este método a sua apreciação requereu grandes ajustes pelo não se considera que os resultados por este método obtidos possam ser os mais fiáveis e representativos.

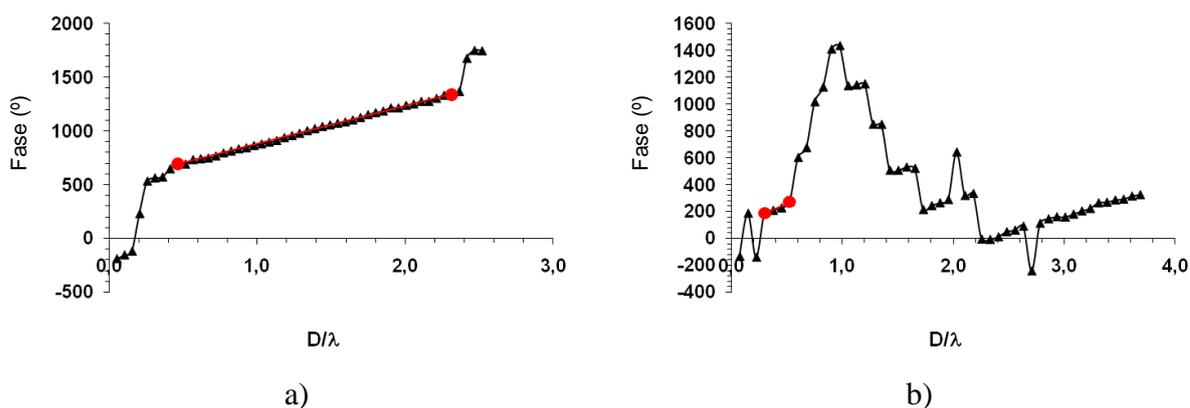


Figura 3.14 – Fator de fase acumulado de um ensaio: a) para a frequência 3kHz ; b) para a frequência 10kHz .

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1 Introdução

O Capítulo 4 tem como finalidade a apresentação e discussão dos resultados experimentais obtidos para a rigidez inicial nas areias em estudo. Para maior facilidade de compreensão apresentam-se os resultados obtidos em 5 estudos relativos à influência de alguns fatores e parâmetros na rigidez inicial (Quadro 4.1).

A primeira análise efetuada diz respeito à influência das metodologias utilizadas para a obtenção do valor do tempo. Embora teoricamente as duas metodologias apresentadas no ponto 2.4.3 relativamente às análises no domínio do tempo (TD) e no domínio da frequência (FD), devam resultar em valores iguais verificam-se usualmente algumas disparidades entre ambas que é necessário analisar (Pedro, 2013). Desta forma os resultados obtidos pelas análises TD e FD foram comparados com o objetivo de perceber a sua influência na avaliação da rigidez.

Seguidamente, e como forma de comprovar a fiabilidade e reprodutibilidade dos ensaios efetuados, analisaram-se os resultados obtidos para as amostras cujo lote de areia e densidade são idênticos.

Na terceira análise avalia-se qual a variação da rigidez sob atuação de cargas cíclicas. São comparados os resultados obtidos nos diversos ciclos de carga-descarga efetuados para o mesmo tipo de areia e densidade.

Posteriormente analisou-se a influência da compactidade das areias. Para tal, e dentro do mesmo lote de areia, cruzaram-se os valores dos resultados obtidos com diferentes densidades relativas.

Na última análise apresentada foi efetuada uma comparação entre a rigidez obtida nos dois lotes distintos de areia estudados, com o intuito de perceber se existe uma semelhança de comportamento ou se, tal como os resultados dos triaxiais demonstraram, existem algumas discrepâncias assinaláveis.

Por último no capítulo, efetuou-se a comparação dos resultados obtidos para as duas areias com os resultados existentes na bibliografia e sumarizados no Quadro 2.1. Para tal, procedeu-se ao ajuste dos resultados experimentais à curva de rigidez de referência (expressão (5)). Nesta expressão a avaliação da influência da densidade relativa foi analisada considerando as duas equações de ajuste referidas no ponto 2.2 ((2) e (3)) afim de concluir qual a mais adequada.

Quadro 4.1 – Análises efetuadas.

Análise	Objetivo
Metodologia utilizada na determinação do tempo de chegada	Avaliar o impacto de diferentes metodologias de interpretação
Fiabilidade dos ensaios efetuados	Garantir a fiabilidade e a reprodutibilidade dos ensaios
Influência dos ciclos de carga e descarga na rigidez inicial	Avaliar a influência de cargas cíclicas
Influência da densidade na rigidez inicial	Verificar a influência da compactação
Análise comparativa entre os lotes das areias de Coimbra	Avaliar a semelhança de comportamento

4.2 Influência da Metodologia Utilizada para a Determinação do Tempo de Chegada

Neste ponto efetua-se a comparação de resultados obtidos pelas duas metodologias utilizadas neste trabalho para a determinação do tempo de chegada, TD e FD. Na Figura 4.1 e na Figura 4.2, apresenta-se a variação do G_0 com a tensão média efetiva obtida para as duas densidades estudadas e para os dois lotes de areia, respetivamente. Por uma questão de simplificação apresentam-se somente os resultados obtidos para o 1º ciclo de carga.

Independentemente do método utilizado na análise e da densidade considerada é visível que a um aumento da tensão média efetiva corresponde um aumento da rigidez inicial. Este resultado vem de encontro ao expectável e confirma a teoria apresentada no ponto 2.2 deste trabalho. Como se pode observar na figura a areia do LI apresenta uma gama de valores para a rigidez que vão aproximadamente desde $60MPa$ para $p' = 25kPa$ até cerca de $240MPa$ para $p' = 500kPa$, nos ensaios com densidade relativa de 40%. Para a mesma areia, mas com densidade de 80%, os valores são naturalmente superiores e situam-se entre cerca de $70MPa$ e

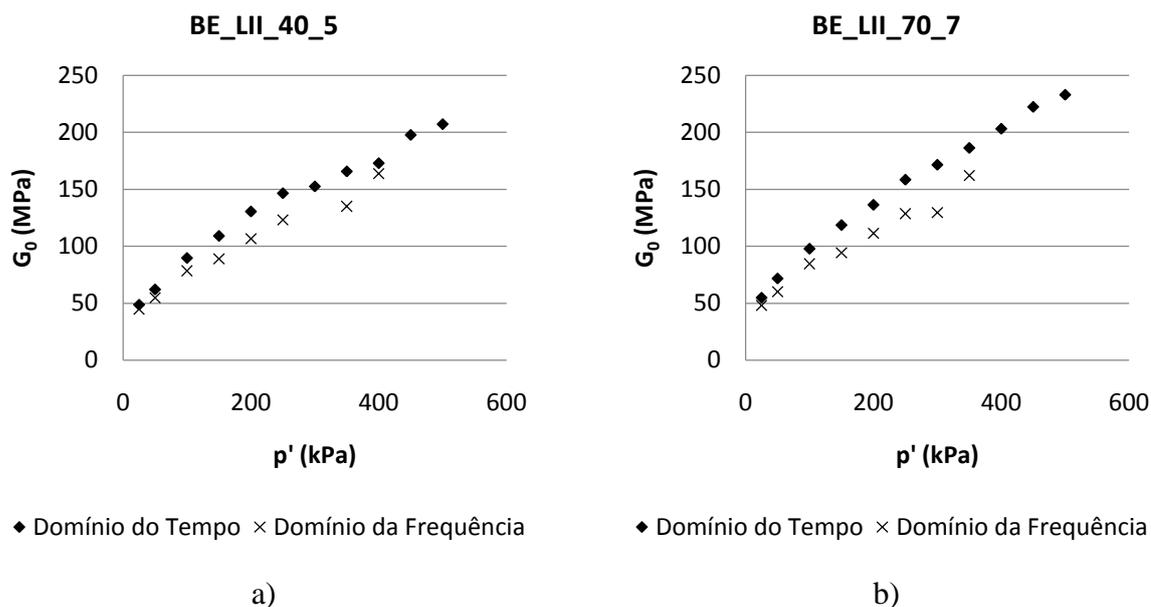


Figura 4.2 - Resultados de G_0 obtidos para as análises no domínio do tempo e frequência para uma areia do Lote II: a) $D_r = 40\%$; b) $D_r = 70\%$.

4.3 Fiabilidade dos Ensaios Efetuados

Com o objetivo de validar o método de preparação das amostras comparam-se neste ponto os resultados obtidos para os ensaios efetuados com as mesmas densidades relativas e para as mesmas areias. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 4.3 e referem-se, por uma questão de simplicidade de interpretação, apenas ao G_0 obtido no 1º ciclo de carga ($1L$).

Salvo pequenas diferenças, os gráficos apresentados revelam que existe uma grande proximidade entre os valores dos ensaios similares corroborando que o procedimento desenvolvido para a preparação das amostras permite reproduzir adequadamente provetes com características praticamente similares.

As diferenças que se verificam podem ser devidas a ligeiras imprecisões na determinação do tempo de chegada do sinal. Como é sabido, este tempo foi estabelecido como sendo a média do intervalo de tempos válida para todas as frequências estudadas podendo encontrar-se aqui a fonte de alguma imprecisão.

Contudo, apenas se verificou uma discrepância ligeira entre os ensaios $BE_{LI}_{80}_{3}$ e $BE_{LI}_{80}_{4}$ sendo que em todos os outros é visível uma grande proximidade entre os valores

Tendo por base a semelhança alcançada nos resultados nos ensaios, e para tornar mais clara a interpretação dos resultados das seguintes análises, apenas se irá apresentar o resultado de um ensaio por lote de areia e por densidade relativa. Os resultados apresentados doravante serão os dos ensaios de referência *BE_LI_40_1*, *BE_LI_80_3* para o LI e *BE_LII_40_5*, *BE_LII_70_7* para o LII.

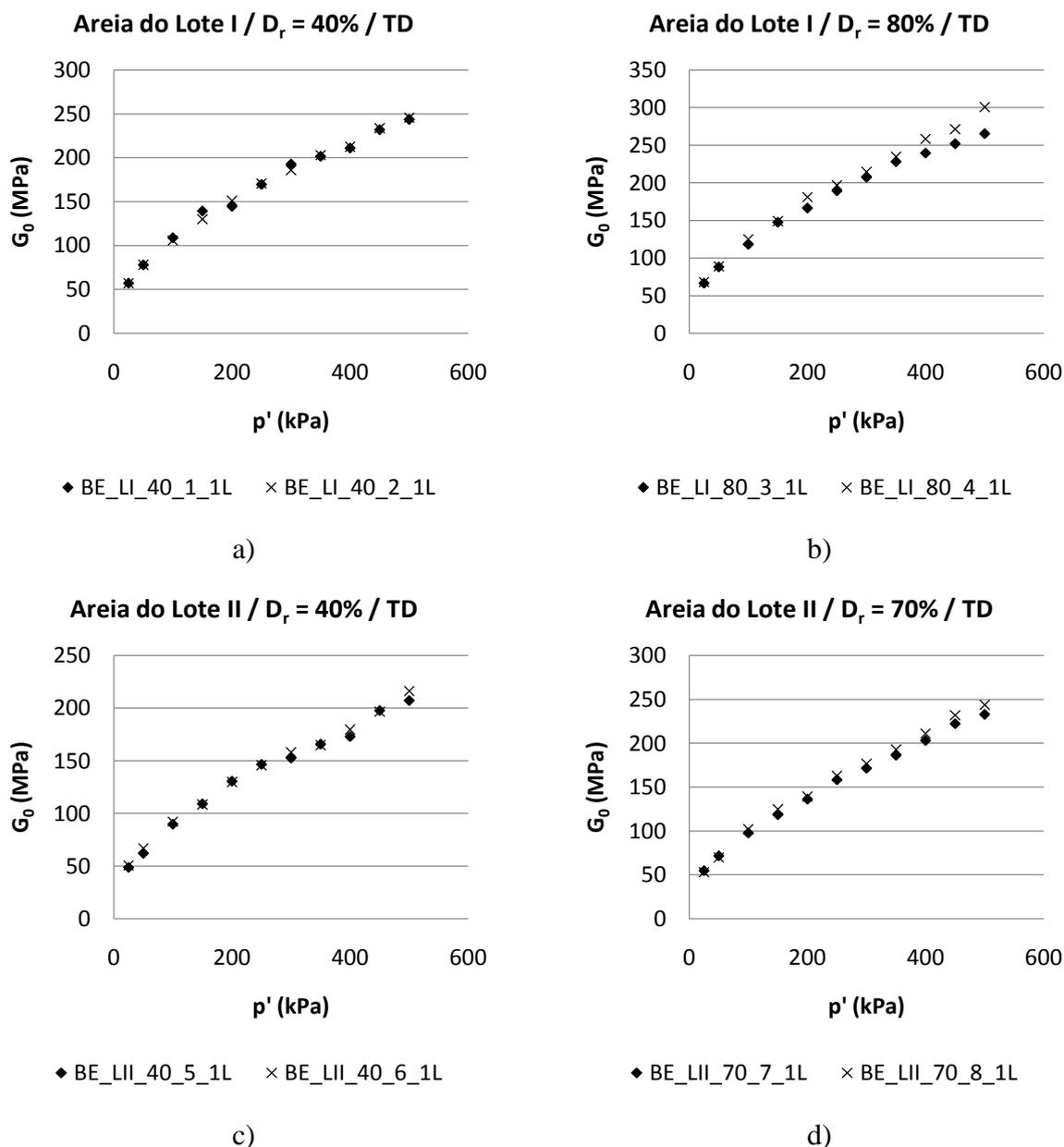
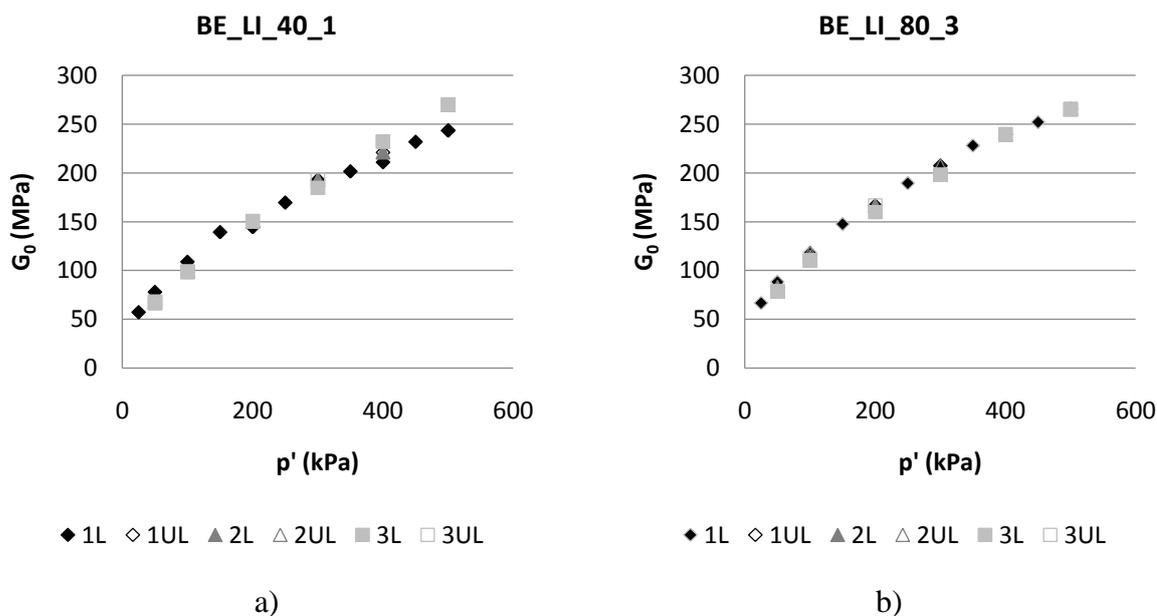


Figura 4.3 – Resultados dos 2 ensaios efetuados com a mesma densidade relativa para o 1º ciclo de carga (1L): a) Areia do Lote I e $D_r = 40\%$; b) Areia do Lote I e $D_r = 80\%$; c) Areia do Lote II e $D_r = 40\%$; d) Areia do Lote II e $D_r = 70\%$.

4.4 Influência dos Ciclos de Carga e Descarga na Rigidez Inicial

Com o intuito de analisar a influência de solicitações cíclicas na rigidez inicial efetuaram-se em cada ensaio 3 ciclos de carga e descarga completos. Os resultados obtidos para os dois lotes de areias em estudo e para as duas densidades analisadas apresentam-se na Figura 4.4. As fases de carga são designadas por 1L, 2L e 3L para o 1º, 2º e 3º ciclos, respetivamente, enquanto que as fases de descarga para os mesmos ciclos são identificadas por UL.

Da análise da figura é possível verificar que a rigidez se mantém praticamente constante ao longo dos ciclos de carga e descarga para a mesma tensão média efetiva independentemente da densidade e do tipo de areia estudado. Apenas para os patamares de carga elevados é que se observam algumas discrepâncias embora de magnitude reduzida. Do exposto pode-se afirmar que os ciclos de carga praticamente não têm influência no valor da rigidez inicial apresentando valores similares independentemente da direção da solicitação.



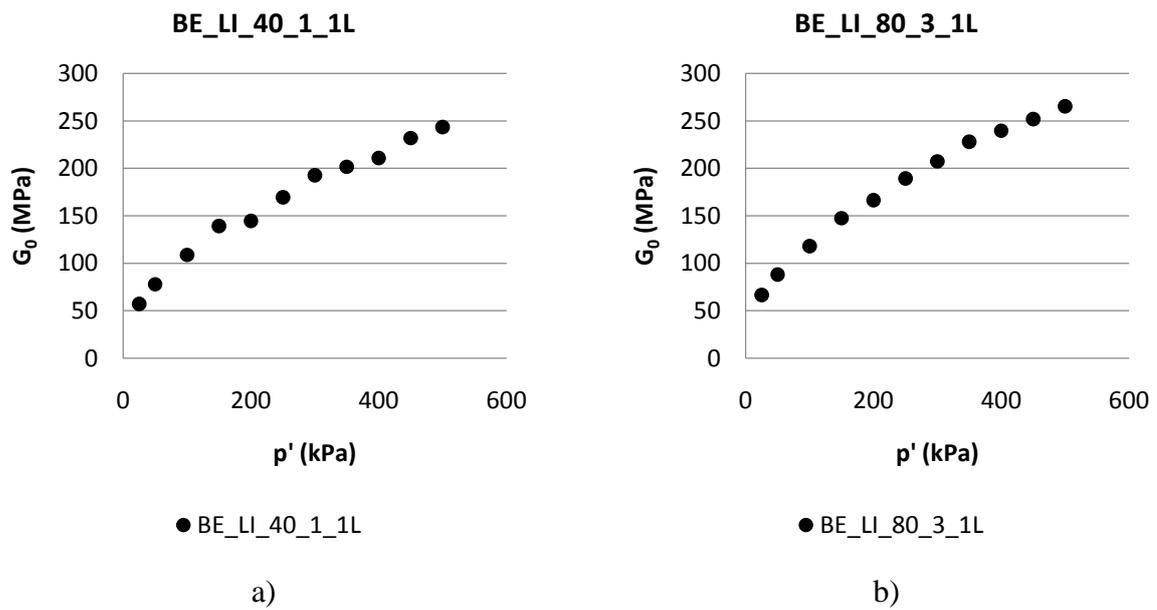


Figura 4.5 – Rigidez inicial no 1º ciclo de carga (1L) para a areia do Lote I: a) ensaio *BE_LI_40_1*; b) ensaio *BE_LI_40_3*.

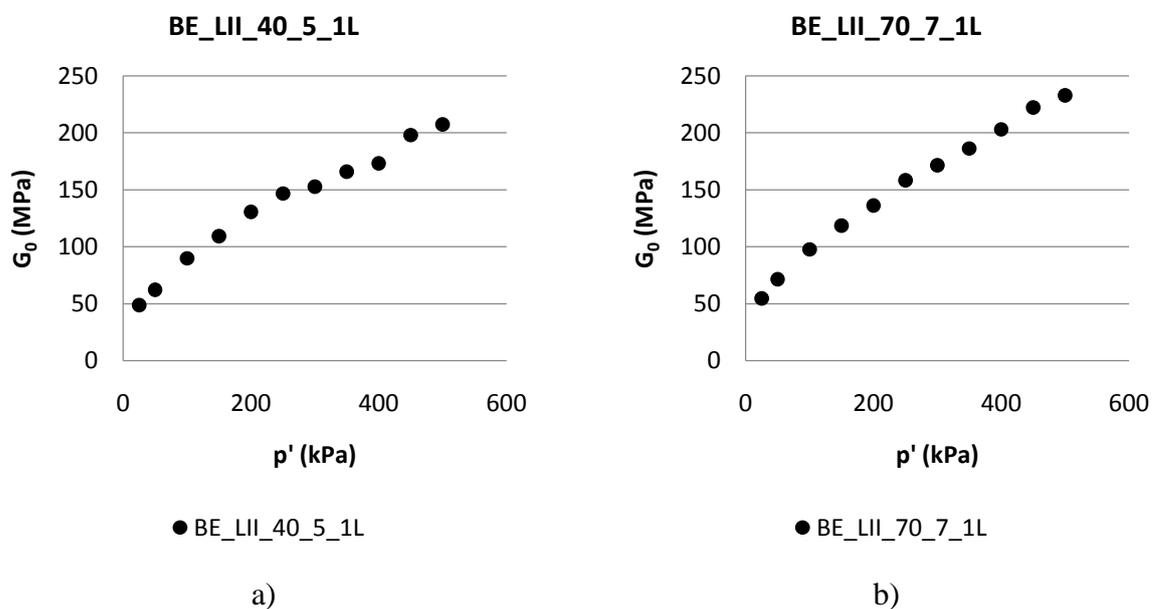


Figura 4.6 - Rigidez inicial no 1º ciclo de carga (1L) para a areia do Lote I: a) ensaio *BE_LII_40_5*; b) ensaio *BE_LII_70_7*.

Através dos gráficos, percebe-se que o comportamento é muito similar entre todas as areias. Inclusivamente, considerando a areia de um só lote, e para densidades relativas diferentes, é perceptível que os valores da rigidez andam muito próximos entre eles. Este facto não era de

todo esperado, de forma que será discutido no subcapítulo seguinte no qual a análise efetuada diz respeito ao efeito da densidade.

4.5 Influência da Densidade na Rigidez Inicial

Neste ponto é analisada a influência da densidade na rigidez inicial para os dois tipos de solos estudados. Para esse fim apresentam-se na Figura 4.7 os resultados obtidos nos 4 ensaios de referência. Como se observa na figura os valores para as duas densidades analisadas encontram-se relativamente próximos nas duas areias. Este facto não corresponde exatamente ao esperado dadas as diferenças relativas existentes entre as densidades analisadas. Como referido, este efeito verificou-se em ambas as areias em estudo o que revela que os fatores que estão na base dos resultados obtidos podem ter ocorrido de forma sistemática em todos os ensaios.

Segundo o autor, o problema pode estar relacionado com a densificação das amostras preparadas com densidades relativas de 40%. O que se verifica é que as amostras preparadas com estas densidades são muito suscetíveis a densificar com pequenas vibrações ou movimentos, dado se tratam de amostras consideradas soltas ou medianamente soltas. A preparação das amostras é um processo muito meticuloso que envolve muitos procedimentos delicados, tais como a colocação da pedra porosa superior e do BE de topo, ou mesmo o retirar do molde tripartido, e que, quando mal executados, podem induzir pequenas vibrações nas amostras densificando-as. Assim é possível que a densidade real ensaiada possa não ser aquela que foi determinada logo após a pluviação mas sim uma densidade relativa maior, talvez 60% ou até 65%. Porém, este problema não ocorre tão facilmente em provetes com densidades relativas maiores, dado que a suscetibilidade de densificarem é muito menor, pelo que se consideram credíveis os resultados obtidos para as densidades de 70% e 80%. Este fator é provavelmente aquele que mais coerentemente explica a razão da proximidade dos resultados obtidos entre as distintas densidades preparadas.

Não obstante, e mesmo após uma possível densificação dos provetes menos densos, é possível observar uma rigidez inicial maior para as amostras preparadas à partida com densidades relativas maiores o que corrobora as conclusões apresentadas na revisão bibliográfica, isto é, densidades maiores (ou seja índices de vazios menores) implicam maior rigidez inicial.

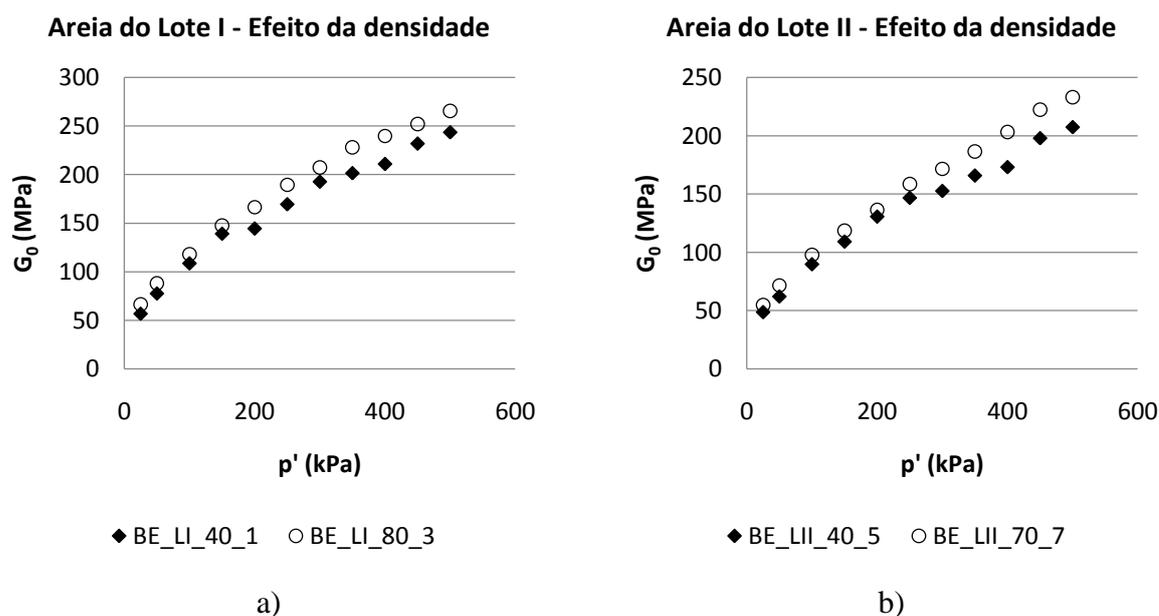


Figura 4.7 - Efeito da densidade na rigidez inicial das areias em estudo: a) Lote I; b) Lote II.

4.6 Análise Comparativa entre os Lotes das Areias de Coimbra

Neste ponto efetua-se a análise comparativa entre os resultados da rigidez inicial obtidos para os dois lotes de areia de Coimbra analisados. A Figura 4.8 sobrepõe os resultados obtidos para os dois lotes de areia com densidade relativa de 40%, respetivamente os ensaios 3 e 5. Na mesma figura, são igualmente apresentados os resultados obtidos nos dois lotes para as densidades de 70% e 80%, embora neste caso dada a discrepância das densidades, não possa haver uma comparação direta entre os dois lotes.

Comparando os valores obtidos é possível observar que a areia do LI apresenta uma rigidez maior que a areia do LII, tanto para os ensaios com provetes soltos como para os ensaios como provetes densos. Inclusivamente a rigidez demonstrada pelos provetes com densidade de 40% da areia do LI acaba por se maior que a rigidez dos provetes com densidades de 70% no LII, o que é algo surpreendente. Contudo, este facto deve-se muito provavelmente aos problemas já referidos relacionados com a densificação das amostras. No entanto, face aos resultados apurados pode afirmar-se a areia do LI apresenta uma rigidez maior do que a areia do LII.

Este comportamento vai de encontro ao verificado na Figura 3.4 onde a rigidez exibida pela areia do LI é superior à do LII embora neste caso estejamos a falar de deformações impostas

às amostras muitíssimo superiores. Uma possível explicação para este comportamento poderá residir no facto de a areia do LI ser constituída por partículas mais angulares, resultando num maior imbricamento das mesmas e consequentemente apresentar uma maior rigidez.

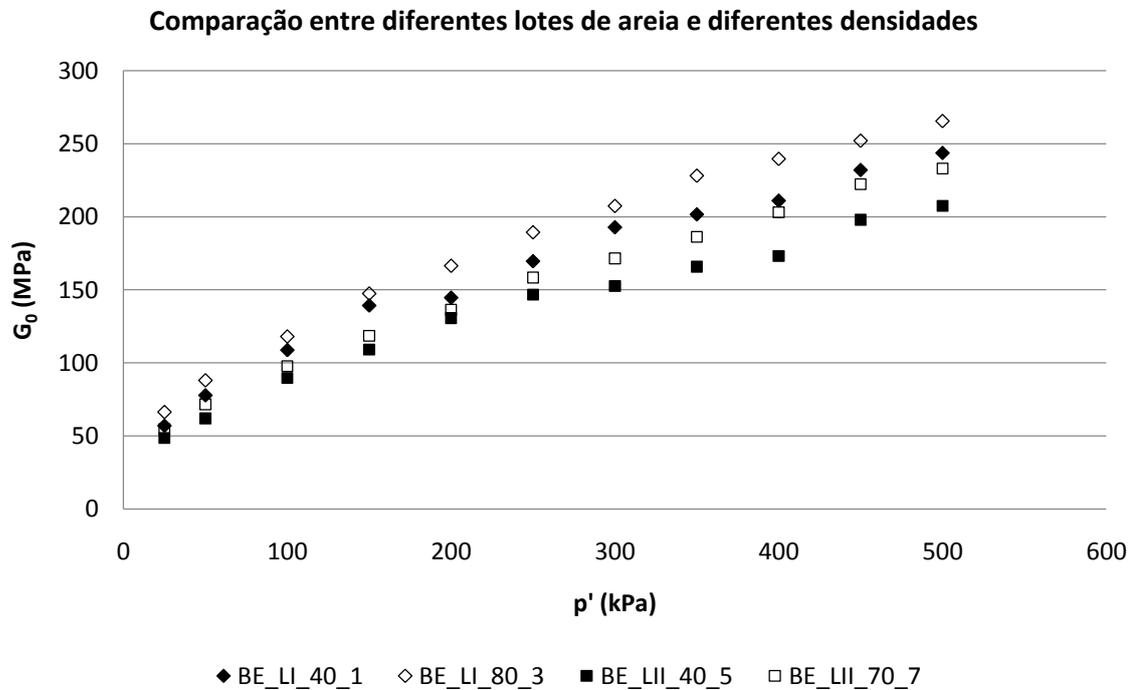


Figura 4.8 - Comparação entre os distintos lotes de areia para amostras densas e soltas.

4.7 Comparação Com Resultados Existentes na Bibliografia

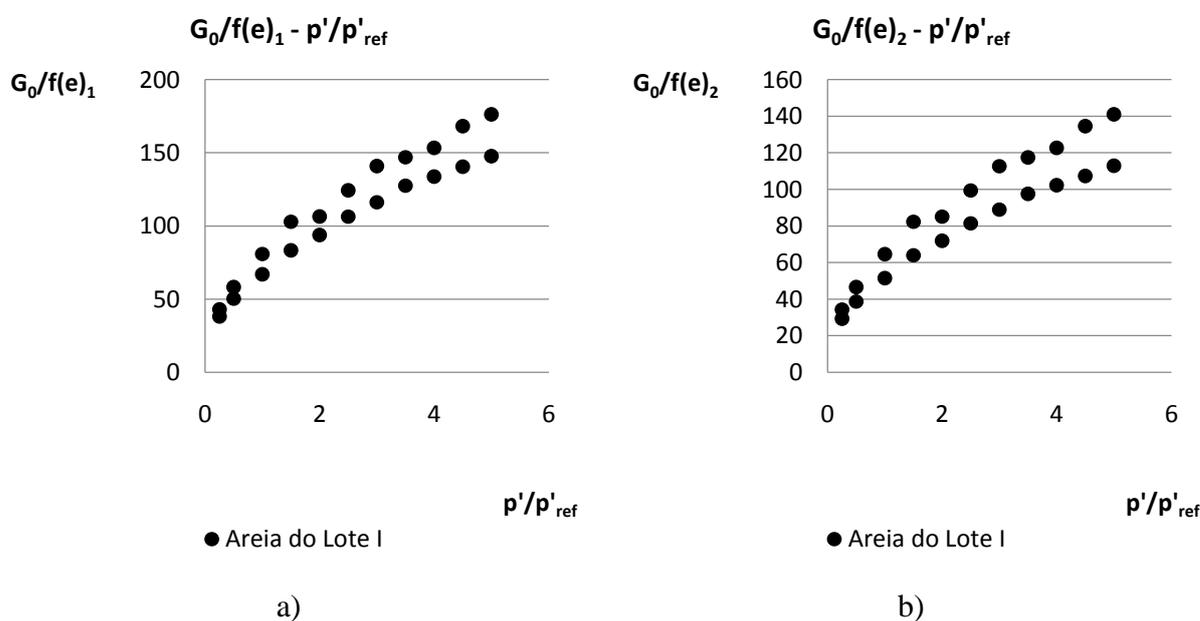
Apresentados e discutidos os resultados da rigidez inicial das areias de Coimbra, impõe-se agora efetuar uma comparação com os valores obtidos em outras areias e publicados por outros autores. Para efetuar esta comparação é necessário em primeiro lugar efetuar o ajuste dos dados apurados à equação (4). Esta equação define a rigidez em função de 3 parâmetros distintos, A , m e $f(e)$, e é com base no ajuste destes que é possível efetuar a comparação com os valores apresentados no Quadro 2.1. Deve notar-se que na equação referida o valor definido para p'_{ref} foi de $100kPa$ e que se encontra próximo do valor médio da pressão atmosférica.

4.7.1 Influência do Efeito da Densidade

A influência deste fator na rigidez inicial é dada na equação (4) pelo valor de $f(e)$, que está diretamente relacionado com o índice de vazios. Em primeiro lugar para poder efetuar uma comparação é necessário introduzir o efeito da densidade nos resultados obtidos. Isto é, procurar avaliar qual a melhor função $f(e)$ que se ajusta às areias dos lotes I e II.

Na bibliografia consultada existem essencialmente duas funções de índices de vazios que são mais utilizadas. Essas expressões, (5) e (6), foram apresentadas no Capítulo 2, sendo que nesta última o valor mais comum adoptado para o expoente é $-1,3$. Na Figura 4.9 são apresentados os resultados obtidos para as duas areias quando se normaliza a rigidez inicial pelas duas funções do índice de vazios. Note-se que no processo normalização às nomenclaturas adotadas $f(e)_1$ e $f(e)_2$ corresponde o uso das expressões (5) e (6) respectivamente.

Ao observar a figura é visível que a normalização pretendida não é obtida para nenhum dos casos analisados. Tal facto pode mais uma vez estar relacionado com o problema já referido da densificação das amostras. Não obstante, considerou-se que fazia sentido aplicar estas funções às areias de Coimbra uma vez que as mesmas são sobejamente referidas na bibliografia.



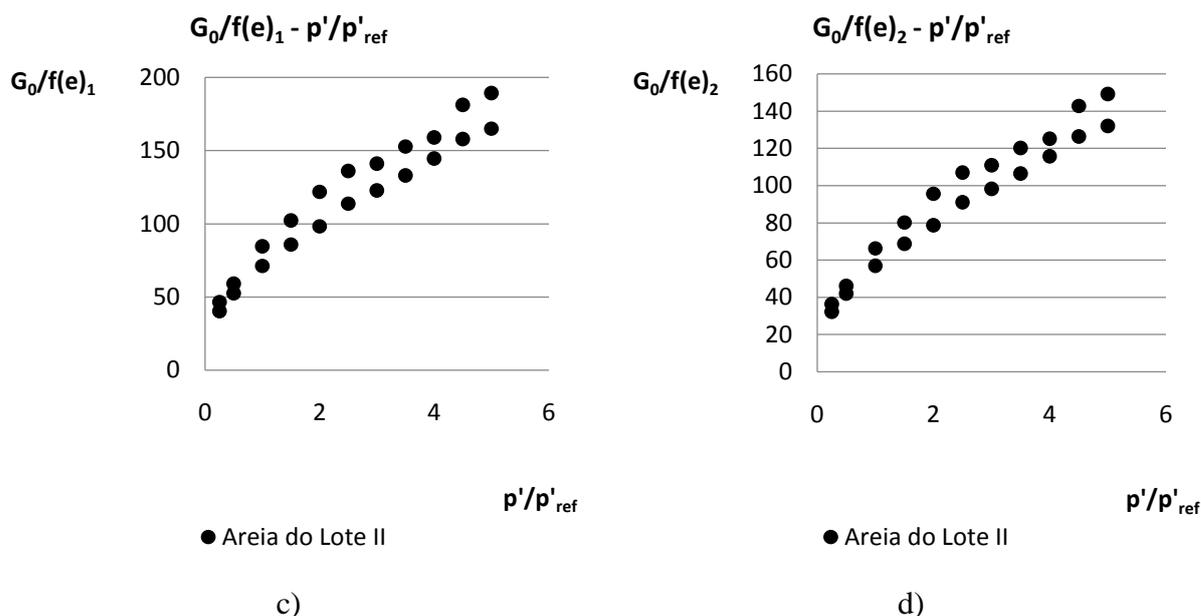


Figura 4.9 – Ajuste dos valores da rigidez das diferentes areias a uma só serie através das funções de índice de vazios: a) Areia do Lote I e função $f(e)_1$; b) Areia do Lote I e função $f(e)_2$; c) Areia do Lote II e função $f(e)_1$; d) Areia do Lote II e função $f(e)_2$.

4.7.2 Determinação das Constantes e Respetiva Comparação

Após a normalização da rigidez inicial pelo índice de vazios a equação (4) pode ser reescrita na seguinte forma:

$$\frac{G_0}{f(e)} = A \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^m \quad [MPa] \quad (16)$$

Como é fácil de perceber restam determinar os valores dos parâmetros A e m para se poder aproximar o comportamento da rigidez inicial através da equação (16). Dado que esta expressão é exponencial pode-se, fazendo uso dos valores obtidos nos gráficos da Figura 4.9, determinar os parâmetros referidos através de um simples ajuste de uma linha de tendência exponencial. A Figura 4.10 apresenta os valores das linhas de tendência exponencial bem como o seu coeficiente de correlação que melhor aproximam os dados das duas areias

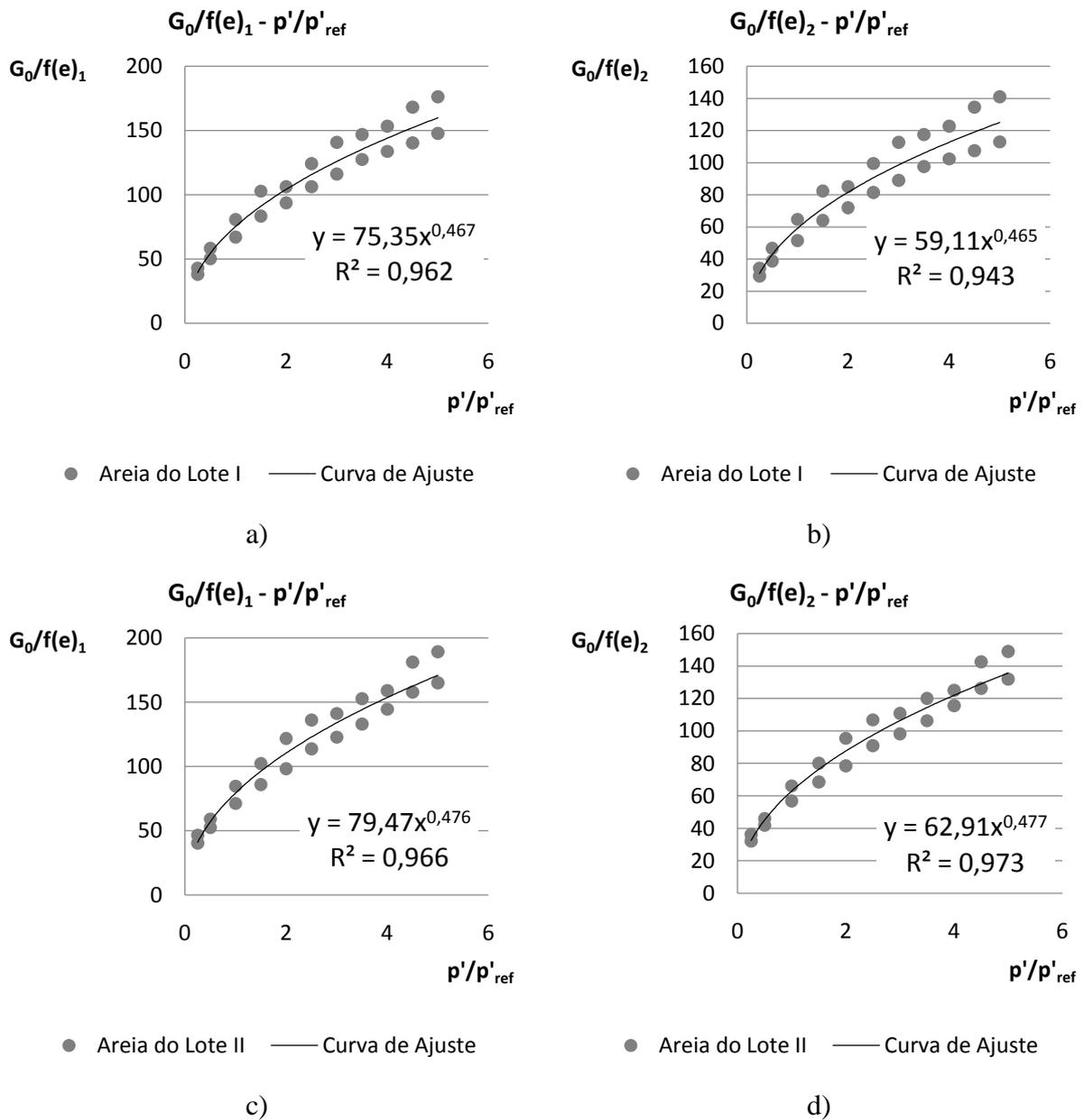


Figura 4.10 - Tendência exponencial das séries das distintas areias do usando alternadamente as funções do índice de vazios: a) Areia do Lote I e função $f(e)_1$; b) Areia do Lote I e função $f(e)_2$; c) Areia do Lote II e função $f(e)_1$; d) Areia do Lote II e função $f(e)_2$.

Como se pode ver os coeficientes de correlação não são particularmente elevados em virtude da má normalização obtida pelo efeito da densidade. Ainda assim os valores obtidos podem considerar-se aceitáveis e representativos das areias analisadas. Os valores dos parâmetros de ajuste encontram-se apresentados no Quadro 4.2.

Quando comparados os parâmetros estimados com os referenciados na bibliografia (Quadro 2.1) constata-se que, de uma forma geral, os valores obtidos para as areias de Coimbra não andam muito distantes daqueles que foram obtidos por outros autores em outras areias, nomeadamente na *Toyura sand* (Hoque e Tatsuoka, 2004) e na *Hostun sand* (Hoque e Tatsuoka, 2000).

Quadro 4.2 – Resultados obtidos para os parâmetros A e m para as funções $f(e)$.

Areia	A ()	$f(e)$ ()	m ()
Lote I	75,35	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,467
	59,11	$e^{-1,3}$	0,465
Lote II	79,47	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	0,476
	62,91	$e^{-1,3}$	0,477

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

O trabalho realizado pretendeu determinar a rigidez inicial em areias de Coimbra bem como analisar a influência de alguns fatores no valor desta. Esta secção resume as principais conclusões que foram possíveis de alcançar com base nos resultados experimentais.

A primeira conclusão a retirar dos ensaios prende-se com o método de pluviação dos provetes utilizado. Este método reproduz as densidades a atingir com uma discrepância inferior a 5%, pelo que se considera bastante aceitável e credível. Esta pequena discrepância pode estar relacionada essencialmente com o facto de o método ser manual resultando daí a imprecisão referida.

Em seguida, verificou-se, tal como referido na bibliografia, que os ensaios de *bender elements* (BE) são altamente sensíveis a diversas perturbações não sendo exceção a este facto os ensaios realizados neste trabalho. Vibrações provocadas por outros aparelhos em funcionamento no laboratório, inclusive alguns fundamentais à realização dos ensaios, prejudicaram a qualidade do sinal recebido o que condicionou em parte os resultados obtidos e a respetiva análise. Tais perturbações foram significativamente reduzidas aquando da reparação dos BE e da substituição dos cabos originais por outros com maior blindagem, o que demonstra a importância da adaptação das condições de ensaios às condições locais do laboratório e aos conhecimentos adquiridos ao longo da fase experimental.

A partir dos resultados obtidos podem confirmar-se os resultados publicados na bibliografia em que se observa que a análise no domínio da frequência tende a produzir resultados de rigidez ligeiramente inferiores aos obtidos quando a análise é efetuada no domínio do tempo. Contudo, a perturbação de sinal acima referida, prejudicou significativamente a análise do domínio da frequência o que levou a que para se terem alguns resultados coerentes se tivessem de efetuar diversos ajustes, acabando-se por concluir que não era de todo possível efetuar uma análise fidedigna com este método, sendo por isso sido relegado para segundo plano.

Acerca da análise no domínio do tempo, conclui-se que a direta observação da chegada da onda de corte é um processo que envolve alguma subjetividade e para a avaliação da chegada da onda no sinal recebido, é mais aconselhável recorrer a um intervalo que englobe os resultados obtidos para todas as frequências analisadas. Porém, a maior fonte de imprecisão surge de alguns fatores como o já referido ruído ou mesmo os *near-field effects*, inerentes a este tipo de ensaios, e que se somaram à já clara subjetividade de avaliação referida dificultando o processo de análise.

Nos ensaios realizados, e em concordância com estudos publicados, foi possível comprovar o efeito da tensão de confinamento. A um aumento deste, p' , corresponde naturalmente um aumento não linear de G_0 .

Face à semelhança dos resultados obtidos nos ensaios com a mesma densidade e para o mesmo lote de areia, que o método desenvolvido é bastante fiável visto ser capaz de replicar ensaios com grande precisão, tendo em conta as inevitáveis incertezas experimentais.

De modo semelhante, também foi possível confirmar que, como antecipado, a compacidade do solo tem igualmente influência no valor da rigidez, correspondendo a um aumento da densidade relativa um aumento da rigidez inicial.

Na análise da influência dos ciclos de carga e descarga efetuados, conclui-se que estes praticamente não têm qualquer efeito na rigidez inicial visto que os valores obtidos se mantêm sempre dentro da mesma tendência, somente com uma ligeira exceção para os níveis de tensão mais elevados. Tal poderá ser devido ao facto de, ao contrário do que acontece em argilas, as areias serem pouco suscetíveis a deformações plásticas induzidas por acréscimos de tensão aplicados em condições ditas estáticas, pelo que a densidade relativa da amostra não sofre alterações significativas em cada ciclo de carga.

Incidindo agora sobre os dois lotes de areia estudados, é possível observar que a areia do Lote I (LI) exhibe maior rigidez que a do Lote II (LII). Inclusivamente, os valores de G_0 obtidos para a areia do LI, com a menor densidade relativa, são ligeiramente superiores aos obtidos para o LII com a maior densidade relativa, embora tal possa dever-se a alguns problemas que ocorreram na preparação dos ensaios. Apesar desses problemas, pode concluir-se que o LI tem uma rigidez maior que o LII, algo que também pode estar relacionado com o facto da forma das partículas da areia do LI serem mais angulares que as do LII, resultando num maior imbricamento para igual densidade relativa e consequentemente maior rigidez inicial.

Importa referir que a diferença do valor de G_0 para as diferentes densidades relativas dentro de cada lote de areia, ficou aquém do esperado. Pressupõe-se que tal facto possa estar relacionado com os procedimentos efetuados após a pluviação e antes da realização do ensaio.

Estes, apesar de terem sido efetuados com cuidado, provavelmente induziram nas amostras mais soltas alguma densificação, dada a maior suscetibilidade deste tipo de amostras para este efeito. Assim, é provável que a densidade real destas amostras possa ser na realidade superior à avaliada pelo método de pluviação, o que deve merecer atenção especial em trabalhos futuros nesta área. Este facto justificaria a proximidade existente dos valores de G_0 obtidos para as diferentes densidades.

Por último, efetuou-se neste trabalho a comparação entre as areias em estudo e outras presentes na bibliografia. Para tal, procedeu-se ao ajuste dos resultados obtidos à expressão de referência que relaciona a rigidez com a tensão média efetiva. Verificou-se, provavelmente devido aos já referidos problemas de densificação das amostras, que o efeito da densidade relativa não conseguia ser normalizado para qualquer das funções comumente utilizadas para este efeito. Apesar deste aspeto os valores obtidos para os restantes parâmetros de ajuste encontram-se perfeitamente coerentes com os valores presentes na bibliografia consultada para solos arenosos.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Em seguida referem-se alguns desenvolvimentos futuros que a serem efetuados podem melhorar o método de ensaio e complementar os estudos realizados ao longo do trabalho desta dissertação.

- i. Desenvolver um método de pluviação mecânico capaz de reproduzir com fiabilidade diferentes densidades.
- ii. Criar um molde metálico que permita rasar amostras elaboradas por pluviação de forma a controlar com maior precisão as dimensões do provete.
- iii. Efetuar ensaios para estas areias com outra gama de densidades relativas
- iv. Efetuar novamente uma análise destas areias para a densidade de 40% com o objetivo de comparar os resultados para perceber se os procedimentos adotados podem ser melhorados e com isso os eventuais erros diminuídos.
- v. Realizar ensaios com instrumentação interna por LVDT de forma a controlar melhor a deformação dos provetes e a conseqüente distância entre os BE.
- vi. Desenvolver o método de avaliação de resultados simplificando-o, procurando restringir as imprecisões e diminuir a subjetividade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almani, A. Z., Ansari, K., Memon, A. A. (2012). “Mechanism of Liquefaction-Induced Large Settlements of Buildings”. *Mehran University Research Journal of Engineering & Technology*, Volume 31, No. 4, pp. 635-650.
- Alvarado, G. (2007). “Influence of Late Cementation on the Behaviour of Reservoir Sands”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Imperial College of Science, Technology & Medicine, University of London, London.
- Alvarado, G., Coop, M. R. (2012). “On the Performance of Bender Elements in Triaxial Tests”. *Géotechnique* 62, No. 1, pp. 1-17.
- Araújo Santos, L. M. (2015). “Caracterização do Comportamento Mecânico da Areia de Coimbra sob Ações Generalizadas”. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Arroyo, M., Muir, Wood D., Greening, P. D. (2003). “Source Near-Field Effects and Pulse Tests in Soil Samples”. *Geotechnique*, Vol. 53, No. 3, pp. 337–345.
- Arulnathan, R., Boulanger, R. W., Riemer, M. F. (1998). “Analysis of Bender Element Tests”. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 21, pp. 120-131.
- ASTM (2006). “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”. D2487-06, American Society for Testing and Materials, USA.
- Atkinson, J.H., Sallfors, G. (1991). “Experimental Determination of Stress-Strain-Time Characteristics in Laboratory and in Situ Tests”. *Proc. of X ECSMFE*, Florence, Vol. 3, pp. 915-956.
- Azeiteiro, R. (2015). “Numerical Simulation of Liquefaction-Related Phenomena”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering of the University of Coimbra, Coimbra.
- Barros, J.M.C. (1997). “Módulo de Cisalhamento Dinâmico de Solos Tropicais”. Tese de Doutorado em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brazil.
- Bates, C. R. (1989). “Dynamic soil property measurements during triaxial testing”. *Géotechnique*, Vol. 39, No. 4, pp. 721-726.

- Benz, T (2007). “Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, University of Stuttgart, Stuttgart.
- Brignoli, E. G. M., Gotti, M., Stokoe, K. H., II, (1996). “Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers”. *Geotech. Test. J.*, Vol. 19, No. 4, pp. 384–397.
- Burland, J. B. (1989). “9th laurits bjerrum memorial lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains”. *Canadian Geotechnical Journal*, 26 (4), 499-516.
- Dyvik, R., Madshus, C. (1985). “Lab Measurements of G_{max} Using Bender Elements”. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, Michigan, pp. 186–197.
- Fam, M., Santamarina, C. (1995). “Study of Geoprocesses with Complementary Mechanical and Electromagnetic Wave Measurements in an Oedometer”. *Geotech. Test. J.*, Vol. 18, No. 3, pp. 307–314.
- Ferreira, C. (2008). “The Use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Faculty of Engineering of the University of Porto, Porto.
- Ferreira, C., Viana da Fonseca, A., Santos, J. A., (2007). “Comparison of Simultaneous Bender Elements and Resonant Column Tests on Porto Residual Soil”. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis. A Collection of Papers of the Geotechnical Symposium in Rome, 2006*, Ling, Callisto, Leshchinsky, and Koseki, Eds., Springer, Berlin, pp. 523–535.
- Gomes Correia, A. (2004). “Características de Deformabilidade dos Solos que Interessam à Funcionalidade das Estruturas”. *Geotecnia*, nº100, pp. 103-122.
- Greening, P. D., Nash, D. F. T. (2004). “Frequency Domain Determination of G_0 Using Bender Elements”. *Geotechnical. Testing. Journal*, Vol. 27, No. 3, pp. 288–294.
- Hardin, B. O., Black, W. L. (1968). “Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* , 94 (SM2), 353-369.
- Hardin, B. O., Drnevich, V. P. (1972a). “Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98 (6), 603-624.
- Hardin, B. O., Richart Jr. F.E. (1963). “Elastic Wave Velocities in Granular Soils”. *Proc. ACSE: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 89(SM1):33-65.
- Hoque, E., Tatsuoka, F. (2004). “Effects of Stress Ratio on Small-Strain Stiffness During Triaxial Shearing”. *Geotechnique*, 54 (7), 429-439.

- Hoque, E., Tatsuoka, F. (2000), “Kinematic Elasticity of a Granular Material”. Proceedings of the GeoEng2000, Melbourne, Australia.
- Iwasaki, T., Taksuoka, F. (1977). “Effects of Grain size and grading on dynamic shear moduli of sands”. *Soils and Foundations*, vol. 17, no. 3, pp. 19-35.
- Jovičić, V., Coop, M. R. (1997). “Stiffness of Coarse-Grained Soils at Small Strains”. *Géotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp. 545-561.
- Jovičić, V., Coop, M. R., Simic, M. (1996). “Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Element Tests”. *Geotechnique*, Vol. 46, No. 2, pp. 357–362.
- Lee, J. S., Santamarina, C. (2005). “Bender Elements: Performance and Signal Interpretation”. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 131, No. 9, pp. 1063–1070.
- Lings, M.L., Greening, P.D. (2001). “A novel bender/extender element for soil testing”. *Géotechnique*, Vol. 51, No. 8, pp. 713-717.
- LNEC (1966). “Análise granulométrica”. E 196-1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- Lo Presti, D. (1998). "Shear modulus and damping of soils". Seminar on Identification of Soil Properties for Geotechnical Design, IST, Lisbon, Portugal.
- Lo Presti, D. C. F., Pallara, O., Lancellotta, R., Armandi, M., Maniscalco, R. (1993). “Monotonic and Cyclic Loading Behavior on Two Sands at Small Strains”. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (4), 409-424.
- Mair, R. J. (1993). “Developments in Geotechnical Engineering Research: Applications to Tunnels and Deep Excavations”. UnWin Memorial Lecture 1992. *Proc. Instn Civ. Engrs, Civ. Engng3*, No. 1, 27–41.
- Pedro, A. M. G. (2013). “Geotechnical Investigation of Ivens Shaft in Lisbon”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Imperial College of Science, Technology & Medicine, University of London, London.
- Pennington, D., S., Nash, D. F. T., Lings, M. L. (2001). “Horizontally Mounted Bender Elements for Measuring Anisotropic Shear Moduli in Triaxial Clay Specimens”. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24, No 2, pp. 133-144.
- Rio, J. (2006). “Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements”. PhD thesis. University College London, London.
- Sadek, T (2006), “The Multiaxial Behaviour and Elastic Stiffness of Hostun Sand”. PhD Thesis, University of Bristol, UK.
- Sánchez-Salineró, I., Roesset, J. M., Stokoe, K. H. (1986) “Analytical Studies of Body Wave Propagation and Attenuation”. Geotechnical Report No. GR86-15. Civil Engineering Department, University of Texas at Austin.

- Santos, J. A. (2011), “Ensaio de Caracterização em Solos”. Apontamentos da Disciplina de Fundações de Estruturas do Mestrado Integrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Santos, J. A. (1999) “Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção. Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob ações horizontais estáticas e dinâmicas”. Dissertação submetida ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- Santos, J. A., Gomes, R. C., Lourenço, Marques, F., Coelho, P., Azeiteiro, R., Araújo Santos, L., Marques, V., Viana da Fonseca, A., Soares, M., Abreu, É., Taborda D. M. G. (2012). “Coimbra Sand – Round Robin Tests to Evaluate Liquefaction Resistance”. 15TH World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- Santos, L. N. (2009). “Comportamento da Areia de Coimbra sob Carregamento Monotónico”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Shirley, D. J., Hampton, L. D. (1978). “Shear-Wave Measurements in Laboratory Sediments”. *J. Acoust. Soc.*, 63 (2), pp. 607-613.
- Taborda, D. (2011). “Development of Constitutive Models for Application in Soil Dynamics”. PhD Thesis in the Faculty of Engineering, Imperial College of Science, Technology & Medicine, University of London, London, 1 vol..
- Tatsuoka, F., Shibuya, S. (1992). “Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests”. *Proc. 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering Vol. 2*, pp. 101-107.
- Tika, T., Kallioglou, P., Papadopoulou, A., Pitilakis, K. (2003). “Shear Modulus and Damping of Natural Sands”. In: DiBenedetto, H., Doanh, T., Geoffroy, H. and Sauzeat, C. (eds.) *Deformation Characteristics of Geomaterials: Proceedings of the 3rd International Symposium*, Sep. 2003, Lyon, France . Leiden, A A Balkema. pp. 401-407.
- Toll, D. G. (1990) *Triax: User manual*.
- Ventouras, K. (2005). “Engineering Behaviour of Thanet Sand”. PhD thesis, Imperial College London, London.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C., Fahey, M. (2009). “A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods”. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, No. 2, pp. 91-107.
- Viggiani, G., Atkinson, J. H. (1995a). “Interpretation of bender element tests”. *Géotechnique*, 45 (1), 149-154.

- Wichtmann, T., Triantafyllidis, T. (2004). “Influence of a Cyclic and Dynamic Loading History on Dynamic Properties of Dry Sand, part I: Cyclic and Dynamic Torsional Prestraining”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24 (2), 127-147.