



UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Ciências da Terra

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA
DOS TERRENOS DO VALE TIFÓNICO PARCEIROS-LEIRIA

Anabela Quintela Nunes Veiga

2011





UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Ciências da Terra

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS TERRENOS DO VALE
TIFÓNICO PARCEIROS-LEIRIA**

Anabela Quintela Nunes Veiga

2011

Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Geológica.

“a teoria da geologia está na posse de uma classe de homens e a prática noutra”

William Smith (1769-1839)

RESUMO

O trabalho aborda a caracterização geológica e geotécnica dos terrenos pertencentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria, que é uma estrutura geológica complexa, sobre a qual está parcialmente implantada, e continua a crescer, a cidade de Leiria.

Tecem-se algumas considerações sobre a importância da caracterização geológica e geotécnica de terrenos em espaço urbano, e apresenta-se resumidamente um histórico da sua evolução.

O vale tifónico Parceiros-Leiria é caracterizado pela presença de materiais geológicos de natureza variada e com características geológicas e geotécnicas diversificadas, incluindo duas planícies aluvionares. Para melhor se entender o comportamento destes materiais analisou-se a geologia da região, incluindo a sua evolução paleogeográfica e tectónica.

Foram realizados diversos ensaios de campo e de laboratório que permitiram a obtenção dos parâmetros geotécnicos caracterizadores dos diversos terrenos.

Foram estudados diversos ensaios realizados em numerosas campanhas de prospecção executadas para a construção de obras na zona em estudo, destacando-se os ensaios SPT, que são os ensaios mais tradicionais na investigação geotécnica. Realizaram-se também ensaios *in situ* (CPTU, DPSH, SCPTU, dissipação) nos terrenos aluvionares intercetando os materiais geológicos da Formação de Dagorda, subjacente às aluviões. Foram também realizados ensaios laboratoriais de identificação, ensaios edométricos, corte direto e ensaios de compactação. Os resultados de sondagens e ensaios *in situ* permitiram caracterizar em pormenor a geologia e as características geotécnicas dos terrenos do vale tifónico Parceiros-Leiria. Em alguns locais a comparação dos resultados e permitiu alguns exercícios de correlação entre ensaios.

Face aos dados de campo existentes sobre as aluviões do rio Liz procedeu-se à avaliação do seu potencial de liquefação. De notar que uma grande parte da cidade, em particular o seu centro histórico, está implantada sobre estes terrenos aluvionares e que a região está caracterizada como sendo de risco sísmico moderado a elevado.

No desenvolvimento deste trabalho foi possível reunir um conjunto de informação sobre os terrenos existentes na área, em particular as aluviões dos rios Liz e Lena e dos materiais finos da Formação de Dagorda, tendo permitido a construção de uma base de dados, que poderá ser utilizada para melhorar o conhecimento das características físicas e mecânicas destes materiais.

A caracterização geológica e geotécnica permitiu prever comportamentos das unidades geotécnicas face à ocupação, fazer algumas recomendações a fim de minimizar os riscos associados à sua ocupação e contribuir para aumentar a segurança e prevenir acidentes.

ABSTRACT

This work deals with the geological and geotechnical characterization of the terrains belonging to a complex geological structure, the Parceiros-Leiria diapir valley, over which the city of Leiria is partially implemented and continues to grow.

Some considerations about the importance of the geological and geotechnical characterization of the terrains in urban environment are made, and a brief history of the evolution of geotechnical characterization and mapping is presented.

The Parceiros-Leiria diapir valley is characterized by the presence of diversified geological materials and geological and geotechnical features, including two alluvial plains. To better understand the behavior of these materials it is very important to have a good geological knowledge of the region including the paleogeographic and the tectonic evolution.

Several in situ tests and laboratory studies have been performed, allowing to obtain the geotechnical parameters of the formations. Some tests carried out during prospection campaigns were analyzed in detail, including the SPT, the most current test in geotechnical investigation. In situ tests (CPTU, DPSH, SCPTU, dissipation) were also executed in the alluvial materials, reaching the geological formation of Dagorda underlying the alluvium. Complementary laboratory tests were also performed, such as soil identification tests, oedometric and direct shear test.

The results of borehole logs and in situ tests allowed characterizing in detail the geology and geotechnical characteristics of the terrains of the Parceiros-Leiria diapir valley. The use of data obtained from different tests allowed to compare results in some locations and to do correlation exercises between tests.

Based on the existing field data of the Liz river alluviums their potential to liquefaction was assessed. A large part of the city, particularly its historic center, is deployed on these alluvial lands and the region is characterized as having moderate to high seismic risk.

During this work it was possible to assemble a relevant set of information about the terrains in the area, particularly the Lena and Liz rivers alluviums and also about the Dagorda formation, allowing the construction of a database, which can be used to improve the knowledge of the physical and mechanical characteristics of these materials.

The geological and geotechnical characterization allowed predicting the behavior of geotechnical units to occupation, to make some recommendations to minimize their occupation risks, contributing to increase the safety and to prevent accidents.

AGRADECIMENTOS

Dedico este espaço a todos os que contribuíram de alguma forma para o bom êxito deste trabalho. Obrigada.

Ao Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira e ao Professor Doutor Luís Joaquim Leal Lemos agradeço o terem aceitado a orientação deste trabalho. Agradeço os seus ensinamentos, conselhos, apoio e empenho.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia agradeço a bolsa concedida, SFRH/BD/44411/2008, e financiada pelo Programa Operacional Potencial Humano (POPH) do QREN, tipologia 4.1, Formação Avançada, participado pelo Fundo Social Europeu e por fundos nacionais do MCTES.

Agradeço aos diretores da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria, Doutor Carlos Neves e Doutor Luis Távora, as condições proporcionadas para o desenvolvimento do trabalho.

Às diversas entidades e pessoas que me proporcionaram documentos geotécnicos utilizados neste trabalho: Câmara Municipal de Leiria (Eng.^a Sucena Areia), Pólis Leiria (Arq. António Moreira de Figueiredo), Instituto Politécnico de Leiria, Sonae Sierra, Geotest (Eng.^o Carlos Ribeiro, Eng.^o Carlos Isaac e Dra. Sandra Brito), Doutor Paulo Fernandes, Eng.^o João Veludo, IPNLabgeo.

À Câmara Municipal do Porto na pessoa das Dra. Luisa Borges e da Dra. Mónica Sousa por me terem permitido conhecer a GeoData – Carta Geotécnica do Porto.

Ao Sr. Joaquim Espírito Santo e à Dona Lurdes, por terem permitido a realização dos ensaios *in situ* nas suas propriedades.

Ao Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra agradeço a realização dos ensaios de raios X. Obrigada Sr. Carlos Maia e Doutor Pedro Dinis.

Ao IPNLabgeo agradeço a realização dos ensaios CPTU, SCPTU e DPSH, obrigada Xana.

Ao colega Ricardo Duarte, à Vânia, ao David, à Rita e aos alunos da licenciatura de Engenharia Civil que frequentaram a disciplina de Mecânica dos Solos entre os anos de 2006 a 2008.

Aos amigos da geologia Cláudia, Luis, Jorge e Rui.

A toda a minha família.

Ao Nuno, à Inês, ao Afonso e à Laura. A vós dedico este trabalho.

ACRÓNIMOS

ϕ, ϕ'	Ângulo de atrito interno, ângulo de atrito interno em tensões efetivas
α e β	Coefficientes para determinar vários parâmetros (e.g. r_d , FC, Vs)
γ	Peso volúmico
γ_d, γ_{dmax}	Peso volúmico seco, peso volúmico seco máximo
γ_s	Peso volúmico das partículas sólidas
γ_{sat}	Peso volúmico saturado
γ_w	Peso volúmico da água
Δe	Variação do índice de vazios
Δu	Excesso de poro-pressão ou de pressão neutra ou de pressão intersticial ($u_{medido} - u_0$);
ϵ	Deformação volumétrica
ν, ν', ν_u	Coefficiente de Poisson, em condições drenadas, em condições não drenadas
ρ_T	Massa volúmica total
σ, σ'	Tensão normal total, tensão normal efetiva
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_p	Tensão de pré consolidação
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ_{atm}	Tensão de referência igual a uma atmosfera = 100kPa
σ_h, σ_{h0}	Tensão total horizontal, tensão horizontal em repouso
σ_v, σ_{v0}	Tensão total vertical, tensão vertical em repouso
τ	Tensão de corte (ou tensão tangencial)
τ_{cm}	Esforço cortante cíclico médio
τ_{max}	Resistência ao cisalhamento
ψ	Parâmetro de estado
$(q_{c1N})_{cs}$	q_{c1N} corrigido para areias limpas
a_{max}	Aceleração sísmica horizontal máxima na superfície do terreno
a_v	Coefficiente de compressibilidade
c'	Coesão em tensões efetivas
c_u	Resistência não drenada
c_v	Coefficiente de variação
c_v, c_h	Coefficiente de consolidação, coeficiente de consolidação horizontal
e, e_{crit}, e_{nat}	Índice de vazios, índice de vazios crítico, índice de vazios natural
e_{ss}	Índice de vazios na linha de estado permanente sob a tensão efetiva confinante
fs	Atrito lateral ou resistência lateral unitária (ensaio CPT)
g	Aceleração da gravidade
h	Altura da queda
k	Coefficiente de permeabilidade. Fator pressiométrico de capacidade de carga
m	Massa
m_v	Coefficiente de compressibilidade volumétrica
n	Número de registos
p'	Tensão efetiva média
p_f	Pressão de fluência (ensaio pressiométrico)
p_L	Pressão limite (ensaio pressiométrico)
qc	Resistência de ponta (ensaio CPT/CPTU)
q_{c1N}	qc corrigido
q_d	Resistência dinâmica de ponta (ensaio de penetração DP)
q_e	Resistência de ponta efetiva
q_T	Resistência de ponta total corrigida (ensaio CPTU)
qt_i	Resistência de ponta normalizada
qu	Resistência à compressão simples

q_{ult}	Capacidade de carga última
r_d	Fator de redução de tensões
s	Desvio padrão. Assentamento
t_{50}	Meio tempo de dissipação.
u	Pressão intersticial
u_0	Poro-pressão em equilíbrio <i>in situ</i>
u_2	Poro-pressão medida na posição normalizada na base do cone (CPTU)
ue	Excesso de tensão neutra
v	Velocidade de impacto
w, w_{nat}, w_{opt}	Teor em água, teor em água natural, teor em água ótimo
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
z	Profundidade
$(N_1)_{60}$	Correção de N (SPT) para a profundidade (areias)
$(N_1)_{60cs}$	$(N_1)_{60}$ corrigido para areias limpas
$(V_{s1})_{cs}$	Valor equivalente para solos limpos não corrigido pela idade;
$(V_{s1})_{csa1}$	Valor de V_{s1} equivalente para solos recentes limpos
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_c	Atividade coloidal. Área da secção do cone do CPT
AFPS	<i>French Earthquake Engineering Association</i>
A_n	Área da secção da célula de carga (CPTU)
A_s	Área circunferencial da manga do CPT
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B_q	Coefficiente de pressão intersticial ou de poro-pressão, razão de poro-pressão normalizada (ensaio CPTU)
BS	<i>British Standards</i>
C''	Taxa de fluência
CBR	<i>California Bearing Ratio. California Compressive Strength</i>
C_c	Coefficiente de curvatura.
C_c	Índice de compressibilidade unidimensional
CTCG	Comissão Técnica de Cartografia Geotécnica e Geoambiental
CEN	<i>European Committee for Standardization</i>
CML	Câmara Municipal de Leiria
C_N	Ajuste da cobertura
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTU	<i>Piezocone Penetration Test</i>
Cr	Índice de recompressibilidade
CR	Compactação relativa
CRR	<i>Cyclic resistance ratio</i> / Quociente de resistência à liquefação
$CRR_{7,5}$	Quociente de resistência à liquefação para sismo de magnitude igual a 7,5
CRR_M	Quociente de resistência à liquefação corrigido do fator MSF
CSR	<i>Cyclic stress ratio</i> / Quociente de tensões cíclicas / esforço cortante cíclico
C_U	Coefficiente de uniformidade
D_{10}	Diâmetro efetivo
DCP	<i>Dynamic Cone Penetration</i>
D_{max}	Diâmetro máximo
DPSH	<i>Dynamic Probing Super Heavy</i>
D_r	Densidade relativa
DRX	Difração de raios X
E, E_u	Módulo de elasticidade, ou de Young, ou de deformabilidade; não drenado
E_a	Energia de impacto que chega ao amostrador

EA	Equivalente de areia
E_f	Eficiência
E_G	Módulo de rigidez elástica do GeoGauge
E_{in}	Energia de impacto teórica disponível
E_M	Módulo de elasticidade (Ménard), Módulo pressiométrico
$E_{M,R}$	Modulo pressiométrico de recarga
ENV 1997-3	Eurocódigo 7 – parte 3
$E_{PLT(I)}, E_{PLT(R2)}$	Módulo inicial e de recarga (ensaio PLT)
E_r	Energia de impacto
ER	Rácio da energia
ESECS	Escola Superior de Educação e Ciências Sociais de Leiria
ESTG	Escola Superior de Tecnologia e Gestão
F	Força
FC	Fator corresponde à percentagem de finos do solo
F_c	Força axial necessária à penetração do cone (CPTU)
FR	Razão de atrito normalizada (CPT)
FS	Fator de segurança
F_s	Força axial gerada pela adesão ou fricção atuante na manga de atrito (CPTU)
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
G, G_0, G_{max}	Módulo de distorção, módulo de distorção inicial, módulo de distorção máximo
G_M	Módulo de distorção pressiométrico
G	Densidade das partículas sólidas
H_{SG}	Rigidez do GeoGauge
IAEG	<i>International Association for Engineering Geology and the Environment</i>
I_c	Índice de consistência
I_D	Compacidade relativa
IG	Índice de grupo
I_L	Índice de liquidez
I_p	Índice de plasticidade
IPL	Instituto Politécnico de Leiria
I_R	Índice de rigidez
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
ISSMFE	<i>International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering</i>
ISSMGE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
K_0	Coeficiente de impulso em repouso
$K_{\alpha 1}$	Fator de correção da idade para corrigir elevados valores de V_{s1} causados pelo envelhecimento
K_c	Fator de correção do grão
K_{cs}	Fator de correção do conteúdo de finos
KE	Energia cinética
LABGEO	Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes
LFWD	<i>Light Falling Weight Deflectometer</i>
LGVC	Laboratório de Geotecnia e Vias de Comunicação
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LPI	<i>Liquefaction Potential Index</i> / Índice de liquefação potencial
LTRC	<i>Louisiana Transportation Research Center</i>
M	Magnitude do sismo. Módulo de compressibilidade unidimensional ou edométrico
Max	Máximo
Me	Média
Med	Mediana
M_{FWD}	Módulo resiliente (ensaio FWD)
Min	Mínimo
Mo	Moda
M_R	Módulo resiliente
MSF	Fator de escala da magnitude

N, N_{spt}	Número de golpes (ensaio SPT)
N_{10}	Número de golpes para a cravação de 10 cm (ensaios DPL, DPM e DPH)
N_{20}	Número de golpes para a cravação de 20 cm (ensaio DPSH)
N_{60}	Correção de N (SPT)
N_a	Área da secção da célula de carga
NCEER	<i>Northwestern Center for Engineering Education Research</i>
NEES	<i>Network for Earthquake Engineering Simulation</i>
NF	Nível freático
NP	Não plástico
NTNU	<i>Norwegian University of Science and Technology</i>
OCR	Grau de sobreconsolidação
P	Poço
P_a	Pressão atmosférica $\approx 100\text{kPa}$
PE	Energia potencial
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
PI	Índice da direção de meteorização
PLT	<i>Plate Load Test</i>
PMT	Ensaio com o pressiómetro de Ménard
Q_c	Força necessária para a penetração da ponteira cónica no ensaio CPT
R	Raio do cone
RDBMS	<i>Relational Database Management Systems</i>
R_d	Resistência de ponta (ensaio DPSH)
R_f	Razão de atrito (ensaio CPT)
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
RSAREEP	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
S	Sondagem. Grau de saturação.
SCPTU	<i>Seismic Piezocone Penetration Test /Piezocone Sísmico</i>
SC_{sismo}	Esforços cortantes causados pelo sismo
SC_{solo}	Resistência tangencial do solo
SE	Superfície específica
SIG	Sistemas de Informação Geográfica
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SSG	<i>Soil Stiffness Gauge</i>
S_t	Sensibilidade
T^*	Fator tempo modificado
U	Porosidade desenvolvida durante a cravação (CPTU). Índice de classificação de solos
VBS	Valor de azul de metileno
V_L	Velocidade de propagação das ondas longitudinais
V_s	Velocidade de propagação da onda S
V_{s1}	V_s corrigido em função da sobrecarga
W	Trabalho
WPI	Índice potencial de alteração

ÍNDICE

Resumo.....	V
Abstract	VII
Agradecimentos	IX
Acrónimos.....	XI
Índice.....	XV
Índice de Figuras	XXIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Metodologia	3
1.3 Organização do trabalho	4
2 CARACTERIZAÇÃO E CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA DE TERRENOS	7
2.1 Resumo histórico da cartografia geotécnica	8
2.1.1 No Mundo.....	8
2.1.2 Em Portugal	12
2.1.3 Trabalhos de geologia e geotecnia realizados em Leiria	14
3 ASPETOS GERAIS DA GEOLOGIA DE LEIRIA	17
3.1 Enquadramento geológico	17
3.1.1 Paleogeografia	18
3.1.2 Tectónica	22
3.1.3 A estrutura diapírica de Parceiros-Leiria	24
3.2 Caracterização litostratigráfica.....	26
3.2.1 Aterros, depósitos de vertente, eluviões e coluviões - Atual	30
3.2.2 Aluviões dos rios Lena e Liz e terraços - Quaternário/Moderno	31
3.2.3 Areias e argilas - Pliocénico	31
3.2.4 Jurássico	32
3.2.4.1 Sinemuriano.....	32
3.2.4.2 Hetangiano.....	33
3.2.5 Rochas magmáticas e solos de alteração resultantes	34
3.3 Caracterização geomorfológica	38

3.3.1	As planícies aluvionares.....	40
3.3.2	Depósitos pliocénicos	41
3.3.3	Os filões e domos magmáticos.....	41
3.3.4	Análise de declives e processos ativos de geodinâmica externa	42
3.4	Caracterização hidrogeológica.....	44
3.4.1	Elementos hidrogeológicos.....	45
3.4.1.1	Nascentes, poços e furos de água	45
3.4.1.1.1	Nascente de água salgada em Porto Moniz	47
3.4.1.1.2	Nascentes da Fonte Quente	47
3.4.1.2	Drenagem superficial.....	47
3.4.1.3	Recursos hídricos subterrâneos	47
3.5	Sismicidade	48
3.5.1	Potencial para a rotura sísmica das falhas à superfície	49
4	LIQUEFAÇÃO	53
4.1	Avaliação do potencial de liquefação.....	54
4.1.1	SPT	56
4.1.2	CPT.....	58
4.1.3	Velocidade das ondas de corte (V_s)	59
4.1.4	Fator de correção de magnitude.....	61
4.1.5	Fator de segurança	61
4.1.6	Índice de liquefação potencial	62
4.1.6.1	Método de Yegian e Whitman	62
4.1.6.2	Método de Iwasaki	63
4.2	Cálculo dos assentamentos induzidos pela liquefação	64
4.3	Efeitos da liquefação e mitigação dos seus riscos	65
4.3.1	Efeitos da liquefação	65
4.3.2	Mitigação	68
5	MÉTODOS E MATERIAIS	73
5.1	Reconhecimento geológico	73
5.1.1	Reconhecimento prévio.....	74
5.2	Ensaio <i>in situ</i>	75
5.2.1	<i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	76
5.2.1.1	Interpretação.....	77
5.2.1.2	Equipamento e ensaio	77

5.2.1.3	Fatores com influência nos resultados do ensaio SPT.....	78
5.2.1.3.1	Correções ao valor de <i>N</i> do SPT	78
5.2.1.3.1.1	Energia de impacto	79
5.2.1.3.1.2	Comprimento das hastes e diâmetro do furo.....	80
5.2.1.3.1.3	Ajuste de cobertura.....	80
5.2.1.4	Correlações e interpretação do ensaio.....	81
5.2.1.4.1	Densidade relativa, ângulo de atrito e módulo de elasticidade	81
5.2.1.4.2	Velocidade das ondas de corte	83
5.2.2	<i>Cone Penetration Test (CPT)</i>	84
5.2.2.1	Equipamento e ensaio	85
5.2.2.2	Resultados e interpretação.....	86
5.2.2.2.1	Classificação do comportamento do solo.....	88
5.2.2.2.2	Avaliação de parâmetros do solo a partir dos resultados do CPTU	92
5.2.2.2.2.1	Parâmetros de estado inicial	93
5.2.2.2.2.1.1	Peso específico	93
5.2.2.2.2.1.2	Densidade relativa em areias limpas	93
5.2.2.2.2.1.3	Parâmetro de estado	94
5.2.2.2.2.1.4	Coeficiente de impulso em repouso	95
5.2.2.2.2.1.5	Grau de sobreconsolidação e tensão de pré-consolidação	95
5.2.2.2.2.1.6	Sensibilidade.....	99
5.2.2.2.2.2	Parâmetros de resistência	99
5.2.2.2.2.2.1	Resistência não drenada	99
5.2.2.2.2.2.2	Ângulo de atrito.....	101
5.2.2.2.2.2.3	Coesão em tensões efetivas.....	103
5.2.2.2.2.3	Parâmetros de deformabilidade	103
5.2.2.2.2.3.1	Módulo de distorção inicial ou máximo.....	103
5.2.2.2.2.3.2	Módulo de deformabilidade e módulo de compressibilidade unidimensional	105
5.2.2.2.2.3.3	Índice de rigidez.....	107
5.2.3	Ensaio de dissipação.....	107
5.2.3.1	Parâmetros da percolação	108
5.2.3.1.1	Permeabilidade	108
5.2.3.1.2	Coeficiente de consolidação	109
5.2.4	Ensaio de sísmica	111
5.2.5	<i>Dynamic Probing Super Heavy (DPSH)</i>	113
5.2.5.1	Equipamento e ensaio DPSH.....	114
5.2.5.2	Resultados e correlações	114
5.2.6	Ensaio Pressiométrico	116
5.2.6.1	Equipamento e ensaio	117
5.2.6.2	Resultados e interpretação.....	118
5.2.6.2.1	Correções / calibrações	119
5.2.6.2.2	As curvas de resultados	119
5.2.6.2.2.1	Módulo de deformabilidade.....	120
5.2.6.2.2.2	Resistência não drenada.....	122
5.2.6.2.3	Aplicação do método de Ménard ao dimensionamento de fundações	123
5.2.7	Soil Stiffness Gauge	124
5.2.7.1	Resultados.....	125
5.2.7.2	Correlações	126
5.2.7.2.1	GeoGauge v.s. Ensaio de Carga em Placa	126

5.2.7.2.2	GeoGauge v.s. FWD	127
5.2.7.2.3	GeoGauge v.s. CBR.....	128
5.2.8	Gamadensímetro.....	128
5.3	Ensaio de Laboratório	129
5.3.1	Ensaio de identificação e classificação	131
5.3.1.1	Análise granulométrica e limites de consistência	132
5.3.1.2	Correlações dos limites de consistência com diversos parâmetros geotécnicos 132	
5.3.1.3	Ensaio de adsorção de azul de metileno.....	134
5.3.1.4	Análise mineralógica por difratometria de raios X.....	134
5.3.2	Ensaio de resistência	135
5.3.3	Ensaio de consolidação ou edométrico	136
5.3.3.1	Correlações do índice de compressibilidade com outros parâmetros	138
5.3.4	Ensaio de compactação Proctor	139
5.3.5	Ensaio de CBR.....	140
6	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA.....	143
6.1	Aterros.....	144
6.1.1	Caraterização litológica	145
6.1.2	Caraterização geotécnica.....	146
6.1.2.1	Ensaio SPT.....	146
6.1.2.2	Ensaio pressiométrico.....	151
6.1.2.3	Perfis de refração sísmica - V_L	152
6.1.2.4	Caraterização laboratorial.....	153
6.2	Depósitos transportados Holocénicos	154
6.2.1	Depósitos de vertente e depósitos colúvio-aluvionares	154
6.2.1.1	Caraterização litológica.....	155
6.2.1.2	Caraterização geotécnica.....	156
6.2.1.2.1	Ensaio SPT.....	156
6.2.1.2.2	Caraterização laboratorial.....	157
6.2.2	Aluviões do rio Lena	158
6.2.2.1	Caraterização litológica.....	158
6.2.2.2	Caraterização geotécnica.....	159
6.2.2.2.1	Ensaio SPT.....	159
6.2.2.2.2	Ensaio CPTU	161
6.2.2.2.2.1	Classificação das aluviões do rio Lena no CPTU6	162
6.2.2.2.2.2	Ensaio SCPTU	166
6.2.2.2.2.3	Avaliação de parâmetros dos solos aluvionares do rio Lena a partir dos resultados do CPTU6 e do SCPTU6.....	168
6.2.2.2.2.3.1	Parâmetros de estado inicial – peso específico.....	168
6.2.2.2.2.3.2	Densidade relativa em areias limpas	169
6.2.2.2.2.3.3	Parâmetros de resistência – ângulo de atrito.....	169
6.2.2.2.2.3.4	Parâmetros de deformabilidade.....	171

6.2.2.2.3	Caraterização laboratorial	174
6.2.2.3	Caraterização hidrogeológica.....	177
6.2.3	Aluviões do rio Liz	177
6.2.3.1	Caraterização litológica	177
6.2.3.2	Caraterização geotécnica.....	179
6.2.3.2.1	Ensaio SPT	179
6.2.3.2.2	Ensaio CPTU.....	183
6.2.3.2.2.1	Classificação das aluviões do rio Liz com base nos CPTU	186
6.2.3.2.2.2	Ensaio SCPTU.....	189
6.2.3.2.2.3	Avaliação de parâmetros dos solos aluvionares do rio Liz a partir dos resultados do CPTU1 e SCPTU1.....	191
6.2.3.2.2.3.1	Parâmetros de estado inicial – peso específico	191
6.2.3.2.2.3.2	Parâmetros de resistência - ângulo de atrito	192
6.2.3.2.2.3.3	Parâmetros de deformabilidade.....	194
6.2.3.2.3	Ensaio DPSH	198
6.2.3.3	Caraterização hidrogeológica.....	200
6.3	Pliocénico e Quaternário Indiferenciado	200
6.3.1	Caraterização litológica	201
6.3.2	Caraterização geotécnica	202
6.3.2.1	Ensaio SPT.....	202
6.3.2.1.1	Correlação de N com V_s	205
6.3.2.2	Perfis de refração sísmica - V_L	206
6.3.2.3	Ensaio de GeoGauge e Gamadensímetro	206
6.3.2.4	Caraterização laboratorial	208
6.3.2.4.1	Ensaio de identificação.....	208
6.3.2.4.2	Ensaio de corte direto	211
6.3.2.4.3	Ensaio de Proctor e CBR	211
6.3.3	Caraterização hidrogeológica	212
6.4	Solos finos da Formação de Dagorda.....	212
6.4.1	Caraterização litológica	212
6.4.2	Caraterização geotécnica	214
6.4.2.1	Ensaio SPT.....	214
6.4.2.1.1	Correlação de N com V_s	216
6.4.2.2	Ensaio CPTU.....	217
6.4.2.2.1	Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação	218
6.4.2.2.2	Coeficiente de impulso	220
6.4.2.2.3	Parâmetro de resistência: resistência não drenada	221
6.4.2.2.4	Ensaio SCPTU e correlações com V_s	222
6.4.2.2.5	Ensaio de dissipação – coeficiente de consolidação e permeabilidade	223
6.4.2.3	Ensaio pressiométricos	224
6.4.2.4	Ensaio DPSH	227
6.4.2.5	Perfis de refração sísmica - V_L	227
6.4.2.6	Ensaio de GeoGauge e Gamadensímetro	227
6.4.2.6.1	Correlação do GeoGauge com CBR	228
6.4.3	Caraterização laboratorial	229
6.4.3.1	Ensaio de identificação	230
6.4.3.2	Difratometria de raios X – identificação dos minerais de argila	232

6.4.3.3	Ensaio de corte direto	234
6.4.3.4	Ensaio de compressão uniaxial	235
6.4.3.5	Ensaio edométrico.....	235
6.4.3.5.1	Correlação entre C_c obtido a partir dos ensaios edométricos e a partir de parâmetros de ensaios de identificação	238
6.4.3.6	Ensaio de Proctor e <i>CBR</i>	239
6.4.4	Caraterização hidrogeológica.....	240
6.5	Solos doleríticos resultantes da alteração das rochas magmáticas.....	241
6.5.1	Caraterização litológica e mineralógica	243
6.5.2	Caraterização geotécnica.....	244
6.5.2.1	Ensaio SPT.....	244
6.5.2.1	Ensaio de Geogauge e Gamadensímetro	245
6.5.2.2	Caraterização laboratorial.....	246
6.5.2.2.1	Ensaio de identificação.....	246
6.5.2.2.2	Difratometria de raios X.....	248
6.5.2.2.3	Ensaio de corte direto.....	248
6.5.2.2.4	Ensaio de Proctor e <i>CBR</i>	249
7	Avaliação do potencial de liquefação das aluviões do rio Liz	251
7.1	Avaliação da liquefação a partir dos ensaios SPT	255
7.2	Avaliação da liquefação a partir do ensaio SCPTU (<i>V_s</i>)	258
7.2.1	Método do Eurocódigo 8	258
7.2.2	Método Andrus <i>et al.</i> (2004).....	259
7.3	Avaliação da liquefação a partir do ensaio CPTU1.....	260
7.4	Conclusão	263
8	Base de dados GeoLeiria	265
8.1	Objetivos.....	265
8.2	Implementação da base de dados	266
8.3	Estrutura do modelo de dados relacional	267
8.4	Introdução dos dados.....	272
8.5	Integração futura num SIG e modelação 3D	273

9	Considerações finais	275
9.1	Modelo geológico do vale tifónico Parceiros-Leiria.....	276
9.2	Modelo geomecânico do vale tifónico Parceiros-Leiria	282
9.2.1	Aterros	282
9.2.2	Depósitos de vertente e colúvio-alúvionares e complexo aluvionar recente	282
9.2.3	Série pliocénica e Quaternário Indiferenciado	284
9.2.4	Formação de Dagorda	285
9.2.5	Solos residuais de alteração de rochas magmáticas	286
9.2.6	Síntese da caracterização geotécnica.....	287
9.2.7	Comportamento esperado das unidades geológico-geotécnicas.....	289
9.2.7.1	Solos de cobertura	289
9.2.7.1.1	Aterros, depósitos de vertente, depósitos colúvio-aluvionares e colúviões	289
9.2.7.1.2	Terrenos aluvionares.....	289
9.2.7.2	Pliocénico e Quaternário Indiferenciado.....	291
9.2.7.3	Formação de Dagorda (níveis argilosos).....	291
9.2.7.4	Solos residuais das rochas magmáticas.....	295
9.3	Perspetivas futuras	295
	BIBLIOGRAFIA	299
	Anexo I – Localização dos trabalhos de campo	319
	Anexo II – Dados e resultados de ensaios laboratoriais.....	323
	Anexo III - Procedimento para avaliação de CRR para todo o tipo de solos (Robertson & Cabal, 2010)	331

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 3-1 – Mapa tectónico sintético do Meso-cenozóico da Margem Oeste Ibérica. (mod. de Kullberg <i>et al.</i> , 2006, in Kullberg <i>et al.</i> , 2010).....	18
Fig. 3-2 – Enquadramento geográfico da estrutura diapírica de Parceiros-Leiria (adaptado de Lopes, 1993 in Amado, 2004).	24
Fig. 3-3 – Massa de gesso no seio da Formação de Dagorda, na rua Machado dos Santos em Leiria.....	25
Fig. 3-4 – Esboço da carta geológica de Leiria (Teixeira <i>et al.</i> , 1968) com localização dos cortes geológicos AB (Fig. 3-5) e CD (Fig. 3-6).....	27
Fig. 3-5 – Corte geológico A-B no vale tifónico Parceiros-Leiria. Exagero vertical de 8x.	28
Fig. 3-6 – Corte geológico C-D no vale tifónico Parceiros-Leiria. Exagero vertical de 8x.	29
Fig. 3-7 - Contacto dos calcários do Sinemuriano (em cima) com a série argilo-evaporítica do Hetangiano (em baixo).	32
Fig. 3-8 – Contacto por falha entre as margas da Formação de Dagorda e os calcários em placas.	34
Fig. 3-9 – Filão dolerítico do Morro do Lena em contacto com a Formação de Dagorda.	37
Fig. 3-10 - Intrusão de rocha magmática no seio de argilas vermelhas e cinzentas em Santa Clara.	38
Fig. 3-11 - Afloramento de rocha magmática muito alterada, na zona dos Capuchos.	38
Fig. 3-12 – Modelo digital do concelho de Leiria com identificação da zona de estudo.....	39
Fig. 3-13 - Presença de água nas fundações de um edifício na baixa aluvionar do rio Liz.	41
Fig. 3-14 – Rochas eruptivas.	42
Fig. 3-15 – Mapa de declives do concelho de Leiria com identificação da zona de estudo.	43
Fig. 3-16 – Talude de Belo Horizonte.	44
Fig. 3-17 – Planta da cidade de Leiria no século XV (in Gomes, 1995).	46
Fig. 3-18 – Mapa Neotectónico de Portugal Continental. Critério de atividade para um período correspondente, aproximadamente, aos últimos 2 Ma. Adaptado de Cabral e Ribeiro (1988)....	52
Fig. 4-1 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de $(N_1)_{60}$ e CSR (Ho e Kavazanjian, 1986 in Vallejo, <i>et al.</i> , 2002).	56
Fig. 4-2 - Suscetibilidade de liquefação em função do SPT $(N_1)_{60}$ para um terramoto de magnitude 7,5 (modificado de Yound e Idriss, 2001 in Vallejo <i>et al.</i> , 2002).	57
Fig. 4-3 – Carta recomendada para <i>CRR</i> para areias limpas baseado no CPT. γ_1 tensão de cisalhamento limite. (Robertson e Wride, 1998).	58
Fig. 4-4 – Curva <i>CRR</i> em função de V_{s1} (Andrus e Stokoe, 2000).	60
Fig. 4-5 - Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e a resistência ao corte do solo (modificado de Yegian e Whitman, 1978, in Vallejo <i>et al.</i> , 2002).	63
Fig. 4-6 – Procedimento para estimar assentamentos em areias secas por indução sísmica (Robertson <i>et al.</i> , 2010).	64

Fig. 4-7 - Edifícios Kawagishi-cho, em Niigata no Japão: (esquerda) derrube devido à falta da capacidade de suporte resultante da liquefação dos solos de fundação; (direita) pormenor da zona de rotura da fundação superficial (Kramer e Elgamal, 2001).	65
Fig. 4-8 - Rotura das fundações da ponte sobre o rio Showa por espalhamento lateral, Niigata, Japão (Kramer e Elgamal, 2001).	66
Fig. 4-9 - Vulcões de areia no Imperial Valley, na Califórnia, gerados durante o sismo de 15 de Outubro de 1979 (Johansson, 2000).	67
Fig. 4-10 – Rotura de fluxo desenvolvida no bordo de uma estrada junto ao lago Merced em São Francisco, durante o sismo de 1957 (Fotografia de M. G. Bonilla dos USGS in www.usgs.gov)....	67
Fig. 5-1 – Relevância dos ensaios <i>in situ</i> para diferentes tipos de solos (Mayne <i>et al.</i> , 2002).	75
Fig. 5-2– Equipamento para a realização do CPTU e Ponteira cónica do CPTU.	86
Fig. 5-3 – Carta original de classificação de solos proposta por Schmertmann (1978).	89
Fig. 5-4 – Carta de classificação de solos de Douglas e Olsen (1981).	90
Fig. 5-5 – Carta simplificada de classificação de solos a partir de ensaios CPT (Robertson e Campanella, 1983).	91
Fig. 5-6 – Carta de classificação de solos a partir de ensaios CPTU (Robertson <i>et al.</i> , 1986, in Mayne, 2007).	91
Fig. 5-7 – Relação da tensão de pré-consolidação com a resistência do cone em argilas (Mayne, 2007).	97
Fig. 5-8 - Relação <i>OCR/Q</i> para areais siliciosas limpas a partir de ensaios de câmaras de calibração (Mayne, 2007).	98
Fig. 5-9 – Correlação entre q_c e o ϕ' de areias quartzosas não cimentadas proposta por Robertson e Campanella (1983).	102
Fig. 5-10 – Avaliação directa da permeabilidade do solo a partir de t_{50} , medido em ensaios de dissipação com piezocone (segundo Perez e Fauriel, 1988; e Leroueil e Jamiolkowski, 1991; in Mayne, 2007).	109
Fig. 5-11 – Configuração do ensaio SCPT (Mayne, 2007).	112
Fig. 5-12 – Curva pressiométrica de um ensaio com pressiómetro tipo Ménard (Rodrigues, 2006).	119
Fig. 5-13 – Curva de fluência de um ensaio com pressiómetro de Ménard (Rodrigues, 2006). ...	120
Fig. 5-14 – Esquema do equipamento GeoGauge (Humboldt, 1998, in Abu-Farsakh <i>et al.</i> , 2004).	124
Fig. 6-1 - Caraterização litológica dos depósitos de aterro no vale tifónico Parceiros-Leiria a partir de descrições de sondagens considerando a espessura acumulada de cada litologia.	145
Fig. 6-2 - Distribuição dos valores de N , do SPT, em profundidade em materiais de aterro.	146
Fig. 6-3 - Distribuição de valores de N_{60} em profundidade em depósitos de aterro.	147
Fig. 6-4 - Distribuição de valores de $(N_1)_{60}$ em profundidade em depósitos de aterro.	147
Fig. 6-5 – Depósito de vertente no lado sul do morro do castelo.	155
Fig. 6-6 – Distribuição dos valores de N em profundidade nos depósitos coluvio-aluvionares e de vertente.	156
Fig. 6-7 – Litologica das aluviões do rio Lena com base na observação em poços e sondagens.	159

Fig. 6-8 – Distribuição de valores de N e de N_{60} em profundidade nas aluviões do rio Lena.	160
Fig. 6-9 - Resultados do ensaio CPTU6 nas aluviões do rio Lena. ---- u_0	162
Fig. 6-10 – Classificação das aluviões do rio Lena em função da profundidade, para o CPTU6: a) – Método P-Class (Zhang e Tumay, 1999); b) - Schmertmann (1978); c) - Robertson <i>et al.</i> (1986).	163
Fig. 6-11– Classificação das aluviões do rio Lena em função da profundidade: a - Método de Douglas e Olsen (1981); b – Classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999).	165
Fig. 6-12– Perfil vertical, em profundidade, de V_s nas aluviões do rio Lena, a partir de SCPTU6.	166
Fig. 6-13 – Valores de γ_d em função da profundidade obtidos a partir dp CPTU6 para as aluviões do rio Lena.	168
Fig. 6-14 - Densidade relativa de areias em termos de qt_1 , do CPTU6, para as aluviões do rio Lena de acordo com Jamiolkowski <i>et al.</i> (2001).	169
Fig. 6-15 – Cálculo dos valores do ϕ' tendo por base o CPTU6 e a carta de Robertson e Campanella (1983).	170
Fig. 6-16 - Valores calculados de ϕ' a partir do CPTU6, segundo Kulhawy e Mayne (1990), distribuídos em profundidade, dos materiais arenosos das aluviões do rio Lena.....	170
Fig. 6-17 - Avaliação do módulo de distorção inicial a partir dos resultados do ensaio CPTU6 com base na proposta de Rix e Stokoe (1992).	171
Fig. 6-18 – Distribuição dos valores de E em profundidade ao longo do CPTU6 para os materiais granulares do Rio Lena.	172
Fig. 6-19 – Distribuição de M em Profundidade, de acordo com a proposta de Mayne (2006) e por aplicação ao CPTU6 nas aluviões do rio Lena.	174
Fig. 6-20 – Curvas granulométricas das aluviões do rio Lena.	175
Fig. 6-21 – Classificações ASTM (a) e para fins rodoviários (b) das aluviões do rio Lena.	176
Fig. 6-22– Caraterização litológica simplificada dos depósitos de aluviões do rio Liz.	179
Fig. 6-23 - Variação de N (a), N_{60} (b) e $(N_1)_{60}$ (c) com a profundidade e valores de penetração, em cm, para valores de N (a), N_{60} (b) e $(N_1)_{60}$ (c) iguais a 60 pancadas, das aluviões do rio Liz.....	180
Fig. 6-24 - Localização dos ensaios CPTU e DPSH, nas aluviões do rio Liz.....	184
Fig. 6-25 – Resultados dos ensaios CPTU, em profundidade nas aluviões do rio Liz.	185
Fig. 6-26 - Distribuição dos valores de u_2 (kPa), u_0 (kPa) e $\Delta u = u_2 - u_0$ (kPa) do ensaio CPTU1, em profundidade nas aluviões do rio Liz.....	186
Fig. 6-27 - Classificação das aluviões do rio Liz em função da profundidade e do ensaio CPTU1: a – Método P-Class (Zhang e Tumay, 1999); b - Schmertmann (1978); c – Douglas e Olsen (1981).	187
Fig. 6-28 - Classificação das aluviões do rio Liz em função da profundidade e do ensaio CPTU1: a – Robertson <i>et al.</i> (1986); b – Classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999).	188
Fig. 6-29 – Perfil vertical, em profundidade, de V_s nas aluviões do rio Liz, a partir de SCPTU1..	189
Fig. 6-30 – Valores de γ_d em função da profundidade obtidos a partir de CPTU1 para as aluviões do rio Liz.	191

Fig. 6-31 – Cálculo dos valores do ϕ' tendo por base o CPTU1 e a carta de Robertson e Campanella (1983).	192
Fig. 6-32 – Valores calculados de ϕ' a partir do CPTU1, segundo Kulhawy e Mayne (1990), distribuídos em profundidade, dos materiais arenosos das aluviões do rio Liz.	193
Fig. 6-33 – Avaliação do módulo de distorção inicial a partir dos resultados do ensaio CPTU1 com base na proposta de Rix e Stokoe (1992).	194
Fig. 6-34 – Valores de G_0 para solos granulares das aluviões do rio Liz, de acordo com Schnaid <i>et al.</i> (2004) e Schnaid (2005).	195
Fig. 6-35 – Comparação dos valores de G_0 obtidos de acordos com diferentes métodos.	195
Fig. 6-36 – Distribuição dos valores de E em profundidade ao longo do CPTU1 para os materiais granulares das aluviões do rio Liz.....	196
Fig. 6-37 – Distribuição em profundidade de M , de acordo com a proposta de Mayne (2006) e por aplicação ao CPTU1 nas aluviões do rio Liz.	197
Fig. 6-38 – Gráfico do ensaio DPSH realizado nas aluviões do rio Liz, margem sul.....	199
Fig. 6-39 - Resultados comparativos do ensaio DPSH e do CPTU5 e interpretação da litologia (Veiga e Quinta-Ferreira, 2010).....	199
Fig. 6-40 – Escavação no limite do depósito do Pliocénico no campus 2 do IPL.....	201
Fig. 6-41 – Distribuição litológica dos materiais do Pliocénico.	202
Fig. 6-42 – Distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$, e valores de penetração para N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ iguais a 60 pancadas, em função da profundidade nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.	203
Fig. 6-43 – Locais de realização dos ensaios do Gamadensímetro e do GeoGauge em depósitos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado. O ponto GPS112 é junto ao ponto GPS113 e 113a.. ..	207
Fig. 6-44 – Curvas granulométricas correspondentes às amostras colhidas nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.	209
Fig. 6-45 - Classificação Unificada (a) e Classificação para Fins Rodoviários (b) das amostras do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.	210
Fig. 6-46 – Tensão de corte <i>versus</i> tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado.....	211
Fig. 6-47 – Distribuição das litologias descritas em gráficos de sondagens para os materiais constituintes da Formação de Dagorda.....	213
Fig. 6-48 - Variação de N (a) e N_{60} (b) com a profundidade e valores de penetração, em cm, para valores de N (a) e N_{60} (b) iguais a 60 pancadas, para os solos da Formação de Dagorda.	215
Fig. 6-49 – Gráfico utilizado na obtenção de t_{50} necessário ao cálculo de c_h	224
Fig. 6-50 – Curva pressiométrica do ensaio P1.1.	225
Fig. 6-51 - Curva de fluência do ensaio pressiométrico P1.1.	226
Fig. 6-52 – Variação do CBR com E_G de acordo com os valores da Tab. 6.53.	229
Fig. 6-53 – Fuso granulométricos correspondentes a solos da Formação de Dagorda.....	230
Fig. 6-54 – Classificação ASTM (a) e Classificação para Fins Rodoviários (b) para as amostras dos solos da Formação de Dagorda.	231

Fig. 6-55 – Curvas tensão de corte versus deformação horizontal resultantes de um ensaio de corte direto sobre uma amostra dos solos da Formação de Dagorda.	234
Fig. 6-56 - Tensão de corte <i>versus</i> tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras dos solos da Formação de Dagorda.	235
Fig. 6-57 – Afloramento do corpo magmático no Morro do Lena, campus 2 do IPL.	242
Fig. 6-58 – Dolerito dos capuchos a contactar lateralmente com a Formação de Dagorda. Contacto por falha	242
Fig. 6-59 – Aspecto peculiar do Dolerito dos Capuchos.	243
Fig. 6-60 - Curvas granulométricas correspondentes a solos residuais de rochas magmáticas. .	246
Fig. 6-61 - Tensão de corte <i>versus</i> tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras dos solos residuais das rochas magmáticas.	249
Fig. 7-1 – Zonas de estudo da liquefação. A vermelho estão as sondagens com SPT e amarelo os CPTU e SCPTU.	253
Fig. 7-2 – Identificação de ocorrência de liquefação para as aluviões sob o Largo Alexandre Herculano.	256
Fig. 7-3 – Projeção dos valores $Vs1/CSR^*$ numa carta de liquefação utilizando as recomendações do Eurocódigo 8.	259
Fig. 7-4 - Projeção dos valores $Vs1/CSR^*$ numa carta de liquefação utilizando a proposta de Andrus <i>et al.</i> (2004).	260
Fig. 7-5 – Resumo dos resultados da liquefação nas aluviões do rio Liz a partir do ensaio CPTU1. CSR_{eq} – CSR ajustado para sismo de $M=7,5$; $CRR_{7,5}$ – CRR para sismo de $M=7,5$	261
Fig. 7-6 – Cartas de liquefação para os dados do CPTU1.	262
Fig. 7-7 – Evolução da liquefação e dos assentamentos verticais em profundidade a partir do CPTU1. a) evolução do LPI em profundidade; b) cálculo dos assentamentos.	263
Fig. 8-1 – Entidades diretamente dependentes de Relatório e respetivos relacionamentos.	268
Fig. 8-2 – Entidades Litologia, Amostra, Ensaio Laboratório e respetivos Relacionamentos.	268
Fig. 8-3 - Entidades directamente dependentes de Penetrómetro e respectivos relacionamentos.	269
Fig. 8-4 - Entidades diretamente dependentes de Prospecção Geofísica e respetivos relacionamentos.	270
Fig. 8-5 – Entidades diretamente dependentes de Sondagem e respetivos relacionamentos. ..	270
Fig. 9-1 – Carta geológica representativa do vale tifónico Parceiros-Leiria.	277
Fig. 9-2 – Esboço Geomorfológico do vale tifónico Parceiros-Leiria e áreas envolventes. Adaptado de Jacinto (2009).	278
Fig. 9-3 – Falha a interceptar a Formação de Dagorda. Talude W do parque de estacionamento do edifício A da ESTG.	279
Fig. 9-4 – Esboço estrutural.	280
Fig. 9-5 – Perfil de sondagem realizada nas aluviões do rio Liz na zona da Fonte Quente.	289
Fig. 9-6 – Talude escavado na Formação de Dagorda.	294

1 INTRODUÇÃO

No âmbito dos trabalhos de investigação desenvolvidos para o presente trabalho foi selecionado para estudo o vale tifónico Parceiros-Leiria. O conhecimento de numerosas situações problemáticas, essencialmente associadas à execução de obras, conjuntamente com as características geológicas particulares da zona, foram o ponto de partida para a realização do presente trabalho.

1.1 Objetivos

O vale tifónico Parceiros-Leiria é uma unidade geomorfológica associada a uma estrutura diapírica formada a partir da erosão diferencial entre os limites do diapiro, constituídos por rochas mais resistentes, e o seu núcleo, normalmente constituído por rochas friáveis (e.g. argilas) ou solúveis (e.g. evaporitos).

Os materiais geológicos aflorantes no vale tifónico Parceiros-Leiria são de natureza variada e com comportamentos distintos face a solicitações externas ou interações com atividades humanas. Parte da cidade de Leiria e algumas zonas de expansão urbanística estão implantadas sobre esta estrutura geológica. As características destes terrenos tendem a conferir-lhes fraca aptidão geotécnica, exigindo estudos cuidados e técnicas construtivas especiais, na tentativa de melhorar a segurança das obras, face a uma geologia com complexidade significativa. Torna-se imperativo conhecer melhor as características geotécnicas destes terrenos para melhorar a sua utilização e minimizar os riscos associados à sua ocupação.

O objetivo principal deste trabalho é contribuir para o conhecimento do comportamento geotécnico dos diferentes terrenos pertencentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria a partir das características geológicas e de ensaios de campo e de laboratório. Pretende-se avaliar a importância do comportamento geotécnico nas condições de segurança face à ocupação urbana

e avaliar a eventual necessidade de medidas preventivas ou corretivas para um bom desempenho geotécnico das estruturas de engenharia. Pretende-se ainda verificar da existência de correlações entre os ensaios de campo e de laboratório de modo a que as características geotécnicas dos terrenos possam mais facilmente ser avaliadas.

Um outro objetivo prende-se com a avaliação da suscetibilidade à liquefação das aluviões do rio Liz, que intercetam o vale tifónico Parceiros-Leiria, com base em ensaios de campo.

Procuram-se também obter elementos para a execução da futura carta geotécnica de Leiria, organizando e armazenando informação numa base de dados que possa mais tarde ser integrada num Sistema de Informação Geográfica (SIG).

Com os resultados do presente trabalho espera-se contribuir para a melhoria do conhecimento dos terrenos, da sua classificação e para a racionalização da ocupação dos espaços, em particular das zonas com características geotécnicas menos favoráveis.

A diversidade de litologias e conseqüente diversidade das suas propriedades geotécnicas e da sua distribuição espacial, com grande variabilidade lateral e em profundidade na zona em estudo, podem implicar uma maior ou menor aptidão geotécnica à construção em determinados locais ou a necessidade de adoção de técnicas construtivas especiais, pelo que se procura aprofundar os conhecimentos no sentido de se poder responder às seguintes questões:

- Uma estrutura geológica peculiar, como o vale tifónico Parceiros-Leiria, deveria ser devidamente estudada do ponto de vista geomecânico dos materiais, antes de ser integrada num espaço urbano?
- Os geomateriais mais antigos que afloram no vale tifónico Parceiros-Leiria (Formação de Dagorda), formados há cerca de 200 milhões de anos, são constituídos por uma importante fração argilosa, sendo classificados como sobreconsolidados, possuindo uma história geológica capaz de fornecer informações importantes no contexto geotécnico (tensões instaladas e grau de sobreconsolidação – *OCR*). Será o estudo geológico e geotécnico destes terrenos uma necessidade para grande número de situações geotécnicas, nomeadamente para projetos de fundação de edifícios, construção de vias de comunicação, escavações, aterros ou estruturas de contenção?
- Serão as técnicas de prospeção geotécnica mais comuns as mais adequadas para o estudo destes terrenos? Serão os ensaios SPT os mais adequados ao estudo geotécnico dos terrenos aluvionares?

-
- Por que razão é por vezes tão difícil/demorada a estabilização de betonagem de estacas nos solos da Formação de Dagorda?
 - As aluviões do rio Liz na zona da cidade são potencialmente liquidificáveis? Quais os estratos mais suscetíveis de liquefazer, quais as suas espessuras e a que profundidade se encontram?
 - Os inúmeros trabalhos geológicos e geotécnicos realizados nestes terrenos são uma mais-valia para o reconhecimento geológico do espaço urbano de Leiria. A existência de uma base de dados com armazenamento e possibilidade de consulta, de fácil acesso, poderá ser uma mais-valia para a autarquia, empresários da construção e projetistas que trabalham na zona?

1.2 Metodologia

A metodologia adotada para a realização deste trabalho passa numa primeira fase pela pesquisa, compilação e integração de dados bibliográficos referentes à geologia, à geomorfologia (incluindo declives), à hidrologia, à análise das fotografias aéreas da região e à geotecnia. Esta fase permitiu definir melhor os problemas que foram surgindo.

A análise da Carta Geológica, folha 23-C de Leiria, dos Serviços Geológicos de Portugal, permitiu uma primeira identificação dos materiais geológicos presentes na área em estudo. Seguiu-se uma nova fase de pesquisa bibliográfica, procurando-se conhecer as melhores técnicas para abordar o estudo geotécnico dos diferentes materiais geológicos.

Procedeu-se de seguida ao reconhecimento de campo, à recolha de amostras consideradas representativas, e à execução de ensaios de laboratório.

Todos os ensaios laboratoriais e amostragem foram realizados com o equipamento existente no Laboratório de Geotecnia e Vias de Comunicação (LGVC) do Instituto Politécnico de Leiria (IPL), seguindo-se as normas, especificações e procedimentos recomendados pelos organismos de especialidade (IAEG, LNEC, ISSMGE, ISRM, CEN). Procurou-se com os ensaios laboratoriais obter parâmetros que permitissem a caracterização geotécnica dos diferentes materiais amostrados. Os ensaios de difratometria de raios X foram realizados no Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Para a caracterização geotécnica das aluviões dos rios Liz e Lena realizaram-se ensaios de campo nos locais para os quais se obteve autorização e utilizaram-se resultados de ensaios obtidos em

relatórios geotécnicos. Os ensaios de campo realizados foram executados com equipamentos do IPNlabgeo – Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes, Coimbra.

Os tipos litológicos existentes na área em estudo foram caracterizados quer pela descrição de perfis no campo, quer pelos ensaios *in situ*, quer pelos ensaios de laboratório.

De seguida procedeu-se à integração dos dados, definindo-se as unidades geotécnicas presentes a partir da suscetibilidade aos processos geológicos e das semelhanças do comportamento geotécnico.

A pesquisa bibliográfica e sua revisão foram uma constante ao longo de todo o trabalho.

1.3 Organização do trabalho

O trabalho está organizado em 9 capítulos. Na introdução no Capítulo 1, são apresentados os objetivos propostos e a metodologia adotada para os alcançar.

No Capítulo 2 aborda-se a temática da caracterização geológica e geotécnica de terrenos e a sua importância, e apresenta-se um resumo da evolução da cartografia geotécnica.

Os aspetos gerais da geologia de Leiria são apresentados no Capítulo 3, com o enquadramento geológico, com referência à paleogeografia e à tectónica. Apresenta-se a estrutura geológica do vale tifónico Parceiros-Leiria e caracterizam-se litostratigraficamente as unidades aflorantes, com idades compreendidas entre o Jurássico e o Quaternário, distinguindo-se essencialmente dois tipos de formações litológicas: as formações de origem magmática e as formações sedimentares. Procede-se à caracterização geomorfológica e hidrogeológica da zona estabelecendo-se relações com as características de natureza litológica e deposicional das formações ocorrentes, e ao enquadramento sísmico da zona em estudo, abordando o potencial quer da rotura sísmica das falhas à superfície quer da liquefação.

No Capítulo 4 definem-se metodologias para avaliação do potencial de liquefação dos solos, a partir de ensaios de campo, apresentando-se os efeitos da liquefação e medidas de mitigação dos seus riscos.

As metodologias seguidas no trabalho de campo são apresentadas no Capítulo 5, procedendo-se à revisão bibliográfica relativa aos diversos ensaios de campo e ensaios laboratoriais, que permitiram a caracterização *in situ*.

Os resultados dos ensaios de campo e de laboratório, apresentam-se no Capítulo 6, assim como a sua interpretação e obtenção dos parâmetros geomecânicos para caracterizar as unidades geológicas presentes na área em estudo. Os resultados são apresentados para as unidades geológicas que foram definidas em função da idade e da origem, e divididas em: aterros, aluviões, depósitos do Pliocénico e do Quaternário Indiferenciado, solos de alteração de rochas magmáticas e solos finos da Formação de Dagorda (Hetangiano). Os depósitos transportados Holocénicos foram subdivididos em depósitos de vertente e colúvio-aluvionares, aluviões do rio Lena e aluviões do rio Liz.

Na sequência da apresentação dos resultados dos diferentes ensaios e da obtenção dos parâmetros geomecânicos estabeleceram-se, sempre que possível, algumas correlações paramétricas entre diferentes ensaios.

Procedeu-se à avaliação do potencial de liquefação numa zona onde ocorrem simultaneamente solos granulares saturados recentes e ocupação urbana. Os resultados são apresentados no Capítulo 7. A metodologia de avaliação do potencial de liquefação foi aplicada às aluviões do rio Liz a partir dos resultados de ensaios SPT, SCPTU e CPTU e utilizando as aplicações informáticas da *GeoLogismiki*, o *LiqIT* versão 4.7.6.1. e o *CLiq* versão 1.4.1.22.

No Capítulo 8 apresenta-se a base de dados geológicos e geotécnicos de Leiria, *GeoLeiria*, construída para compilar, organizar e armazenar os inúmeros trabalhos de prospeção existentes na zona, facilitando a sua utilização futura. Além dos seus objetivos, apresentam-se aspetos ligados à implementação e à estrutura do modelo de dados relacional. A *GeoLeiria* pretende integrar dados da geologia e da geotecnia do espaço urbano de Leiria, podendo estender-se à região e ligar-se a outras bases de dados nacionais ou internacionais.

No Capítulo 9 apresentam-se as principais conclusões do trabalho. Apresentam-se os modelos geológico e geomecânico caracterizadores dos solos do vale tifónico Parceiros-Leiria. Faz-se uma previsão do comportamento das unidades geológico-geotécnicas perante solicitações impostas por alguns tipos de obras e fazem-se algumas recomendações. Por fim apresentam-se diversas sugestões de trabalho futuro.

2 CARACTERIZAÇÃO E CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA DE TERRENOS

A caracterização geotécnica de terrenos, imprescindível em grandes obras de engenharia, assume uma importância cada vez maior no processo de ordenamento do território, em particular no planeamento do espaço urbano.

O conhecimento geológico deve servir de base à caracterização geotécnica dos terrenos, pois os modelos geológicos permitem uma melhor compreensão das suas características fundamentais, possibilitando a identificação dos problemas, assim como uma melhor definição das técnicas construtivas a adotar, para além de contribuir atempadamente para a mitigação e prevenção de acidentes.

Nos estudos geotécnicos de zonas urbanas, nem sempre se valoriza a geologia local e regional levando muitas vezes a derrapagens orçamentais (aumento de custos e de prazos), embora estes estudos geotécnicos estejam cada vez mais ligados a preocupações relativas ao ambiente, a perigos geológicos e riscos geotécnicos.

Segundo Coelho (2008) as características geotécnicas de um sítio são o resultado da sua história geológica e geomorfológica, e no caso do meio urbano acresce a história urbana, incluindo a interação das atividades humanas com o meio geológico.

A zona em estudo apresenta uma grande variabilidade de materiais geológicos com idades muito diferentes, desde materiais sobreconsolidados até subconsolidados, com uma atividade geomorfológica intensa resultante de processos erosivos, mas também do facto de se estar perante uma estrutura tectonicamente ativa, o diapiro (Cabral, 1993). A história urbana assume também um papel importante, se pensarmos, por exemplo, na estratégica ocupação dos pontos mais altos, ocorrida no passado. Após a fundação do Castelo, mandado edificar na primeira metade do século XII, a ocupação urbana espalhou-se até à planície, motivando numerosas intervenções de que destacamos a efetuada no traçado rio com o objetivo de minimizar o efeito das cheias.

Considera-se pois haver grande interesse no estudo das condições geológicas e geotécnicas desta região, em particular nas zonas urbanas ou urbanizáveis e em que os locais ou terrenos poderão estar na origem de problemas. O trabalho de investigação que se pretendeu desenvolver centra-se nos terrenos pertencentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria, e procura um melhor conhecimento destes terrenos, o que tem interesse para grande número de situações geotécnicas nomeadamente para projetos de fundação de edifícios, construção de vias de comunicação, escavações, aterros e estruturas de contenção.

2.1 Resumo histórico da cartografia geotécnica

Passa-se a apresentar um resumo histórico da cartografia geotécnica no mundo e em Portugal. Apresentam-se também, resumidamente, os trabalhos de geologia e geotecnia realizado na região de Leiria.

2.1.1 No Mundo

A cartografia geotécnica resultou em grande parte da necessidade de utilizar espaços pouco seguros para construção, sendo exemplos precursores o caso de Paris, no início de 1777, ao crescer sobre antigas minas de carvão, ou a utilização de mapas mineiros para apoio à construção de obras geotécnicas.

No Reino Unido William Smith executa em 1815 um mapa utilizado inicialmente para fins mineiros mas que depois serviu de apoio à engenharia para construções de canais, podendo designar-se como um dos trabalhos precursores da Geologia de Engenharia. Nos EUA o pioneiro é William Crosby (1850-1925) o qual se dedicou aos problemas das obras de engenharia (*in* Rodrigues-Carvalho e Silva, 2010).

A evolução da cartografia geotécnica foi muito discreta até à década de 1940, com exceção de alguns países de Leste onde foi utilizada no planeamento de algumas cidades.

Em 1913, na Exposição Técnica de Construção, em Leipzig, foram apresentadas as primeiras cartas geotécnicas que representavam as características geológicas dos terrenos de fundação para o apoio ao desenvolvimento de várias cidades alemãs (e.g. Erfurt, Frankfurt, Danzig). Seguiram-se, na Ex-Checoslováquia, em 1926 as cartas para apoio ao desenvolvimento da cidade de Praga; nos anos 30-40 do século XX, na ex-URSS as cartas para apoio à construção do canal

entre o Mar Branco e o Mar Báltico e projeto de irrigação da margem direita do Volga, e em 1936, na Polónia, as cartas para apoio ao desenvolvimento da cidade de Varsóvia (Rodrigues-Carvalho *et al.*, 2004).

Após a II Grande Guerra houve um crescimento progressivamente mais rápido do recurso à cartografia geotécnica, devido em particular ao esforço de reconstrução do pós-guerra e à necessidade de otimizar o forte crescimento da ocupação urbana. Dos desenvolvimentos na cartografia geotécnica resultaram várias publicações, passando-se a destacar algumas.

Em 1947, na Ex-Checoslováquia publica-se um conjunto de normas para elaboração de cartas geotécnicas utilizando o método das bandas (Zebera, 1947).

Na Ex-URSS, em 1955 é publicado um livro sobre técnicas para a elaboração de cartas geotécnicas, onde é feita uma aproximação ao conceito de zonamento (Popov *et al.*, 1950, *in* Rodrigues-Carvalho e Silva, 2010). O conceito de unidade geotécnica surge na Republica Federal Alemã em 1954 por Gwinner, enquanto em 1967 era publicado, na República Democrática Alemã, instruções para a produção uniforme de cartas geológicas com fins de engenharia (Bachmann *et al.*, 1967, *in* Rodrigues-Carvalho e Silva, 2010).

Em 1967, em França, a Escola Nacional Superior de Minas procedeu à cartografia geotécnica sistemática da cidade de Paris tendo desenvolvido um sistema automatizado de armazenamento e recuperação de dados, resultando um atlas de cartas geotécnicas de algumas regiões da cidade à escala de 1:5000 (Arnould *et al.*, 1979).

A cartografia do subsolo da região metropolitana de Turim foi iniciada em 1979 e teve por base a recolha de sondagens realizadas durante 30 anos, o levantamento de pontos de campo e o desenvolvimento de uma base de dados para armazenamento das informações. Com os resultados obtidos elaboraram-se mapas temáticos. Este processo permitiu a individualização de regiões com diferentes comportamentos face a obras de engenharia (Bottino e Civita, 1986).

Na Finlândia, na cidade de Helsínquia, armazenam-se dados geotécnicos desde 1955 tendo sido elaborados mapas de solos à escala 1:2000, para toda a cidade, e 1:500, e em 1970 para o centro (Vähäaho, 1996). Existe aí um atlas geotécnico apresentando, entre outras informações, indicações de túneis e de fundações de edifícios. A cidade possui um departamento de geotecnia com um banco de dados que inclui informações sobre investigações (mapas e secções), fundações de antigos prédios, *layouts* de projetos de túneis existentes e medições de controlo do solo e da água subterrânea (Anttikoski *et al.*, 1994). Também importante é a informação registada nos departamentos de topografia e de supervisão de obras. O departamento de planeamento possui um mapa que é utilizado no licenciamento de espaços requeridos para a

construção à superfície (Anttikoski *et al.*, 1994). À escala 1:10000 existe um mapa geotécnico e um mapa de recursos geológicos para uso de planeamento das construções subsuperficiais de Helsínquia. Em 1992 iniciou-se na Finlândia um projeto tecnológico de planeamento subterrâneo de cidades, permitindo a formulação de um conjunto de ideias que resultaram num referencial de procedimentos de planeamento subterrâneo (Anttikoski *et al.*, 1994).

Desde 1969 que se desenvolvem mapas geotécnicos em Tóquio, no entanto só a partir de 1985 se iniciaram atividades de sistematização de informações geotécnicas. O sistema permite que mapas com pontos de investigação e perfis de sondagens sejam gerados automaticamente e impressos, constituindo uma ferramenta de grande utilidade no planeamento de obras futuras (Ishii *et al.*, 1992). Em 2000 o sistema marcava 55 000 sondagens (Takasaki *et al.*, 2000).

O sistema de informações geotécnicas, em Seul, desenvolveu-se no sentido de dar apoio a obras no metro iniciadas em 1971 (Chon *et al.*, 1997). Os documentos gerados têm por objetivo prever zonas problemáticas em futuras obras subterrâneas da cidade.

Na Universidade do Minnesota desenvolvem-se pesquisas sobre este tema desde a década de 70 (século XX), incidindo em particular sobre o subsolo de Minneápolis. Em 1993, Lindner desenvolveu um trabalho de caracterização das condições de subsuperfície de Minneapolis, o resultado final consistiu num mapa de zonamento das dificuldades para a construção de túneis (Lindner, 1993).

Em 1986 iniciou-se a elaboração de um mapa geotécnico para um distrito da cidade de Amesterdão, na Holanda. Este mapa englobava as principais unidades estratigráficas até 40m de profundidade, tendo-se já anteriormente procedido à reunião de dados de investigações subsuperficiais e montado um banco de dados num sistema de informação. Em 1990 desenvolveu-se um sistema chamado INGEOBASE contendo informações geotécnicas para uma área de 4 km² em Amesterdão no sentido de auxiliar no projeto de obras subterrâneas, permitindo a elaboração de mapas. Posteriormente desenvolveu-se um SIG 3D para gerir os riscos de subsidência de uma linha do metro de Amesterdão, que permitiu armazenar, analisar, estruturar e visualizar todos os dados relativos a este tipo de problema (Netzel e Kaalberb, 1999).

No Quebec, nos anos 80 do século XX, desenvolveu-se um projeto visando fornecer ferramentas para o planeamento adequado do uso do espaço subterrâneo. O método consistiu na reunião de todos os trabalhos existentes seguindo-se a cartografia geológica das unidades litológicas presentes considerando a sua distribuição tridimensional. Realizaram-se estudos geotécnicos

nas diferentes formações litológicas para chegar ao uso potencial do espaço subterrâneo (Boivin, 1990).

Mas, as principais publicações internacionais relativamente a este tema dizem respeito ao grupo de trabalho da IAEG. Em 1976 foi publicado pela Unesco Press um guia para a preparação de mapas de geologia de engenharia (IAEG, 1976). Em 1979 sai a classificação de rochas e solos para mapas de geologia de engenharia (IAEG, 1979). Em 1981 são publicadas recomendações dos símbolos e a descrição e classificação das rochas e solos a utilizar na elaboração de mapas de geologia de engenharia (IAEG, 1981) e em 2005 é publicado o documento “Special Purpose Mapping for Disposal Sites” (IAEG, 2005).

A realização de grandes obras de engenharia civil fez despertar a necessidade do estabelecimento da cooperação entre geólogos e engenheiros tendo como resultado o desenvolvimento da cartografia geotécnica e, a realização em 1979, por parte da IAEG, do Simpósio “Engineering geological mapping”.

Em 1981, Zuquette apresenta o trabalho de mapeamento geotécnico preliminar da região de São Carlos, na Universidade de São Paulo no Brasil (Zuquette, 1981), e desde aí tem liderado o processo de desenvolvimento de aspetos metodológicos para o mapeamento geotécnico. Inúmeros trabalhos de cartografia geotécnica e geoambiental têm vindo a ser realizados, na maioria de carácter académico (dissertações, teses e artigos). A maioria destes trabalhos é relativa a planeamento regional e urbano (e.g. Martins, 2005; Andrade, 2005; Souza, 2005) e alguns são relativos à resolução de problemas (e.g. CTCG, 2004). Alguns destes trabalhos apresentam diversas metodologias a aplicar na elaboração de cartas geotécnicas (e.g. Silveira, 2002; Júnior, 2007; Rodrigues, 2008). Verifica-se que essas metodologias foram surgindo e foram sendo aplicadas conforme as características e necessidades de cada região. Desde 1993 a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE) realiza de três em três anos um simpósio de cartografia geotécnica e geoambiental com o objetivo de reunir investigadores e profissionais da área e para divulgar os resultados de pesquisas, diagnosticar tendências, debater e propor novos caminhos (ABGEA, 2010).

Em 2008 é apresentado um trabalho de georeferenciação de dados geotécnicos para a cidade de Atenas, Grécia, onde é apresentada uma metodologia para o microzonamento sísmico a partir de dados simológicos e com a ajuda de um SIG (Antonίου *et al.*, 2008).

Hearn *et al.* (2009) alertam para a necessidade de gerar informação geológica e geotécnica nos países em desenvolvimento, dando exemplos de situações de deslizamentos de terras que danificaram grandemente estradas no Butão e na Etiópia. O trabalho foi publicado no *Quarterly*

Journal of Engineering Geology and Hydrogeology e demonstra a importância da realização atempada e adequada de estudos de geologia de engenharia no dimensionamento de infra-estruturas como contribuição para a investigação, análise e mitigação de riscos (Hearn *et al.*, 2009).

A cidade de Roma possui um banco de dados de sondagens com ensaios SPT. Segundo Folle (2009) este banco de dados conta com mais de 6000 sondagem desde 1980, além de informações estratigráficas, mapas geológicos e ensaios *in situ*. Em Roma decorre um projeto que prevê a obtenção de modelos tridimensionais e mapas de risco, e em que todas as informações farão parte de um SIG que terá por objetivo orientar, definir, prevenir e gerir riscos geológico-geotécnicos da cidade de Roma (Folle, 2009).

Foram produzidos mapas de geologia de engenharia para Tunis City (Tunísia) no sentido de apoiar o desenvolvimento urbano recorrendo a um SIG, tendo resultado mapas de aptidão à construção com categorização de áreas em função do risco (inundação, deslizamento e liquefação) (El May *et al.*, 2010).

No Irão, combinando dados geofísicos e geotécnicos foram recentemente elaborados mapas geológicos de aplicação à engenharia envolvendo microzonamento sísmico de modo a facilitar a reconstrução da cidade de Bam destruída pelo sismo de 2003 (Tabatabaei *et al.*, 2010).

A cartografia geotécnica em zonas urbanas tem vindo progressivamente a sofrer avanços muito importantes, apesar do seu desenvolvimento ao longo do tempo ter sido muito irregular. A difusão dos SIG, intensificada na última década do século passado, veio proporcionar um passo significativo no desenvolvimento da cartografia geotécnica por recurso à utilização de bases de dados e novas ferramentas de análise (Rodrigues-Carvalho *et al.*, 2010).

2.1.2 Em Portugal

O trabalho de cartografia geológica da escavação do túnel do Rossio em Lisboa, realizado nos finais do século XIX por Paul Choffat (Choffat, 1889), e onde foram considerados aspetos importantes para a engenharia da obra, constitui um documento histórico que importa referir. No entanto é a partir do fim da 2ª Guerra Mundial que a caracterização geotécnica de terrenos adquire maior importância com o projeto e construção de inúmeras obras de engenharia e intervenções no meio geológico (Rodrigues-Carvalho *et al.*, 2010).

Em 1962 surge em Portugal o primeiro projeto de carta geotécnica com aplicação ao planeamento regional e urbano, que consistiu na reunião de um conjunto de elementos para a

elaboração da Carta Geotécnica de Lisboa (LNEC, 1962). Este trabalho resultou da colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e da Câmara Municipal de Lisboa (Coelho, 1980).

O LNEC publica em 1968 a especificação E 220 onde apresenta a simbologia a utilizar em registos, por exemplo de sondagens, para ilustrar os tipos de terrenos atravessados (E 220, 1968).

Seguiram-se vários trabalhos de caracterização geotécnica de terrenos tendo por objetivo contribuir para uma ocupação mais racional do espaço territorial e melhor servir as necessidades das populações.

Os estudos geológicos e geotécnicos permitiram dar apoio ao plano urbanístico do Monte da Caparica (LNEC, 1973), a elaboração da carta geotécnica da área de Sines (LNEC, 1974) e a elaboração da carta geotécnica da área do plano de recuperação da Brandoa-Falagueira (LNEC, 1979).

A cartografia geotécnica no planeamento regional e urbano, realizada na região de Setúbal (Coelho, 1980) constitui um documento de referência.

Aplicado a obras especiais, albufeiras da Aguieira e do Coiço, o trabalho de caracterização e aptidão geotécnica dos terrenos envolventes a estas obras (Saraiva, 1986) constitui um contributo para a experiência portuguesa.

Em 1989 foram apresentados a carta de riscos de movimentos de terrenos dos taludes da margem sul do Tejo (Lamas, 1989) e um trabalho sobre planeamento urbano para a zona litoral entre Faro e Olhão (Silva, 1989).

A década de 90 do século XX foi rica na realização de trabalhos de caracterização geotécnica aplicada a espaços urbanos. Estes trabalhos foram realizados sobretudo em ambiente académico, no âmbito de dissertações de mestrado e teses de doutoramento, e são relativos a várias regiões do país: Coimbra (Tavares, 1990), Porto (Barbosa *et al.*, 1991; Oliveira *et al.*, 1995, 2005), Lisboa (Almeida, 1991), Aveiro (Gomes, 1992), Águeda (Duarte, 1993), Ovar (Oliveira, 1994), Oliveira do Bairro (Rodrigues, 1995), Sesimbra e Santana (Sobreira, 1995), Anadia (Aguilar, 1997), Bragança (Rocha, 1998). Em 1995 é realizado em Portugal o 1º Seminário Nacional de Cartografia Geotécnica.

Em 1990, Silva apresenta um trabalho académico versando a cartografia geotécnica assistida por computador, e em 2000 disserta sobre a aplicação de um sistema de informação à cartografia geotécnica do concelho de Almada, o Geo-Almada (Silva, 1990 e 2000).

Em 1999 foi iniciado um projeto de Base de Dados Geotécnicos, desenvolvido com a colaboração da Câmara Municipal de Lisboa (Almeida *et al.*, 2003) para a urbe de Lisboa. Na sequência deste trabalho, em 2008 iniciou-se um projeto de investigação para modelação geológica e geotécnica 3D, associada ao desenvolvimento de uma nova Base de Dados, e que permite a atualização constante e a validação cruzada do modelo e dos dados (Almeida *et al.*, 2010).

Em 2000 foi apresentado na Universidade de Coimbra o trabalho de aplicação das geociências ao ordenamento do território com um exercício de aplicação à vila da Batalha, tendo resultado uma carta de zonamento geotécnico (Veiga, 2000).

2.1.3 Trabalhos de geologia e geotecnia realizados em Leiria

No âmbito do estudo de caracterização geológica da Bacia Lusitaniana (ou Lusitânica), onde se insere a região de Leiria, inúmeros trabalhos de investigação foram desenvolvidos desde os meados do século XIX até à atualidade.

Os primeiros estudos geológicos realizados na região de Leiria são da autoria de Carlos Ribeiro e são relativos à extração de carvão no distrito (Ribeiro, 1857, 1858, 1891; *in* Dinis, 1990).

Os estudos geológicos pioneiros na região de Leiria foram realizados por Carlos Ribeiro e Nery Delgado e eram relativos ao estudo da estratigrafia e paleontologia dos terrenos jurássicos portugueses e que serviram de base à publicação da carta geológica em 1876 (Ribeiro e Delgado, 1876).

Choffat dá seguimento aos estudos de estratigrafia e paleontologia iniciados por Carlos Ribeiro e Nery Delgado publicando em 1880, um estudo estratigráfico e paleontológico dos terrenos jurássicos de Portugal desde o Lias ao Dogger a norte do Tejo (Choffat, 1880). Seguiu-se um conjunto de trabalhos com descrições estratigráficas, paleontológicas e cortes geológicos (Choffat, 1882, 1891, 1900, 1903, 1927). A Choffat cabe a descrição dos vales tifónicos assim como a designação de margas de Dagorda ao solo destes vales que correspondem à unidade argilo-evaporítica (Choffat, 1882).

Em 1947, Zbyszewski apresenta o trabalho “Estudos da sondagem de Parceiros (Leiria)” (Zbyszewski, 1947). Esta sondagem foi realizada no âmbito de trabalhos de Geologia económica, realizados em Portugal, para a pesquisa de sais de potássio. Zbyszewski dedicou-se ao estudo dos vales tifónicos tendo escolhido este tema para a sua dissertação de doutoramento (Zbyszewski, 1958).

Desde os meados do século XX, inúmeros trabalhos foram realizados sobre a Bacia Lusitaniana). Mouterde, abade e geólogo francês, realizou e orientou alguns desses trabalhos (e.g. Ruget, 1961; Ruget e Mouterde (1964-65); Mouterde *et al.*, 1971; Rosset e Mouterde, 1971).

A Carta Geológica de Leiria, folha 23-C, na escala 1/50 000, dos Serviços Geológicos de Portugal, foi publicada em 1968 (Teixeira *et al.*, 1968). Na carta geológica apresentam-se os estudos realizados sobre as rochas magmáticas aflorantes na região por Macpherson (1883-1887), Choffat (1884) e por Assunção e Brak-Lamy (1951).

De carácter geológico, em particular estratigráfico, vários trabalhos foram sendo realizados sobre a região, na qual se insere a área de estudo, ao longo da 2ª metade do século XX (e.g. Berthou, 1973; Crosaz-Galletti, 1979; Lapa e Reis, 1977; Lapa, 1979; Lauverjat, 1982; Ferreira *et al.*, 1988; Dinis, 1990; Duarte, 1995; Callapez, 1998; Kullberg, 2000).

No âmbito da geotecnia foi realizado um estudo geotécnico da zona de Parceiros – Belo Horizonte (Leiria) no âmbito de uma dissertação de mestrado apresentada à Universidade de Aveiro por Amado (2004). Em 2005 foi realizado um trabalho de cartografia geotécnica da Encosta de São Romão e Urbanização Quinta do Rei (Lopes, 2005), em Leiria, no âmbito de um estágio curricular da licenciatura em Engenharia Geológica.

Entretanto, muito em virtude do crescimento da cidade e das suas particularidades geológicas e geotécnicas têm vindo a ser realizados trabalhos de reconhecimento geológico - geotécnico de apoio a projeto de algumas obras na cidade de Leiria, apresentando-se na bibliografia a lista dos relatórios de prospeção geológica-geotécnica utilizados neste trabalho.

3 ASPETOS GERAIS DA GEOLOGIA DE LEIRIA

De seguida procedesse ao enquadramento geológico de Leiria, tendo em atenção a Paleogeografia e a Tectónica que permitem enquadrar a ocorrência do vale tifónico na região, e apresenta-se a estrutura diapírica Parceiros-Leiria. Em seguida caracteriza-se a zona em estudo em termos litostratigráficos, geomorfológicos e hidrogeológicos. Faz-se também um enquadramento em termos de sismicidade.

3.1 Enquadramento geológico

A região de Leiria faz parte de uma grande bacia de sedimentação que no Mesozóico se instalou na fossa tectónica limitada pelo Maciço Hespérico e pelo continente Ocidental, testemunhado pelos ilhéus das Berlengas e Farilhões. Esta bacia de sedimentação designa-se por Lusitânica ou Lusitaniana e de acordo com Soares e Rocha (1984) divide-se em três sectores limitados tectonicamente: setentrional, central e meridional.

A área em estudo está localizada no sector central da Bacia Lusitânica limitado a Norte pela falha da Nazaré e a Sul pela falha de Montejunto-Arrife (Fig. 3-1), Kullberg *et al.* (2006).

A Bacia Lusitânica, situada no bordo Ocidental do Maciço Hespérico, deve a sua génese à fase distensiva verificada no Triásico sendo responsável pela acumulação de sedimentos siliciclásticos do Grupo Grés de Silves (Soares *et al.*, 1993, e Azerêdo *et al.*, 2003, *in* Duarte, 2010). Estes sedimentos, incluem acumulações argilo-evaporíticas (Formação de Dagorda). Sucedem-lhe uma série carbonatada que se inicia por dolomitos, calcários dolomíticos e calcários datados do Sinemuriano correspondendo à Formação de Coimbra (Duarte, 2010).

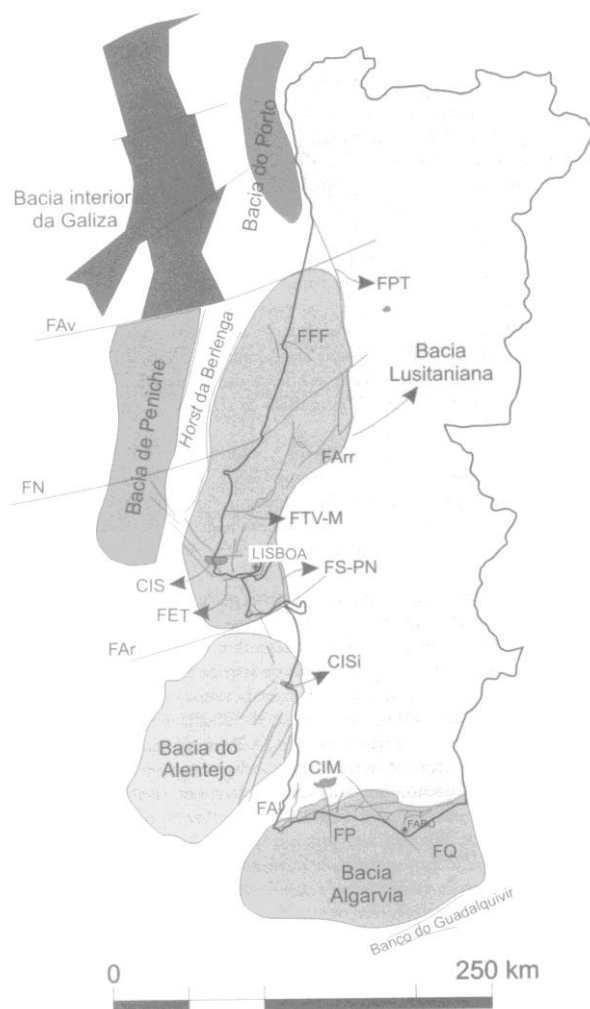


Fig. 3-1 – Mapa tectónico sintético do Meso-cenozóico da Margem Oeste Ibérica. CIM – Complexo Ígneo de Monchique; CIS – Complexo Ígneo de Sintra; CISi – Complexo Ígneo de Sines; FAl – Falha de Aljezur; FAr – Falha da Arrábida; FAr – Falha do Arrife; FAv – Falha de Aveiro; FET – Falha do Estuário do Tejo; FFF – Falha da Figueira da Foz; FN – Falha da Nazaré; FP – Falha de Portimão; FQ – Falha da Quarteira; FS-PN – Falha de Setúbal-Pinhal Novo; FTV-M – Falha de Torres Vedras-Montejunto (mod. de Kullberg *et al.*, 2006, in Kullberg *et al.*, 2010).

3.1.1 Paleogeografia

Os terrenos aflorantes mais antigos pertencem à Formação de Dagorda, do Hetangiano (Jurássico Inferior) correspondendo a materiais silto-argilo-evaporíticos, por vezes margosos, que se teriam depositado em condições de tipo lacustre (Teixeira *et al.*, 1968) em clima árido a semiárido, *sabka*, (Kullberg *et al.*, 2006). Este regime corresponde às primeiras tentativas de transgressão do início do Liásico. Ambiente gerado aquando do primeiro episódio de *rifting*, em que a Pangeia começou a rodar e os *riffts* começaram a formar-se, assistindo-se à abertura progressiva da plataforma sedimentar portuguesa, com influências marinhas que permitiram a acumulação de evaporitos.

A partir do Hetangiano a Bacia Lusitânica alarga-se e aprofunda-se traduzindo-se num aumento da influência de invasões marinhas periódicas e no carácter evaporítico da Formação de Dagorda (Kullberg *et al.*, 2006). No fim do Hetangiano e no Sinemuriano Inferior vê-se estabilizar uma sedimentação carbonatada inicialmente dolomítica, com fauna característica dum meio confinado (Mouterde *et al.*, 1979).

Durante o Sinemuriano a tendência transgressiva acentua-se e a Bacia começa a mostrar tendência assimétrica. Nesta altura observa-se uma transformação profunda da geometria e cinemática da bacia, que se estrutura em hemi-*graben* basculado para Oeste. Nesta fase as principais falhas responsáveis pela subsidência da bacia são falhas submeridianas de orientação ENE-WSW a E-W (Kullberg *et al.*, 2006).

No Toarciano inicia-se uma tendência regressiva propiciando a ocorrência de fácies de pequena a média profundidade.

Durante o Jurássico Médio ter-se-á iniciado uma importante regressão marinha, denunciada pela natureza dos sedimentos calcários margosos, margas, arenitos, etc. Estes movimentos mantêm-se durante o Jurássico Superior originando arenitos, intercalações margosas, etc.

Kullberg (2000) refere um período de diapirismo na bacia a partir do Jurássico Superior eventualmente com alguns indícios no Jurássico Médio. Nesta altura terão ocorrido ações tectónicas que deram origem à formação do diapiro de Leiria (Teixeira *et al.*, 1968) tendo-se iniciado com atividade eruptiva dando origem a domos doleríticos e filões que se instalaram nas fraturas.

A passagem do Jurássico Médio para o Jurássico Superior corresponde a uma transição entre dois episódios de rifting (Kullberg *et al.*, 2006). Até ao topo do Oxfordiano (início do Jurássico Superior) há uma tendência de afundamento progressivo da Bacia e alguma aceleração da distensão com restabelecimento das condições de plataforma carbonatada.

Entre o Jurássico Superior (Kimeridgiano) e o Cretácico Inferior (Berriasiano Inferior) ocorre uma forte aceleração da distensão ativando falhas já existentes (orientação E-W) e fazendo funcionar outras que aparentemente ainda não tinham mostrado atividade notória anteriormente. Há evidência de rotura no Atlântico Norte e simultaneamente a Bacia adquire maior confinamento espacial, reduzindo a largura da área de receção de sedimentos.

Ocorrem movimentos na Formação de Dagorda com formação de *forced folds*¹, caracterizando deste modo todos os movimentos de acomodação dúctil da Formação de Dagorda ocorridos anteriormente (Kullberg *et al.*, 2006). Segue-se a fragmentação da Bacia em sub-bacias, ocorrendo elevadas taxas de subsidência e instabilidade generalizada de origem tectónica provocando um grande acarreo de material siliciclástico à Bacia.

No final do Jurássico Superior a tendência é para a colmatação progressiva: passagem do eixo central para ambientes cada vez de menor profundidade até terminar por sistema fluvial subcontinental (Kullberg *et al.*, 2006).

No início do Cretácico (aproximadamente 140 Ma) a parte sul da Pangea (o antigo Gondwana) continuou a fragmentar a América do Sul e África, separadas pela abertura do Atlântico Sul, progressivamente do Sul para Norte (Ribeiro *et al.*, 1980). O enchimento da bacia é então marcado pelo acarreo de materiais predominantemente siliciclásticos (os grés do “Belasiano”).

No Cretácico Inferior ocorre uma fase de magmatismo que vai despoletar o diapirismo. A primeira fase de atividade diapírica termina no Aptiano Inferior ocorrendo reativações tardias, em particular nos seus bordos, o que evidencia grande contraste reológico durante a inversão miocénica (Kullberg *et al.*, 2006). O efeito mecânico de adaptação das áreas marginais traduziu-se por uma injeção de materiais magmáticos (conjunto de filões ou domos alongados) ao longo das fraturas. As fraturas e os próprios corpos eruptivos facilitaram a subida das rochas salíferas, comprimidas em profundidade pelo peso dos sedimentos acumulados.

Durante o Cretácico Médio com a subida do nível do mar, também se incrementou a atividade magmática associada à fratura, no Atlântico e no que é hoje o Mar do Norte. No final do Cretácico, após a transgressão do Cenomaniano, o mar terá abandonado praticamente toda a margem continental a Sul do acidente tectónico da Nazaré (acidente tectónico de primeira grandeza). A região fica emersa e é palco de uma importante atividade magmática. A rotação da Península Ibérica e a distensão terá facilitado a extrusão de material magmático (Ribeiro *et al.*, 1979). De acordo com Kullberg *et al.* (2006), este magmatismo poderá estar associado a acreção astenosférica sob o manto litosférico.

A partir do Cretácico Superior instala-se gradualmente uma plataforma carbonatada, a partir de áreas marginais, com relevos aplanados (Berthou, 1973; Berthou e Lauerjat, 1979; Soares *in* Ribeiro *et al.*, 1979). Ocorre um máximo transgressivo a partir da parte média do Cenomaniano

¹ Forced folds ou encurvamento passivo. Estruturas facilmente desenvolvidas na presença de camadas de sal (Withjack e Callaway, 2000).

Superior. A plataforma é afetada por movimentos tectónicos ligados à atividade diapírica e à reativação de eixos de fracturação mais antigos. Gera-se no sector interno entre Leiria e Ourém um complexo recifal (Callapez, 1998). O topo do Turoniano Inferior é marcadamente regressivo, ocorrendo progradação generalizada dos sistemas aluviais com sedimentação micácea (Kullberg *et al.*, 2006).

A cisão da Pangeia teve lugar durante o Cenozóico inicial. Embora vários novos oceanos se tenham aberto durante este período, foi um momento de intensas colisões continentais. O mais significativo foi o início da colisão entre a Índia e a Eurásia, há cerca de 50 milhões de anos atrás. Esta fase de colisão continental formou altas montanhas pela compressão horizontal da litosfera continental. Embora os continentes ocupem o mesmo volume, a sua área diminuiu ligeiramente. Por conseguinte, a uma escala global, a área das bacias oceânicas aumentou ligeiramente durante o Cenozóico. Porque as bacias oceânicas são maiores podem reter mais água. Como resultado, o nível do mar diminuiu durante os últimos 66 milhões de anos, refletindo um padrão ao longo da história, onde, em geral, o nível do mar tem sido baixo durante tempos de colisão continental (Geological Society, 2006).

Nesta altura a margem deixa de ser uma margem ativa para ser uma margem passiva, ou seja, a evolução do território deixa de ter a influência da abertura do oceânico atlântico passando a ter uma influência predominantemente do foro eustático, com transgressões e regressões do nível do mar. As sucessões de regressões e transgressões mantêm-se até ao Quaternário formando-se níveis de praias antigas e de terraços fluviais.

No Cenozóico a sedimentação na bacia Lusitânica começou a realizar-se em pequenas bacias controladas pelo diapirismo e por falhas menores. De recordar que segundo Ribeiro *et al.* (1979) o Paleogénico constitui uma etapa mal conhecida da geologia portuguesa (Lopes, 1993).

No Pliocénico, mais propriamente no Placenciano, dá-se uma subida do nível do mar depositando-se em toda a região depósitos de origem marinha podendo em algumas zonas ocorrer penetrações fluviais.

Nos períodos glaciares do Quaternário, em que o nível do mar está baixo e a linha de costa mais afastada, as oscilações climáticas permitem aos sistemas fluviais serem mais energéticos, logo com uma capacidade erosiva mais elevada, formando-se os vales tifónicos. Nos períodos interglaciares ocorre uma subida do nível do mar, o mar invade os vales tifónicos permitindo a formação de lagoas (por exemplo a lagoa de Óbidos). Com o decorrer do tempo estas lagoas são preenchidas por materiais transportados pelos rios que aí desembocam. Como registos destas variações eustáticas podem observar-se por exemplo grandes blocos pseudo-erráticos na zona

de Pousos (Leiria) e níveis de praias antigas e terraços fluviais em Leiria e a NWN de Leiria (Teixeira, *et al.*, 1968).

Durante a época de nível do mar baixo e emergência dos continentes, a fauna terrestre floresce, ocorrem rotas migratórias entre os continentes, o clima torna-se mais sazonal, e porventura mais importante ainda, o clima global tende a arrefecer. Isto acontece porque a terra tende a refletir a energia do sol de volta ao espaço, enquanto os oceanos absorvem a energia do sol (Geological Society, 2006).

3.1.2 Tectónica

A tectónica alpina é a que abrange os episódios tectónicos ocorridos na região e que a caracterizam.

A evolução tectónica da Bacia Lusitânica foi condicionada por falhas formadas durante o episódio de fracturação tardi-varisca resultando como principais direcções estruturantes as N-S, NNW-SEE e NE-SW a E-W (Terrinha *et al.*, 2010). Segundo Lopes (1993) as falhas são de compressão e distensão e a orientação principal dos diapiros é NNE-SSW.

Do ponto de vista tectónico, a zona em estudo enquadra-se na zona dos diapiros de Monte Real e de Leiria a qual é constituída pelas seguintes unidades estruturais: diapiro de Monte Real, depressão de Gândara dos Olivais, diapiro de Parceiros-Leiria, zona em sinclinal de Telheiro, extremidade NW do planalto calcário de Fátima, região em sinclinal de Pousos e estrutura diapírica de Vermoil (Teixeira *et al.*, 1968).

A unidade estrutural que nos interessa é o diapiro de Parceiros-Leiria de orientação NE-SW, paralela à falha da Nazaré (Kullberg, 2000), com um núcleo constituído por rochas salíferas (vale tifónico constituindo um anticlinal). Trata-se de um anticlinal de perfil dissimétrico tendo sofrido compressão de SE para NW e delimitado por falhas subverticais de acordo com Zbyszewski (1947).

A tectónica de fratura rege predominantemente as condições geomorfológicas como resultado das características de resistência mecânica oferecidas pelas diferentes formações.

O enchimento da bacia foi influenciado pela reativação de falhas tardi-hercínicas, de orientação geral NNE-SSW e NE-SW (Ribeiro *et al.*, 1979; Wilson *et al.*, 1990, *in* Lopes, 1993).

O episódio de *rifting*, no fim do Turoniano, foi responsável pela reativação de algumas falhas hercínicas das quais a principal é a falha Nazaré – Lousã. Após este episódio de *rifting* deu-se

uma fase de atividade magmática com eventos de diapirismo. O diapirismo originou uma fracturação orientada N30°E.

Posteriormente, no Miocénico, durante a orogenia bética, com a ascensão dos maciços calcários (Maciço Calcário Estremenho – MCE, e Serra do Sicó) surgem novas direções de fracturação, uma de N40°W que se estende no MCE e uma de menor escala com direção N20°W.

A atividade diapírica muito provavelmente terá prosseguido até ao Paleogénico, segundo Kullber (2000) ou até ao Pliocénico de acordo com Teixeira, *et al.* (1968). Os depósitos pliocénicos evidenciam deformações, no interior dos vales tifónicos, e contactos por falha que podem ser indicadores de que as ações tectónico-diapíricas prosseguiram nos últimos 2 milhões de anos.

O mecanismo desencadeador do diapirismo na bacia não é consensual, logo não o é a sua idade. Para Guéry (1984), Montenat e Guéry (1984), Guéry *et al.* (1986), Montenat *et al.* (1988), Wilson *et al.* (1989), Pinheiro *et al.* (1996) e Alves *et al.* (2003) o mecanismo desencadeador do diapirismo foi a distensão do Jurássico Superior. Para Canérot *et al.* (1995), Kullberg *et al.* (1997), Rasmussen *et al.* (1998) e Kullberg (2000) o diapirismo está quer associado ao magmatismo fini-Cretácico, quer à inversão tectónica durante o Miocénico. Rasmussen *et al.* (1998) consideram a possibilidade de movimentos halocinéticos² relacionados com a segunda fase de rifting do Jurássico Inferior. O diapirismo tal como se exprime atualmente seria resultante da inversão tectónica miocénica, e o mecanismo desencadeador seria a compressão e consequente fluência plástica dos evaporitos ao longo de falhas inversas (Terrinha *et al.*, 2010).

Os dados existentes sobre a evolução geodinâmica do território português no Neogénico indicam atividade tectónica intensa. No Miocénico é desencadeada uma compressão, mais ou menos generalizada, de orientação NW-SE, seguida de um intervalo de relativa acalmia. Um novo incremento de atividade tectónica surge após o Pliocénico, onde depósitos quer pliocénicos quer quaternários se apresentam deformados e/ou elevados relativamente à sua posição original. O regime geodinâmico que atualmente condiciona as deformações tectónicas em Portugal continental ter-se-á instalado a partir do Pliocénico superior (Cabral e Ribeiro, 2010).

² Relativo a halocinese. Halocinese – ascensão de corpos salinos, originados em depósitos evaporíticos, penetrando e deformando as camadas de rochas mais densas sobrejacentes e produzindo estruturas em domo e que podem apresentar interesse na exploração petrolífera (Winge *et al.* 2001).

3.1.3 A estrutura diapírica de Parceiros-Leiria

O diapiro de Parceiros-Leiria apresenta uma estrutura em anticlinal evidente parecendo estar relacionada com a parte meridional da estrutura de Monte Real, apresentando-se aparentemente segundo a direção NE-SW, paralela à falha da Nazaré, numa extensão de 4 km por 1 km de largura, e prolongando-se até às proximidades da estrutura de Vermoil (Lopes, 1993) (Fig. 3-2).

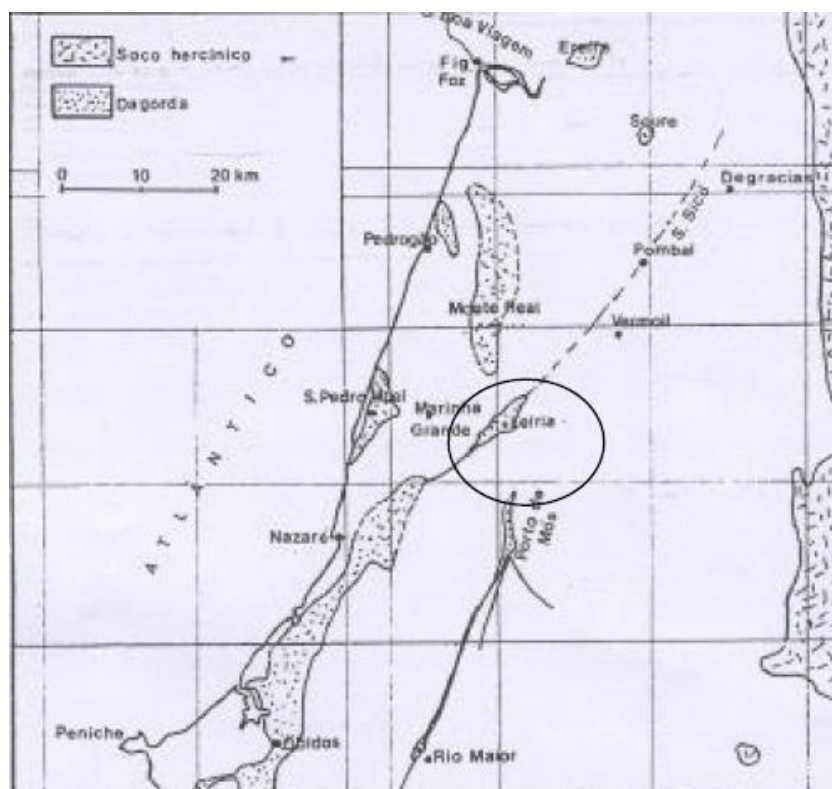


Fig. 3-2 – Enquadramento geográfico da estrutura diapírica de Parceiros-Leiria (adaptado de Lopes, 1993 in Amado, 2004).

Esta estrutura apresenta um núcleo formado pela Formação de Dagorda que é constituída por uma série de argilas e siltes cinzentas e vermelhas com gesso e salgema. Os flancos, constituídos por formações mais resistentes (jurássicas, cretácicas e terciárias) apresentam pendores acentuados, sobretudo no flanco W, onde as camadas aparecem verticais ou mesmo invertidas. O contacto com todas as unidades encaixantes é feito por falha. Corresponde a um anticlinal dissimétrico que sofreu compressão de SE para NW e que está separado da estrutura de Monte Real pela “Depressão da Gândara dos Olivais” (Teixeira *et al.*, 1968).

Na extremidade NE a altura do anticlinal diapírico diminui enquanto na extremidade SW se prolonga em direção à Maceira.

Segundo Lopes (1993) o diapiro Parceiros-Leiria terá tido início no Jurássico Médio e sofrido movimentos deformantes que se prolongaram até ao Pliocénico sob a forma de ocorrência de falhas e dobramentos. Alguns filões e domos doleríticos, localizados no interior ou nos flancos exteriores do diapiro, encontram-se instalados ao longo de fraturas parecendo relacionar-se com as estruturas salíferas. As fraturas e os corpos eruptivos terão facilitado a ascensão das rochas salíferas, comprimidas em profundidade pelo peso dos sedimentos acumulados. Assim se acentuaram as estruturas em anticlinal onde a erosão veio a esculpir posteriormente o vale tifónico delimitado por falhas subverticais.

O salgema, característico destas estruturas, não aflora à superfície, embora tenha sido intercetado a cerca de 200 m de profundidade, por uma sondagem efetuada em 1946 nos Parceiros (Zbyszewski, 1947). Por sua vez, o gesso aparece à superfície ora disseminado nas argilas ora sob a forma de blocos de grandes dimensões ou mesmo constituindo grandes massas (Fig. 3-3).



Fig. 3-3 – Massa de gesso no seio da Formação de Dagorda, na rua Machado dos Santos em Leiria.

O vale tifónico Parceiros-Leiria, unidade geomorfológica associada à estrutura diapírica, é formado a partir da erosão diferencial entre os limites do diapiro, constituídos por rochas resistentes, sendo o seu núcleo normalmente constituído por rochas friáveis ou facilmente solúveis, tais como as argilas e os evaporitos. É delimitado por falhas, contacta anormalmente com as formações encaixantes e é cortado por diversos filões e domos de rochas magmáticas. Os materiais encaixantes são constituídos por depósitos de idades compreendidas entre o

Jurássico Superior e o Miocénico, são litologicamente constituídos por fácies variadas, desde argilas a conglomerados até calcários fossilíferos (Amado, 2004).

Devido às variações eustáticas e à deposição ocorrida desde o Pliocénico, encontram-se alguns depósitos de areias e cascalhos, que podem estar associados a antigos terraços, sobre os materiais mais antigos. O vale tifónico é intercetado por dois rios, tendo proporcionado a deposição de aluviões que constituem uma importante unidade geológica e geotécnica da zona.

3.2 Caracterização litostratigráfica

As unidades geológicas aflorantes na região são muito diversificadas, com idades compreendidas entre o Jurássico e o Quaternário podendo distinguir-se essencialmente dois grupos de formações litológicas: as formações de origem magmática e as formações sedimentares.

Na zona em estudo, as formações sedimentares correspondem a aluviões e depósitos de fundo de vale, depósitos de terraços fluviais, areias e arenitos do Pliocénico, argilas/siltos e margas do Jurássico. As formações de origem magmática correspondem a domos e filões de rochas magmáticas predominantemente doleríticas. A alteração das rochas magmáticas origina solos residuais.

A Fig. 3-4 apresenta um extrato da carta geológica de Leiria onde se localizam os cortes geológicos ilustrativos da zona.

Os cortes geológicos representativos intercetam o vale tifónico Parceiros-Leiria permitindo observar as relações entre as diversas unidades presentes (Fig. 3-5 e Fig. 3-6). O vale tifónico encontra-se limitado por falhas sendo o sentido ascendente o do bloco central. A Formação de Dagorda é intruída por diversos corpos magmáticos e sobre ela se depositaram as unidades mais recentes como as aluviões dos rios Liz e Lena e os depósitos do Pliocénico.

Abaixo descrevem-se as unidades litológicas presentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria, estratigraficamente a partir das mais recentes.

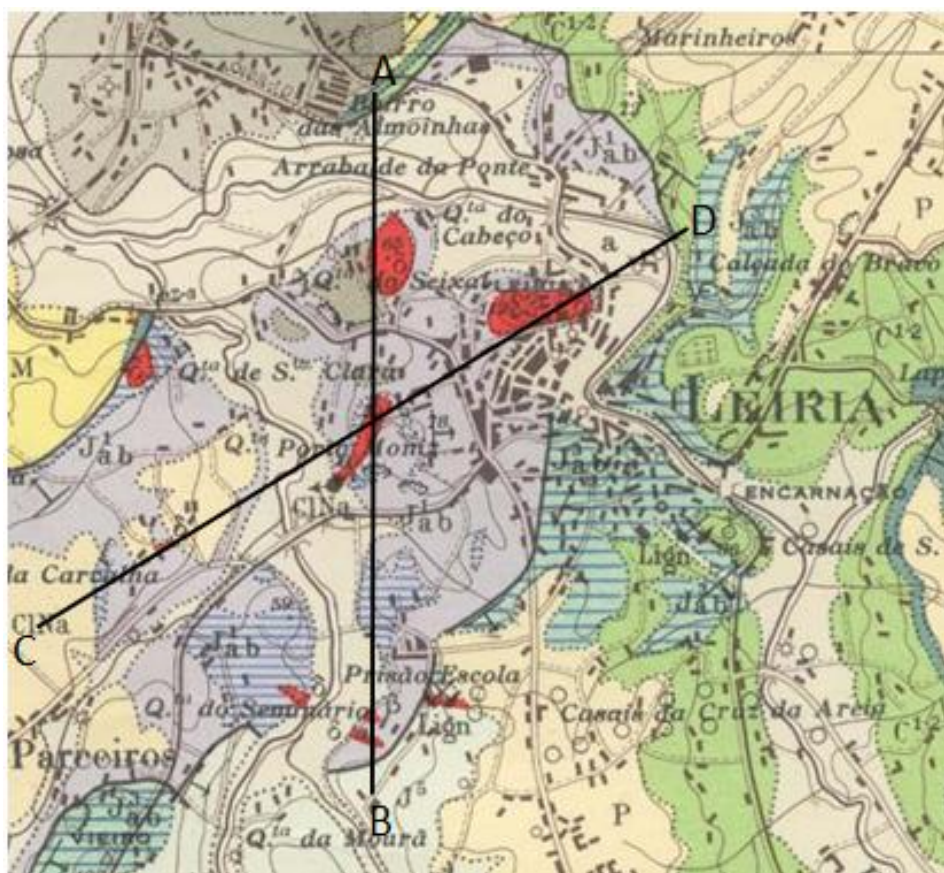


Fig. 3-4 – Esboço da carta geológica de Leiria (Teixeira *et al.*, 1968) com localização dos cortes geológicos AB (Fig. 3-5) e CD (Fig. 3-6).

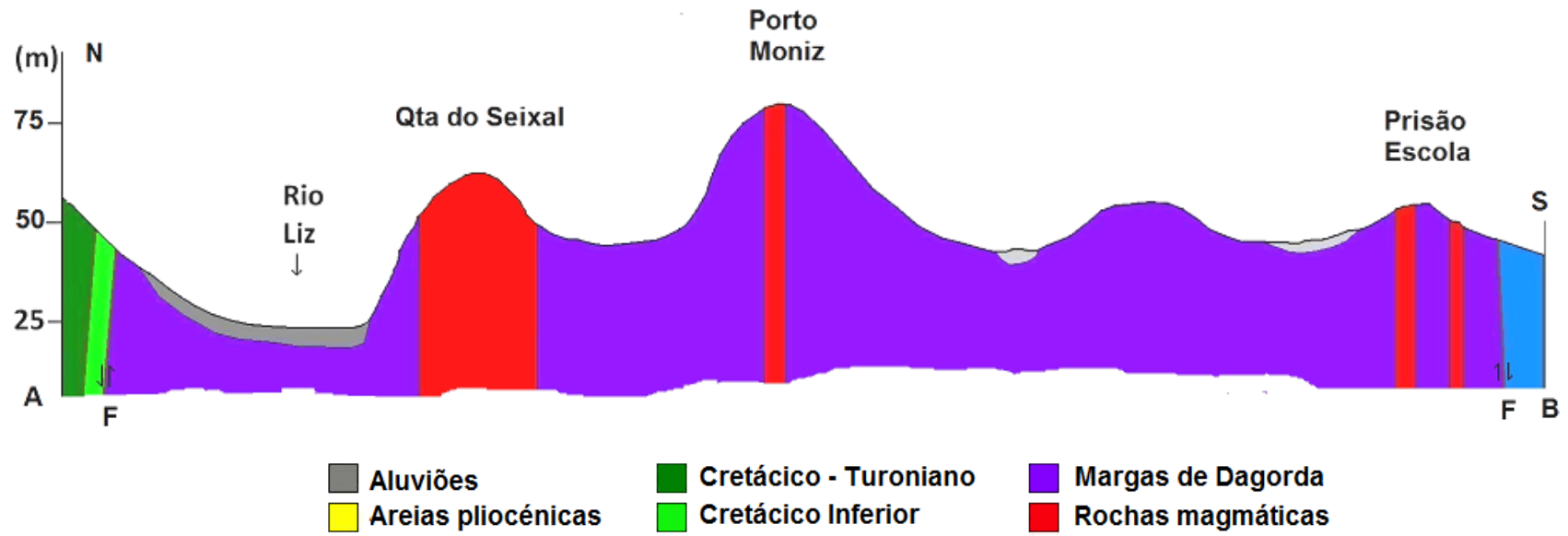


Fig. 3-5 – Corte geológico A-B no vale tifónico Parceiros-Leiria. Exagero vertical de 8x.

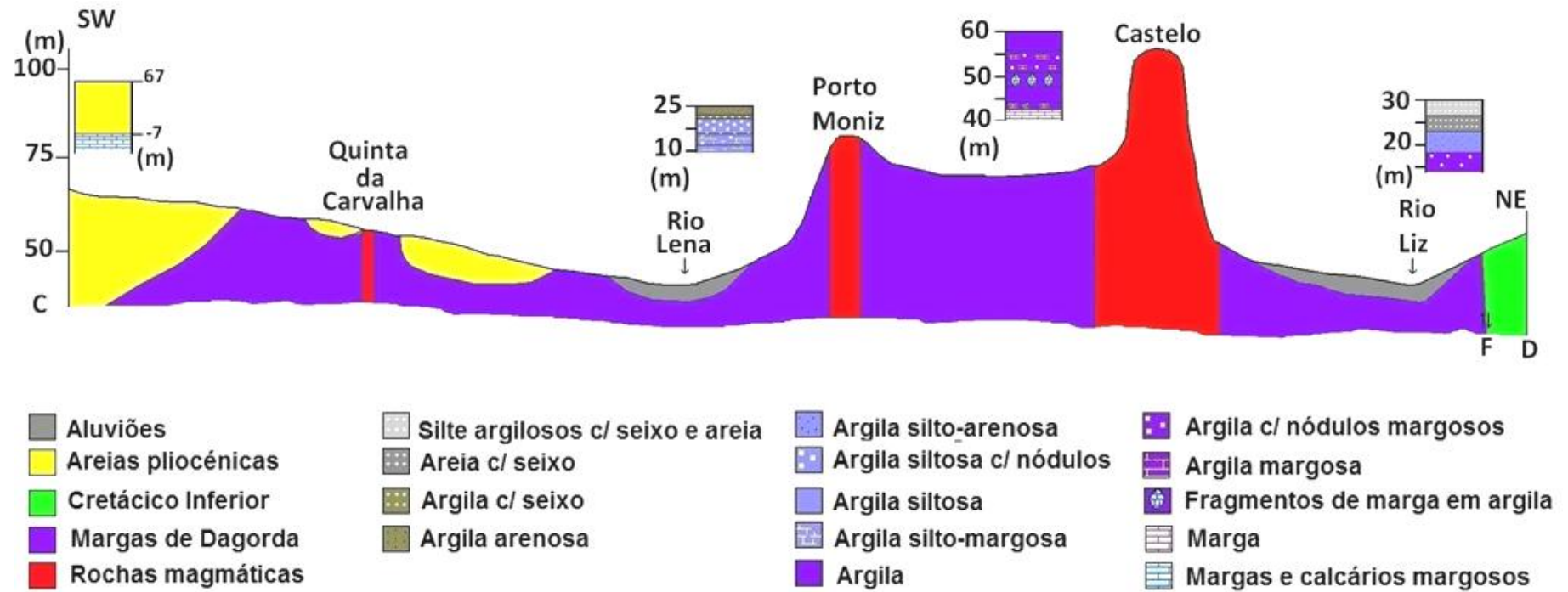


Fig. 3-6 – Corte geológico C-D no vale tifónico Parceiros-Leiria. Exagero vertical de 8x.

3.2.1 Aterros, depósitos de vertente, eluviões e coluviões - Atual

Nos depósitos mais recentes incluem-se os materiais de aterro, os depósitos de vertente e os depósitos eluvionares e coluvionares.

Apesar de os aterros não serem normalmente representados na cartografia geológica, como resultam da ocupação humana estão frequentemente presentes nas zonas urbanizadas, embora com diferentes espessuras. Podem resultar de diferentes atividades, incluindo a necessidade de conquistar uma determinada área a um rio, de enchimento de áreas onde se desenvolveram antigas explorações, ou associados a catástrofes naturais, essencialmente sismos e movimentos de vertentes (Almeida, 1991; Lopes, 2001) e ainda quando se pretendem aumentar as zonas aplanadas em flanco de encosta ou no cimo de colinas. Em determinadas zonas da cidade, o cimo de algumas colinas tem sido sujeito a escavações e aterros nas zonas de vertente, no sentido de se aumentar as plataformas de construção, conduzindo a aterros com espessuras de mais de uma dezena de metros.

Na zona urbana, ao longo do rio Liz, os aterros aparecem localmente sobrepostos às aluviões.

Tendo por base os trabalhos de prospeção realizados no espaço urbano, os aterros podem caracterizar-se por materiais de natureza e granulometria muito variada: areias de grão médio, siltosas e argilosas por vezes com seixos e fragmentos de natureza variada (brita calcária, seixos e calhaus sub-rolados; fragmentos de tijolo) e dispersos. Surgem nos níveis mais superficiais restos vegetais, terra vegetal e areia de grão fino com restos vegetais. A cor varia desde tons alaranjados, acastanhados, acinzentados, esbranquiçados até ao tom creme. Na Campanha de prospeção geotécnica da zona de Intervenção do programa Polis em Leiria ao longo do Rio Liz, uma sondagem intersectou cerca de 5 m de blocos argamassados de calcário de cor cinzenta, provavelmente pertencentes a uma estrutura antiga entretanto enterrada (Tecnasol, 2002b).

As espessuras dos aterros são variáveis, nos trabalhos estudados a espessura máxima registada foi de 7 m.

Os depósitos de vertente e os materiais coluvionares resultam respectivamente do movimento ao longo de vertentes de materiais desagregados e dos eluviões resultantes da alteração *in situ*. Estão principalmente associados às rochas magmáticas e aos materiais finos mais antigos pertencentes ao núcleo do diapiro (Hetangiano) e adiante designados por materiais pertencentes à Formação de Dagorda. Os depósitos de vertente e/ou cobertura e coluviões associados à Formação de Dagorda surgem na paisagem sobre a forma de vertentes arredondadas. As vertentes apresentam-se revestidas de material descomprimido, constituído

por pequenos blocos de pelitos e de calcários envoltos em argila e de aspeto remobilizado, indiciando que se deslocaram ao longo das vertentes, mesmo de fraca inclinação.

Os depósitos de vertente associados às intrusões de rochas magmáticas são constituídos por fragmentos angulosos de dolerito, de dimensão muito variada, envoltos numa matriz areno-argilosa de cor escura.

3.2.2 Aluviões dos rios Lena e Liz e terraços - Quaternário/Moderno

O Quaternário é constituído por materiais aluvionares distribuindo-se ao longo das principais linhas de água e localmente sob a forma de terraços. De acordo com a notícia explicativa da carta geológica as aluviões do rio Liz têm 8 a 10 m de espessura, no entanto sondagens permitem identificar espessuras de 12,5 m (Tecnasol, 2001c). As aluviões do rio Liz são representadas, na parte superior, por argilas lodosas acastanhadas e acinzentadas, e na base por areias amarelas com burgaus (Teixeira *et al.*, 1968).

É no vale do rio Liz, a jusante de Leiria, que se observa o maior desenvolvimento das aluviões. De acordo com os resultados das sondagens realizadas as aluviões aparecem subjacentes aos aterros e pavimentos. Segundo os relatórios de sondagens (Tecnasol, 2002a e 2002c) realizadas nas margens do rio Liz, as aluviões são constituídas do topo para a base por argilas, siltes, areias e cascalheiras. Em qualquer das litologias por vezes surgem seixos rolados a sub-rolados, dispersos e de dimensão variada. Nas cascalheiras os seixos estão envoltos numa matriz areno-silto-argilosa. As espessuras e distribuição horizontal são muito variadas.

As aluviões do Rio Lena sobrepõem-se, na zona em estudo, a material calcário do Sinemuriano e a argilas do Hetangiano, sendo constituídas por materiais areno-argilosos de cor castanha, com pequenos seixos de quartzo e de calcário, e com restos de carvões.

Os depósitos de terraços são constituídos por areias superficiais, provenientes da lavagem das vertentes e algumas areias eólicas. Algumas cascalheiras, dos terraços superiores, confundem-se com as cascalheiras dos planaltos pliocénicos.

3.2.3 Areias e argilas - Pliocénico

O Pliocénico sobrepõe-se ao substrato Jurássico e está representado por dois tipos de afloramentos:

- Fácies marinha: representada por areias finas brancas com intercalações de areias acastanhadas assentando numa camada de areias siltsosas muito micáceas de cor amarela;

- Fácies continental: areias de grão fino a médio, mais ou menos roladas, com tons vermelhos a alaranjados e cinzentos e argilas com intercalações lignitosas.

A deposição destes materiais resulta das subidas e descidas do nível do mar durante este período correspondendo a fácies marinha à fase de transgressão e a fácies continental à fase de regressão.

3.2.4 Jurássico

3.2.4.1 Sinemuriano

Esta unidade é composta por calcários dolomíticos, amarelos por vezes muito compactos, podendo em alguns locais aparecer fraturados e dobrados, por vezes alterados e desagregados.

Também surge com um aspeto margoso cinzento-escuro, friável, em alguns locais. Podendo aparecer muito recristalizado e de cor amarela ou ainda com veios de recristalização cruzados.

Contactam diretamente, com a série argilo-evaporítica do Hetangiano (Fig. 3-7).

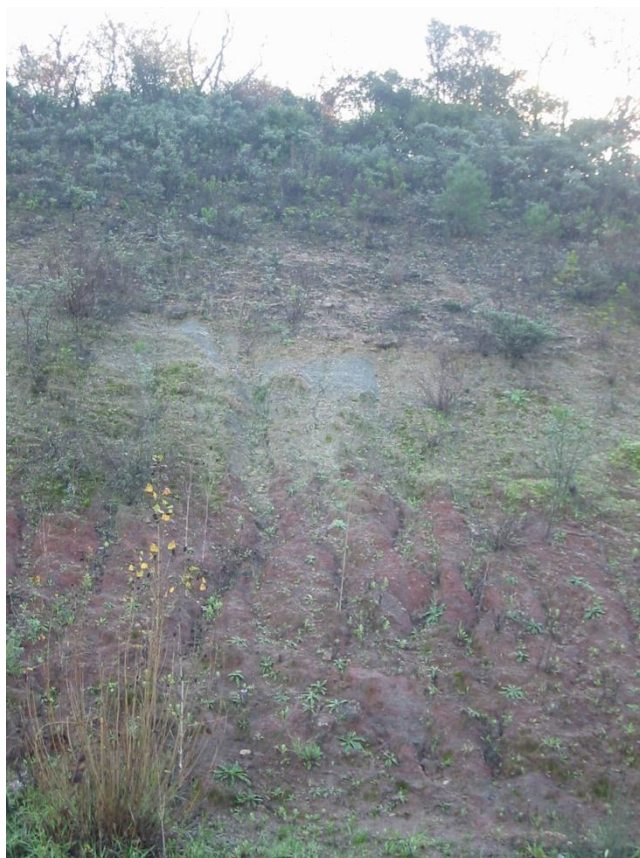


Fig. 3-7 - Contacto dos calcários do Sinemuriano (em cima) com a série argilo-evaporítica do Hetangiano (em baixo).

3.2.4.2 Hetangiano

O Hetangiano corresponde à unidade mais antiga representada na região e ao primeiro grande ciclo sedimentar da Bacia Lusitânica. Originado em condições especiais do tipo lagunar forma o núcleo diapírico de Parceiros-Leiria, onde um complexo salífero profundo foi evidenciado por sondagem em Parceiros (Teixeira *et al.*, 1968).

Os afloramentos são constituídos por uma unidade argilo-evaporítica chamada de Formação de Dagorda, por vezes margosa, e por uma unidade carbonatada (calcários dolomíticos, calcários margosos e calcários em placas com fósseis).

A unidade argilo-evaporítica é constituída por argilas e siltes, de cor predominantemente vermelha. No caso dos pelitos, a cor cinzenta ou esverdeada a verde apresenta-se em veios ou massas mais ou menos difusas paralelas à estratificação, ou caracterizadas por leitos mais siltosos ou mais carbonatados que os pelitos vermelhos encaixantes. No seio das argilas encontram-se veios e massas de gesso, podendo por vezes ser observados grandes cristais.

Numa sondagem realizada em Parceiros, foram intercetadas importantes massas evaporíticas representadas por sulfatos de cálcio e salgema a partir de aproximadamente 200 m de profundidade (Zbyszewski, 1947). A série argilo-evaporítica passa a margas gresosas ou mesmo a grés com a profundidade.

A unidade carbonatada é constituída por pequenas bancadas isoladas ou agrupadas em unidades de alguns metros de espessura. As camadas calco-dolomíticas apresentam moldes de conchas de lamelibrânquios e gastrópodes do Liásico (Ribeiro *et al.*, 1980). Estas camadas formam pequenos relevos na paisagem.

A Formação de Dagorda é caracterizada por depósitos originados em condições especiais do tipo lagunar (Dinis, 1996) correspondendo às primeiras tentativas da transgressão do início do Liásico, há cerca de 200 milhões de anos.

Nos flancos do diapiro, o Hetangiano está em contacto anormal com outras formações quer do Jurássico quer do Cretácico. Na proximidade dos contactos encontram-se margas amareladas, acastanhadas ou esverdeadas, por vezes dolomíticas. Na Fig. 3-8 pode ver-se o contacto entre margas e os calcários em placas.



Fig. 3-8 – Contacto por falha entre as margas da Formação de Dagorda e os calcários em placas. Contacto - - -

O Hetangiano aparece nesta região cortado por diversos filões e domos doleríticos e basálticos.

3.2.5 Rochas magmáticas e solos de alteração resultantes

Resultantes do ciclo magmático, entre o Jurássico Médio e o Cretácico Inferior, instalaram-se na região rochas eruptivas dos tipos doleritos e basaltos, sob a forma de domos e filões, associados às estruturas diapíricas (Kullberg *et al.*, 2006).

As manifestações magmáticas preservadas, foram estudadas por Choffat (1883-87), MacPherson (1883-1887) e Assunção *et al.* (1951), sendo os resultados apresentados na Carta Geológica de Portugal, folha 23-C de Leiria (Teixeira *et al.*, 1968). Recentemente foi alvo de estudo geoquímico o dolerito de Belo Horizonte procedendo-se a uma análise da evolução química do seu estado de alteração, à identificação dos principais mecanismos de alteração bem como dos respetivos minerais com vista ao estabelecimento de uma relação entre os aspetos da meteorização e a caracterização geológica numa perspetiva de geologia de engenharia (Amado, 2004).

No diapiro Parceiros-Leiria destacam-se os domos doleríticos do Castelo, da Quinta do Seixal e do cabeço do Peres e a chaminé basáltica do cabeço do Brogal, os filões da Quinta do Seminário, de Santo António, da Quinta da Carvalha e da Prisão Escola.

De acordo com Teixeira *et al.* (1968) e Amado (2004), apresenta-se de seguida uma síntese da descrição dos corpos doleríticos e basálticos do diapiro Parceiros-Leiria (Tab. 3-1, Tab. 3-2 e Tab. 3-3)

Tab. 3-1 – Caracterização mineralógica das rochas doleríticas, com afloramento tipo domo, de acordo com a notícia explicativa da Carta Geológica de Leiria (Teixeira *et al.*, 1968) e Amado (2004).

Afloramento	Minerais essenciais	Minerais acessórios	Estado de alteração	Notas
Castelo	Plagioclase cálcica (alterada) e augite castanho-pálida ou quase incolor.	Magnetite, ilmenite, anfíbola fibrosa verde (da série tremolite-actinolite), clorites e massas amareladas e muito claras de serpentina fibrosa.	Muito alterada	No flanco ocidental a rocha aparece sulcada e estriada horizontalmente, o que terá sido devido a fortes deslocamentos tectónicos testemunhadas também pela brecha que acompanha o corpo eruptivo.
Belo Horizonte	Labradorite, augite, óxidos de ferro e de titânio, olivina. Os cristais de plagioclase encontram-se rodeados por cristais de piroxena.	Minerais argilosos produto da meteorização.		

As rochas magmáticas aflorantes são predominantemente doleritos, constituídas essencialmente por plagioclase cálcica, anfíbolos, piroxenas e surgem como minerais acessórios magnetite, ilmenite e minerais argilosos como resultado da alteração. De um modo geral todos os afloramentos apresentam rochas fraturadas, muito alteradas ocorrendo em alguns afloramentos solos residuais com espessuras ultrapassando os 3 m.

Tab. 3-2 - Caracterização mineralógica das rochas doleríticas, com afloramento tipo filão, de acordo com a notícia explicativa da Carta Geológica de Leiria (Teixeira *et al.*, 1968) e Amado (2004).

Afloramento	Minerais essenciais	Minerais acessórios	Estado de alteração	Notas
Encosta do Castelo	Micrólitos de plagioclase cálcica, grãos e cristais de augite pigeonítica, a que se associam grânulos e grãos de óxidos metálicos.	Massas de anfíbolos fibrosos e de minerais titanados sobretudo hastes de ilmenite. Prehnite, mineral incolor e pouco abundante, aparece associado à anfíbola.	Grão fino muito alterado	
Porto Moniz	Plagioclase cálcica alterada, augite castanho-violácea (titanaugite), às vezes com orla de anfíbola verde.	Magnetite e ilmenite.	Dolerito grosseiro, ofítico, alterado	
Quinta da Carvalha ou de Santa Clara	Labradorite, augite, óxidos de ferro e de titânio, olivina. Os cristais de plagioclase surgem rodeados por cristais de piroxena (Velho, <i>et al.</i> , 2003).	Minerais argilosos produto da meteorização. Elevado teor em montmorilonite.	Muito meteorizado.	A progressão de alteração da rocha é acompanhada por uma modificação na coloração, a qual passa de tons acinzentados a acastanhados. Este corpo dolerítico parece apresentar incluso outro tipo de dolerito (Amado, 2004).
Codiceira	Grão grosseiro de olivina labrador, augite-castanha, olivina (parcialmente transformada em serpentina).	Magnetite e algumas hastes de ilmenite.	Rocha bastante sã.	Idade 165±3 M. a. (Kullberg, 2000)

Tab. 3-3 – Caracterização mineralógica das rochas basálticas de acordo com a notícia explicativa da Carta Geológica de Leiria (Teixeira, *et al.* 1968).

Afloramento	Tipo de afloramento	Minerais essenciais	Minerais acessórios	Estado de alteração
Brogal	Chaminé	Pasta microlítica, com estrutura mal definida, muito calcitizada, notam-se restos micrólitos feldspáticos.		Muito alterado.
Junto da prisão-escola e do Morro do Lena (Fig. 3-9)	Filão	A pasta formada, principalmente, por micrólitos, com dimensões variáveis, de plagioclase cálcica e grãos de augite e de óxidos metálicos. A olivina aparece quer em grãos quer em fenocristais fortemente serpentinizados.	As amígdalas contêm calcite com orlas de serpentina. Aparece calcite disseminada por toda a rocha.	Rocha basáltica (com tendência dolerítica), amigdalóide com olivina alterada.

Na Fig. 3-9 observa-se a intrusão de um filão dolerítico e o seu contacto com a Formação de Dagorda numa escavação. A rocha apresenta uma cor cinzenta escura a esverdeada, fraturada e fragmentada.



Fig. 3-9 – Filão dolerítico do Morro do Lena em contacto com a Formação de Dagorda. Contacto - - -

Além das intrusões registadas na carta geológica de Leiria foi possível identificar mais duas intrusões em dois locais onde se realizaram escavações para construção, uma na urbanização de Santa Clara (Fig. 3-10) e outra no centro da cidade (Fig. 3-11).

O corpo magmático da Fig. 3-10 não chega à superfície, sendo apenas visível na escavação, contactando lateralmente e inferiormente com a Formação de Dagorda. Este corpo apresenta-se muito fraturado e a rocha apresenta-se alterada em torno de pequenos núcleos mais resistentes.

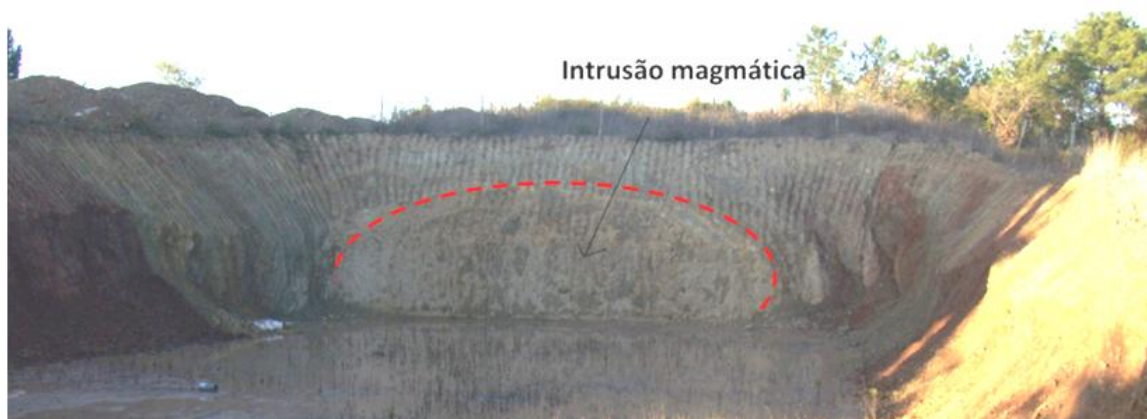


Fig. 3-10 - Intrusão de rocha magmática no seio de argilas vermelhas e cinzentas em Santa Clara. Contacto - - -

O corpo magmático a que pertence o afloramento da Fig. 3-11, foi identificado na zona dos Capuchos, apresentando um elevado estado de alteração.



Fig. 3-11 - Afloramento de rocha magmática muito alterada, na zona dos Capuchos.

3.3 Caracterização geomorfológica

No sentido de se obter uma melhor caracterização geomorfológica da zona de estudo procedeu-se à elaboração de um modelo digital de terreno (Fig. 3-12). Para tal utilizou-se o *software* ArcGis 9.3 tendo os dados sido obtidos a partir do Atlas do Ambiente – IA e no website <http://srtm.csi.cgiar.org> (Jarvis *et al.*, 2008).

A região de Leiria é caracterizada por extensas zonas planas e pequenas elevações não ultrapassando os 400 m. Por sua vez o perímetro urbano da cidade de Leiria apresenta pequenas elevações que não excedem os 110 m de cota (altitude medida no castelo). As zonas mais baixas correspondem às planícies aluvionares dos rios Liz e Lena, que intersectam o vale tifónico Parceiros-Leiria (Fig. 3-12).

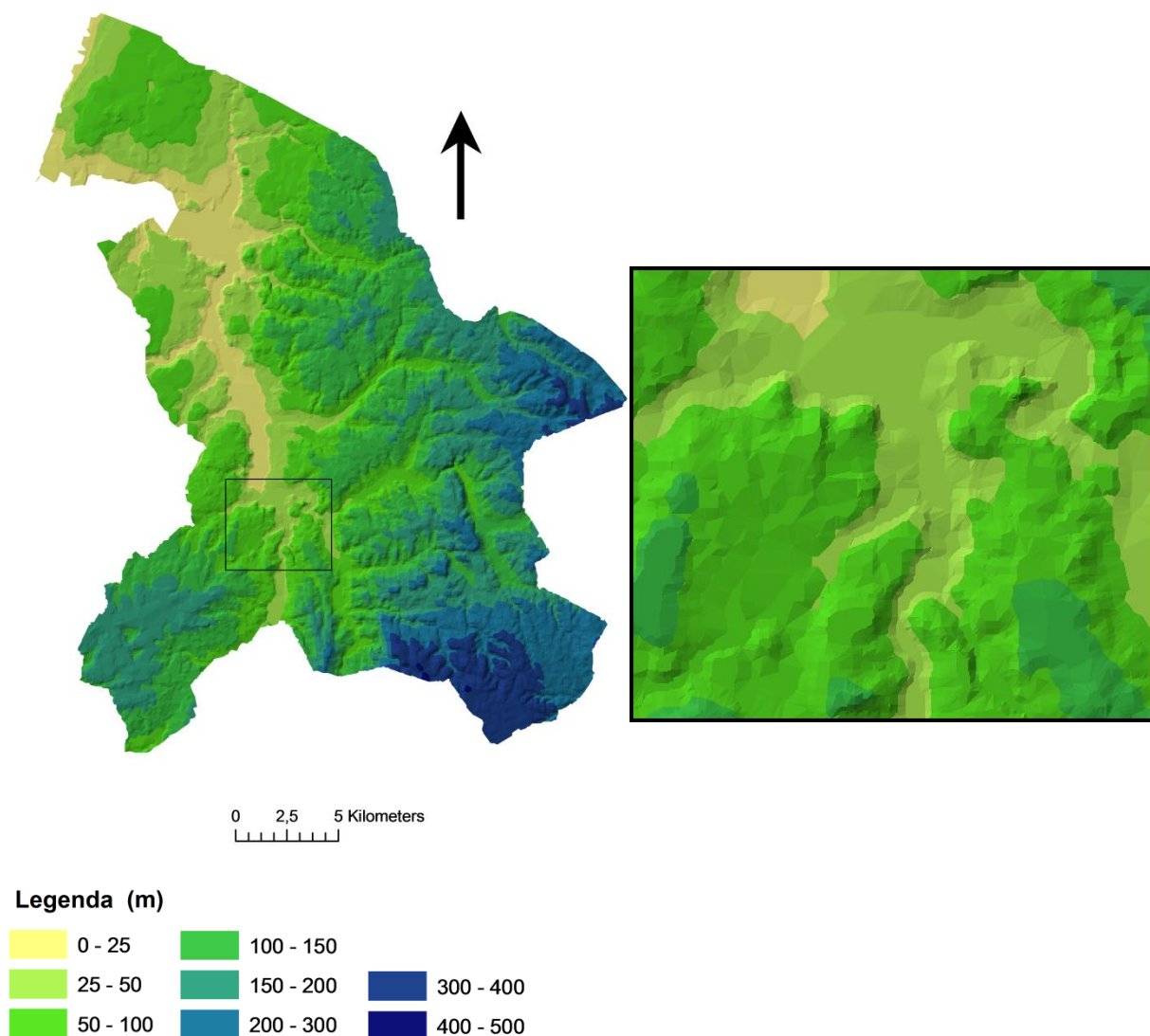


Fig. 3-12 – Modelo digital do concelho de Leiria com identificação da zona de estudo.

Tal como já anteriormente foi referido, o vale tifónico Parceiros-Leiria é a unidade geomorfológica mais relevante na zona, correspondendo ao que Zbyszewski (1959) caracterizou como forma ligada ao esventramento longitudinal de uma estruturação diapírica, e apresenta uma orientação NE-SW. Esta unidade está associada a uma estrutura diapírica formada a partir da erosão diferencial entre os limites do diapiro, constituídos por rochas resistentes, e o seu núcleo normalmente constituído por rochas friáveis ou facilmente solúveis (e.g. argilas, evaporitos), ou seja, corresponde a uma depressão limitada por relevos de maior resistência. O

vale tifónico está delimitado por falhas, contacta anormalmente com as formações limites e é cortado por diversos filões e domos de rochas magmáticas.

Devido à erosão e às variações eustáticas ocorridas desde o Pliocénico, em determinados locais ocorrem depósitos de areias e cascalhos que podem estar associados a antigos terraços, constituindo zonas aplanadas.

De seguida caracterizam-se geomorfologicamente os diversos elementos da paisagem e procede-se a uma análise, embora simplificada, dos declives e processos ativos da geodinâmica externa.

3.3.1 As planícies aluvionares

Tanto o rio Liz como o rio Lena apresentam vales encaixados para montante, que progressivamente se abrem para jusante, dando origem a planícies aluvionares.

Na zona em estudo o rio Liz apresenta um vale muito aberto com a planície densamente ocupada. A parte antiga da cidade estende-se ao longo do rio, assim como a zona desportiva. O traçado do rio foi alterado no passado, tendo sido desviado do antigo centro da cidade na tentativa de controlar as cheias que aí ocorriam, entretanto a cidade foi crescendo e hoje o rio ocupa novamente uma posição central. A planície aluvionar do rio Liz apresenta cotas entre os 45 m e 25 m na zona NW.

A presença do rio e os baixos valores de inclinação dificultam a drenagem dos terrenos da planície aluvionar, assim, a presença de água é comum na execução de qualquer fundação implicando sempre o recorrer a drenagem forçada durante a execução das obras (Fig. 3-13).

Quase todos os anos, em períodos de intensa precipitação, se registam ocorrências de inundações em caves de edifícios localizados nas margens do rio Liz.

O rio Lena desloca-se sensivelmente de Sul para Norte até confluir com o rio Liz, e as cotas da sua planície aluvionar variam entre 30 e 25 m, na zona do diapiro.

O vale e planície aluvionar do rio Lena apresentam uma orientação preferencial NNW-SSE. A planície aluvionar está essencialmente ocupada por terrenos de cultivo, algumas habitações, armazéns e infra-estruturas rodoviárias tal como o IC2. Também aqui, em anos em que ocorrem períodos de grande precipitação ocorrem inundações não só nos terrenos agrícolas como também em algumas estradas e armazéns.



Fig. 3-13 - Presença de água nas fundações de um edifício na baixa aluvionar do rio Liz.

3.3.2 Depósitos pliocénicos

Os depósitos pliocénicos, por vezes indistinguíveis dos terraços dos rios, surgem no topo dos pontos mais altos e aplanados constituindo zonas favoráveis à ocupação humana, não só atualmente como no passado. Durante as investigações de campo realizadas para este trabalho, foram encontradas no Morro do Lena pedras lascadas e “núcleos” quer em quartzito quer em sílex, identificados de idade paleolítica pela equipa de arqueologia da Câmara de Leiria chefiada pela Arqueóloga Susana Carvalho. Também foi encontrado um pequeno bloco de jaspe.

Na zona de Parceiros estes depósitos ocupam áreas mais ou menos extensas sobre os terrenos da Formação de Dagorda, que segundo Ribeiro (1984) e Cabral (1995) ficaram abrigados da erosão no interior no vale tifónico.

3.3.3 Os filões e domos magmáticos

As rochas eruptivas ocupam as zonas mais elevadas devido à erosão diferencial. Trata-se de domos, chaminés e de filões associados ao vale tifónico Parceiros-Leiria, de um modo geral são de natureza mais resistente que os materiais encaixantes destacando-se na paisagem.

Em termos de orientação, o domo do castelo tem uma disposição E-W, o filão da Quinta do Seixal N-S, o filão de Porto Moniz (também conhecido como da Quinta de Santo António) NE-SW, os filões da Prisão Escola e Morro do Lena NW-SE (Fig. 3-14).

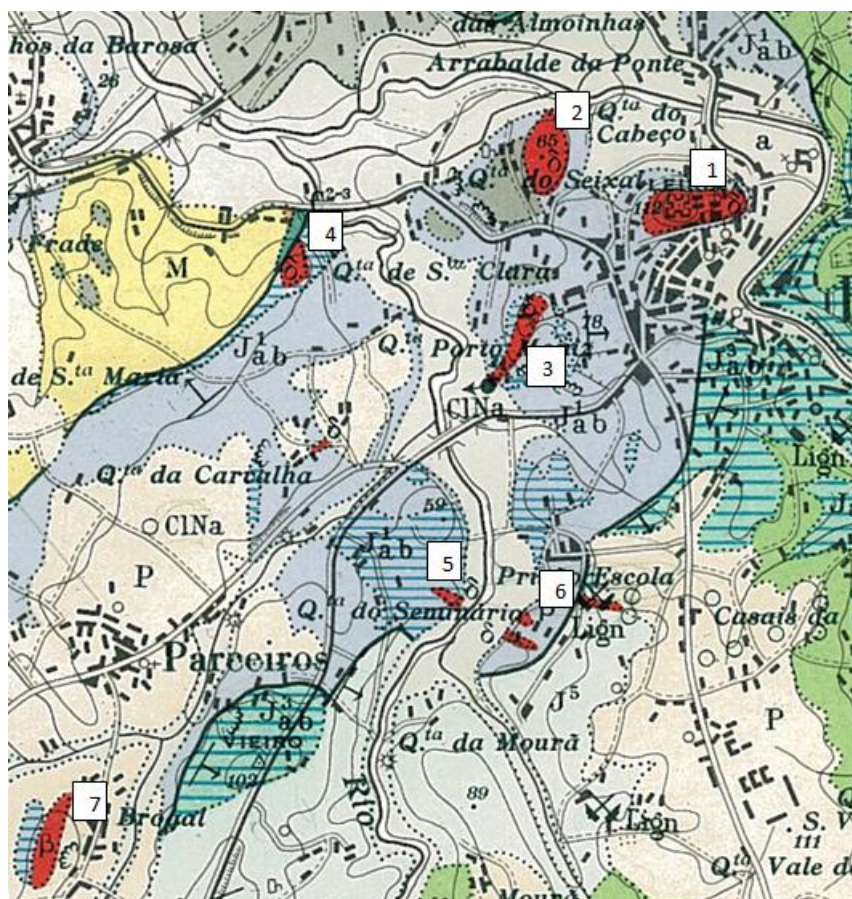


Fig. 3-14 – Rochas eruptivas. Legenda: 1- domo do Castelo; 2- filão da Quinta do Seixal; 3- filão de Porto Moniz; 4- Filão de Santa Clara; 5- Filão do Morro do Lena; 6- Filões da Prisão Escola; 7- Chaminé do Brogal.

3.3.4 Análise de declives e processos ativos de geodinâmica externa

No sentido de caracterizar os declives da zona em estudo procedeu-se à elaboração de uma carta de declives (Fig. 3-15), tendo-se recorrido ao *software* ArcGis 9.3.

A definição das classes de declives mais frequentes (0-2.5%, 2.5-5%, 5-15% e maior de 15%) teve por base as condicionantes das grandes opções de ocupação dos terrenos (Saraiva, 1986, Tavares, 1990).

A nível urbano a ocupação comercial ou ligada a grandes infraestruturas deverá desenvolver-se preferencialmente até 2,5% de declive. Para valores superiores a 2,5%, a construção de edifícios ou mesmo de obras lineares sofre um aumento de custos que será tanto maior quanto mais inclinado for o terreno.

Enquanto terrenos aplanados podem apresentar dificuldades de drenagem e consequentemente risco de inundação (Saraiva, 1989), Tavares (1990) considera o valor de 25% como o valor crítico, a partir do qual se podem desencadear processos generalizados de erosão ravinante.

Na Fig. 3-15 apresenta-se a carta de declives do concelho de Leiria evidenciando-se a zona em estudo. Esta apresenta grande diversidade de inclinação de terrenos: as zonas aluvionares e as zonas com cobertura de materiais do Pliocénico apresentam inclinações inferiores a 2,5% podendo designar-se por terrenos aplanados; as vertentes com inclinações superiores a 15% correspondendo na sua maioria às intrusões magmáticas (exemplo o domo do Castelo e o filão de Porto Moniz); os terrenos constituídos pela Formação de Dagorda apresentam declives maioritariamente a variar entre 2,5 e 15%.

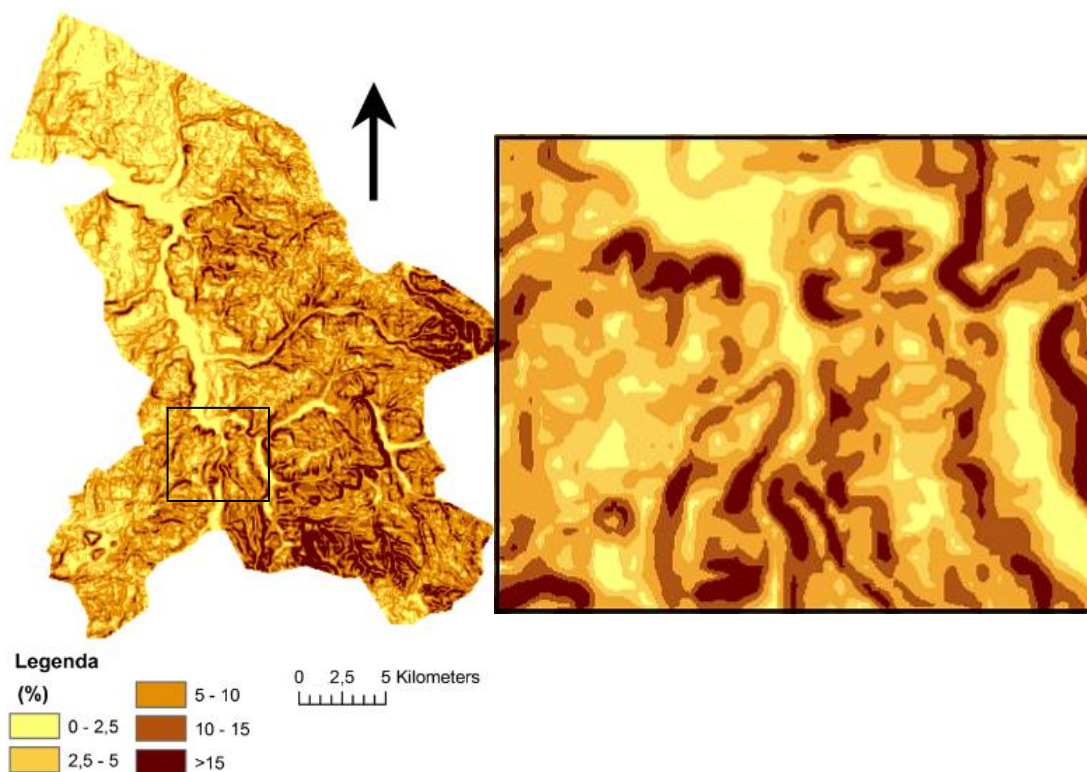


Fig. 3-15 – Mapa de declives do concelho de Leiria com identificação da zona de estudo.

As vertentes naturais constituídas pelos terrenos pertencentes à Formação de Dagorda apresentam-se arredondadas de forma convexa e em alguns locais encimadas por rochas calcárias construindo rebordos de rocha dura ou cornijas.

As vertentes com carácter retilíneo estão associadas às intrusões magmáticas.

Os depósitos de vertente identificados e localizados nas bases das vertentes, conferem aos locais em que se encontram uma forma aparentemente côncava.

Fruto da ocupação humana são bem visíveis na paisagem zonas aplanadas, tendo-se recorrido não só ao desaterro mas também a grandes volumes de aterro em avanço sobre os taludes. Tal acontece no Morro do Lena, onde é possível identificar em alguns pontos a invasão da planície

aluvionar do rio Lena por este tipo de depósitos. Os novos taludes resultantes deste processo, com o tempo, têm apresentado indícios de erosão ravinante.

Alguns taludes resultantes de escavação (e.g. talude de Belo Horizonte, Fig. 3-16) ao fim de 10 anos após a sua escavação continuam a apresentar evidências de instabilidade ou estabilidade precária, quer pelo facto de se encontrarem desprovidos de vegetação, quer pela existência de depósitos de vertente ao longo dos taludes, quer pela ocorrência na base dos taludes de material resultante de desmoronamento e escorregamento.



Fig. 3-16 – Talude de Belo Horizonte.

3.4 Caracterização hidrogeológica

A caracterização hidrogeológica dos terrenos apresenta, num estudo deste tipo, duas abordagens. A primeira prende-se com a influência das condições hidrogeológicas no comportamento geotécnico dos terrenos e a segunda com a avaliação e proteção dos recursos em águas subterrâneas. A primeira abordagem requer um estudo sobre as toalhas freáticas de pequena profundidade, da ordem de dezenas de metros, interessando normalmente a áreas restritas. A segunda abordagem apresenta um carácter regional interessando profundidades que podem ultrapassar a centena de metros.

De acordo com a Carta Hidrogeológica de Portugal, escala 1/1.000.000, definem-se na região formações móveis porosas de permeabilidade geralmente elevada (correspondendo às areias de

aluviões e de dunas) e de formações compactas, fissuradas de permeabilidade muito reduzida (margas e calcários do Jurássico).

Na zona em estudo as formações com maior permeabilidade são as areias quer das aluviões quer do Pliocénico, as restantes formações apresentam permeabilidade reduzida a muito reduzida. No sentido de caracterizar hidrogeologicamente a zona de estudo, apresentam-se os principais elementos hidrológicos, caracterizam-se as captações de água, a drenagem de superfície e alude-se aos recursos hídricos subterrâneos.

3.4.1 Elementos hidrogeológicos

Os rios Liz e Lena constituem os elementos hidrológicos mais relevantes da região. Os seus vales orientam-se no sentido S-N, são planos e largos. O vale do rio Liz estreita ao atravessar a zona do diapiro, alargando a jusante da confluência com o rio Lena.

O rio Liz e os seus afluentes apresentam, em termos de regime, comportamento torrencial, com forte variabilidade dos caudais ao longo do ano hidrológico. Este comportamento condiciona os níveis aquíferos superiores e a posição do nível freático nos terrenos, podendo conduzir a situações de risco associado a inundações, rotura de açudes, aluimento e arrastamento de terras (e.g. a 1 de Janeiro de 1936, a 26 de Dezembro de 1997 e a 3 de Novembro de 2001, *in* Jacinto, 2009).

Face à natureza geológica dos terrenos, semi-permeáveis a impermeáveis, a densidade da drenagem é elevada devido à dificuldade de infiltração, facilitando o escoamento superficial.

Na Fig. 3-17 apresenta-se um mapa da cidade de Leiria onde é possível ver o antigo traçado do rio Liz. O traçado do rio Liz foi alterado depois das históricas inundações da cidade (a maior de todas as registadas foi a 25 de Dezembro de 1902, Andrada (1982)) tendo sido necessária a construção de alguns muros nas suas margens. Posteriormente sofreu obras de regularização tendo por objetivo controlar as cheias e facilitar a sua utilização nas práticas agrícolas.

3.4.1.1 Nascentes, poços e furos de água

Inúmeros poços estão identificados e localizados em Leiria, a maioria são poços com caudais pouco significativos e de utilização para fins agrícolas. No vale tifónico Parceiros-Leiria as nascentes e poços de água estão ligados aos depósitos do Pliocénico ou às aluviões e terraços dos rios Liz e Lena. As raras nascentes na Formação de Dagorda apresentam teores em NaCl que inviabilizam a sua exploração para consumo doméstico ou agrícola.

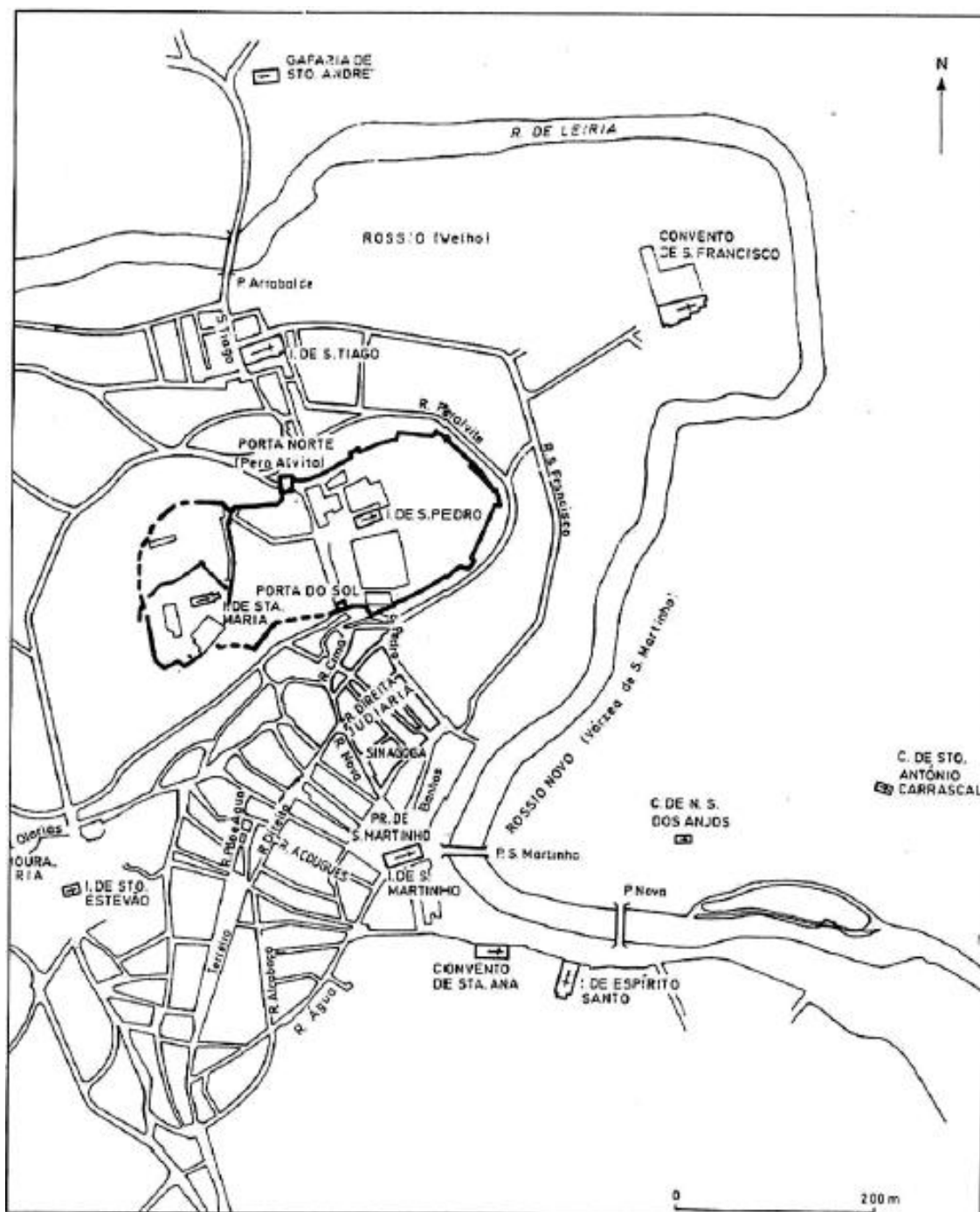


Fig. 3-17 – Planta da cidade de Leiria no século XV (in Gomes, 1995).

As captações de água que servem a rede de abastecimento público à cidade de Leiria são, na sua maioria, feitas nas aluviões do rio Liz junto às nascentes, sendo a sua qualidade muito vulnerável à poluição.

Estão identificadas e localizadas quatro nascentes: uma nascente de água salgada em Porto Moniz e três nascentes na Fonte Quente com propriedades termais. Ultimamente muitos

particulares têm recorrido à realização de furos de água procurando nas águas mais profundas a qualidade e quantidade não encontradas superficialmente.

3.4.1.1.1 Nascente de água salgada em Porto Moniz

De acordo com Teixeira *et al.* (1968) a nascente de Porto Moniz é de água cloretada que se mistura com águas superficiais apresentando baixa salinidade. A água provém de um poço com 9 m de profundidade. De acordo com a Carta de Nascentes Minerais esta água tem, ou teve, como potencial utilização a indústria (Calado, 1995)

Esta água terá alimentado uma pequena marinha de sal, tendo o seu caudal de 26 m³/dia, permitido a extração de cerca de 67 500 litros de sal em 1925 (Teixeira *et al.*, 1968).

3.4.1.1.2 Nascentes da Fonte Quente

Na margem Norte do rio Liz, em plena cidade de Leiria, três nascentes no lugar da Fonte Quente brotam águas com características minero-medicinais, bicarbonatada cálcica. Face às suas temperaturas, praticamente constantes, cerca de 26°, na sua proximidade encontravam-se os tanques de lavagem de roupa, entretanto a autarquia procedeu à sua retirada e agora as águas escoam livremente para o rio. Há registos no passado desta água ter sido utilizada para fins medicinais e de acordo com a Carta de Nascentes Minerais é referida essa potencial utilização (Calado, 1995). Estas águas apresentam probabilidade de se encontrarem contaminadas na medida em que se encontram na base de um maciço calcário fraturado sobre o qual está se encontra o cemitério de Leiria.

3.4.1.2 Drenagem superficial

Os principais cursos de água são os rios Liz e Lena, apresentando também alguma importância a ribeira do Sirol, sendo de pouca importância outros pequenos ribeiros. Relativamente à qualidade destas águas de superfície elas apresentam de um modo geral graves problemas de contaminação orgânica e microbiológica os quais derivam fundamentalmente da agricultura e da pecuária (suinicultura), estando praticamente toda a bacia afetada.

3.4.1.3 Recursos hídricos subterrâneos

Os recursos hídricos subterrâneos são fortemente influenciados pelas características de permeabilidade dos materiais existentes. Assim, os materiais mais permeáveis apresentam um maior potencial hidrogeológico que os materiais impermeáveis.

As formações arenosas superficiais (aluviões, terraços, depósitos do Pliocénico) com características essencialmente arenosas e com intercalações de cascalheiras, mais desenvolvidas para a base, apresentam uma boa permeabilidade.

No vale do rio Liz, a jusante de Leiria, o complexo aluvial apresenta níveis aquíferos a 10-13 m de profundidade embora com caudais pouco importantes, muitas vezes inferiores a 1 l/s.

O vale tifónico em resultado da erosão de sedimentos evaporíticos constituiu uma zona deprimida, tipo bacia de sedimentação de materiais detríticos, constituindo sistemas multicamadas com escoamentos intercamadas, ora descendente nas zonas de recarga ora ascendente nas zonas de descarga. No entanto a natureza dos materiais evaporíticos da Formação de Dagorda conferem pouca produtividade e a água de circulação apresenta forte mineralização (cloretada sódica e/ou sulfatada). Esta mineralização pode contaminar as águas das formações adjacentes.

Por sua vez os depósitos detríticos do Pliocénico e do Quaternário apresentam produtividade média com captações a fornecer caudais médios (medianas entre 2 e 5 l/s) (PBH, 2002).

3.5 Sismicidade

A sismicidade de Portugal continental é condicionada pela sua localização geotectónica a norte da Falha Açores-Gibraltar (fronteira entre a placa africana e a placa euroasiática).

Portugal Continental está sujeito quer à sismicidade interplaca, (gerada em falhas diretamente associadas à fronteira entre as placas tectónicas Ibéria-Núbia, implicando sismos com epicentro no exterior do território - exemplo o sismo de 1 de Novembro de 1755 em Lisboa), quer à sismicidade intraplaca (sismos com epicentro no interior do território – sismos de 1531 e de 1909 na região do Vale Inferior do Tejo). Os sismos interplaca apresentam magnitude elevada ($M > 6$) e períodos de retorno de centenas de anos. Para sismos intraplaca a sismicidade é moderada (a baixa no norte de Portugal), ainda que possam ocorrer sismos de magnitudes significativas, mas com períodos de retorno da ordem dos milhares de anos.

Segundo Cabral (1995) e Ribeiro *et al.* (1996) a atividade sísmica registada em Portugal evidencia acumulação de tensões e desenvolvimento de deformações tectónicas atuais no território, em particular na sua fachada ocidental e área atlântica adjacente. O grau de atividade sismotectónica registado na margem oeste-ibéria sugere uma não passividade da mesma tendo

sido apresentado um modelo que defende que esta margem se encontra em transição passiva para ativa convergente (Cabral e Ribeiro, 2010).

No dimensionamento de estruturas é relevante o conhecimento da sismicidade da zona onde se irá situar a construção. Os critérios sismológicos baseiam-se fundamentalmente em dados da sismicidade histórica, para sismos anteriores a 1900, ou instrumental para sismos posteriores.

Para efeitos de quantificação dos sismos considera-se, com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 2010), que o país está dividido em 4 zonas de risco sísmico diferenciado que, por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D e cuja influência é traduzida por um determinado coeficiente de sismicidade a variar entre máximo de 1 (zona A) e mínimo de 0,3 (zona D).

A região de Leiria está localizada na zona B, de vulnerabilidade sísmica, que é quantificada pelo coeficiente de sismicidade $\alpha=0,7$. Esta zona tem intensidade sísmica esperada de grau VII e os valores máximos esperados no substrato no que diz respeito à aceleração, velocidade e deslocamento são aproximadamente de 118 cm/s², 13,5 cm/s e 5,5 cm, respetivamente, para um período de retorno de 1000 anos (Decreto de Lei nº235/83, 1983).

A região não ultrapassou o grau VII da escala de Mercalli nos sismos de 1 de Novembro de 1755 e o de 23 de Abril de 1909. Assim considera-se que a máxima intensidade sísmica histórica é de grau VII (Teixeira *et al.*, 1968).

Assume particular importância o estudo da resposta dos terrenos às solicitações sísmicas tornando-se relevante a identificação das zonas em que são previsíveis maiores efeitos de amplificação das vibrações sísmicas, resultantes das condições geológicas locais e a identificação dos terrenos suscetíveis de sofrerem liquefação induzida pela atividade sísmica.

3.5.1 Potencial para a rotura sísmica das falhas à superfície

Um dos efeitos dos terremotos é a rotura à superfície do terreno por deslocamento de falhas ativas. O deslocamento produzido ao longo de uma falha em consequência de um terremoto pode manifestar-se na superfície originando escarpas, fendas, ou deslizamentos.

Os movimentos na superfície do terreno por falhas ativas estão associados a terremotos importantes com magnitudes superiores ou iguais a 6 e os seus efeitos dependem de múltiplos fatores, por exemplo:

- Natureza do solo e das suas propriedades dinâmicas;
- Espessura do recobrimento por cima do substrato ou nível resistente;
- Características do terremoto, magnitude, profundidade, distância ao epicentro, etc.;

- Tipo de falha, falhas associadas, etc.

O efeito amplificador das acelerações ao longo das falhas está comprovado em grandes terremotos, com valores de aceleração máxima horizontal que terão alcançado picos de mais do dobro da aceleração registada em zonas próximas do epicentro. Este efeito amplificador, junto com o movimento característico que se produz ao longo da falha, tem um grande potencial destrutivo e constitui um fator determinante na perigosidade sísmica e sua aplicação na engenharia (planificação urbana, evolução de deslocamentos de infra-estruturas, etc.). Como consequência, é fundamental localizar possíveis falhas sismogénicas, incluindo as chamadas falhas ocultas.

Segundo Wang e Law (1994) apresentam-se alguns aspetos observados em relação à fratura superficial:

- Os movimentos tipo “creep” podem induzir roturas superficiais, com menor probabilidade se a espessura de recobrimento acima do substrato é superior a 5 m;
- O deslocamento que se produz numa falha oculta pode produzir rotura superficial no terreno;
- Para terremotos de magnitude $M \geq 6$ e pouca profundidade (10-30 km) é praticamente certa a deslocação tectónica à superfície;
- A partir dos 30 m de espessura de recobrimento sobre o substrato a possibilidade de ocorrer rotura à superfície é baixa;
- A largura da zona de rotura superficial é frequentemente da ordem de vários metros ou várias dezenas de metros, ou seja, constitui um estreito corredor, embora a longitude das fraturas pode ter centenas de metros.

A espessura de recobrimento exerce uma influência importante na rotura superficial, dada a sua capacidade para absorver energia, pelo que a rotura superficial pode depender dessa espessura. Por sua vez o tipo de falha é determinante na deslocação: as falhas translacionais produzem movimentos à superfície independentemente da espessura de sedimentos, enquanto as falhas normais ou inversas necessitam de grandes espessuras de sedimentos para absorver a deformação.

Em Portugal continental em virtude dos períodos de recorrência dos fenómenos sísmicos serem elevados e da falta de evidências geológicas recentes comprovativas, é difícil estabelecer uma associação fundamentada entre as estruturas tectónicas ativas e os epicentros. No entanto, é possível a identificação de situações em que essa correlação é evidente, por comparação de mapas de epicentros com a localização das falhas ativas reconhecidas (Cabral, 1996). A evidência da correlação pode resultar de uma coincidência ou da estreita proximidade geográfica entre os

epicentros e o traço superficial de falhas ativas ou ainda, por se reconhecerem acidentes neotectónicos limitando domínios com atividade sísmica muito distinta (Cabral, 1996).

Para caracterizar o processo de ocorrência sísmica pode utilizar-se o Catálogo Sísmico da Região Ibérica (Sousa *et al.*, 1992) e informação sobre a neotectónica da região de Portugal Continental (Cabral, 1993) ou ainda recorrer a mapas de distribuição da energia sísmica libertada num determinado intervalo de tempo (Cabral, 1996).

Em Portugal continental o ciclo sísmico médio para sismos de magnitude maior ou igual a 6,5 está estimado em 5 000 e 200 000 anos, corresponde ao período mínimo em que é expectável encontrarem-se evidências de falhamento ativo no registo geológico superficial. Para a acumulação de uma rejeição na superfície topográfica de cerca de 10 m são necessários entre 50 000 e 2 000 000 de anos (Cabral, 1993). Segundo Cabral (1996) a estimativa da taxa de atividade das várias falhas ativas reconhecidas em Portugal, em termos de velocidades médias de deslocamento, varia entre 0,005 mm/ano e 0,5 mm/ano, sendo na generalidade inferiores a 0,2 mm/ano. O mesmo autor caracteriza estas estruturas como apresentando um grau de atividade baixo a moderado, embora abrangendo atividade muito baixa a moderadamente elevada.

Na região que se estende desde o Norte de Lisboa até à latitude 40°N e paralelamente ao vale inferior do Tejo verificou-se um sismo de magnitude 4,6 ML³, em Abril de 1999, estando associado à falha da Nazaré (Senos e Carrilho, 2003). A falha da Nazaré apresenta maior atividade no ramo submerso onde tem gerado sismos bastante energéticos, por exemplo o sismo de 26 de Dezembro de 1962 (5,7 Mb⁴).

De acordo com Cabral (1993) o diapiro Parceiros-Leiria é uma estrutura ativa e delimitado por falhas subverticais. O diapiro é intercetado por diversas falhas, umas mais extensas e outras mais locais. A estrutura diapírica insere-se numa zona de falha e na zona de Leiria duas grandes falhas se intercetam, uma SW-NE evidenciada pelo vale tifónico Parceiros-Leiria e que parece ter continuidade, aflorando na zona de Vermoil (falha provável com movimento vertical de tipo desconhecido) e a outra SSE-NNW com continuidade no diapiro de Monte Real (falha provável com movimento desconhecido), Fig. 3-18.

³ ML – magnitude local calculada em função do registo da amplitude máxima de um sismo num sismógrafo. Foi definida por Richter (1935) e por isso também é conhecida por magnitude de Richter.

⁴ Mb – de *body wave magnitude*, magnitude calculada a partir da amplitude máxima da onda P registada em estações muito distantes.

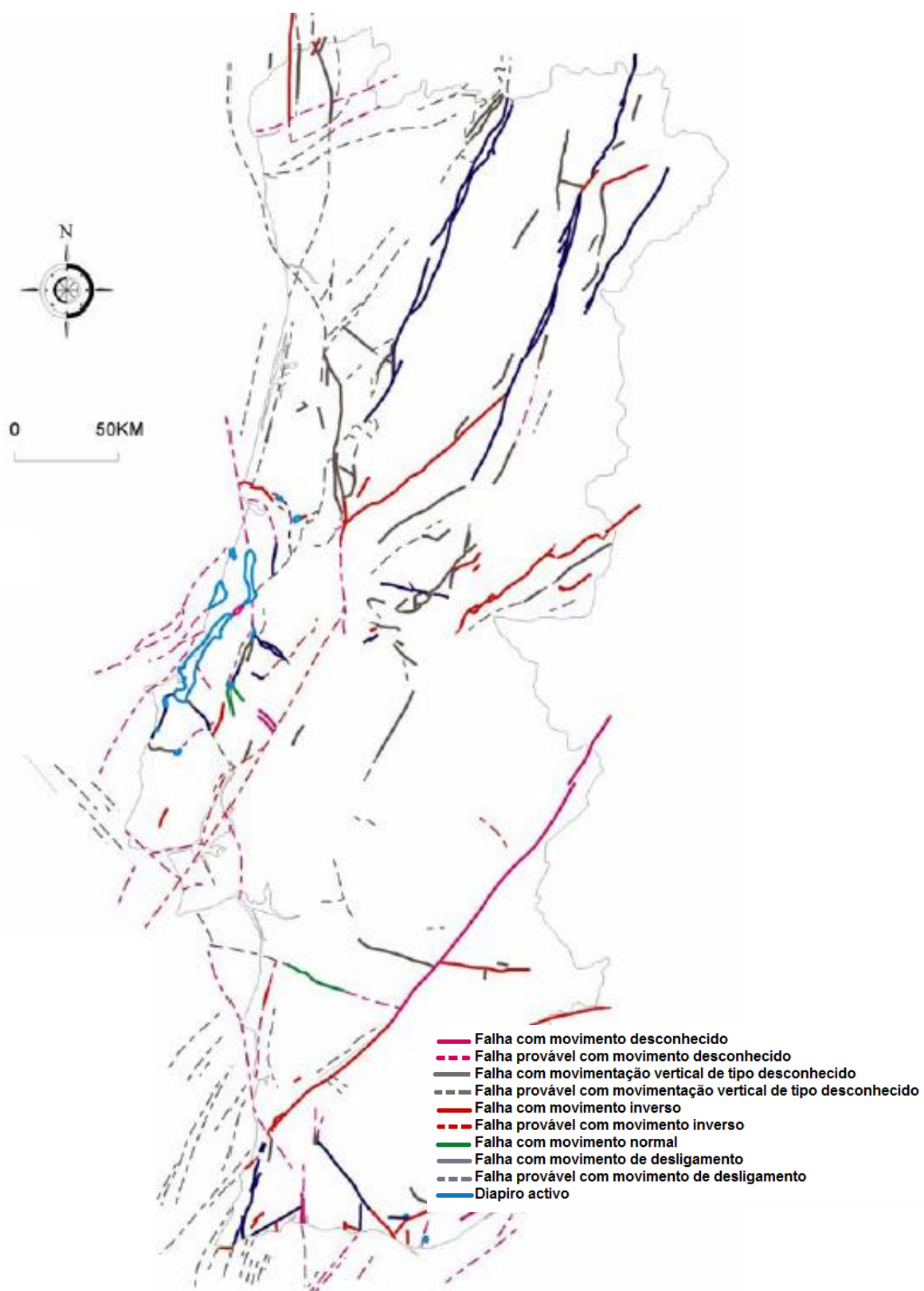


Fig. 3-18 – Mapa Neotectónico de Portugal Continental. Critério de atividade para um período correspondente, aproximadamente, aos últimos 2 Ma. Adaptado de Cabral e Ribeiro (1988).

4 LIQUEFAÇÃO

Quando um solo saturado é vibrado, tende a diminuir o índice de vazios adquirindo uma estrutura mais densa, mas a presença da água, praticamente incompressível, impede-o, gerando um aumento das pressões intersticiais. Considera-se que ocorre liquefação inicial quando, sob a ação de cargas dinâmicas (das quais as ações sísmicas constituem o caso particular mais relevante), a pressão intersticial iguala a pressão de confinamento. Este efeito também pode estar ligado a ações estáticas, como por exemplo a ações devidas a fluxos ascendentes de água.

A liquefação é um fenómeno que pode ocorrer em solos granulares finos, incoerentes e saturados sob a ação de um sismo, independentemente da sua magnitude ou distância do epicentro e que importa ser avaliada, em particular, em zonas de magnitude sísmica superior a 5, onde ocorram terrenos vulneráveis e urbanizados.

A liquefação constitui uma das consequências mais destrutivas dos sismos, causando danos em edifícios, vias de comunicação, redes de saneamento, de abastecimento, etc.

Diversos autores, (e.g. Youd e Perkins, 1978; Wakamatsu, 1980 e 1992; Iwasaki *et al.*, 1982) estabeleceram critérios práticos baseados em critérios geológicos mostrando que os sedimentos desenvolvem resistência à liquefação com a idade, sendo os processos sedimentares eólicos e fluviais os que dão origem aos depósitos mais suscetíveis (Jorge, 2010).

A ocorrência de liquefação depende de vários fatores, dos quais se destacam a intensidade e a duração da ação sísmica, a compacidade relativa do solo, a distribuição granulométrica das suas partículas, o grau de saturação e o grau de cimentação dos seus elementos.

Em geral, os solos mais suscetíveis à liquefação são as areias finas ou médias e os siltes, no estado solto ou pouco compacto, limpos ou com uma pequena percentagem de partículas finas, saturados e sem qualquer elemento ligante.

As areias compactas exibem acréscimos de volume (dilatância) quando solicitadas por corte, acontecendo o oposto às areias soltas. O índice de vazios (e) para o qual não há variação de

volume numa areia designa-se por índice de vazios crítico (e_{crit}), e quando as areias exibem no seu estado natural este e_{crit} , ocorre liquefação.

Os solos muito finos são de um modo geral impeditivos da manifestação do fenómeno de liquefação, no entanto devem também ser estudados deste ponto de vista.

A ocorrência de depósitos naturais com baixa compacidade está diretamente relacionada com a idade geológica e com o processo de formação, sendo por isso justificável, em primeira aproximação, a adoção de critérios de suscetibilidade à liquefação baseados em classificações geomorfológicas (Caldeira *et al.*, 1999). A classificação de Youd e Perkins (1978) para a avaliação da suscetibilidade à liquefação considera todas as formações pré-pleistocénicas de suscetibilidade muito baixa.

Os processos sedimentares em ambientes fluviais, deltaicos ou eólicos, favorecem o estado relativamente solto dos solos granulares. Por isso são as formações modernas e Quaternárias, desses ambientes, as que motivam as preocupações fundamentais. Nestas formações a suscetibilidade à liquefação depende ainda da conjugação de fatores de natureza geotécnica e sísmica, os quais são somente apreciáveis após a análise mais pormenorizada das condições locais.

No sentido de aclarar as condições geotécnicas, os métodos de ensaio *in situ* constituem uma abordagem eficiente, uma vez que foram estabelecidas correlações empíricas entre a ocorrência de liquefação, a severidade sísmica e os resultados de alguns ensaios. Destacam-se pela relevância os ensaios SPT, CPT e sísmicos.

4.1 Avaliação do potencial de liquefação

Os métodos para a avaliação do potencial de liquefação genericamente obedecem a três passos:

- Estimativa da razão da tensão tangencial cíclica (*CSR - cyclic stress ratio*) produzida a diferentes profundidades no terreno pela ocorrência de um sismo;
- Estimativa da razão da resistência cíclica do solo (*CRR - cyclic resistance ratio*) que caracteriza a capacidade do solo para resistir à liquefação inicial;
- A comparação entre *CSR* e *CRR* e, que quando o primeiro é superior ao segundo então há um potencial de ocorrer liquefação.

Os resultados da avaliação do potencial de liquefação podem apresentar-se sob a forma da razão entre *CRR* e *CSR*. Também podem apresentar-se sob a forma de projeções em cartas em que estejam definidas áreas de liquefação e de não liquefação. Estas últimas de um modo geral facilitam o trabalho pois dispensam a estimativa de *CSR* ou de *CRR*.

CSR pode ser determinado a partir da Eq. 4-1, proposta por Seed e Idriss (1971):

$$CSR = 0,65 * \left(\frac{a_{max}}{g}\right) * \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) * r_d \quad \text{Eq. 4-1}$$

Onde:

a_{max} - aceleração sísmica horizontal máxima na superfície do terreno;

g - aceleração da gravidade;

σ_v - tensão total vertical;

σ'_v - tensão efectiva vertical;

r_d - fator de redução de tensões.

Seed e Idriss (1971) introduzem r_d e desde então outros autores foram sugerindo equações variadas para a sua determinação em função da profundidade (Liao e Whitman, 1986; Yound e Idriss, 2001).

Liao e Whitman (1986) propõem para a determinação de r_d em função da profundidade (z):

$$r_d = 1,0 - 0,00765z \quad \text{para } z \leq 9,15m \quad \text{Eq. 4-2}$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad \text{para } 9,15 < z \leq 23m \quad \text{Eq. 4-3}$$

Idriss e Boulanger (2004) sugerem o uso da Eq. 4-4 por proporcionar um grau de precisão para aplicações em engenharia e que a mesma equação seja usada em vez da proposta originalmente publicada por Seed e Idriss (1971) ou qualquer uma das equações que surgiram nos últimos 30 anos. Na Eq. 4-4 r_d vem em função da profundidade (z) e da magnitude do sismo (M). Por questões de segurança na avaliação da liquefação, sugere-se que a equação seja aplicada somente para profundidades inferiores a 20 m (Idriss e Boulanger, 2004).

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M \quad \text{Eq. 4-4}$$

Em que:

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad \text{Eq. 4-5}$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad \text{Eq. 4-6}$$

O melhor método para avaliar *CRR* é a partir de ensaios de laboratório sobre amostras intactas de solos o que nem sempre é fácil de conseguir, quer pela dificuldade de amostragem de solos

granulares não perturbados quer pela reprodução em laboratório dos diferentes estados de tensão *in situ*. Face a estas dificuldades alguns ensaios de campo podem ser utilizados na investigação da liquefação. Os ensaios mais recomendados são o SPT, o CPT e a medição de V_s .

4.1.1 SPT

Para a utilização dos valores do SPT recomenda-se a correção de N de acordo com o Eurocódigo 7 – parte 3 (ENV 1997-3:1999), tendo em atenção a energia de disparo, o comprimento das hastes, o diâmetro do furo e o ajuste da cobertura ou profundidade (C_N), ou seja a utilização de $(N_1)_{60}$ (ver Capítulo 5).

Calculando o valor de CSR , segundo a Eq. 4-1, e conhecendo o valor de $(N_1)_{60}$, projetando os valores numa carta semelhante à da Fig. 4-1 é possível avaliar o potencial de liquefação para várias magnitudes de sismos (Vallejo *et al.*, 2002). As curvas da Fig. 4-1 designam-se por curvas CRR e estão posicionadas separando o campo de provável liquefação do campo indicativo da não liquefação. Estas curvas foram traçadas a partir da análise de vários casos, em diversos locais e por vários autores, de situações de liquefação e não liquefação face a sismos ocorridos.

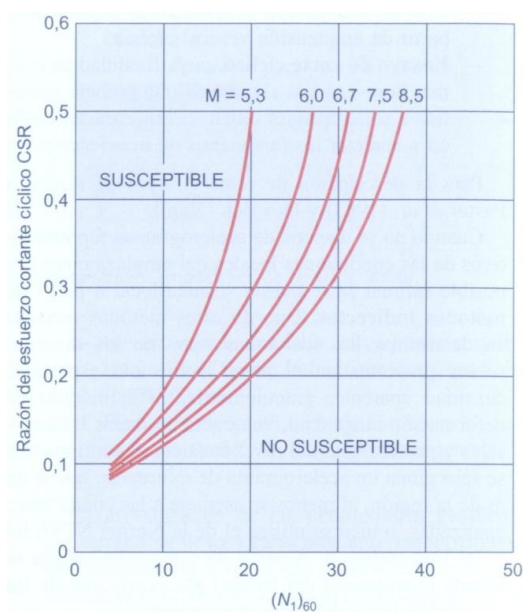


Fig. 4-1 - Suscetibilidade de liquefação de um solo em função de $(N_1)_{60}$ e CSR (Ho e Kavazanjian, 1986 *in* Vallejo, *et al.*, 2002).

Para sismos de magnitude igual a 7,5, Seed e Idriss (1971), com base em ensaios SPT e em curvas empíricas estabelecidas por diversos investigadores, propuseram a Eq. 4-7 para CRR em solos com uma percentagem de finos inferior a 5% e válida para valores de $(N_1)_{60}$ inferiores a 30.

$$CRR_{7,5} = \frac{0,048 - 0,004721(N_1)_{60} + 6,1136 \cdot 10^{-4} [(N_1)_{60}]^2 - 1,673 \cdot 10^{-5} [(N_1)_{60}]^3}{1 - 0,1248(N_1)_{60} + 9,578 \cdot 10^{-4} [(N_1)_{60}]^2 - 3,285 \cdot 10^{-4} [(N_1)_{60}]^3 + 3,714 \cdot 10^{-6} [(N_1)_{60}]^4} \quad \text{Eq. 4-7}$$

O aumento do teor em finos do solo reflete um aumento de CRR (Seed *et al.*, 1985). Para solos com finos ($FC > 5\%$), Seed e Idriss (1971) propõem o cálculo de uma resistência à penetração equivalente à que seria registrada em areias limpas, aqui designada por $(N_1)_{60cs}$ [$(N_1)_{60}$ corrigido para areias limpas] estimada com base na Eq. 4-8:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \quad \text{Eq. 4-8}$$

Em que α e β são coeficientes a determinar segundo as equações Eq. 4-9, Eq. 4-10 e Eq. 4-11 e em função da percentagem de finos no solo (FC):

$$FC \leq 5\% \begin{cases} \alpha = 0 \\ \beta = 1,0 \end{cases} \quad \text{Eq. 4-9}$$

$$5\% < FC < 35\% \begin{cases} \alpha = \exp \left[1,76 - \left(\frac{190}{FC^2} \right) \right] \\ \beta = \left[0,99 + \left(\frac{FC^{1,5}}{1000} \right) \right] \end{cases} \quad \text{Eq. 4-10}$$

$$FC \geq 35\% \begin{cases} \alpha = 5,0 \\ \beta = 1,2 \end{cases} \quad \text{Eq. 4-11}$$

Na Fig. 4-2 apresenta-se a relação entre CRR ou CSR e o valor de $(N_1)_{60}$, indicando o limite entre os solos suscetíveis e os não suscetíveis de liquefação para um terremoto de magnitude 7,5 e distintos teores em finos.

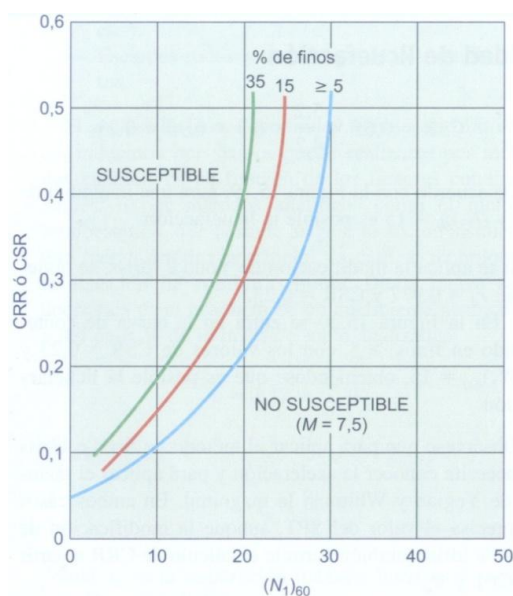


Fig. 4-2 - Suscetibilidade de liquefação em função do SPT $(N_1)_{60}$ para um terremoto de magnitude 7,5 (modificado de Yound e Idriss, 2001 in Vallejo *et al.*, 2002).

4.1.2 CPT

O CPT oferece perfis detalhados da resistência de ponta do cone (q_c), mas a resistência à penetração é sensível às características do grão, ao teor em finos e à mineralogia, implicando a realização de correções.

Para a determinação de CRR a partir do CPT é necessário proceder à correção de q_c do CPT de acordo com a Eq. 4-12 (Robertson e Wride, 1997). Correspondendo P_a à pressão atmosférica de aproximadamente 100 kPa.

$$q_{c1N} = (q_c/P_a)C_N \quad \text{Eq. 4-12}$$

Os resultados podem apresentam-se na forma de curvas como as da Fig. 4-3. As curvas representadas foram traçadas para um sismo de $M=7,5$ e areia com $FC \leq 5\%$ e D_{50} entre 0,25 e 2,0 mm, e tendo por base observação de manifestações de liquefação à superfície como resultado de vários estudos, de vários autores e discussões na reunião do *Northwestern Center for Engineering Education Research* (NCEER) em 1996 (Robertson e Wride, 1998).

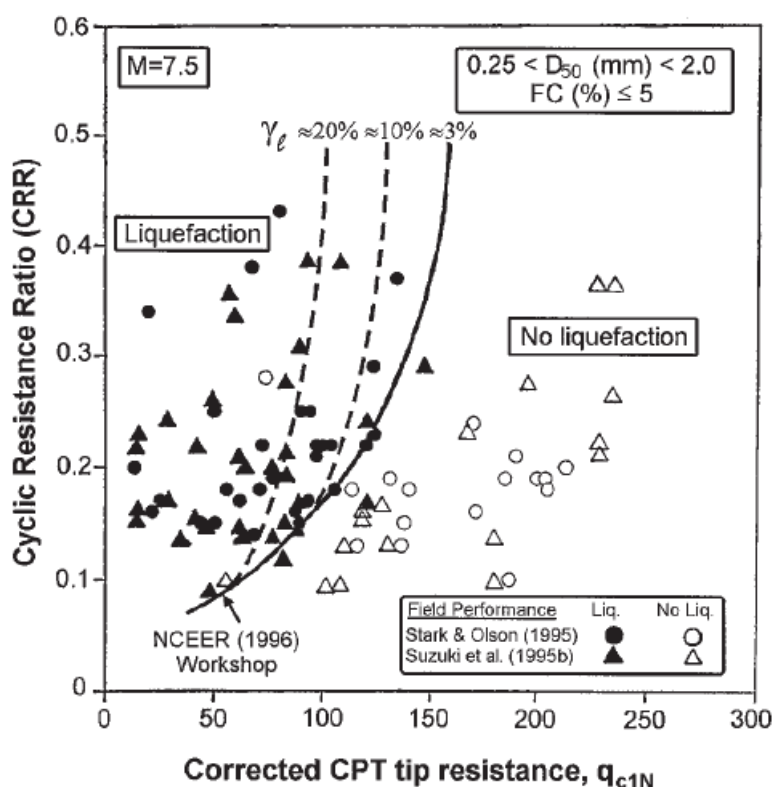


Fig. 4-3 – Carta recomendada para CRR para areias limpas baseado no CPT. γ_l tensão de cisalhamento limite. (Robertson e Wride, 1998).

Para solos com $FC > 5\%$ Robertson e Write (1998) desenvolveram um fator de correção a aplicar a q_{c1N} equivalente a areias limpas (eq. 4-13).

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad \text{Eq. 4-13}$$

$(q_{c1N})_{cs}$ corresponde ao valor equivalente para areias limpas de q_{c1N} e K_c constitui o fator de correção do grão respeitando as relações expressas nas Eq. 4-14 e Eq. 4-15 em função do índice de consistência (I_c).

$$K_c = 1,0 \quad \text{para } I_c \leq 1,64 \quad \text{Eq. 4-14}$$

$$K_c = -0,4031I_c^4 + 5,581I_c^2 + 33,751I_c - 17,88 \quad \text{para } I_c > 1,64 \quad \text{Eq. 4-15}$$

O I_c define-se a partir da Eq. 4-16:

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5} \quad \text{Eq. 4-16}$$

Onde

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_v)}{P_a} \right] * \left[\frac{P_a}{\sigma'_{v'}} \right]^n \quad \text{Eq. 4-17}$$

e

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_v)} \right] * 100\% \quad \text{Eq. 4-18}$$

f_s – atrito lateral;

n – expoente dependente do tipo de solo variando entre 0,5 para areias limpas e 1,0 para argilas (Robertson e Wride, 1998).

Usando $(q_{c1N})_{cs}$ o valor de CRR pode ser estimado, para $M=7,5$, a partir das eq. 4-19 e Eq. 4-20, simplificadas e que se aproximam da curva, para areias limpas, da Fig. 4-3.

$$\text{Se } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160, \quad CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{Eq. 4-19}$$

$$\text{Se } (q_{c1N})_{cs} < 50, \quad CRR = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,05 \quad \text{Eq. 4-20}$$

4.1.3 Velocidade das ondas de corte (V_s)

A utilização de V_s na avaliação da liquefação apresenta-se vantajosa por ser uma propriedade mecânica possível de obter em todos os tipos de solos e por permitir estimar a resposta dinâmica do solo e a análise da interação solo-estrutura. V_s medido no SCPTU fornece um perfil de velocidade da onda de cisalhamento com intervalos de 1 m apresentando menos detalhe que o perfil da resistência de ponta do CPT. Além disso, V_s é pouco influenciada pelas características do grão e quase não carece de correções (Robertson *et al.*, 1992; Andrus e Stokoe, 1998), no entanto CRR é sensível a pequenas mudanças de V_s .

Para utilizar V_s na avaliação da resistência à liquefação é necessário proceder à correção da velocidade da onda em função da sobrecarga obtendo-se V_{s1} (Eq. 4-21) (Sykora, 1987; Kayen *et al.*, 1992; Robertson *et al.*, 1992, in Youd *et al.*, 2001).

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad \text{Eq. 4-21}$$

Para um sismo de magnitude 7,5, em areias e seixos não cimentados e com $FC \leq 5\%$, Andrus e Stokoe (2000) apresentam a curva CRR da Fig. 4-4.

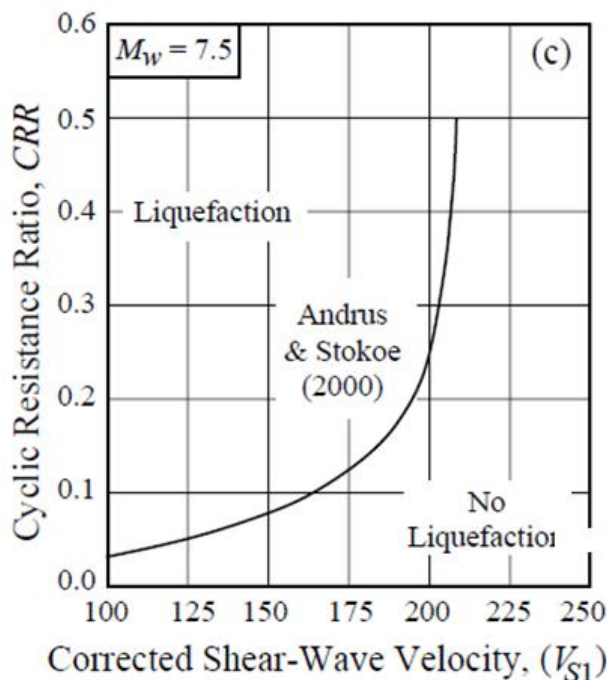


Fig. 4-4 – Curva CRR em função de V_{s1} (Andrus e Stokoe, 2000).

A curva CRR pode ser traduzida sob a forma da relação entre CRR e V_{s1} (Andrus e Stokoe, 2000):

$$CRR_{7,5\ cs} = 0,022 \left[\frac{V_{s1}}{100} \right]^2 + 2,8 \left[\frac{1}{215 - V_{s1}} - \frac{1}{215} \right] \quad \text{Eq. 4-22}$$

Para corrigir a curva da Fig. 4-4 e Eq. 4-22, para solos com $FC > 5\%$, V_{s1} pode ser corrigido para um equivalente correspondendo a solo limpo e recente a partir da Eq. 4-23:

$$(V_{s1})_{csa1} = K_{a1} (V_{s1})_{cs} = K_{a1} K_{cs} V_{s1} \quad \text{Eq. 4-23}$$

Onde:

$(V_{s1})_{csa1}$ – valor de V_{s1} equivalente para solos recentes limpos;

$(V_{s1})_{cs}$ – valor equivalente para solos limpos não corrigido pela idade;

K_{cs} – fator de correção do conteúdo de finos;

K_{a1} – fator de correção da idade para corrigir elevados valores de V_{s1} causados pelo envelhecimento. Para depósitos do Holocénico Andrus e Stokoe (2000) assumem $K_{a1} = 1,0$.

Para estimar K_{cs} Juang *et al.* (2002) sugerem seguir Eq. 4-24, Eq. 4-25 e Eq. 4-26:

$$K_{cs} = 1,0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad \text{Eq. 4-24}$$

$$K_{cs} = 1 + (FC - 5)T \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad \text{Eq. 4-25}$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \quad \text{para } FC > 35\% \quad \text{Eq. 4-26}$$

Onde

$$T = 0,009 - 0,0109 \left(V_{s1}/100 \right) + 0,0038 \left(V_{s1}/100 \right)^2 \quad \text{Eq. 4-27}$$

4.1.4 Fator de correção de magnitude

Para magnitudes sísmicas diferentes de 7,5 é necessário proceder a uma correção através da introdução do fator escala da magnitude (MSF) de modo a ajustar CRS induzido durante um sismo de magnitude M . MSF é definido de acordo com a Eq. 4-28:

$$MSF = \frac{CSR_M}{CSR_{M=7,5}} \quad \text{Eq. 4-28}$$

MSF fornece uma representação aproximada dos efeitos do tempo de agitação ou número equivalente de ciclos de tensão.

Idriss (1999) sugere os valores de MSF que se apresentam na Tab. 4-1. O NCEER recomenda a utilização destes valores para a prática da engenharia embora ocorra uma subvalorização da liquefação para magnitudes inferiores a 7,5 e uma sobrevalorização para magnitudes superiores a 7,5 (Youd *et al.*, 2001).

Tab. 4-1 – Fatores de escala propostos por Idriss (1999) (adaptado de Youd e Noble, 1997, *in* Youd *et al.*, 2001).

Magnitude	MSF
5,5	2,20
6,0	1,76
6,5	1,44
7,0	1,19
7,5	1,00
8,0	0,84
8,5	0,72

4.1.5 Fator de segurança

A segurança à liquefação pode ser definida pelo fator de segurança (FS) que se traduz pela razão entre as forças que se opõem à liquefação e a que induzem a liquefação. A equação para FS

contra a liquefação pode ser escrita em termos de CRR , CSR e MSF de acordo com a eq. 4-29 (Youd *et al.*, 2001):

$$F_s = \left(\frac{CRR_{M=7,5}}{CSR} \right) MSF \quad \text{Eq. 4-29}$$

CSR pode ser estimado de acordo com a Eq. 4-1 e $CRR_{M=7,5}$ pode ser estimado em função dos métodos apresentados acima (SPT, CPT ou Vs).

Se $F_s > 1$, teoricamente, há segurança relativamente à não ocorrência de liquefação, no entanto na prática da engenharia é mais comum a utilização de 1,2 e 1,5 como fatores de segurança acima dos quais a probabilidade de ocorrer liquefação é nula.

Na avaliação da liquefação recomenda-se a utilização de mais do que um método de avaliação devendo haver coerência nos resultados. Quando ocorrem dúvidas deve proceder-se à colheita de amostras intactas que devem ser submetidas a ensaios laboratoriais que permitam estimar a resistência dinâmica ao cisalhamento.

4.1.6 Índice de liquefação potencial

4.1.6.1 Método de Yegian e Whitman

O método de Yegian e Whitman (1978), também permite estimar a suscetibilidade da liquefação a partir do índice de liquefação potencial (LPI – *Liquefaction Potencial Index*). A liquefação é possível se os esforços cortantes (SC_{sismo}) causados pelo sismo superarem a resistência tangencial do solo (SC_{solo}), podendo ser definida pela Eq. 4-30:

$$LPI = \frac{SC_{sismo}}{SC_{solo}} \quad \text{Eq. 4-30}$$

Para $LPI > 1$ é possível ocorrer liquefação e para $LPI < 1$ não expectável que ocorra liquefação.

O valor de SC_{sismo} depende das características do sismo e pode ser estimado a partir da Eq. 4-31:

$$SC_{sismo} = \frac{e^{(0,5M)H}}{(R+16)\sigma'_v} \quad \text{Eq. 4-31}$$

Em que:

M – magnitude do sismo; H – profundidade considerada, em pés (ft); R – distância ao foco (milhas); σ'_v – tensão efetiva, em libras por polegada ao quadrado (psi) ($1 \text{ t/m}^2 \sim 1,42 \text{ psi}$).

A SC_{solo} pode obter-se a partir da Fig. 4-5 em função de $(N_1)_{60}$.

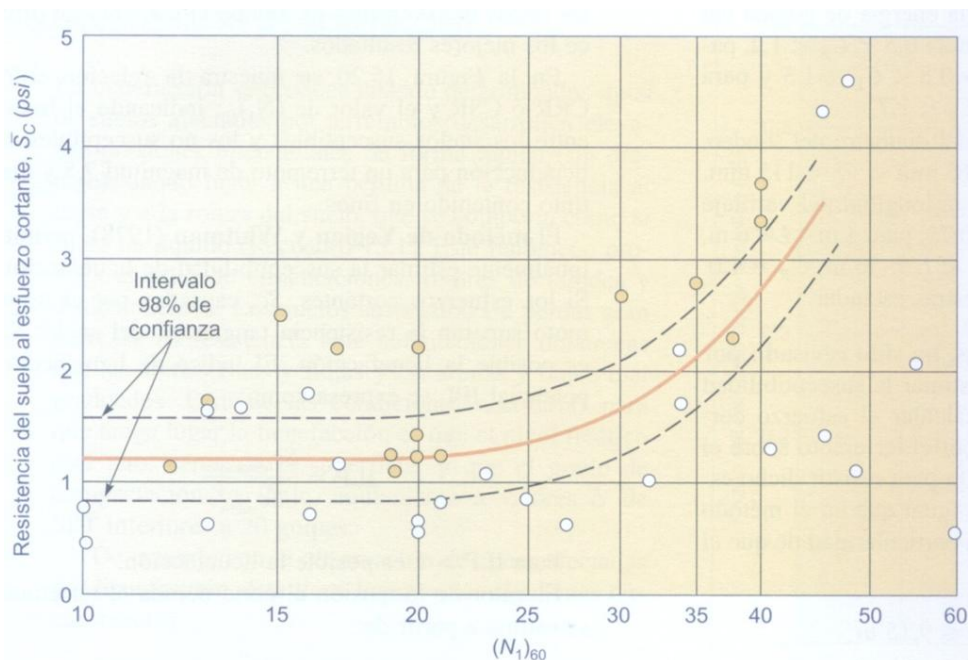


Fig. 4-5 - Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e a resistência ao corte do solo (modificado de Yegian e Whitman, 1978, in Vallejo *et al.*, 2002).

4.1.6.2 Método de Iwasaki

Iwasaki desenvolveu um procedimento de cálculo do *LPI* para ser usado para interpretar os cálculos de avaliação de liquefação em termos de gravidade em profundidade (Iwasaki *et al.*, 1982, e Iwasaki, 1986). Este procedimento de cálculo foi adotado pela *French Earthquake Engineering Association* (AFPS).

Para estimar a gravidade da liquefação num determinado local, *LPI* é calculado com base na Eq. 4-32:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) F_L dz \quad \text{Eq. 4-32}$$

Onde

$F_L = 1 - FS$ quando $FS < 1$; $F_L = 0$ quando $FS > 1$

Os valores do *LPI* variam entre 0 quando nenhum ponto do ensaio é caracterizado como liqueficável e 100, quando todos os pontos são caracterizados como suscetíveis de liquefação.

Iwasaki propôs quatro categorias distintas com base no valor numérico da *LPI*:

$LPI = 0$	risco muito baixo de liquefação
$0 < LPI \leq 5$	risco baixo de liquefação
$5 < LPI \leq 15$	risco alto de liquefação
$LPI > 15$	risco muito alto de liquefação.

4.2 Cálculo dos assentamentos induzidos pela liquefação

Uma forma eficaz de analisar os riscos da liquefação é calculando os assentamentos por ela induzidos. Muitos pesquisadores têm contribuído para esta análise (Tokimatsu *et al.*, 1984; Ishihara e Yoshimine, 1992; Zhang *et al.*, 2002; Cetin *et al.*, 2009; Robertson *et al.*, 2010).

Robertson *et al.* (2010) sugerem o procedimento que se apresenta na Fig. 4-6 para estimar assentamentos, em areias secas, induzidos por sismos.

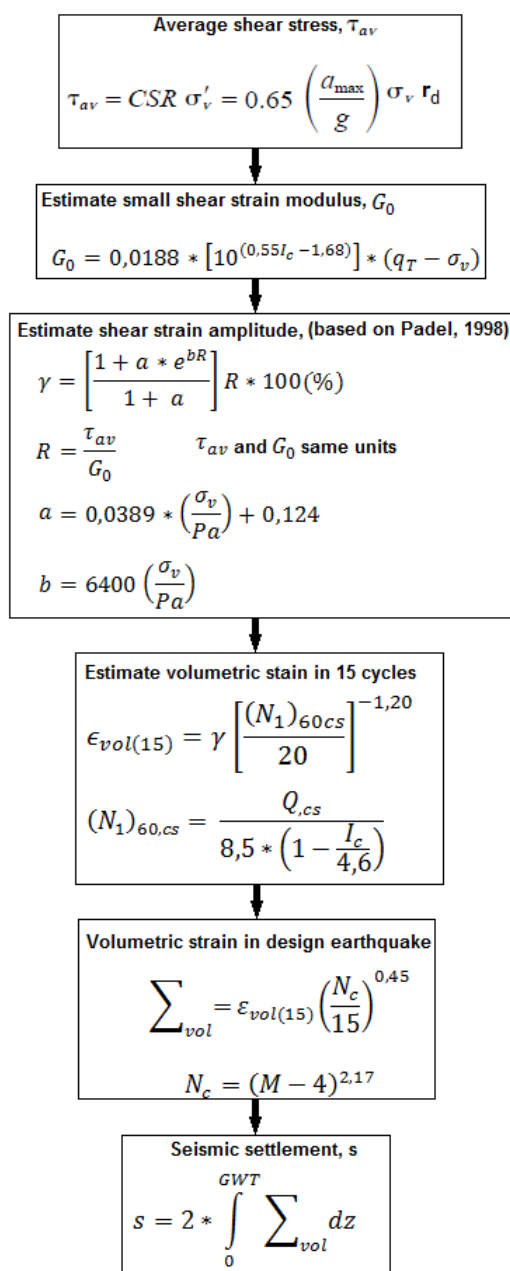


Fig. 4-6 – Procedimento para estimar assentamentos em areias secas por indução sísmica (Robertson *et al.*, 2010).

4.3 Efeitos da liquefação e mitigação dos seus riscos

A liquefação conduz a uma perda de resistência do solo, logo a grandes deformações com solicitações cíclicas diminuindo a tensão de cisalhamento. Após ter atingido o estágio de liquefação inicial o comportamento do solo, sob a ação das cargas cíclicas subsequentes, pode evoluir de dois modos diferenciados (Johansson, 2000):

- Um caracterizado pela ocorrência de grandes deformações, devido à perda de rigidez, comportando-se o solo como um líquido viscoso, designado por liquefação total;
- Outro, caracterizado pelo desenvolvimento de deformações limitadas e pela estabilização dos seus estados de tensão e de deformação, devido a fenômenos de dilatância, associados sobretudo a areias densas, ou a resistências remanescentes nos solos.

O comportamento do solo liquefeito produz efeitos nefastos dos quais se destacam a perda de capacidade resistente das fundações, a impulsão, a flutuação e a instabilização de vertentes. A perda de capacidade resistente das fundações é acompanhada de assentamentos diferenciais capazes de induzir o derrubamento ou o afundamento das estruturas.

4.3.1 Efeitos da liquefação

Um dos efeitos da liquefação gerador de grandes danos em construções é o da perda de resistência do solo e da sua capacidade de suportar estruturas podendo levar ao derrube de construções (Fig. 4-7).



Fig. 4-7 - Edifícios Kawagishi-cho, em Niigata no Japão: (esquerda) derrube devido à falta da capacidade de suporte resultante da liquefação dos solos de fundação; (direita) pormenor da zona de rotura da fundação superficial (Kramer e Elgamal, 2001).

A rotura de fundações, quer superficiais que profundas, é um dos efeitos nefastos. A rotura em fundações superficiais está associada à perda da capacidade de suporte devido à baixa resistência residual dos solos soltos e saturados (Kramer e Elgamal, 2001).

A rotura de fundações profundas pode ocorrer, por exemplo, por espalhamento lateral. O espalhamento lateral consiste num deslizar do terreno, sujeito a liquefação, ao longo de superfícies de declive muito suave. É caracterizado por deformações laterais durante o sismo. A dimensão dos deslocamentos depende da inclinação do terreno, da densidade do solo e das características do movimento. Historicamente tem causado muitos danos sobre pontes e cais em particular em áreas baixas próximas da costa (Kramer e Elgamal, 2001). A sua previsão tem sido estabelecida a partir de procedimentos empíricos (e.g. Bartlett e Youd, 1992; Rauch, 1997). Na Fig. 4-8 pode ver-se o efeito da rotura dos pilares de uma ponte por espalhamento lateral.



Fig. 4-8 - Rotura das fundações da ponte sobre o rio Showa por espalhamento lateral, Niigata, Japão (Kramer e Elgamal, 2001).

O aumento de pressão a quando da liquefação pode levar ao derrube de estruturas de contenção ou à sua inclinação ou deslocamento.

Podem ocorrer durante a liquefação: “vulcões” de areia onde esta é expelida até à superfície (Fig. 4-9); roturas de fluxo onde o solo se move ao longo de declives íngremes, podendo os deslocamentos ser de grande dimensão e ocorrer rotura interna do material (Fig. 4-10); oscilação do solo em que a camada superficial, sobre a camada liquefeita, é sujeita a agitação horizontal podendo sofrer deformações severas; flutuação das estruturas leves que estão enterradas no solo (e.g. oleodutos e condutas), ocorrendo quando a camada superficial não consegue acompanhar as deformações excessivas da camada subjacente liquefeita.

Quando as camadas superficiais não conseguem acompanhar os movimentos das camadas subjacentes em liquefação, pode ocorrer fissuração e fragmentação da camada superficial, com formação de blocos que se deslocam lateralmente ao longo de declives que podem ser suaves.



Fig. 4-9 - Vulcões de areia no Imperial Valley, na Califórnia, gerados durante o sismo de 15 de Outubro de 1979 (Johansson, 2000).



Fig. 4-10 – Rotura de fluxo desenvolvida no bordo de uma estrada junto ao lago Merced em São Francisco, durante o sismo de 1957 (Fotografia de M. G. Bonilla dos USGS in www.usgs.gov).

O solo liquefeito, consolida após o sismo, podendo gerar assentamentos à superfície. Estes assentamentos podem ser diferenciais, por vezes significativos, em estruturas construídas à superfície não preparadas para a liquefação.

A perda de resistência ao corte do solo dos taludes e o acréscimo da componente sísmica às ações ocorrentes pode gerar superfícies de deslizamento, levando à instabilização de vertentes.

4.3.2 Mitigação

A redução dos riscos da liquefação passa essencialmente por três possibilidades: a) a primeira é evitar a construção em terrenos suscetíveis de sofrer liquefação, que devem ser considerados como não aptos à implantação de qualquer estrutura; b) reforçar as fundações tornando-as menos vulneráveis às ações sísmicas; c) reduzir os riscos de liquefação por melhoria das características dos solos.

Caso haja necessidade de construir em solos suscetíveis de liquefação deve recorrer-se a estruturas resistentes, projetando os elementos de fundação para resistir aos efeitos da liquefação. As estruturas que apresentam capacidade para se deformarem podem apresentar melhor capacidade de acomodar grandes deformações e ajustar-se corrigindo assentamentos diferenciais. O projeto de fundações deve contemplar pontos “moles” (ou deformáveis) de modo a diminuir a quantidade de danos que a estrutura possa sofrer em caso de liquefação (NRC, 1985, *in* Johansson, 2000).

Tanto as fundações superficiais como as profundas podem estar sujeitas a danos por ocorrência de liquefação, logo é importante tanto numa como nas outras ter em atenção alguns aspetos:

- Nas fundações superficiais é importante que todos os elementos da fundação estejam devidamente unidos para que a fundação se mova ou assente uniformemente. Se devidamente unidos todos os elementos da fundação, esta pode funcionar como ponte sobre áreas afetadas por assentamento local e proporcionar uma melhor resistência do conjunto contra os movimentos do solo (Johansson, 2000). Fundações superficiais do tipo sapatas agrupadas ou ensoleiramento geral permitem a transferência de cargas das zonas liquefeitas para zonas adjacentes mais resistentes.

- Em fundações profundas ou com estacas ou pilares a liquefação pode gerar grandes cargas laterais nas bases das estacas. A cravação das estacas atravessando solos fracos e potencialmente liquidificáveis, devem ser fundadas em camadas mais resistentes não só para suportar as cargas verticais da estrutura mas também para ser capaz de resistir a cargas horizontais e a momentos de flexão induzidos por movimentos laterais, em caso de liquefação da camada pouco resistente. A resistência pode ser conseguida pelo reforço das estacas (por reforço da armadura, ou aumento da secção transversal ou aumento do comprimento). A ligação ou amarração da estacaria à base do edifício deve ser feita a partir de estruturas dúcteis que permitam deformação sem rotura. Se a amarração falhar a estrutura pode ser derrubada a partir do desenvolvimento de cargas verticais nas estacas.

Estruturas enterradas, como redes de água ou esgoto, devem possuir ligações dúcteis de modo a permitir acomodar grandes movimentos e assentamentos a ocorrer em caso de liquefação.

A última opção é relativa à redução dos riscos de liquefação por melhoria das características dos solos que se prendem essencialmente com a redução do excesso de tensão neutra gerado durante um sismo. Isto pode ser conseguido melhorando as condições de drenagem natural e/ou aumentando a compactação dos terrenos. A compactação dinâmica melhora a resposta destes solos à liquefação, por aumento da resistência, tal como demonstraram Ku *et al.* (2010) a partir de uma investigação de campo com ensaios CPTU em solos arenosos.

A elaboração de mapas de zonamento da liquefação (microzonamento) e a integração dos resultados nos planos de ordenamento, identificando zonas de suscetibilidade à liquefação, pode constituir uma ferramenta útil na mitigação do risco. Os resultados devem ser utilizados na definição da densidade de ocupação de determinadas áreas e das características das construções a adotar. Em zonas construídas suscetíveis de liquefação, deve proceder-se ao estudo da vulnerabilidade dos edifícios existentes, e eventual reforço.

Seed *et al.* (2001) elaboraram uma lista de técnicas para melhorar os solos apresentando soluções estruturais disponíveis para mitigar os riscos da liquefação (Tab. 4-2).

As técnicas apresentadas na primeira categoria são relativas ao tratamento dos terrenos por escavação e eliminação dos solos suscetíveis de liquefazer, e pela colocação de novo material devidamente compactado.

A categoria II consiste em técnicas que permitem conferir ao terreno um aumento da compacidade. Entre as técnicas para conferir este efeito apresentam-se a compactação com torpedos e equipamentos vibratórios; a consolidação dinâmica; estacas de compactação, consiste na introdução no solo de elementos de fundação através de compactação dinâmica ou vibro-deslocamento, este método raramente é utilizado devido ao seu custo sendo só empregue em situações onde outros métodos não podem ser implementados; a densificação por explosões em profundidade, que produz um aumento não uniforme da compacidade e levanta preocupações do foro ambiental como a segurança e o ruído; e as injeções de compactação que consistem em injetar no solo uma calda de cimento muito dura a uma pressão muito alta podendo formar “bolsas” de argamassa e deslocar solos circundantes (Seed *et al.*, 2001).

Tab. 4-2 – Melhoria de solos e soluções estruturais disponíveis para reduzir os riscos da liquefação (Seed *et al.*, 2001).

Categoria geral		Método de mitigação	Notas
I.	Escavação e/ou compactação	Escavação e eliminação dos solos liquificáveis Escavação e recompactação Compactação (para novo preenchimento)	Compactação de superfície.
II.	Aumentar a compacidade do solo <i>in situ</i>	Compactação com equipamentos ou sondas vibratórias Consolidação dinâmica Estacas de compactação Densificação profunda por detonação (<i>blasting</i>) Injeções de compactação	Pode ser acompanhada por instalação de colunas de brita Pode atuar como reforço.
III.	Outros tipos de tratamento de solos	Injeções de impermeabilização <i>Jet grouting</i> Mistura profunda Drenos Pré-cargas Preenchimentos estruturais	A utilização em simultâneo de vários processos de drenagem favorece a compacidade.
IV.	Estruturas/sistemas de contenção	Construção de estruturas ou colocação de terra para proporcionar contenção das margens, e evitar grandes espalhamentos laterais.	
V.	Fundações profundas	Estacas (instalação por cravação ou vibração) Molhes (instalados por perfuração ou escavação)	Também podem melhorar a compacidade do solo
VI.	Reforço de fundações superficiais	Grade de lintéis Ensoleiramento reforçado Ensoleiramento bem reforçado ou pós-tensionado Ensoleiramento rígido	

Outros tipos de tratamento que também permitem o aumento da compacidade apresentam-se na categoria III. As injeções de impermeabilização consistem na injeção de um fluido nos espaços vazios do solo, que após aplicação solidifica ou ganha elevada resistência. Apresenta como limitação a incapacidade de ocupar os vazios de solos com mais de 6 a 10% de finos deixando para trás muitos solos potencialmente liquidificáveis (Seed *et al.*, 2001). Podem usar-se caldas químicas com fórmulas mais fiáveis e capazes de penetrar nos espaços vazios de solos finos, podendo no entanto apresentar limitações em termos ambientais; sendo uma técnica dispendiosa. O *jet grouting* consiste em fazer penetrar uma calda de cimento no solo, através de jatos a alta pressão, recorrendo a uma sonda rotativa; durante a retirada da sonda do solo, produz uma coluna cilíndrica de solo tratado (ou solo-cimento); a verificação após o tratamento é difícil e dispendiosa tal como o tratamento do volume total de solo. A mistura profunda consiste na introdução de mistura de solo e cimento, recorrendo a grandes trados, produzindo colunas de cimento no solo. Este método é vantajoso relativamente às injeções de

impermeabilização e ao *jet grouting* na medida em que proporciona um tratamento mais fiável e o conhecido do volume de solo tratado (Seed *et al.*, 2001); por tratar todo o volume de solo liquidificável pode não ser economicamente viável. A colocação de drenos é uma técnica que pode mitigar o risco de liquefação, no entanto a sua eficácia depende se é ou não capaz de promover a dissipação rápida da pressão intersticial; embora possa impedir a liquefação apenas reduz a ocorrência de assentamentos, não os elimina. A colocação de pré-cargas promove a consolidação dos solos finos e uma vez retiradas as cargas, o solo encontra-se sobreconsolidado e, conseqüentemente, com um aumento da resistência; Seed *et al.* (2001) referem ser um método não eficaz em zonas de sismicidade elevada.

A colocação de preenchimentos estruturais, camadas horizontais de alta resistência e reforços dúcteis, sobre solos potencialmente liquificáveis fazem aumentar a espessura de material não liquidificável, minimizam movimentos diferenciais laterais assim como a ocorrência de espalhamento lateral.

O aumento da compacidade do solo *in situ* após qualquer técnica de tratamento deve ser verificado podendo recorrer-se a ensaios CPT ou SPT. No entanto uma verificação realizada antes das 6 a 12 semanas pode não dar um aumento da resistência à penetração esperado, embora tenha ocorrido um aumento da compacidade do solo. Tal deve-se ao facto de uma grande parte da fração dos efeitos do envelhecimento e conseqüente aumento da resistência da compactação ocorrer geralmente durante as primeiras 6 a 12 semanas após o tratamento por compactação (Seed *et al.*, 2001).

A combinação de duas ou mais técnicas de tratamento é recomendada para obter melhores resultados (Seed *et al.*, 2001).

A simulação computacional das solicitações sísmicas pode por exemplo ser realizada recorrendo ao *software OpenSees*, criado pelo *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) com o objetivo de estudar e simular o comportamento dos solos e da interação solo-estrutura sujeitos a sismos. O objetivo do OpenSees é melhorar a modelação e simulação computacional em Engenharia Sísmica, com desenvolvimento de aplicações e simulações do desempenho de sistemas geotécnicos sujeitos a sismos, através do desenvolvimento em código aberto. O OpenSees está em constante desenvolvimento, usa métodos de elementos finitos e neste momento é apoiado pelo *Network for Earthquake Engineering Simulation* (NEES) (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*).

5 MÉTODOS E MATERIAIS

Com o objetivo de proceder à caracterização geotécnica dos terrenos pertencentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria, procedeu-se à análise e definição dos métodos a seguir no trabalho e em particular à definição dos ensaios a realizar.

O trabalho iniciou-se com a análise e estudo da carta geológica e com trabalhos de natureza de cartografia geológica com o objetivo de melhorar a cartografia geológica já publicada, a Carta Geológica de Portugal, folha de Leiria à escala 1:50 000, e face à escala de trabalho adotada e certamente à ocorrência de novos afloramentos (visíveis em escavações), acrescentando informação. O trabalho de campo incluiu a recolha de amostras para posterior tratamento no laboratório assim como a execução de alguns ensaios *in situ*.

No sentido de identificar e melhor caracterizar as diferentes unidades geotécnicas presentes, foram utilizados os critérios definidos pela IAEG (1981). A IAEG considera fundamental, na definição das propriedades físicas dos solos para fins de engenharia, o critério da litogénese (origem e modo de formação). A IAEG considera também que um sistema de classificação de solos para fins de engenharia deve assentar em três aspetos: a classificação litogenética, as características de geologia de engenharia dos materiais e as classificações geotécnicas (IAEG, 1979).

Neste capítulo apresentam-se as metodologias seguidas no trabalho de campo e procede-se à revisão bibliográfica quer relativa aos diversos ensaios de campo utilizados na caracterização *in situ* quer aos ensaios laboratoriais complementares.

5.1 Reconhecimento geológico

Com o reconhecimento geológico pretendem-se analisar as características geológicas dos terrenos: fatores litológicos, geomorfológicos, estruturais, hidrogeológicos e sismológicos.

Antes dos trabalhos de campo, procedeu-se à análise da geologia da zona a partir da carta geológica. Os trabalhos de campo consistiram essencialmente na identificação e localização das formações geológicas descritas na Carta Geológica de Portugal, na caracterização macroscópica e na descrição geotécnica das mesmas.

De seguida procedeu-se à elaboração de um plano de amostragem das formações aflorantes, tendo em conta a variabilidade litológica e a possibilidade de amostragem.

A amostragem foi executada tendo ainda em conta a distribuição dos diferentes materiais, assim como dos afloramentos. O principal objetivo foi o de obter amostras representativas de toda a zona em estudo. Todos os pontos amostrados foram georreferenciados recorrendo ao GPS.

5.1.1 Reconhecimento prévio

Antes do reconhecimento de campo, o trabalho deve contemplar o estudo prévio da zona a partir de dados existentes, e meios capazes de permitir a observação. Entre estes meios temos a fotografia aérea que além de permitir o reconhecimento topográfico permite ainda a identificação e observação de estruturas geológicas de difícil identificação no campo. A observação utilizando ferramentas como o Google Earth [GoogleEarth] ou o Bing Maps [BingMaps], e a sua função de Bird'Eye, permite a identificação de zonas ocupadas e da ocorrência de afloramentos e escavações e deste modo orientar o reconhecimento de campo.

No processo de reconhecimento de campo importa proceder à descrição e classificação dos materiais encontrados através da inspeção visual, procurando minimizar os conflitos entre esta avaliação das amostras de solo e a caracterização laboratorial apoiada pelos ensaios índice.

A descrição do solo deve incluir: textura (tamanho do grão, grau de arredondamento, esfericidade, distribuição e composição mineralógica), cor (podendo usar-se o sistema recomendado pela (IAEG, 1981b), estado de alteração (descoloração, decomposição e desintegração), consistência aparente (solos finos) ou compacidade (solos grosseiros) e o conteúdo em água (e.g. seco, húmido ou molhado). Na presença de afloramentos que o permitam, deve proceder-se também à descrição do maciço terroso (IAEG, 1981b), referindo-se à variedade de tipos de solos presentes e sua distribuição (aspetos estruturais incluindo dobras, falhas ou estratificação), caracterização das discontinuidades (e.g. orientação, abertura, espaçamento, preenchimento) e perfil de alteração e/ou de interação com a água. Se conhecida a idade geológica (e.g. Holocénico, Eocénico, etc.) esta também deve ser mencionada nas descrições de campo.

5.2 Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ* utilizados na investigação de um determinado local têm por objetivo a classificação dos materiais e a determinação das propriedades geotécnicas, incluindo os parâmetros característicos do comportamento dos terrenos, com base na litologia, fracturação, alteração, presença de água e resultados de ensaios de campo. A utilização de diferentes ensaios depende do tipo de terreno e do objetivo que se pretende alcançar com cada um deles. Na Fig. 5-1 apresenta-se a relevância dos ensaios *in situ* em função do tipo de solos segundo Mayne *et al.* (2002).

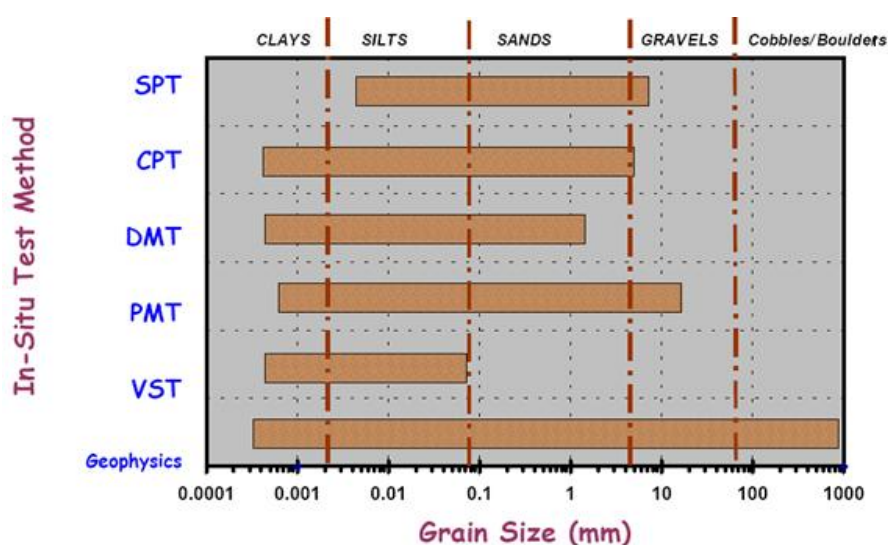


Fig. 5-1 – Relevância dos ensaios *in situ* para diferentes tipos de solos (Mayne *et al.*, 2002).

A principal vantagem dos ensaios *in situ*, ao envolver um volume consideravelmente maior de material e ao estar nas condições naturais, é que são mais representativos das condições do maciço que os ensaios laboratoriais. Contudo os ensaios *in situ* não alcançam ou representam todo o maciço e tal deve ser considerado na interpretação e extrapolação de resultados.

Os ensaios de penetração são dos mais utilizados em prospeção de solos, destacando-se o *Standard Penetration Test* (SPT), o *Dynamic Probing Super Heavy* (DPSH), ambos de penetração dinâmica, e o *Cone Penetration Test/Piezicone Penetration Test* (CPT/CPTU) de penetração estática. Este último permite a realização de um conjunto de ensaios no furo, e.g. ensaios sísmicos (SCPTU) e de dissipação, o que possibilita uma boa caracterização geotécnica dos terrenos atravessados.

Vários ensaios *in situ* realizados em maciços terrosos permitem definir a estratigrafia e obter medidas diretas das propriedades do solo. Os ensaios aplicam solicitações diferentes para medir

a correspondente resposta do solo, na tentativa de avaliar propriedades tais como resistência e/ou deformabilidade.

Para atingir este objetivo podem utilizar-se ensaios isoladamente ou combinações de ensaios. A partir de informações deles provenientes, é possível selecionar de forma racional, mais económica e segura, o tipo de fundação para as estruturas, a construção de aterros sobre solos moles, escavações com ângulos de inclinação adequada face à estabilidade, e a execução de escavações subterrâneas. Métodos híbridos geotécnicos e geofísicos como o piezocone sísmico (SCPTU) proporcionam uma otimização da colheita de dados (Mayne, 2001).

De seguida faz-se uma breve apresentação dos ensaios de campo analisados e que permitiram a caracterização geotécnica dos materiais em estudo.

5.2.1 *Standard Penetration Test (SPT)*

O SPT é o ensaio de investigação mais comum a nível mundial o que o torna o mais estudado e aplicado. Os seus resultados permitem a avaliação de características físicas de solos granulares, a averiguação da consistência dos solos coesivos ou finos, bem como a caracterização de rochas brandas. A enorme divulgação teve por consequência a diversificação de equipamentos e sistemas operacionais que, a par da grande dependência que o operador representa na qualidade dos resultados, faz destes aspetos elementos muito desvantajosos (Rodrigues, 2003).

O ensaio SPT permite a determinação de uma medida de resistência à penetração dinâmica e em simultâneo a amostragem do material que se ensaia. Estas duas vertentes tornam o ensaio num método de caracterização geotécnica muito atrativo (Rodrigues, 2003), ainda que problemático, uma vez que não pode fazer duas coisas bem ao mesmo tempo (Mayne *et al.*, 2002). Na Tab. 5-1 apresenta-se uma síntese das vantagens e desvantagens do SPT.

Tab. 5-1 – Vantagens e desvantagens do SPT, adaptado de Mayne *et al.* (2002).

Vantagens	Desvantagens
Permite obter uma amostra e um valor em simultâneo	A recolha simultânea resulta em má qualidade, tanto para a amostra como para o número.
Simple e robusto	Perturbação da amostra.
Adequado a muitos tipos de solos	Número grosseiro para análise.
Realizável em rochas brandas	Não aplicável em argilas ou siltes muito moles.
Disponível em todo o mundo	Grande variabilidade e incerteza.

O ensaio foi introduzido pela *Raymond Pile Companhie* em 1902, no entanto o termo “standard penetration test” foi proposto por Terzaghi (1947). A partir desta data passou a tornar-se prática comum, nos Estados Unidos, a determinação da resistência à penetração, que rapidamente se propagou pelo mundo. A normalização do ensaio ocorreu em 1958 pela ASTM, no entanto

muitos continuaram a utilizar procedimentos e equipamentos não normalizados pela ASTM. Em 1988 a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE), por intermédio da comissão técnica TC16, apresentou um trabalho de análise sobre vários aspetos do ensaio (furação, tipo de varas, tipo de amostrador, metodologia de execução do ensaio) assim como sobre a sua aplicabilidade ao projeto de fundações diretas e adaptações ao ensaio, de modo a aplicá-lo ao dimensionamento de fundações profundas e ensoleiramentos. Foram também analisadas questões relacionadas com a sua aplicabilidade a diferentes tipos de materiais (argilas rijas e rochas brandas). No seguimento deste trabalho a ISSMFE apresentou um documento de referência onde constam os procedimentos padrão do ensaio normalizado (ISSMFE-TC16, 1989). Apesar deste esforço de normalização há países que utilizam normas próprias com recomendações nem sempre coincidentes, como por exemplo a norma Britânica (BS 1377: Part 9, 1990) ou a norma Americana (ASTM D1586, 1974), entre outras (Rodrigues, 2003).

5.2.1.1 Interpretação

A interpretação dos ensaios SPT passa pelo tratamento estatístico para as principais litologias presentes em cada unidade tendo em atenção a natureza litológica e a disposição dos materiais de modo a não alterar o significado de alguns dos parâmetros estatísticos, como a média e o desvio padrão. Considera-se assim que a mediana deve ser escolhida como o parâmetro mais significativo.

5.2.1.2 Equipamento e ensaio

O ensaio SPT necessita da realização prévia de um furo de sondagem. O furo de sondagem é realizado ou através de furação a trado, por intermédio de escavação com trépano e limpadeira ou, mais recentemente, utilizando furação à rotação. O ensaio consiste em fazer cravar no fundo do furo um amostrador normalizado que se liga a um conjunto de varas, também normalizado, à custa de repetidas pancadas desferidas sobre a extremidade superior deste conjunto, por um pilão de 63,5 kg que cai de uma altura constante de 762 mm. São registados os números de pancadas para três penetrações sucessivas de 150 mm, sendo o número de pancadas para as duas últimas penetrações num total de 300 mm o resultado do ensaio, N . Os resultados obtidos na primeira fase são desprezados devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação. Geralmente os ensaios são realizados em intervalos de 1,5 m.

5.2.1.3 Fatores com influência nos resultados do ensaio SPT

São vários os fatores que influenciam o valor de N do SPT e dizem respeito, essencialmente, ao equipamento, técnica do operador e tipo de terreno. Na Tab. 5-2 apresentam-se o tipo de interferências do estado do solo na realização e interpretação do ensaio SPT.

Tab. 5-2 – Interferência do tipo e estado do solo na realização e interpretação do ensaio SPT (Adaptado de Ladeira, 2003).

Tipo e estado do solo	Interferência no ensaio
Solos submersos e muito permeáveis	Geralmente descomprimem-se e o valor de N obtido é muito inferior ao real.
Solos granulares finos (areias e siltes) submersos	Além da descompressão, podem liquefazer, pelo que o valor do N obtido é muito inferior ao real; a liquefação destes solos ocorre facilmente porque estão submersos e a pancada do pilão provoca vibração, causando liquefação.
Solos granulares soltos	O valor do N é menor que o real, porque o peso das varas contribui para a penetração.
Areias compactas	O valor de N é maior que o real, porque o efeito dinâmico de transferência de impacto, vibração e flambagem das hastes diminui substancialmente a energia de queda do pilão.
Seixos	O N poderá ser muito maior que o real se os seixos obstruírem a boca ou penetrarem no amostrador (será fácil verificar após o ensaio).
Solos argilosos ou siltosos subconsolidados	O ensaio não deve ser realizado porque a energia de impacto é demasiado elevada e N é sempre inferior ao real; a água serve como elemento lubrificante; devem-se utilizar outros métodos para obter a resistência dos solos.
Argilas sobreconsolidadas	N poderá ser muito maior que o real, porque a água que satura os poros dessas argilas poderá ser elemento resistente ao impacto do amostrador, pelo facto da sua permeabilidade ser baixíssima.
Solos com alta percentagem de micas	N poderá ser muito mais baixo pelo facto das micas servirem com elemento lubrificante à penetração do amostrador.
Solos cimentados	N será muito maior que o real.
Solos congelados	O valor de N será muito superior ao real e não terá significado.

O valor de N tem servido para obter alguns parâmetros dos solos e outros valores de outros ensaios. No entanto, este é um procedimento que carece de muita cautela face à enorme variedade de equipamentos e de outros fatores que afetam a realização do ensaio, podendo ser necessário a sua correção. Alguns dos resultados das correlações podem ser verificados a partir da realização de outros ensaios como por exemplo o CPT.

5.2.1.3.1 Correções ao valor de N do SPT

No sentido de se obterem alguns parâmetros dos solos, poderá ser necessário corrigir o valor de N de modo a minimizar a influência negativa de alguns fatores que intervêm na sua obtenção.

O Eurocódigo 7 – parte 3 (ENV 1997-3:1999) recomenda um conjunto de correções a fazer ao número N original do SPT. As correções abordadas neste trabalho são as que se prendem com a energia de disparo, o comprimento das hastes, o diâmetro do furo e o ajuste da cobertura ou profundidade.

5.2.1.3.1.1 Energia de impacto

A energia teórica de um sistema de queda-livre com massa e altura de queda especificada é de 48 kg/m, mas o real de energia é menor devido às perdas por atrito e carga excêntrica (Mayne *et al.*, 2002).

Segundo Bowles (1988) a energia de impacto (E_r) é de 70% de acordo com a Eq. 5-1:

$$E_r = \frac{E_a}{E_{in}} * 100 \quad \text{Eq. 5-1}$$

E_a - energia de impacto que chega ao amostrador

E_{in} - energia de impacto teórica disponível ($E_{in} = W.h$)

Relativamente à energia de disparo o ENV 1997-3:1999 considera o coeficiente de energia $ERR/60$ para ter em conta perdas de energia relativamente a uma eficiência padrão de 60% (perda de 40%) considerada por Skempton (1986).

Os equipamentos com dispositivo de disparo automático do pilão apresentam uma eficiência da ordem dos 60%, enquanto os equipamentos mais antigos em que é necessário elevar e largar o martelo através de um dispositivo de corda e roldana, as perdas de energia são bastante superiores e a eficiência reduz para valores da ordem dos 45%.

Em Portugal, os métodos de disparo em uso desde o início da década de 1990 são os de disparo automático (Lopes, 2001), nestes casos o fator $ERR/60$ indicado pelo ENV 1997-3:1999 é tomado igual a 1,0.

A eficiência energética do equipamento deve ser medida. Assim se a eficiência é medida (E_f), então a energia é corrigida e o valor de N (ajustado para 60% de eficiência) é designado N_{60} e dado pela Eq. 5-2:

$$N_{60} = \frac{E_f}{60} N \quad \text{Eq. 5-2}$$

A medição de valores de N deve ser corrigida para N_{60} para todos os solos, se possível.

Para obter a devida correção para N_{60} é obrigatória a medição de E_f . A eficiência pode ser obtida a partir da razão entre o trabalho realizado e a energia potencial do sistema (W/PE , W =força x deslocamento e $PE=mgh$, onde m =massa, $g=9,8 \text{ m/s}^2$ =constante gravitacional, e h =altura de queda) ou da razão entre a energia cinética e a energia potencial do sistema (KE/PE , onde $KE=\frac{1}{2}mv^2$ e v =velocidade de impacto) (Mayne *et al.*, 2002).

5.2.1.3.1.2 Comprimento das hastes e diâmetro do furo

Quanto à correção relativamente ao comprimento das hastes utilizaram-se os valores apresentados na Tab. 5-3 e a proposta de Seed *et al.* (1983) utilizada para comprimentos de varas inferiores a 3 m, de 0,75. A Tab. 5-3 apresenta também os fatores de correção utilizados relativamente ao efeito do diâmetro do furo.

Tab. 5-3 - Correções aproximadas em função do comprimento das hastes e do diâmetro do furo para o valor de N medido, adaptado de Skempton (1986).

Comprimento das hastes (m)	Fator de correção
>10	1,0
6 - 10	0,95
4 - 6	0,85
Diâmetro do furo (mm)	Fator de correção
65 - 115	1,0
150	1,05
200	1,15

5.2.1.3.1.3 Ajuste de cobertura

A correção efetuada considerando o ajuste da cobertura ou profundidade $(N_1)_{60}$ consiste no produto dos valores de N_{60} por C_N . O cálculo de C_N implica a determinação da tensão efetiva vertical (σ'_v) à profundidade do ensaio.

Para a determinação da σ'_v é necessário o conhecimento dos pesos específicos secos (γ_d) e das partículas (γ_s), Liau e Witman (1986) propõem a Eq. 5-3:

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 5-3}$$

$Pa = 100$ kPa

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical à profundidade do ensaio.

O ENV 1997-3 apresenta o fator corretivo relacionado com a tensão efetiva de recobrimento apresentado na Tab. 5-4:

Tab. 5-4 – Determinação de C_N (ENV 1997-3, 1999).

Tipo de areia	Compacidade relativa I_D (%)	C_N
Normalmente consolidadas	40 a 60	$2/(1+\sigma'_v)$
	60 a 80	$3/(2+\sigma'_v)$
Sobreconsolidadas		$1,7/(0,7+\sigma'_v)$

Nota: σ'_v em kPa x 10⁻²; para uma tensão efetiva de recobrimento de 100kPa tem-se assim $\sigma'_v = 1$ e $C_N = 1$; Não são recomendáveis valores de $C_N > 2$ (ou preferivelmente 1,5).

Como não são recomendáveis valores de C_N superiores a 2 ou preferivelmente valores superiores a 1,5 vamos considerar todos os valores superiores a 1,5 iguais a 1,5. O fator de correção C_N não se aplicada às argilas.

5.2.1.4 Correlações e interpretação do ensaio

A vasta utilização do SPT tem permitido estabelecer uma série de correlações com diferentes parâmetros geotécnicos, entre os quais:

- Densidade relativa (D_r), tendo em conta a influência da profundidade;
- Compacidade para solos granulares e consolidação para solos finos;
- Ângulo de atrito em solos granulares (ϕ);
- Velocidade de propagação das ondas sísmicas ou ondas de corte (V_s).

5.2.1.4.1 Densidade relativa, ângulo de atrito e módulo de elasticidade

D_r é usada para indicar o grau de empacotamento das partículas de areia e é aplicável estritamente para solos granulares com menos de 15% de finos.

A correlação original de D_r e o SPT foi sugerida por Terzaghi e Peck (1967) e reexaminada por Skempton (1986) e considerada razoável para muitas areias quartzosas. A avaliação da D_r (%) é dada em termos de uma resistência normalizada e $(N_1)_{60}$.

A gama de valores normalizados SPT deve ser limitado a $(N_1)_{60} < 60$, pois aparentemente acima deste valor ocorre esmagamento dos grãos devido às altas forças de compressão dinâmica. Efeitos adicionais de sobreconsolidação, tamanho das partículas e envelhecimento podem também ser considerados, uma vez que também afetam a correlação (Skempton, 1986; Kulhawy e Mayne, 1990).

Na Tab. 5-5 apresenta-se a correlação aproximada proposta por Terzaghi e Peck, (1948, *in* Sanglerat, 1972) entre N e D_r para areias, estabelecendo-se também a relação com o grau de compacidade.

Tab. 5-5 - Relação entre N e D_r em areias (Terzaghi e Peck, 1948, *in* Sanglerat, 1972).

N	Compacidade	D_r
<4	Muito solta	<0,2
4-10	Solta	0,2-0,4
10-30	Média	0,4-0,6
30-50	Densa	0,6-0,8
>50	Muito densa	0,8-1

Adotando as delineações inicialmente propostas por Terzaghi e Peck (1967), Skempton (1986) correlaciona $(N_1)_{60}$ e D_r , de acordo com a Tab. 5-6.

Tab. 5-6 - Correlação entre $(N_1)_{60}$ e D_r (Skempton, 1986).

$(N_1)_{60}$	Compacidade	D_r (%)
0-3	Muito solta	0-15
3-8	Solta	15-35
8-25	Média	35-65
25-42	Densa	65-85
>42	Muito densa	85-100

Terzaghi e Peck (1967) estabelecem uma relação entre N e a consistência dos solos finos correlacionando com o valor da resistência à compressão simples (qu), Tab. 5-7.

 Tab. 5-7- Relação entre a consistência de argilas, N e qu (Terzaghi e Peck, 1967).

N	Consistência	qu (kg/cm ²)
<2	Muito mole	<0,25
2-4	Mole	0,25-0,50
4-8	Média	0,50-1,00
8-15	Dura	1,00-2,00
15-30	Muito dura	2,00-4,00
>30	Rija	>4,00

Para solos granulares sem coesão e tendo por base a correlação apresentada por Terzaghi e Peck (1967) para D_r , Meyerhof (1956) apresenta a relação, expressa na Tab. 5-8, entre N , ϕ e a resistência de ponta (qc) do CPT, definindo-se assim uma das primeiras correlações entre o SPT e o CPT.

 Tab. 5-8 – Relação entre D_r , qc e ϕ para solos granulares, sem coesão (Meyerhof, 1956, in Lopes, 2001).

Compacidade	D_r	N_{SPT}	ϕ (°)	qc (kg/cm ²)
Muito solto	<0,2	<4	<30	<20
Solto	0,2-0,4	4-10	30-35	20-40
Médio	0,4-0,6	10-30	35-40	40-120
Denso	0,6-0,8	30-50	40-45	120-200
Muito denso	>0,8	>50	>45	>200

No sentido de obter o valor do ϕ a partir do SPT, vários autores prestaram as suas contribuições, algumas mais discutíveis que outras, utilizando parâmetros intermediários ou não. Kulhawy e Mayne (1990) propuseram uma aproximação à obtenção de ϕ a partir de N de acordo com a Eq. 5-4:

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N}{12,2 + 0,2\sigma'_{v'}} \right)^{0,34} \quad \text{Eq. 5-4}$$

Em 1989, Behpoor e Ghahramani propõem uma correlação entre N e qu e o módulo de elasticidade (E) de solos coesivos:

$$qu \text{ (kPa)} = 15N \quad (\text{para } N < 25) \quad \text{Eq. 5-5}$$

$$E \text{ (MPa)} = 0,17N \quad (\text{para } N < 25) \quad \text{Eq. 5-6}$$

Num trabalho utilizando amostras de areias congeladas e posteriormente submetidas a descongelamento e ensaios triaxiais, de modo a obter o ângulo de atrito de pico, e correlacionando os resultados com o valor de N obtidos em furos adjacentes aos da amostragem, corrigindo os valores de N , foi possível a Hatanaka e Uchida (1996) obter a Eq. 5-7 em termos de tensões efetivas.

$$\phi' = [15,4(N_1)_{60}]^{0,5} + 20 \quad \text{Eq. 5-7}$$

5.2.1.4.2 Velocidade das ondas de corte

Uma das propostas mais frequentemente adaptadas no sentido de correlacionar N_{60} e V_s é a de Otha e Goto (1978) em que V_s é calculado a partir da Eq. 5-8.

$$V_s = 69 (N_{60})^{0,17} z^{0,2} F_A F_B \quad \text{Eq. 5-8}$$

Na Eq. 5-8, z corresponde à profundidade de execução do ensaio (em m) e F_A e F_B são constantes em função da idade do terreno e da granulometria apresentadas na Tab. 5-9.

Tab. 5-9 - Fatores F_A e F_B para avaliação de V_s (Seed *et al.*, 1983, *in* Lopes, 2001).

Idade	Holocénico			Plistocénico		
FA	1,00			1,30		
Tipo de solo	Argila	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Cascalho arenoso	Cascalho
FB	1,0	1,09	1,07	1,14	1,15	1,45

Uma outra equação é utilizada por muitos outros autores no sentido de correlacionar V_s com N (Eq. 5-9), para a qual propõem diferentes valores de α e de β .

$$V_s = \alpha N^\beta \quad \text{Eq. 5-9}$$

Na Tab. 5-10 apresentam-se os valores para α e β de acordo com o tipo de solo e diferentes autores.

Tab. 5-10 – Valores de α e β segundo vários autores (Lopes, 2001).

α	β	Tipo de solo	Autor
102	0,29	Argila holocénica	Imai (1977)
81	0,33	Areia holocénica	
114	0,29	Argila pliocénica	
97	0,32	Areia pliocénica	
57,4	0,49	Areia	Lee (1990)
105,6	0,32	Silte	
114,4	0,31	Argila	
48	0,55	Argila	Carruba e Maugeri (1988)
80,6	0,331	Areia	Muzzi (1984, in Madiai, 1999)
102	0,292	Argila	Crespellani <i>et al.</i> (1989)
71,5	0,535	Argila	
97	0,314	Vários	Folque (1987)
81,39	0,34		Rodrigues (1979, in Oliveira <i>et al.</i> , 1997)

5.2.2 Cone Penetration Test (CPT)

O ensaio de penetração estática (CPT- *Cone Penetration Test*) ou de penetração estática com piezocone (CPTU - *Piezocone Penetration Test*) oferece uma abordagem moderna e expedita na investigação e exploração do solo. Foi desenvolvido na Holanda na década de 1930 e, com a evolução tecnológica tem melhorado bastante. Atualmente o CPTU consiste num penetrómetro com instrumentação eletrónica que é cravado (empurrado) no solo, procedendo-se à gravação dos vários parâmetros como o avanço em profundidade. Utiliza normas internacionais (ASTM, ISSMGE) e permite obter três parâmetros em função da profundidade: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e a pressão intersticial (u) recorrendo a transdutores. A medição da pressão intersticial assume particular importância em solos de grão fino na presença de água. O conhecimento das pressões intersticiais é especialmente importante na determinação de alguns parâmetros de engenharia, tais como a tensão de pré-consolidação (σ'_p), a resistência ao cisalhamento não drenado (c_u) e o coeficiente de impulso em repouso (K_0). Os resultados podem ser avaliados no campo e em tempo real, pois ficam imediatamente disponíveis a partir de um computador acoplado ao sistema de aquisição de dados.

A grande quantidade de dados de alta qualidade gravados durante a execução do ensaio permite o posterior processamento e um melhor conhecimento das condições do subsolo, definindo as camadas, os tipos e parâmetros geotécnicos do solo. Fornece ainda dados para a avaliação de sistemas de fundação, tanto diretas como indiretas, e de modificações do subsolo.

O CPT/CPTU pode ser utilizado em solos desde argilas muito moles até areias densas, não sendo adequado para cascalhos ou terreno rochoso. Como o ensaio fornece dados precisos e

confiáveis para a análise, mesmo não permitindo a amostragem do solo, proporciona um excelente complemento ao ensaio SPT (Mayne *et al.*, 2002).

Relativamente à normalização, importantes esforços têm vindo a ser desenvolvidos, apresentando os equipamentos e procedimentos de ensaio muitas semelhanças, sem que no entanto se tenha optado por uma norma única com utilização universal. Destacam-se as normas ASTM D3441 (1986), BS 1377 (Parte 9, 1990), a norma brasileira ABNT MB-3406 (1991), a Recomendação Internacional (IRTP) apresentada no 1º Simpósio Internacional de Ensaio de Penetração (ISOPT1 – ISSMFE 1988) e o Procedimento Internacional para o ensaio CPT e CPTU (ISSMGE) proposto em 1999 e corrigido em 2001.

5.2.2.1 Equipamento e ensaio

Genericamente os modernos sistemas CPT/CPTU incluem os seguintes componentes: penetrómetro elétrico, com sistema hidráulico para empurrar as varas, sistema de transmissão por cabo ou aparelho gravador e unidade de aquisição dos dados (Mayne, 2007).

Os equipamentos apresentam grande diversidade, embora os ensaios estejam normalizados, podendo ser classificados em função da metodologia de funcionamento (Rodrigues, 2003):

- Cone mecânico – em que a cravação da ponteira cónica se faz à custa de uma transmissão mecânica por meio de varas cuja força é medida à superfície;
- Cone elétrico – consiste num dispositivo que integra células de carga instrumentadas internamente possibilitando a medição dos esforços necessários à cravação da ponteira cónica;
- Piezocone – apresenta o mesmo equipamento do cone elétrico, acrescido de uma célula de carga que permite a monitorização das pressões intersticiais que se desenvolvem durante a cravação.

Habitualmente, o dispositivo de cravação corresponde a uma estrutura de reação à qual se liga o sistema hidráulico de aplicação de varas. A penetração é contínua através de varas de comprimento de 1 m que se anexam à ponteira cónica (Fig. 5-2).

Usualmente, o equipamento apresenta uma capacidade que varia entre 100 e 200 kN e a cravação faz-se à custa da fixação do equipamento ao solo por meio de trados de ancoragem, auxiliados pelo peso do próprio do dispositivo (Rodrigues, 2003).



Fig. 5-2– Equipamento para a realização do CPTU e Ponteira cónica do CPTU.

O sensor de medição acoplado à ponteira permite medir as pressões intersticiais ao longo do tempo, num ensaio de dissipação cuja interpretação dos resultados permite a determinação do coeficiente de consolidação na direção horizontal (c_h).

A ponteira cónica usada na cravação estática no terreno apresenta de ângulo apical de 60° e normalmente secção transversal de 10 cm^2 , podendo os equipamentos mais pesados recorrer a cones de 15 cm^2 . A velocidade de cravação deve ser constante ($20 \pm 5 \text{ mm/s}$) (ENV 1997-3, 1999), medindo-se a força necessária à referida cravação que compreende duas parcelas de resistência, uma de ponta (q_c) e outra relativa ao atrito lateral (f_s).

5.2.2.2 Resultados e interpretação

O equipamento de ensaio do CPTU permite fazer as seguintes medições:

- Força axial necessária à penetração do cone de secção nominal de 10 cm^2 a velocidade constante no terreno (F_c);
- Força axial gerada pela adesão ou fricção atuante na manga de atrito com área circunferencial de 150 cm^2 (F_s);
- Poro-pressão desenvolvida durante a cravação (u).

Estas medições permitem calcular a q_c , f_s e a razão de atrito (R_f), de acordo com as equações:

$$q_c = F_c / A_c \quad \text{Eq. 5-10}$$

$$f_s = F_s / A_s \quad \text{Eq. 5-11}$$

$$R_f = f_s / q_c \quad (\%) \quad \text{Eq. 5-12}$$

A_c – área da secção do cone (10 cm^2);

A_s – área circunferencial da manga (150 cm^2);

A pressão da água gera efeitos desiguais nas diferentes áreas do cone o que obriga à correção dos parâmetros calculados. A fim de se conhecer a resistência de ponta real ou total mobilizada no ensaio (q_T) foi definida a Eq. 5-13, em que a corresponde ao coeficiente dado pelo cociente entre a área da secção da célula de carga (A_n) e A_c ($a = A_n/A_c$).

$$q_T = qc + u_2(1 - a) \quad \text{Eq. 5-13}$$

Os resultados dos ensaios CPTU podem ser usados para determinar a estratificação, classificar os solos e determinar propriedades de uma vasta gama de solos onde é possível a penetração (ENV 1997-3, 1999).

Nas areias limpas e solos granulares densos o valor de q_T é aproximadamente igual a qc . No entanto, em solos argilosos sensíveis a correção pode ser muito significativa, podendo ir de 20% a 70% (Robertson e Campanella, 1988; Mayne, 2007).

Os ensaios com piezocone permitem avaliar o coeficiente de pressão intersticial ou de poro-pressão (B_q) que se define na Eq. 5-14.

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_{v0}} \quad \text{Eq. 5-14}$$

Δu – excesso de poro-pressão ($u_{medido} - u_0$);

u_0 – poro-pressão em equilíbrio *in situ*;

σ_{v0} – tensão vertical total *in situ*.

B_q constitui um parâmetro especialmente importante em maciços de argilas e siltes duros, rijas e intactas (Jamolkowski *et al.*, 1985; Campanella e Robertson, 1988; Lunne *et al.*, 1997).

Ao registar três parâmetros em contínuo com a profundidade, o CPTU constitui uma excelente ferramenta para identificar transições no terreno. Recomenda-se a utilização, em termos de interpretação, dos valores de q_T em vez dos de qc . A profundidade z deve estar em metros, q_T em MPa, f_s e u em kPa.

Como este ensaio não permite a recolha de amostras, não sendo possível proceder à inspeção visual dos solos é tomado correntemente como indicativo o seguinte:

$q_T > 5$ MPa – areia;

$q_T < 5$ MPa – argila (situação de não drenagem, baixa permeabilidade).

Abaixo do nível freático:

$u_2 \approx u_0$ – maioria das areias limpas;

$u_2 > u_0$ – argilas;

u_2/u_0 aumenta com a dureza da argila.

Argilas moles intactas: $u_2/u_0 \approx 3$;

Argilas rijas: $u_2/u_0 \approx 10$ ou mais.

No entanto se as argilas se apresentarem fissuradas podem gerar-se pressões intersticiais iguais a zero ou mesmo negativas.

Também R_f pode ser utilizada para identificar o tipo de solo:

$R_f < 1\%$ - areias limpas siliciosas;

$R_f > 4\%$ - argilas e siltes de baixa sensibilidade;

Argilas sensíveis $R_f \approx 0$ em muitos casos (Mayne, 2007).

5.2.2.2.1 Classificação do comportamento do solo

O CPT/CPTU permite a avaliação indireta e a classificação do tipo de solo (no sentido clássico), medindo a resposta do solo durante todo o processo de cravação. Durante o CPT/CPTU, as medições em registo contínuo de q_c , f_s e u são afetados, entre outros fatores, pelo tamanho das partículas, mineralogia, fabric do solo, idade e estado de tensão (Hegazy, 1998). Por sua vez os métodos laboratoriais fornecem uma análise mecânica ao desmontar completamente o solo, remexendo-o, agrupando-o em tamanhos de partículas. No CPT/CPTU é analisado o comportamento do solo no estado natural, podendo, assim, constituir uma vantagem e oferecer uma classificação alternativa.

Existem inúmeros métodos de classificação de solos desenvolvidos a partir do CPTU, sendo os mais conhecidos os métodos de Begemann (1965), Schmertmann (1978) e Robertson (1990). Apresentam-se de seguida os métodos utilizados no Capítulo 6 na classificação de solos a partir dos CPTU realizados na zona em estudo.

Schmertmann (1978) propõem uma classificação do solo a partir dos resultados do CPT tendo por base ensaios realizados em diferentes lugares da Louisiana, Califórnia, Oklahoma, Utah, Arizona e Nevada. Este método implica a projeção de q_c em função de FR e os resultados apresentam-se sobre a forma de carta na Fig. 5-3.

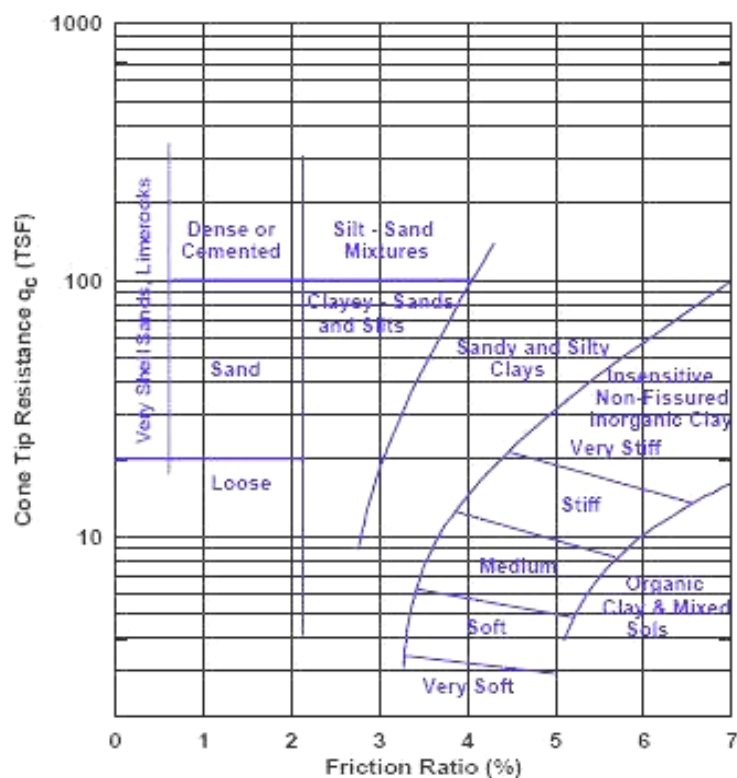


Fig. 5-3 – Carta original de classificação de solos proposta por Schmertmann (1978).

Douglas e Olsen (1981) realizaram um trabalho abrangente de correlação entre a classificação de solos ASTM e os dados do CPT para desenvolver uma classificação com base no comportamento. O desenvolvimento deste método teve por base dados colhidos nos USA. A carta de classificação resulta da projeção da resistência de ponta (q_c) em função de FR (Fig. 5.4). O gráfico mostra a mudança de classificação do solo (diagonal) de SM e SP para ML e para CL-CH, como diminuição de q_c e aumento de FR . O método de Douglas e Olsen (1981) demonstra que os quadros de classificação resultantes do CPT não podem fornecer com precisão a previsão do tipo de solo com base na composição do solo, mas sim servir como um guia para o tipo de comportamento do solo (Lunne *et al.*, 1997).

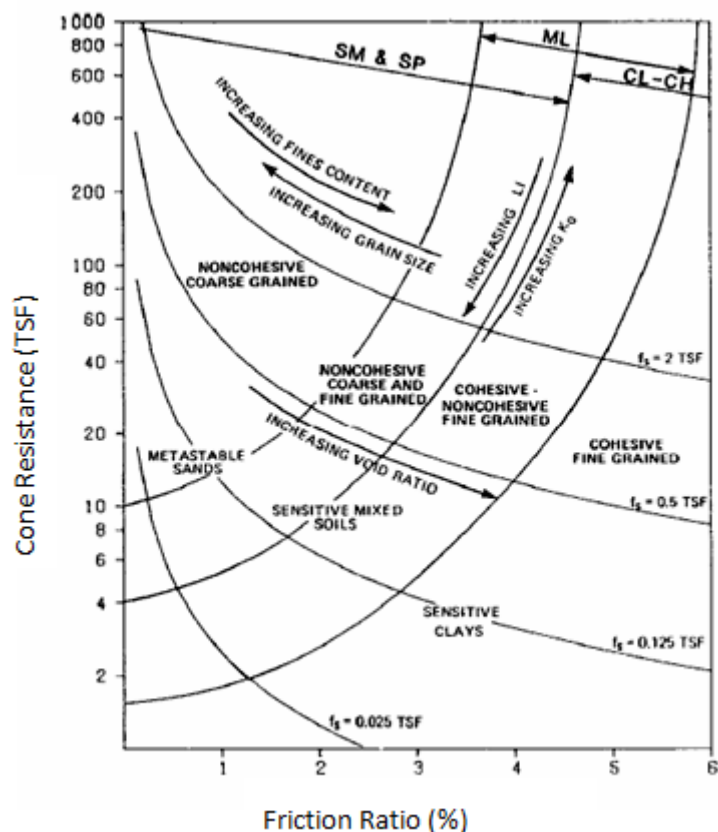


Fig. 5-4 – Carta de classificação de solos de Douglas e Olsen (1981).

Inquéritos realizados nos USA revelam que os métodos mais utilizados são o método simplificado proposto por Robertson e Campanella (1983) e as classificações propostas por Robertson *et al.* (1986) e Robertson (1990) (Mayne, 2007).

O método simplificado de Robertson e Campanella (1983), resulta da simplificação do método proposto por Schmertmann (1978), em que q_T é projetada em função de FR delimitando-se cinco áreas relativas a cinco principais tipos de solos: areias, areias siltosas, siltes arenosos e siltes, siltes argilosos e argilas (Fig. 5-5).

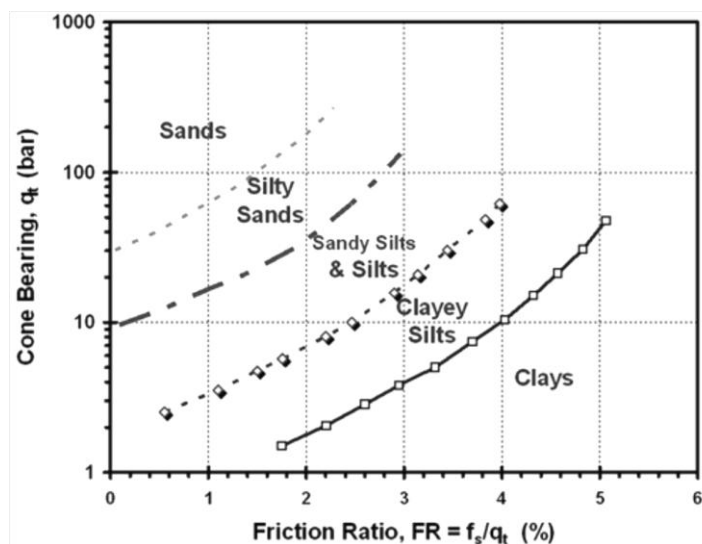


Fig. 5-5 – Carta simplificada de classificação de solos a partir de ensaios CPT (Robertson e Campanella, 1983).

A carta de classificação de solos proposta por Robertson e Campanella (1983), evoluiu para um ábaco tridimensional para incluir o parâmetro B_q relativo às pressões intersticiais resultando a carta apresentada na Fig. 5-6, onde é possível identificar 12 zonas ou categorias de solos, obtidas a partir das projeções de $\log q_T$ em função de FR e $\log q_T$ em função de B_q (Robertson *et al.*, 1986).

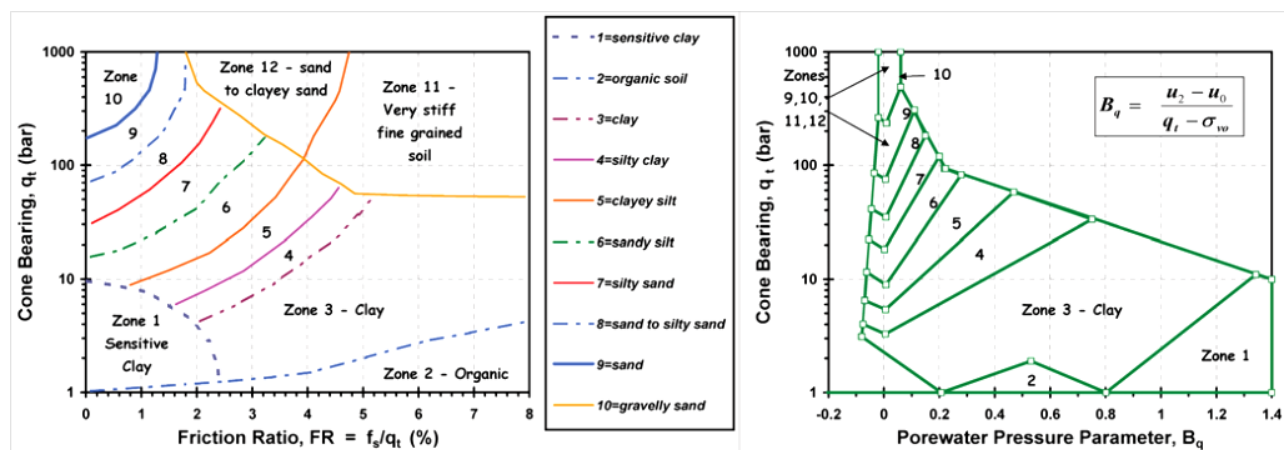


Fig. 5-6 – Carta de classificação de solos a partir de ensaios CPTU (Robertson *et al.*, 1986, *in* Mayne, 2007).

Zhang e Tumay (1999) desenvolveram o método probabilístico de região de estimação, denominado P-Class, justificando que havia uma elevada probabilidade de identificar incorretamente o tipo de solo com os gráficos de classificação CPT tradicionais, especialmente em zonas de transição. O método proposto aborda a incerteza de correlação entre a composição do solo e o seu comportamento mecânico. Estabeleceu-se uma correlação estatística entre um índice de classificação dos solos (U), dado pela classificação ASTM, e cada tipo de solo nela

referenciada. Cada valor de U corresponde a vários tipos de solo com diferentes probabilidades, tendo particular atenção nas regiões limites. Os tipos de solos foram reorganizados em três grupos: solos de areia e cascalho (GP, SP e SM), solos siltosos (SC e ML) e solos argilosos (CL e CH). Este método foi posteriormente modificado para permitir uma boa transição de probabilidade (linhas curvas) com valores de U , e fornecer um perfil contínuo de probabilidade de constituintes do solo com a profundidade (Tumay *et al.*, 2008). Esta classificação pode ser utilizada gratuitamente, recorrendo a uma aplicação informática disponível no endereço do *Louisiana Transportation Research Center* (LTRC, *s.d.*).

Zhang e Tumay (1999) propuseram também a classificação Fuzzy que ultrapassa a restrição da composição do solo nas classificações, sendo baseada no grau de certeza do comportamento do solo, (isto é no q_T e Rf), qc , índice U , probabilidade do tipo de solo e índice de tipo solo Fuzzy acumulado. Na classificação Fuzzy são definidos três tipos de solos: solo argiloso altamente provável (HPC), solo misto altamente provável (HPM) e solo arenoso altamente provável (HPS) (Zhang e Tumay, 1999).

Com base na utilização da aplicação referida é possível a realização de perfis verticais com base nos dados dos CPTU e dos métodos de classificação propostos por Zhang e Tumay (1999), Schmertmann (1978), Douglas e Olsen (1981) e Robertson *et al.* (1986). Relativamente ao método proposto por Robertson *et al.* (1986) apenas o primeiro gráfico, Fig. 5-6, foi implementado na aplicação de base de classificação visual do solo desenvolvido no LTRC.

5.2.2.2 Avaliação de parâmetros do solo a partir dos resultados do CPTU

Os parâmetros geotécnicos que resultam da análise dos dados do CPT/CPTU dizem respeito aos parâmetros relacionados com a conceção e construção de estruturas e de vias de comunicação. A abordagem é baseada na teoria numérica, analítica e em métodos empíricos.

Na Tab. 5-11 apresenta-se o grau de confiança na obtenção dos diversos parâmetros geotécnicos suscetíveis de serem avaliados a partir de ensaios CPT/CPTU, para argilas e areias, de acordo com Lunne *et al.* (1997).

Tab. 5-11 – Parâmetros geotécnicos dos solos suscetíveis de serem avaliados a partir do CPT/CPTU (adaptado de Lunne *et al.*, 1997).

Tipo de solo	Parâmetros de estado inicial					Resistência		Deformabilidade			Percolação	
	$\gamma \cdot D_r$	ψ	K_0	OCR	S_t	c_u	ϕ	E, G	M	G_0	k	c_h
Argilas	3-4		4-5	2-3		1-2	3-4	4-5	4-5	4-5	2-4	2-3
Areias	2-3	2	4-5	4-5			2	2-4	2-4	2-3		

Grau de confiança: 1 – elevado; 2 – elevado a moderado; 3 – moderado; 4 – moderado a reduzido; 5 – reduzido. S_t - sensibilidade.

5.2.2.2.1 Parâmetros de estado inicial

5.2.2.2.1.1 Peso específico

O conhecimento do peso específico saturado (γ_{sat}) de cada uma das camadas do solo é necessário no cálculo da tensão efetiva (σ') e total (σ) e da tensão de sobreconsolidação (σ'_p). Os CPT/CPTU constituem métodos indiretos de avaliação do peso específico dos solos (γ).

Uma avaliação do peso específico seco (γ_d) passa pela utilização de resultados de ensaios de câmaras de calibração, sobre areias, a partir dos valores de qt_1 (resistência de ponta normalizada) (Kulhawy e Mayne, 1990; Jamiolkowski *et al.*, 2001) (Eq. 5-15):

$$qt_1 = \frac{(q_t/\sigma_{atm})}{(\sigma'_{v0}/\sigma_{atm})^{0,5}} = \frac{q_T}{(\sigma'_{v0} * \sigma_{atm})^{0,5}} \quad \text{Eq. 5-15}$$

Para o caso de areias siliciosas não cimentadas, Mayne (2007) obteve uma linha de regressão, onde γ_d se relaciona com qt_1 de acordo com a Eq. 5-16.

$$\gamma_d = 1,89 \log(qt_1) + 11,8 \quad \text{Eq. 5-16}$$

Para solos saturados, o mesmo autor obteve a relação da Eq. 5-17 baseada num grande conjunto de dados de solos, incluindo argilas moles a rijas, siltes, areias soltas a densas e cascalhos, bem como mistura de solos.

$$\gamma_{sat} = 8,32 \log Vs - 1,61 \log z \quad \text{Eq. 5-17}$$

Neste caso γ_{sat} vem em função de Vs (m/s), obtida em ensaios SCPTU, e da profundidade, z (m).

Conhecendo G (densidade das partículas sólidas) é também possível estimar γ_{sat} a partir do CPT/CPTU, utilizando fs (Eq. 5-18).

$$\gamma_{sat} = 2,6 \log(fs) + 15G - 26,5 \quad \text{Eq. 5-18}$$

Em geral, a aplicação desta equação resulta bem para argilas moles a rijas de origem marinha, argilas fissuradas, siltes e uma variedade de areias quartzosas limpas (Mayne, 2007).

5.2.2.2.1.2 Densidade relativa em areias limpas

É possível prever-se *in situ* o estado de compactidade (compactidade/densidade relativa - D_r) dos solos a partir dos resultados de qc , recorrendo ao estabelecimento de correlações.

Diferentes expressões têm sido desenvolvidas tendo por base câmaras de calibração, como por exemplo, Schmertmann (1978), Robertson e Campanella (1983), Jamiolkowski *et al.* (1985). No entanto estes trabalhos mostraram que não existe uma única relação entre D_r , σ' *in situ* e qc ,

para todas as areias, pois outros fatores influenciam q_c , como por exemplo a compressibilidade, que por sua vez depende da composição, da forma e do grau de arredondamento das areias. Um trabalho envolvendo um grande conjunto de dados permitiu a relação expressa na Eq. 5-19 (Jamiolkowski *et al.*, 2001, *in* Mayne, 2007).

$$D_r = 100 \left[0,268 \ln \left(\frac{q_t / \sigma_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / \sigma_{atm}}} \right) - 0,675 \right] \quad \text{Eq. 5-19}$$

Em que σ_{atm} = tensão de referência igual a uma atmosfera = 100kPa.

5.2.2.2.1.3 Parâmetro de estado

A interpretação dos resultados de q_c tende, atualmente, a fazer-se em termos de parâmetro de estado (ψ) em vez de D_r (Been *et al.*, 1985; 1986; 1987; 1988) pois D_r não pode descrever completamente o comportamento mecânico de uma areia (Chen e Liao, 1999). O ψ combina a influência do índice de vazios (e) e o nível das tensões, tendo como referência o estado último (crítico/estável) permitindo descrever com mais precisão o comportamento dos solos granulares. A investigação realizada por Been *et al.* (1987) tem por base ensaios em câmaras de calibração, tendo resultado um procedimento que permite estimar ψ em areias a partir do CPT/CPTU. Robertson *et al.* (1995) sugere a aplicação dos valores da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s , para avaliar ψ .

O parâmetro de estado ψ permite estimar a suscetibilidade de liquefação de solos pois um solo com determinado e , ou D_r , pode ser suscetível à liquefação sob altas tensões confinantes mas não suscetível caso sejam baixas. Been e Jefferies (1985) definem ψ de acordo com a Eq. 5-20, correspondendo à diferença entre o índice de vazios existente (e_0) e o índice de vazios no estado crítico (e_{ss}), para um dado valor de tensão efetiva.

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad \text{Eq. 5-20}$$

Se ψ é positivo, como no caso de areias soltas, o solo exhibe comportamento contractivo e pode ser suscetível à liquefação. Se negativo, no caso de areias densas, a variação volumétrica é negativa (dilatância) e o solo não é considerado suscetível à liquefação.

Dado que G_0 e q_c são controlados por e_0 , tensão efetiva média (p'), m_v e estrutura, Schnaid e Yu (2005) propõem o expresso na Eq. 5-21:

$$\psi = \alpha \ln \left(\frac{p'}{p_a} \right)^\beta + \chi \ln \left(\frac{G_0}{q_c} \right) \quad \text{Eq. 5-21}$$

Para areias normalmente consolidadas:

$$\alpha = -0,520; \beta = -0,07; \chi = 0,180;$$

α , β e χ – parâmetros médios obtidos da câmara de calibração;

P_a = tensão de referência = 100 kPa;

O parâmetro p' corresponde ao valor da tensão efetiva média correspondente à medição de q_c :

$$p' = 1/3(\sigma'_{v0} + 2\sigma'_{h0}) = \sigma'_{v0}/3 * (1+2K_0).$$

5.2.2.2.2.1.4 Coeficiente de impulso em repouso

A tensão efetiva horizontal é representada pelo coeficiente de impulso em repouso, K_0 , a partir da relação expressa na Eq. 5-22.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Eq. 5-22}$$

Segundo Mayne (2007) os dados de laboratório sobre pequenas amostras submetidas a ensaios edométricos e triaxiais, instrumentados, indicam em geral que K_0 se relaciona com o ângulo de atrito interno em tensões efetivas (ϕ') e OCR de acordo com a Eq. 5-23, podendo esta relação ser adotada em areias cimentadas e argilas de baixa a média sensibilidade.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') * OCR^{\sin \phi'} \quad \text{Eq. 5-23}$$

Relacionando K_0 com q_T , o mesmo autor obteve a Eq. 5-24, envolvendo OCR e a σ'_{v0} . Esta relação foi obtida a partir dos resultados de ensaios laboratoriais realizados em câmaras triaxiais. A partir da análise da evolução da tensão efetiva horizontal (σ'_{h0}) com os resultados de CPT/CPTU, sobre areias quartzosas, em ensaios em câmaras, obteve-se a Eq. 5-25.

$$K_0 = 0,192 \left(\frac{q_T}{\sigma_{atm}} \right)^{0,22} \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,31} OCR^{0,27} \quad \text{Eq. 5-24}$$

$$\sigma'_{h0} = 0,30 * q_c^{0,22} * \sigma'_{v0}^{0,69} * OCR^{0,27} \quad \text{Eq. 5-25}$$

5.2.2.2.2.1.5 Grau de sobreconsolidação e tensão de pré-consolidação

A história das tensões de solos argilosos é normalmente determinada a partir de ensaios edométricos tridimensionais em amostras de alta qualidade não perturbadas. O ensaio edométrico, ou de consolidação, permite a determinação da tensão de pré-consolidação (σ'_p). A razão entre σ'_p e a σ'_{v0} é denominada por grau de sobreconsolidação (OCR) (Eq. 5-26).

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Eq. 5-26}$$

A partir de correlações empíricas e teóricas é possível prever OCR a partir do piezocone (Senneset *et al.*, 1982; Wroth, 1984; Tavenas e Lerouiel, 1987; Konrad, 1987; Mayne, 1991, 1992). Em 1991, Mayne, baseado na teoria da expansão da cavidade e na teoria dos estados críticos, sugere a Eq. 5-27.

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95Mc+1} \left(\frac{q_T - u_0}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{1,33} \quad \text{Eq. 5-27}$$

Onde $Mc = 6 \text{ sen}\phi' / (3 - \text{sen}\phi')$.

Para argilas sobreconsolidadas, pode ser feita uma estimativa de σ'_p a partir de q_T (Mayne, 1995; Demers e Leroueil 2002), como se ilustra na Fig. 5-7 e na Eq. 5-28 (Mayne, 2007).

$$\sigma'_p = 0,33(q_T - \sigma'_{v0}) \quad \text{Eq. 5-28}$$

A Eq. 5-28 subestima os valores das argilas fissuradas (Fig. 5-7). Isso ocorre porque o macrofabric das fissuras afeta as medições do CPT/CPTU no campo. Em contraste, as fissuras numa pequena amostra para o ensaio edométrico, em laboratório, estão fechadas durante a compressão no carregamento unidimensional (Mayne, 2007).

Com ensaios de piezocone é possível proceder a uma avaliação de σ'_p em argilas intactas, a partir da água intersticial e das medições de u . As primeiras relações para argilas intactas foram estabelecidas por Chen e Mayne (1996), em que σ'_p vem em função da posição do elemento filtrante no piezocone (Eq. 5-29 e Eq. 5-30).

$$\text{Elemento filtrante na face do cone: } \sigma'_p = 0,40 (u_1 - u_0) \quad \text{Eq. 5-29}$$

$$\text{Elemento filtrante na base do cone: } \sigma'_p = 0,53 (u_2 - u_0) \quad \text{Eq. 5-30}$$

Para piezocone com o elemento filtrante na face do cone, a pressão da água intersticial é positiva para todo o tipo de argilas independentemente da consistência e das argilas intactas fissuradas. Quando o elemento filtrante se encontra na base do cone a tendência é semelhante para argilas moles a rijas e duras intactas, entretanto, para argilas sobreconsolidados e fissuradas a pressão da água intersticial pode ser negativa, proporcionando assim uma relação não única.

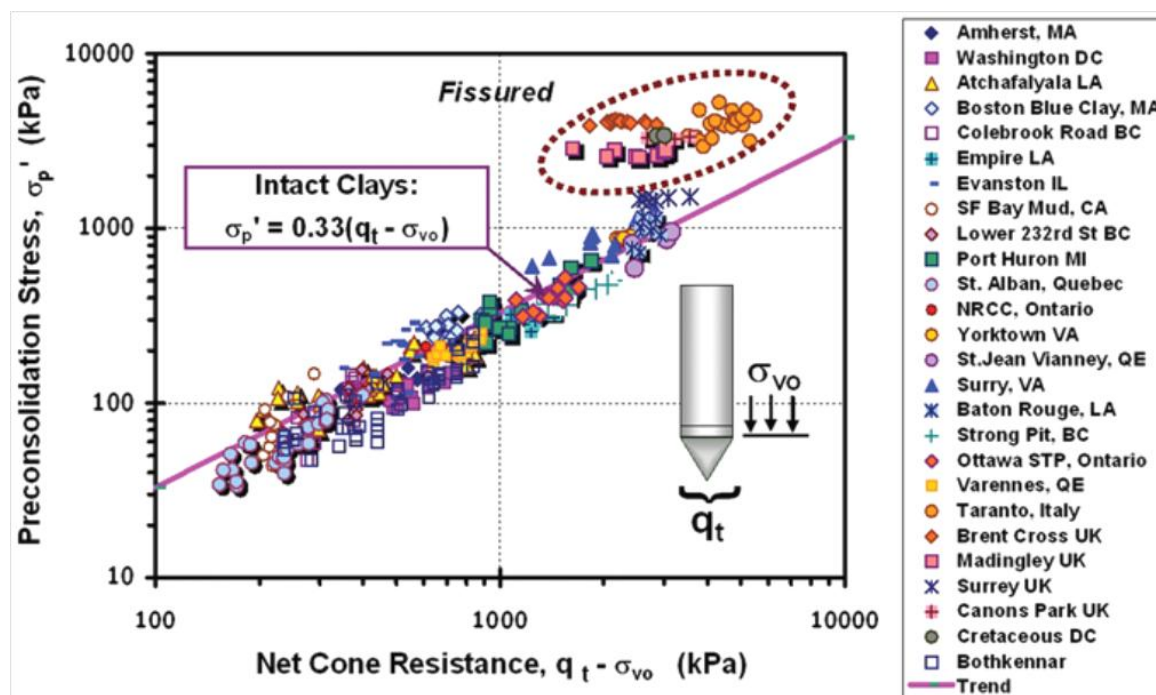


Fig. 5-7 – Relação da tensão de pré-consolidação com a resistência do cone em argilas (Mayne, 2007).

Para piezocone com o elemento filtrante na face do cone, a pressão da água intersticial é positiva para todo o tipo de argilas independentemente da consistência e das argilas intactas fissuradas. Quando o elemento filtrante se encontra na base do cone a tendência é semelhante para argilas moles a rijas e duras intactas, entretanto, para argilas sobreconsolidadas e fissuradas a pressão da água intersticial pode ser negativa, proporcionando assim uma relação não única.

Do ponto de vista teórico, o valor da σ'_p também pode ser determinado a partir de q_T , pelas equações Eq. 5-31 e Eq. 5-32 (Chen e Mayne, 1996; Mayne, 2005).

$$\text{Elemento filtrante na face do cone: } \sigma'_p = 0,75 (q_T - u_1) \quad \text{Eq. 5-31}$$

$$\text{Elemento filtrante na base do cone: } \sigma'_p = 0,60 (q_T - u_2) \quad \text{Eq. 5-32}$$

A avaliação da história de tensões para areias siliciosas limpas não cimentadas é uma tarefa difícil, essencialmente por duas razões: amostras não deformadas são bastante difíceis de obter e as curvas edométricas e - $\log \sigma'_v$ são muito planas, tornando a identificação do limite de elasticidade problemático. A relação para obter OCR nas areias siliciosas limpas tem sido assim empiricamente derivada de avaliações estatísticas sobre diferentes séries de ensaios em câmaras de calibração (Kulhawy e Mayne, 1990; Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2001; in Mayne, 2007).

A partir de múltiplas análises de regressão de dados de ensaios de câmara sobre amostras de areias siliciosas, consolidadas anisotropicamente e com histórias de tensões aplicadas variando desde não consolidadas até sobreconsolidadas ($1 \leq OCR \leq 15$), observa-se que OCR vem em função da aplicação de σ'_{v0} , tensão efetiva horizontal ($\sigma'_{h0} = K_0 * \sigma'_{v0}$) e de q_T , de acordo com a Fig. 5-8 (Mayne, 2007).

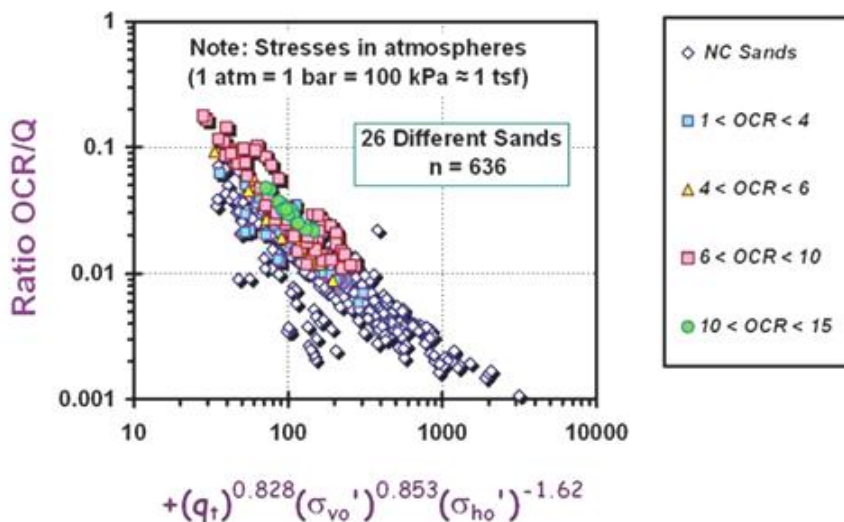


Fig. 5-8 - Relação OCR/Q para areias siliciosas limpas a partir de ensaios de câmaras de calibração (Mayne, 2007).

Os resultados podem ser apresentados pela Eq. 5-33 (Mayne, 2005).

$$OCR = \left[\frac{0,192 \cdot (q_t / \sigma_{atm})^{0,22}}{(1 - \sin \theta') \cdot (\sigma'_{v0} / \sigma_{atm})^{0,31}} \right]^{\left(\frac{1}{\sin \theta' - 0,27} \right)} \tag{Eq. 5-33}$$

Conhecendo o valor de OCR , a σ'_p aparente da areia pode ser calculada a partir da Eq. 5-

$$26OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Para misturas de solos, a partir de dados sísmicos e analisando os dados compilados por diversos autores sobre vários tipos de geomateriais (e.g. Ghionna *et al.*, 1995; Mayne *et al.*, 1998; Lunne *et al.*, 2003; Mayne e Brown, 2003) Mayne (2007) estabeleceu para geomateriais intactos a relação expressa na Eq. 5-34.

$$\sigma'_p = 0,101 \sigma_{atm}^{0,102} G_0^{0,478} \sigma'_{v0}{}^{0,420} \tag{Eq. 5-34}$$

A vantagem desta abordagem é que todos os tipos de solos podem ser considerados de uma forma consistente, exceto os solos fissurados.

5.2.2.2.1.6 Sensibilidade

Em argilas moles e lodos, a sensibilidade (S_t) é considerada como um índice de construção problemático. O ensaio de referência para a determinação de S_t é o ensaio de campo “*vane test*” (Chandler, 1988). No entanto a leitura de f_s nos ensaios CPT/CPTU pode ser considerada como indicativo de c_u em solos remoldados ($f_s \approx c_u$) (Gorman *et al.*, 1975).

Com o objetivo de determinar S_t em camadas de solos com base em ensaios CPTU, Schmertmann (1978) propôs a Eq. 5-35:

$$S_t = N_s / Rf \quad \text{Eq. 5-35}$$

N_s corresponde a um coeficiente empírico, que Schmertmann (1978) sugere que seja igual a 15 para dados do CPT mecânico. Robertson e Campanella (1983) inicialmente sugeriram $N_s=10$ para os dados do CPT electrónico, no entanto, dados colhidos na área de Vancouver sugerem uma média de $N_s=6$ baseada em ensaios *vane test* (Greig, 1985). Vários autores sugerem a utilização de $N_s=6$ numa estimativa inicial para S_t , caso não estejam disponíveis medições diretas (Mayne, 2007).

Com a avaliação de σ'_p a partir de q_T (Eq. 5-28), para argilas moles com baixo *OCR* ($OCR < 2$; $c_u \approx 0,22\sigma'_p$), Mayne (2007) sugere obter-se o valor de S_t de acordo com a Eq. 5-36.

$$S_t \approx 0,073 * (q_t - \sigma_{v0}) / f_s \quad \text{Eq. 5-36}$$

5.2.2.2.2 Parâmetros de resistência

A avaliação dos parâmetros de resistência recorrendo ao ensaio CPT/CPTU pode fazer-se de dois modos:

- Por análises baseadas na teoria da capacidade de carga ou em teorias da expansão da cavidade (cilíndrica ou esférica);
- Por análises baseadas em ensaios desenvolvidos em câmaras de calibração.

5.2.2.2.2.1 Resistência não drenada

A resistência ao corte não drenada (c_u) não é uma característica intrínseca do solo. Depende do modo de rotura, da anisotropia do solo, da velocidade de deformação (que se acentua em argilas plásticas) e da história de tensões, sendo a análise e o método de avaliação fortemente condicionados pelo tipo de problema em apreciação.

No sentido de relacionar os resultados da resistência à penetração do cone com c_u , muito trabalho de investigação se tem desenvolvido, podendo distinguir-se duas vias de investigação: uma recorrendo a soluções teóricas, outra a correlações empíricas. Estas distintas vias quanto ao modo de avaliação do fator teórico do cone, convergem para uma relação semelhante entre a

resistência de ponta e c_u . Várias relações entre c_u e os resultados do CPT/CPTU foram propostas por Baligh *et al.* (1980), Lunne e Kleven (1981), Jamiolkowski *et al.* (1982) e Robertson *et al.* (1986).

A abordagem clássica para avaliar c_u a partir de leituras CPT/CPTU, introduz um fator empírico do cone, N_k ou N_{kt} , (Eq. 5-37 e Eq. 5-38) constituindo uma abordagem empírica a partir do método de equilíbrio limite.

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma_{v0})}{N_k} \quad (\text{CPT}) \quad \text{Eq. 5-37}$$

$$c_u = \frac{(q_T - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (\text{CPTU}) \quad \text{Eq. 5-38}$$

A utilização do CPTU em vez do CPT permite considerar o efeito da pressão intersticial privilegiando a utilização de q_T em vez de q_c . A prática tem sido essencialmente baseada na adoção de $N_k=15$, e de N_{kt} entre 15 e 20, para uma aproximação mais conservativa. Para argilas normalmente consolidadas, ou levemente consolidadas, N_{kt} pode ser próximo de 10, indo até valores próximos de 30 para argilas sobreconsolidadas fissuradas. Rad e Lunne (1988) mostraram que o fator N_{kt} varia entre 8 e 29. Estes valores devem ser utilizados como valores de referência.

Senneset *et al.* (1982) propôs a determinação de c_u a partir do conceito de resistência de ponta efetiva, q_e , definida pela diferença entre a q_c e a pressão intersticial medida na posição normalizada na base do cone (u_2) (Eq. 5-39).

$$q_e = q_c - u_2 \quad \text{Eq. 5-39}$$

Robertson e Campanella (1983) redefinem a utilização de q_e usando q_T , e c_u pode ser determinada a partir da Eq. 5-40.

$$c_u = \frac{q_e}{N_{KE}} = \frac{q_t - u}{N_{KE}} \quad \text{Eq. 5-40}$$

Senneset *et al.* (1982) propuseram $N_{KE}=9\pm 3$. Lunne *et al.* (1985) e Robertson *et al.* (1986) mostram que N_{KE} varia entre 1 e 13 e aparece correlacionado com B_q .

Uma grande desvantagem do uso de q_e , é a fiabilidade da sua determinação. Em argilas moles normalmente consolidadas a u_2 , gerada imediatamente atrás da ponta do cone durante a penetração, é frequentemente cerca de 90% ou mais de q_c . Mesmo quando q_c é corrigida para q_T , a diferença entre q_T e u é frequentemente muito pequena. O valor baixo de q_c torna-o sensível a pequenos erros nas medições. Assim, o valor de q_e é muito pequeno, logo, é muito sensível aos pequenos erros nas medições de q_c (Campanella e Robertson, 1988).

Muitas relações têm sido propostas relacionando o excesso da pressão intersticial Δu e c_u , baseadas em aproximações teóricas ou semiteóricas usando a teoria da expansão da cavidade. Vesic (1972), Battaglio *et al.* (1981), Randolph e Wroth (1979), Massarch e Broms (1981) e Campanella e Robertson (1988) usaram a relação expressa na Eq. 5-41, onde $N_{\Delta u}$ pode variar entre 2 e 20.

$$c_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad \text{Eq. 5-41}$$

Lunne *et al.* (1985) sugerem que $N_{\Delta u}$ varia entre 4 e 10 e Karlsrud *et al.* (1996) prova que $N_{\Delta u}$ varia entre 5 e 9 e que não apresenta uma relação clara com B_q . Estes valores foram obtidos para argilas normalmente consolidadas ou levemente sobreconsolidadas e não devem ser extrapolados para argilas altamente sobreconsolidadas onde B_q é muito pequeno ou mesmo negativo (Powell e Lunne, 2005).

Estes métodos têm a vantagem de maior precisão na medição de Δu , especialmente em argilas moles, onde Δu pode ser muito grande, pelo que as estimativas de c_u em argilas moles vão ser mais precisas utilizando os dados das pressões intersticiais, por oposição à resistência de ponta.

5.2.2.2.2.2 Ângulo de atrito

A resistência do solo é controlada pela tensão efetiva, e frequentemente representada em termos de parâmetros de Mohr-Coulomb: ϕ' e c' (coesão em tensões efetivas). Para areias limpas, a expressão de ϕ' , tendo por base resultados em ensaios em câmaras de calibração e considerando $c'=0$ kPa, é dada pela Eq. 5-42 (Robertson e Campanella, 1983).

$$\phi' = \arctan[0,1 + 0,38 \log(q_T/\sigma'_{v0})] \quad \text{Eq. 5-42}$$

Tendo por base esta relação os mesmos autores propõem uma carta para o cálculo do ϕ' (Fig. 5-9) válida para areias não cimentadas, moderadamente incompressíveis e predominantemente quartzosas.

Kulhawy e Mayne (1990) propõem uma expressão alternativa (Eq. 5-43) a partir da compilação de mais dados de câmaras de calibração (Mayne, 2007).

$$\phi' = 17,6 + 11 \log(q_{t1}) \quad \text{Eq. 5-43}$$

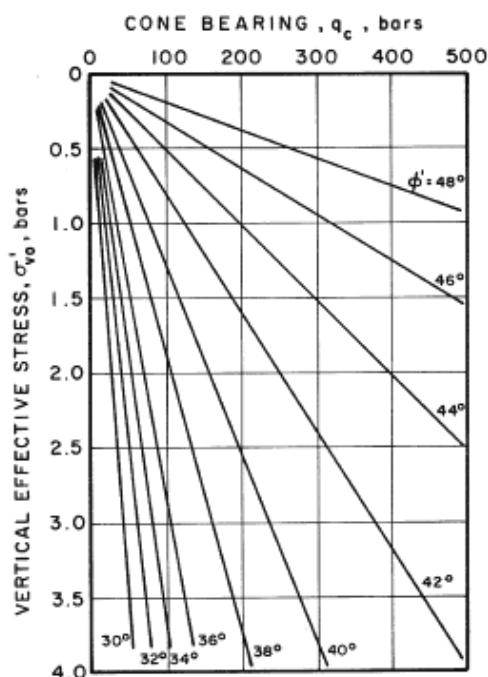


Fig. 5-9 – Correlação entre q_c e o ϕ' de areias quartzosas não cimentadas proposta por Robertson e Campanella (1983).

O ENV 1997-3 (1999) apresenta uma tabela (Tab. 5-12) onde mostra a determinação do ϕ' e do módulo de Young (E) a partir de q_c , para areias siliciosas, para cálculo da capacidade de carga e assentamentos de fundações.

Tab. 5-12 – Determinação de ϕ' a partir de q_c e de E , em para areias quartzosas e feldspáticas segundo Bergdahl *et al.* (1993), adaptado do ENV 1997-3, 1999.

Densidade relativa	q_c (MPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
Muito baixa	0,0-2,5	29-32	<10
Baixa	2,5-5,0	32-35	10-20
Média	5,0-10,0	35-37	20-30
Alta	10,0-20,0	37-40	30-60
Muito alta	>20	40-42	60-90

Estes valores são válidos para areias. Para silte devem ser reduzidos de 3° e para seixos devem ser acrescidos de 2° (ENV 1997-3, 1999).

No caso de mistura de solos, uma abordagem interessante pela Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia (NTNU) permite uma solução para obter o ϕ' para todos os tipos de solo a partir dos dados do CPTU (Senneset *et al.*, 1988, 1989). Assim, para o caso simples do tipo Terzaghi e a adoção de $c'=0$, o ϕ' pode ser determinado a partir de leituras normalizadas do CPT/CPTU, com Q dado pela Eq. 5-44, e utilizando a equação proposta por Mayne e Campanella (2005), Eq. 5-45.

$$Q = \frac{(q_T - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \tag{Eq. 5-44}$$

$$\phi' = 29,5 * B_q^{0,121} * (0,256 + 0,336B_q + \log Q) \quad \text{Eq. 5-45}$$

Esta equação é aplicável para $0,1 < B_q < 1,0$ e variação: $20^\circ < \phi' < 45^\circ$. No caso de solos granulares B_q é inferior a 0,1 (Mayne, 2007).

5.2.2.2.2.3 Coesão em tensões efetivas

Para análises de estabilidade a longo prazo, c' é considerada igual a zero. A avaliação do valor de c' para um determinado solo apresenta várias dificuldades que estão associadas à sua dependência em relação a σ'_p , à taxa de tensão de carga ao longo do tempo e à idade do depósito. Para análises de estabilidade a curto prazo, pode ser avaliado, a partir da história de tensões, um valor aparente de c' através da Eq. 5-46 (Mayne e Stewart, 1988; Mesri e Abdel-Ghaffar, 1993; *in* Mayne, 2007).

$$c' \approx 0,02 \sigma'_p \quad \text{Eq. 5-46}$$

5.2.2.2.2.3 Parâmetros de deformabilidade

As características de deformação são genericamente sob a forma do módulo do solo. O módulo do solo vem em função da história de tensões, estado e nível de tensão *in situ*, condições de drenagem e direção do caminho de tensões.

Há duas maneiras para estimar os módulos de deformação a partir dos dados do CPT/CPTU:

- Métodos indiretos, o que requer estimar c_u ;
- Métodos diretos a partir da resistência do cone.

5.2.2.2.2.3.1 Módulo de distorção inicial ou máximo

A compactidade dos solos granulares e o seu estado de tensão *in situ* (idade e compressibilidade) controlam os valores de qc e o valor do módulo de distorção inicial G_0 ou máximo G_{max} (Jamiołkowski *et al.*, 1988). O facto dos parâmetros de rigidez dependerem grandemente dos parâmetros de resistência ao corte, do nível de tensões *in situ* e dos níveis de deformação a que são sujeitos, dificulta o estabelecimento de uma relação direta entre G_0 e qc . No entanto, apesar desta dificuldade e incerteza, inúmeros trabalhos se têm desenvolvido no sentido de estabelecer correlações entre estes dois parâmetros.

O declive da reta, tensão de cisalhamento (τ) versus tensão de corte (σ_v), corresponde ao módulo de distorção (G). O conhecimento de G_0 ou G_{max} é fundamental para o conhecimento da rigidez inicial do solo. Esta rigidez aplica-se ao carregamento inicial para todas as curvas de resistência, incluindo estática, cíclica, dinâmica e tipos de carga, bem como condições drenadas

e não drenadas (Burland, 1989; Mayne, 2001; Leroueil e Hight, 2003). G_0 é calculado a partir da massa volúmica total (ρ_T) e de V_s (medido no ensaio SCPTU) de acordo com a Eq. 5-47.

$$G_0 = \rho_T V_s^2 \quad \text{Eq. 5-47}$$

Tendo por base resultados obtidos em câmaras de calibração e em ensaios de campo sobre areias siliciosas não cimentadas, Rix e Stokoe (1992) sugerem a correlação com q_c representada na Eq. 5-48.

$$G_0 = q_c 1634 \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right)^{-0,75} \quad \text{Eq. 5-48}$$

Para solos argilosos, Mayne e Rix (1993) sugerem a Eq. 5-49, em que e_0 corresponde ao índice de vazios *in situ*.

$$G_0 = 406 q_c^{0,695} e_0^{-1,130} \quad \text{Eq. 5-49}$$

Tanaka *et al.* (1994) desenvolveram uma relação entre G_0 e q_T (Eq. 5-50):

$$G_0 = 50(q_T - \sigma_{v0}) \quad \text{Eq. 5-50}$$

A utilização da Eq. 5-48 e da Eq. 5-50 $G_0 = 406 q_c^{0,695} e_0^{-1,130}$ requer alguma atenção, devendo dar apenas valores indicativos da rigidez.

Schnaid *et al.* (2004) propuseram limites para identificação de grupos de solos cimentados ou não, de acordo com a observação das variações de G_0 com q_c expressas através de limites superior e inferior (o limite superior do material não cimentado é assumido como o limite inferior para o material cimentado). Para materiais cimentados o limite superior é assim dado pela Eq. 5-51.

$$G_0 = 800 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v \sigma_{atm}} \quad \text{Eq. 5-51}$$

Em 2005, Schnaid propõe para solos granulares cimentados (limite inferior) ou não cimentados (limite superior) a relação expressa na Eq. 5-52 (Schnaid, 2005).

$$G_0 = 280 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v \sigma_{atm}} \quad \text{Eq. 5-52}$$

Para solos com baixa compressibilidade, materiais não cimentados, como limite inferior, propõe a relação de Eq. 5-53:

$$G_0 = 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_v \sigma_{atm}} \quad \text{Eq. 5-53}$$

Para uma pequena região da tensão, G pode converter-se em E através da teoria de elasticidade (Eq.5-54), em que o valor do coeficiente de Poisson é $\nu'=0,2$ no caso de condições drenadas, e $\nu_u=0,5$ em situações de condições não drenadas.

$$E = 2G(1+\nu) \quad \text{Eq. 5-54}$$

O E em areias, em condições drenadas, depende da compactidade relativa, do grau de sobreconsolidação e do nível das tensões (Rodrigues, 2003).

O valor de ν é normalmente tomado para materiais elásticos isotrópicos. Baseado em recentes medições locais em amostras com instrumentação especial interna de alta resolução (e.g. Burland, 1989; Tatsuoka e Shibuya, 1992; Lehane e Cosgrove, 2000), o valor de ν' drenado varia de 0,1 a 0,2 para todos os tipos de geomateriais em níveis de carga de trabalho.

5.2.2.2.3.2 Módulo de deformabilidade e módulo de compressibilidade unidimensional

Schmertmann (1978) propôs para solos granulares a relação expressa na Eq. 5-55, onde o módulo de deformabilidade ou de Young ou de elasticidade (E) se relaciona diretamente com q_c .

$$E = \alpha q_c \quad \text{Eq.5-55}$$

Onde $\alpha=2,5$ para fundações quadradas e $\alpha=3,5$ para fundações corridas.

Robertson e Campanella (1983) sugerem α a variar entre 1,5 e 3 para areias normalmente consolidadas (valores obtidos em câmaras de calibração), mas que o valor pode aumentar para areias sobreconsolidadas. Coduto (2001) apresentou alguns valores típicos para α (Tab. 5-13).

Tab. 5-13 – Valores típicos de α segundo Coduto (2001)

Descrição	Classificação	α
Areia limpa normalmente consolidada, recente	SW ou SP	2,5 – 3,5
Areia limpa normalmente consolidada (>3000 anos)	SW ou SP	3,5 – 6,0
Areia limpa sobreconsolidada	SW ou SP	6,0 – 10,0
Areia siltosa ou argilosa normalmente consolidada	SM ou SC	1,5
Areia siltosa ou argilosa sobreconsolidada	SM ou SC	3,0

Para estimar o módulo de Young não drenado (E_u) é usual o estabelecer de correlações empíricas com c_u (Eq. 5-56), onde n corresponde a uma constante dependente do nível de tensão, do grau de consolidação e da sensibilidade das argilas, entre outros fatores (Ladd *et al.*, 1977).

$$E_u = n * c_u \quad \text{Eq. 5-56}$$

O módulo de deformabilidade, E , é também conhecido como igual ao inverso do módulo de compressibilidade volumétrica ($1/m_v$) ou módulo de compressibilidade unidimensional ou

edométrico (M). A Eq. 5-55 pode reescrever-se de acordo com a Eq. 5-57, onde M deve ser obtido recorrendo aos ensaios edométricos e expresso em termos do coeficiente α e da resistência do cone de acordo com a proposta por Mitchell e Gardner (1975).

$$M = \alpha q_c = \frac{1}{m_v} \quad \text{Eq. 5-57}$$

Na Tab. 5-14 apresentam-se valores de α para alguns solos finos. Esta relação traduz sob o ponto de vista da elasticidade um módulo de elasticidade ou de deformabilidade.

Tab. 5-14 – Estimativa de α do módulo de compressibilidade, M , para argilas. (Adaptado de Sanglerat, 1972, in Mitchell e Gardner, 1975).

q_c (MPa)		$M = 1/m_v = \alpha q_c$
$q_c < 0,7$	$3 < \alpha < 8$	Argilas de baixa plasticidade (CL)
$0,7 < q_c < 2,0$	$2 < \alpha < 5$	
$q_c > 2,0$	$1 < \alpha < 2,5$	
$q_c > 2,0$	$3 < \alpha < 6$	Siltes de baixa plasticidade (ML)
$q_c < 2,0$	$1 < \alpha < 3$	
$q_c < 2,0$	$2 < \alpha < 6$	Siltes e argilas muito plásticos (MH, CH) Siltes orgânicos (OL)
$q_c < 1,2$	$2 < \alpha < 8$	
$q_c < 0,7$		Lodos e argilas orgânicas (P_v , OH)
$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$	
$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$	
$w > 200$	$0,4 < \alpha < 15$	

w – teor em água.

Senneset *et al.* (1988) conduziram às seguintes relações entre M e q_T (Eq. 5-58 e Eq. 5-59), tendo obtido uma correlação linear para solos siltosos.

$$M = 2q_T \quad q_T < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 5-58}$$

$$M = 4q_T - 5 \quad 2,5 < q_T < 5 \text{ MPa} \quad \text{Eq. 5-59}$$

Senneset *et al.* (1982, 1989) sugerem a avaliação de M de acordo a relação linear expressa na Eq. 5-60, em que α_i varia de 5 a 15, para a maioria das argilas (Senneset *et al.*, 1989), na zona sobreconsolidada, em que as tensões se posicionam aquém da tensão de pré-consolidação, e para a região normalmente consolidada, em que α_i varia entre 4 e 8, sendo frequente adotar-se um valor de $\alpha_i = 5$.

$$M_i = \alpha_i q_n = \alpha_i (q_T - \sigma_{v0}) \quad \text{Eq. 5-60}$$

A partir dos valores de α associados aos diferentes estados de tensão, facilmente se relaciona a variação de M em profundidade com as resistências medidas no ensaio CPTU. Acresce a

vantagem deste ter uma natureza contínua, permitindo um grande refinamento do cálculo ao proceder-se a uma discretização fina das camadas.

A partir de resultados de ensaios relativos a diversos geomateriais, desde areias, siltes, argilas intactas, orgânicas e inorgânicas, até solos fissurados, Mayne (2006) propõe a relação exposta na Eq. 5-61, em que o valor representativo de $\alpha c'$ é igual a 5 para argilas moles a firmes e areias finas normalmente consolidadas.

$$M = \alpha c' * (qt - \sigma_{v0}) \quad \text{Eq. 5-61}$$

Mayne (2007) sugere para argilas cimentadas um valor $\alpha c'$ entre 10 e 20 e para argilas plásticas orgânicas, com base em argilas na Suécia, $\alpha c' \approx 1$ a 2.

Tendo por base os resultados de ensaios SCPT, uma correlação entre M e G_0 , é proposta por Burns e Mayne (2002) (Eq. 5-62), em que α'_G varia de 0,02 para argilas orgânicas plásticas até 2 para areias quartzosas sobreconsolidadas.

$$M \approx \alpha'_G * G_0 \quad \text{Eq. 5-62}$$

5.2.2.2.3.3 Índice de rigidez

O índice de rigidez (I_R) do solo é definido como a relação de G e a resistência ao cisalhamento (τ_{\max}). A partir de considerações da teoria da expansão do estado crítico da mecânica dos solos, a c_u e o valor do I_R também se podem relacionar ($I_R = G/c_u$). Em argilas e lodos, I_R pode ser avaliado diretamente a partir dos dados CPTU (Mayne, 2001), de acordo com a Eq. 5-63, que como é uma função exponencial é muito sensível à obtenção dos valores de q_T e u_2 durante a realização do ensaio CPTU.

$$I_R = \exp \left[\left(\frac{1,5}{Mc} + 2,925 \right) \left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{q_T - u_2} \right) - 2,925 \right] \quad \text{Eq. 5-63}$$

Mc é dado pela Eq. 5-64 correspondendo ao declive da linha do estado crítico.

$$Mc = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{Eq. 5-64}$$

5.2.3 Ensaio de dissipação

Durante a penetração ou extração, no ensaio CPT/CPTU, após cada metro de vara há uma interrupção pela necessidade de acrescentar ou remover mais uma vara. Esta interrupção permite a realização de ensaios adicionais, sendo comum a realização de ensaios de dissipação durante a cravação e a medição das velocidades das ondas sísmicas, V_s durante a extração das varas.

Os ensaios de dissipação envolvem o acompanhamento das pressões intersticiais e o seu decaimento com o tempo. A cravação de um dispositivo de penetração, como um cone penetrómetro, gera um excesso de pressão intersticial (Δu) localmente em torno do eixo de perturbação.

Nas areias limpas Δu dissipa-se quase imediatamente, devido à alta permeabilidade, enquanto em argilas e siltes, de baixa permeabilidade, geram-se grandes Δu que levam algum tempo a dissipar-se. Com o decorrer do tempo, em todos os solos, o penetrómetro acabará por registar o ambiente hidrostático que corresponde à pressão intersticial no estado de repouso (u_0). Assim, a medida da pressão intersticial (u_2) é a combinação de Δu e da u_0 de acordo com a Eq. 5-65.

$$u_2 = \Delta u + u_0 \quad \text{Eq. 5-65}$$

Durante a paragem temporária, o ritmo a que Δu se dissipa com o tempo pode ser controlado e utilizado para interpretar o coeficiente de consolidação ($c_{v/h}$) e a condutividade hidráulica média do solo. As leituras de dissipação são normalmente projetadas em escalas logarítmicas de modo a traçar-se a curva de evolução da dissipação de Δu ao longo do tempo. No caso de argilas, com baixa permeabilidade, torna-se impraticável esperar o pleno equilíbrio correspondente a $\Delta u=0$ e $u_2=u_0$, sendo comum o registo do tempo ao se atingir 50% dissipação, designado por t_{50} . A curva de dissipação tem um interesse essencialmente qualitativo e de informação limitada, por em regra se dispor de curvas incompletas, estando apenas representado o estágio inicial (Correia e Correia, 2000).

5.2.3.1 Parâmetros da percolação

A partir da realização do ensaio de dissipação é possível a determinação de parâmetros que se relacionam com a permeabilidade dos solos argilosos.

5.2.3.1.1 Permeabilidade

A permeabilidade pode ser avaliada por meio da inter-relação com o coeficiente de consolidação horizontal ou vertical ($c_{v/h}$) e de M (Eq. 5-66), com k (coeficiente de permeabilidade) e γ_w (peso específico da água).

$$k = \frac{c_{v/h} \cdot \gamma_w}{M} \quad \text{Eq. 5-66}$$

Para esta abordagem, os resultados dos ensaios de dissipação são utilizados em conjunto com um I_R adequado para avaliar $c_{v/h}$, e uma estimativa de M . Em alternativa, um método empírico

direto foi fornecido por Parez e Fauriel (1988) com base na medida de t_{50} , valor obtido a partir de curvas de dissipação, conforme apresentado na Fig. 5-10.

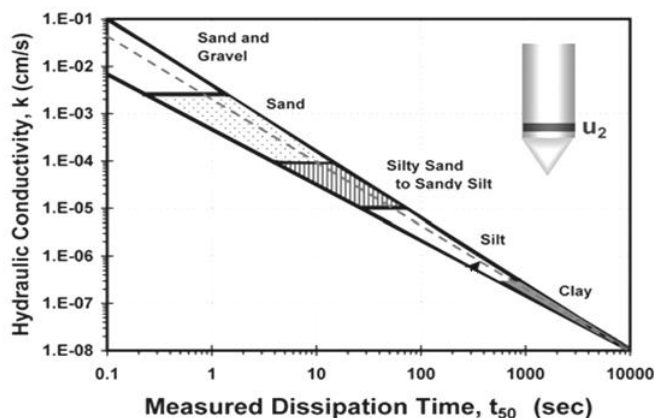


Fig. 5-10 – Avaliação directa da permeabilidade do solo a partir de t_{50} , medido em ensaios de dissipação com piezocone (segundo Parez e Fauriel, 1988; e Leroueil e Jamiolkowski, 1991; *in* Mayne, 2007).

A tendência global média da permeabilidade horizontal (k_h) está representada pela linha a tracejado (Fig. 5-10) que se traduz pela Eq. 5-67.

$$k_h (cm/s) \approx \left(\frac{1}{251 * t_{50}(sec)} \right)^{1,25} \quad \text{Eq. 5-67}$$

Durante a realização de um ensaio de dissipação a pressão da vara deve ser mantida durante as leituras, porque a sua liberação pode causar uma redução da tensão e queda nas leituras iniciais. Isto é especialmente evidente na dissipação em que o elemento filtrante está na face do cone (Tipo 1) (Campanella e Robertson, 1988). No entanto, isso também pode ocorrer quando o elemento filtrante se encontra na base do cone (Tipo 2), e em leituras realizadas em argilas duras e lodos. Para piezocones Tipo 1, a dissipação da água intersticial com o tempo é sempre monótona, diminuindo com o tempo. Para o piezocone Tipo 2, em solos moles, observa-se uma dissipação semelhante. No entanto, em argilas duras e lodos, a resposta pode ser lenta, e a pressão da água intersticial medida inicialmente pode aumentar após a paragem da penetração, e subir até um valor de pico, e em seguida diminuir com o tempo.

5.2.3.1.2 Coeficiente de consolidação

O coeficiente de consolidação de um solo assume normalmente valores diferentes para as direções vertical (c_v) e horizontal (c_h). O recurso a um modelo de cavidade cilíndrica conduz à dedução de um coeficiente para a direção horizontal, normal ao eixo do cone, enquanto o modelo de interpretação esférica conduz a um coeficiente de consolidação “envolvente”. A escolha do modelo mais apropriado é dependente da posição do elemento filtrante, sendo o

modelo esférico mais adequado para o filtro localizado no cone, e o modelo cilíndrico para o filtro localizado no fuste com algum afastamento do cone (Correia e Correia, 2000).

As pressões da água intersticial geradas durante a penetração do cone em solos de grão fino são transitórias. Quando o processo de penetração é interrompido, as pressões em excesso diminuem com o tempo até se atingir o equilíbrio correspondente para o valor hidrostático, u_0 . A taxa de dissipação rege-se pelo coeficiente de consolidação vertical/horizontal, c_v/c_h , que se pode obter a partir da Eq. 5-66.

Para a maioria das argilas naturais, a permeabilidade horizontal é apenas cerca de 10 a 20% maior que a vertical (Mesri, 1994; Leroueil e Hight, 2003).

Houlsby e Teh (1988) desenvolveram uma interpretação de $c_{v/h}$ baseada numa análise em grandes deformações, conjugando a avaliação das pressões intersticiais geradas com a penetração, com recurso ao método dos elementos finitos, e da dissipação das pressões intersticiais com a análise de diferenças finitas. Desta análise os autores propuseram a utilização de um fator tempo modificado (T^*) dado pela Eq. 5-68 $T^* = \frac{c_h * t}{r^2 \sqrt{I_R}}$, que utiliza o conceito de I_R , traduzindo a importância da rigidez do solo na extensão da zona plastificada (Correia e Correia, 2000).

$$T^* = \frac{c_h * t}{r^2 \sqrt{I_R}} \quad \text{Eq. 5-68}$$

T^* - Fator tempo modificado (Tab. 5-15); c_h - Coeficiente de consolidação horizontal (direção normal ao eixo do cone); r - Raio do cone (1,78 cm para o cone de 10 cm²; 2,20 cm para o cone de 15 cm²); I_R - Índice de rigidez (G/c_u) ($50 < I_R < 600$); t - tempo correspondente ao grau de dissipação pretendido.

No sentido da determinação de c_h , este método recomenda calcular primeiro a diferença entre a pressão intersticial no início da dissipação (u_i) e a pressão intersticial hidrostática (u_0), calcular depois a percentagem de dissipação, $U_{(50\%)} = (u_i - u_0)/2$, e a partir da curva experimental determinar o tempo real para ocorrer 50% da dissipação (t_{50}), seguido da obtenção do valor de T^* , a partir da Tab. 5-15. Por fim, calcular c_h através da Eq. 5-68 considerando $t = t_{50}$. A precisão da avaliação de c_h depende da admissão correta do valor de I_R .

Tab. 5-15 – Valores do fator tempo em função da posição do elemento filtrante (adaptado de Teh e Houlsby, 1991).

(1-u) %	Fator tempo T^* (posição do filtro)		
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone (u_2)
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,069	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

5.2.4 Ensaio de sísmica

O ensaio conhecido por cone sísmico (SCPT) constitui um meio para avaliar o perfil de velocidade de ondas de corte (V_s) com a profundidade. Nos momentos de paragem do ensaio para acrescento de varas ou mais frequentemente durante a remoção das varas, e utilizando uma prancha horizontal que é percutida longitudinalmente, geram-se à superfície ondas de cisalhamento que se propagam até ao geofone.

O tempo de chegada da onda de cisalhamento pode ser gravado, incorporando um ou mais geofones dentro do penetrómetro. O mais simples e mais comum é a utilização de um geofone único que fornece um pseudo-intervalo de chegada de V_s (Campanella *et al.*, 1986), conforme representado na Fig. 5-11. Esta abordagem é suficiente, desde que o eixo do geofone seja exatamente mantido paralelamente ao alinhamento da fonte (sem rotação das varas ou do cone), porque as ondas de cisalhamento são polarizadas e direcionais. Utiliza-se uma fonte geradora de ondas de cisalhamento, repetindo-se o processo a cada metro de intervalo de profundidade. No entanto a incorporação de um ou mais geofones dentro do penetrómetro facilita a execução do SCPT, correspondendo à versão do ensaio que constitui das melhores práticas para medir a V_s por métodos diretos (Mayne, 2007).

O perfil de velocidade de propagação de V_s é considerado como a informação mais relevante para a determinação da influência das condições geotécnicas locais nas características da ação sísmica (Lopes *et al.*, 2006). O conhecimento de V_s permite obter o G_0 (Eq. 5-46), considerado o parâmetro mais importante na caracterização dinâmica dos solos.

V_s pode ser determinada a partir de métodos distintos, resultando num valor médio para todo o trecho percorrido pela onda ou então num intervalo. Para o estudo dos solos é mais interessante a medição em determinados intervalos. Rice (1984) sugere a determinação de V_s num intervalo (entre dois pontos) dividindo a distância percorrida pela onda pela diferença de tempo registado entre os pontos limites do intervalo.

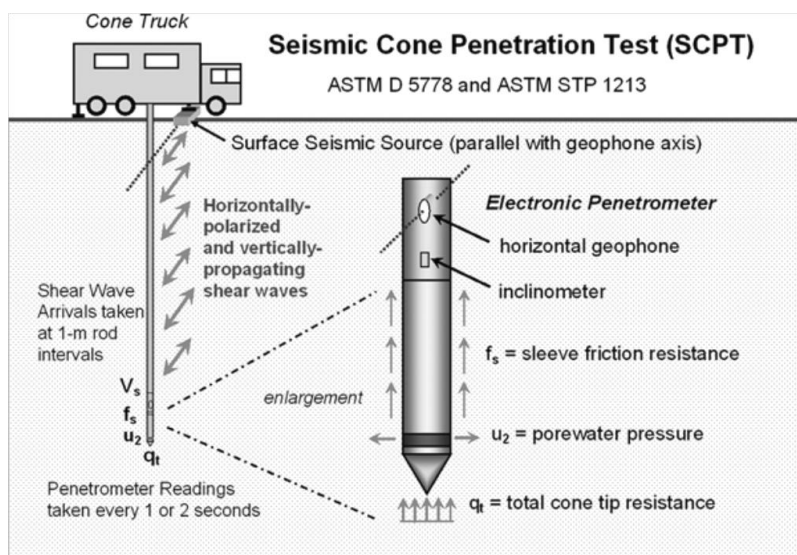


Fig. 5-11 – Configuração do ensaio SCPT (Mayne, 2007).

Vs obtida no ensaio SCPT tem sido correlacionada com outras medições do ensaio CPTU a partir de correlações empíricas (Tab. 5-16). Estas correlações podem ser utilizadas para verificar a razoabilidade das medições de Vs obtidas pelo SCEPT, para identificar geomateriais invulgares (Lunne *et al.* 1997; Schnaid 2005) e para estimar o perfil de Vs caso não haja disponibilidade para realizar ensaios SCPT.

Tab. 5-16 – Correlações empíricas para Vs.

	Equação	Autor	Notas
Eq. 5-69	$V_s = 277 q_T^{0,13} \sigma'_{vo}{}^{0,27}$	Baldi <i>et al.</i> (1989)	Para areias quartzíticas não cimentadas. Vs (m/s) e q _T e σ'vo em MPa.
Eq. 5-70	$V_s = 1,75 q_T^{0,627}$	Mayne e Rix (1995)	Para solos argilosos, mesmo argilas fissuradas.
Eq. 5-71	$V_s = (10,1 \log q_T - 11,4)^{1,67} \left(\frac{f_s}{q_T} 100\right)^{0,3}$	Hegazy e Mayne (1995)	Para todos os tipos de solos.
Eq. 5-72	$\sigma'_p = 0,106 V_s^{1,47}$	Mayne <i>et al.</i> (1998)	Para argilas.
Eq. 5-73	$V_s = 118,8 \log(f_s) + 18,5$	Mayne (2006)	Todo o tipo de solos.

A relação proposta por Hegazy e Mayne (1995) resultou da análise de um conjunto de resultados pertencentes a um banco de dados que incluía areias, siltes, argilas, e misturas de solo. É portanto interessante na medida em que tenta dar uma visão global e não uma relação exclusiva de um tipo de solo (Mayne, 2007).

A correlação proposta por Mayne (2006) teve em conta um banco de dados, diferente do utilizado por Hegazy e Mayne (1995) relativo a sítios experimentais de argilas saturadas, siltes e areias.

5.2.5 *Dynamic Probing Super Heavy (DPSH)*

Os ensaios de penetração dinâmica fazem parte dos meios mais antigos de prospeção do subsolo. Os ensaios de penetração dinâmica permitem de forma simples e rápida investigar as condições dos solos *in situ*, obtendo-se informações geotécnicas praticamente em contínuo. Estes ensaios permitem a penetração de materiais que apresentam resistência apreciável à penetração de outros equipamentos de penetração. Quando se dispõe de informação geológica (por exemplo sondagens na proximidade) podem correlacionar-se os resultados com as diferentes camadas de solos atravessados. São ensaios muito utilizados em estudos geotécnicos para a fundação de estruturas em obras lineares e edifícios.

Existem vários tipos de ensaios de penetração dinâmica distinguindo-se uns dos outros pela energia de penetração. O ensaio consiste em cravar uma ponta metálica cônica no terreno, unida a um conjunto de varas, à custa de uma ação dinâmica, por pancadas de um pilão que cai de determinada altura sobre um batente que se encontra à extremidade superior do conjunto de varas.

O ENV 1997-3 (1999) subdivide os ensaios dinâmicos em quatro classes: o mais leve designa-se por DPL (*Dynamic Probing Light*), segue-se o DPM (*Dynamic Probing Medium*), o DPH (*Dynamic Probing Heavy*) e por fim o DPSH (*Dynamic Probing Super Heavy*). A seleção do tipo de ensaio de penetração dinâmica resulta de opções na prospeção e do conhecimento prévio das características dos terrenos.

O DPL aplica-se a profundidades não superiores a 8 m. A massa do pilão é de 10 kg, a altura da queda de 0,5 m e a área da ponteira de 10 cm². Conta-se o número de pancadas para que ocorra uma cravação de 10 cm (N_{10}), registando-se em profundidade o número de pancadas a cada 10 cm.

O DPM pode ir até aos 20 m de profundidade. A massa do pilão, que cai livremente de uma altura de 0,5 m, pesa 30 kg. Regista-se o valor de N_{10} com o avanço em profundidade.

O DPH alcança profundidades entre os 20 e os 25 m. A altura da queda é de 0,5 m, a massa do pilão é de 50 kg e o registo é de N_{10} .

De seguida descreve-se com mais pormenor o ensaio DPSH que pode ir a profundidades superiores a 25 m e que foi um dos ensaios realizados neste trabalho. A selecção do DPSH na investigação dos terrenos aluvionares, prendeu-se com o facto de no local onde foi realizado se terem tentado executar ensaios CPTU que terminaram a pequena profundidade devido à elevada resistência do terreno. O fraco avanço dos ensaios CPTU permitiram concluir que se tratavam de solos de consistência média a elevada, sendo necessário recorrer a um outro método e ensaio que permitisse a sua penetração.

5.2.5.1 Equipamento e ensaio DPSH

O ensaio DPSH consiste na cravação de uma ponta metálica cónica no terreno, unida a um conjunto de varas utilizando uma ação dinâmica provocada por pancadas de um pilão de massa de 63,5 kg que cai de uma altura de 0,75 m sobre um batente que se encontra enroscado à extremidade superior do conjunto de varas. Este ensaio pode realizar-se a profundidades superiores a 25 m. O número de golpes necessários para a cravação de 20 cm vai sendo registado e o valor é designado por N_{20} . Os procedimentos de execução e análise são atualmente executados segundo a norma europeia (EN ISO 22476-2:2005).

O ensaio com o DPSH possui especificações semelhantes à do ensaio SPT o que permite o estabelecimento de relações diretas entre estes dois ensaios de penetração.

Os ensaios de penetração dinâmica realizam-se normalmente em fases de prospeção preliminar, fornecendo indicações qualitativas e quantitativas das características do subsolo (Rodrigues, 2003). Através da homogeneidade geomecânica apresentada pelas camadas, refletida no diagrama, poderá ser possível distinguir as características dos diferentes litotipos presentes no terreno. O ensaio pode servir para a determinação das características e espessura de materiais de cobertura e de solos de alteração, deteção de irregularidades no subsolo, determinação espacial de camadas lenticulares e irregulares e localização de níveis de elevada rigidez ou do substrato rochoso (Rodrigues, 2003).

5.2.5.2 Resultados e correlações

O resultado do ensaio é definido pelo número de pancadas necessárias (de 5 a 100) para que ocorra um determinado comprimento de penetração (20 cm), $NP/_{20}$ (normalização permitida à razão número de pancadas *versus* comprimento de penetração, NP/z).

Os resultados são projetados em profundidade resultando um diagrama onde se representa a linha de penetração. Não é comum fazer-se a correção dos resultados devido ao efeito do atrito das varas no furo.

Os valores de N_{20} podem ser projetados em conjunto com a resistência de ponta (R_d), ou com a resistência dinâmica de ponta (q_d) (ISSMFE, 1984; EN ISO 22476-2:2005). Os termos R_d e q_d definem-se por intermédio de Eq. 5-74 e de Eq. 5-75.

$$R_d = \frac{Mgh}{Ae} \quad \text{Eq. 5-74}$$

$$q_d = \frac{M}{M+M'} R_d \quad \text{Eq. 5-75}$$

R_d e q_d – valores de resistência (Pa); M – massa do pilão (kg); g – aceleração da gravidade (m/seg^2); h – altura de queda do pilão; A – área da base do cone (m^2); M' – massa total do conjunto de varas, batente e vara guia (kg); N_{20} – número de pancadas por 20 cm de penetração; e – penetração média em m por pancada ($0.2/N_{20}$).

A q_d constitui um parâmetro normalmente utilizado com vista à avaliação, embora grosseira, da qualidade de um maciço terroso de fundação. A sua utilização como elemento quantitativo de dimensionamento de uma fundação deve revestir-se de muitos cuidados e deve apenas ser utilizado em condições de conhecimento prévio do tipo de materiais penetrados, tendo ainda por base uma forte experiência geotécnica. A expressão que permite a sua avaliação é baseada na fórmula holandesa estabelecida semi-empiricamente para a cravação de estacas. Esta expressão admite que toda a energia é absorvida pelo solo, não se atendendo à energia que é dissipada por deformação elástica nas varas e pelas juntas de ligação das várias varas.

O aumento do número de pancadas em profundidade pode ser devido ao próprio solo, ao acréscimo de massa total em relação à energia do pilão (aumento do número de varas), ao inevitável atrito que ocorre entre o conjunto de varas e as paredes do furo, e que se desenvolve durante a penetração por deslocamento do solo pelo cone (que tem diâmetro superior ao das varas), bem como à energia que se dissipa pelas roscas de ligação entre as varas. O cálculo de q_d tem em conta a inércia do sistema, fornecendo resultados mais fiáveis em profundidade que o número de pancadas. Para além destes fatores, outros há como a possibilidade de variação do ritmo de pancadas ou a existência de eventuais interrupções, que fazem com que os resultados obtidos sejam vistos normalmente com cautela quando se pretende utilizar o ensaio para além da sua vocação como método de prospeção.

O ensaio oferece melhores resultados em solos granulares. Em solos coesos e a grandes profundidades é necessário grande cuidado na interpretação dos resultados devido ao atrito nas varas que pode incrementar a resistência à penetração. A resistência à penetração pode aumentar mais do que linearmente com o aumento da compacidade do solo. A natureza e forma dos grãos do solo pode influenciar a penetração, e.g., solos com grãos angulosos ou superfícies

irregulares oferecem maior resistência à penetração (Spagnoli, 2007). Em solos moles o atrito gerado entre as varas e a parede do furo influencia grandemente a resistência à penetração.

O estabelecimento de correlações entre o DPSH e outros ensaios ou parâmetros geotécnicos requerem atenção relativamente ao atrito gerado ao longo das varas e à medição da energia real transmitida. O ENV 1997-3 (1999) considera, de modo geral, não válidas correlações dos ensaios de penetração dinâmica com outros ensaios.

5.2.6 Ensaio Pressiométrico

O termo pressiómetro foi introduzido por Ménard em 1955 com o objetivo de definir “um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo” (Ménard, 1955).

O ensaio de pressiómetro consiste na introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo aberto no solo, que permite a medição *in situ* da deformação de solos e rochas brandas a partir da aplicação de uma pressão que leva à expansão de uma membrana flexível, a sonda, induzindo uma compressão horizontal do solo na zona envolvente. Existem diferentes tipos de pressiómetros (incluindo pressiómetros autoprefuradores) e variados procedimentos de execução, análise e interpretação.

Este ensaio é particularmente atrativo quando se pretende conhecer o módulo de deformabilidade dos solos *in situ*, utilizando-se para tal dados que permitem determinar o módulo cisalhante na fase pseudo-elástica nos ciclos de descarga-recarga e na descarga.

A interpretação do ensaio pressiométrico assenta na Teoria da Expansão da Cavidade e na Teoria da Plasticidade.

Em termos de normas de ensaios as mais importantes são a francesa NF P 94 110 (1991) e a norma americana ASTM D4719-87 de 1987. Na Europa surgem em 2000 as parte 1 e 2 da norma francesa (respetivamente, NF P 94 110-1 e a NF P 94 110-2). Após a norma ASTM de 1987 surgiram, nos USA, a ASTM D4719-00 e a ASTM D4719-07.

5.2.6.1 Equipamento e ensaio

Genericamente podem agrupar-se os equipamentos existentes em três categorias de acordo com Mair e Wood (1987):

- Pressiómetro com pré-furação (PBP – *pré-bored pressuremeter*) – a sonda é inserida num furo de sondagem previamente realizado. São necessários cuidados especiais, que se prendem com a realização do furo, de modo a perturbar o solo o mínimo possível. É fundamental o controlo da relação entre o diâmetro do furo (df) e o diâmetro da sonda (ds), a qual não deverá ser superior a 1,15 devido às limitações de expansão da sonda. Um exemplo deste tipo de pressiómetros é o tipo Ménard. O procedimento de ensaio consiste basicamente na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem na cota desejada para, a seguir, expandi-la mediante a aplicação de incrementos de pressão (de gás e de água) sendo o ensaio realizado a pressão controlada. Em cada incremento de pressão (que deve ser da ordem de 1/10 do valor da pressão limite - p_L), as leituras da deformação (volume) são registadas aos 15, 30 e 60 s. Após 60 s, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60 s é projetado em função da pressão aplicada. O ensaio deverá ter 7 a 15 patamares de carga e o último incremento de carga deve atingir o valor da p_L (Rodrigues, 2009);
- Pressiómetro autoperfurador (SBP – *self-bored pressuremeter*) – a sonda consiste num tubo de parede fina que se crava no solo enquanto as partículas de solo deslocado pelo dispositivo são desagregadas e removidas por um fluxo de água para a superfície. Esta técnica exige uma equipa bem formada e experiente. As medições são realizadas através de 3 sensores elétricos de deformação espaçados radialmente de 120° e posicionados no plano médio da sonda. O ensaio é realizado a tensão e/ou deformação controlada. Normalmente, o ensaio é iniciado aplicando-se incrementos controlados de tensão até se observar o início da expansão, a partir desta fase, a expansão ocorre a níveis constantes de deformação de 1%/min ou com incrementos de tensão inferiores a 5% da capacidade do equipamento. Recomenda-se a realização de um ou mais ciclos de descarga-recarga durante a expansão da sonda;
- Pressiómetro de cravação (PIP – *pushed-in pressuremeter*) – quando a penetração no solo é forçada através da cravação. O procedimento de ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-estabelecidas, nas quais se procede à expansão da sonda. A fase de expansão do módulo pressiométrico é semelhante à do autoperfurante, porém a sonda pode expandir a níveis elevados de deformações visando a propagação da superfície elasto-plástica.

Os ensaios pressiométricos dos quais se apresentam resultados no Capítulo 6 são relativos a um equipamento Ménard tipo G (pressiómetro com pré-furação), PMT, da empresa Geotest (Geotest, 2009b). O equipamento de ensaio é composto por uma sonda, uma unidade de controlo da pressão e do volume e um cabo de transmissão entre a unidade de controlo e a sonda. O ensaio do tipo de tensão controlada consistiu na expansão de uma cavidade cilíndrica no solo através da transmissão de uma pressão lateral por meio da sonda e medição da variação volumétrica. A sonda é constituída por um corpo de aço contido numa membrana flexível e impermeável no interior da qual se encontram três unidades independentes: a célula central que faz as medições e 2 células de guarda que procuram garantir as condições de deformação plana na zona central de modo a facilitar a interpretação dos resultados. A sonda é pressurizada com água na célula central e com ar nas células de guarda (Geotest, 2009b). Os ensaios foram realizados com sondas de 60 mm de diâmetro (d_s) e o volume máximo de água aconselhável a introduzir de cerca de 750 cm³. Foram abertos furos com cerca de 1 m de comprimento e com diâmetro de 66 mm (d_f) às profundidades pré-definidas. A relação dos diâmetros d_f/d_s era de 1,1 (é recomendado que seja inferior a 1,15). O equipamento foi inicialmente testado e foram calibradas as sondas utilizadas e o cabo coaxial. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma francesa NF P94-110 (1991), tendo-se procedido à realização de descarga-recarga.

A partir da unidade de controlo e da ligação por cabo é possível aplicar as pressões na sonda, efetuar medições e registar as variações de volume. O ensaio tem como principal objetivo a determinação do módulo pressiométrico (E_M) e de uma pressão limite (p_L).

5.2.6.2 Resultados e interpretação

O ensaio pressiométrico consiste na introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo aberto no solo, e na aplicação de uma pressão que levará à expansão da sonda. Como consequência, ocorre uma compressão horizontal do solo na zona envolvente, que permite obter uma relação entre a pressão lateral aplicada no solo (ou tensão radial na parede da cavidade) e o respetivo incremento do raio da cavidade relativamente ao seu raio inicial, $\Delta r/r_0$, (deformação circunferencial na parede da cavidade), ou do aumento de volume da sonda comparativamente com o seu volume inicial (D_v/V_0). O ensaio fornece uma curva tensão-deformação *in situ* para o solo à profundidade ensaiada, a curva pressiométrica (Silva e Correia, 2000).

A curva pressiométrica, obtida originalmente do ensaio, precisa de ser corrigida relativamente à resistência que a membrana exerce ao opor-se ao movimento, à pressão hidrostática, à leitura inicial e ao volume de perdas do sistema (Jézéquel *et al.*, 1974, *in* Silva e Correia, 2000).

5.2.6.2.1 Correções / calibrações

O objetivo das correções/calibrações é repor as alterações de pressão e volume a fim de conduzir a uma correta avaliação das relações tensão-deformação do material sujeito ao ensaio.

As correções são feitas antes e depois da realização do ensaio de modo a minimizar:

- O efeito da perda de pressão - implica a calibração da sonda relativamente à pressão e obtenção da curva pressão/volume de correção; os valores de pressão são subtraídos aos valores de pressão registados durante o ensaio;
- O efeito da perda de volume - implica a calibração da sonda quanto ao volume, avaliando-se o volume da célula central (V_s) da sonda pressiométrica; efeitos hidrostáticos que se prendem com a acreção da carga, devida ao peso da coluna de água entre a superfície livre no reservatório da água da unidade de controlo e o ponto médio da sonda à pressão lida no manómetro.

$$V_s = 0,25 L_s di^2 - Vc \quad \text{Eq. 5-76}$$

L_s - comprimento da célula central; di - diâmetro interno do tubo de calibração; Vc - volume injetado por metro de sonda em contacto com a parede do tubo de calibração;

5.2.6.2.2 As curvas de resultados

Os resultados podem surgir sob a forma de duas curvas, a curva pressiométrica e a curva de fluência.

A curva pressiométrica é traçada projetando-se o valor do volume injetado ao fim de 60 s em função da pressão aplicada. Tipicamente esta curva apresenta no seu traço as diferentes fases do ensaio: a deformação da membrana da sonda até esta se encostar à parede do furo (entre 0 e p_0); trecho aproximadamente linear correspondente ao comportamento pseudo-elástico da cavidade (entre p_0 e p_f); o ciclo descarga-recarga e a evolução da deformação até se atingir o comportamento plástico, Fig. 5-12 (Rodrigues, 2006).

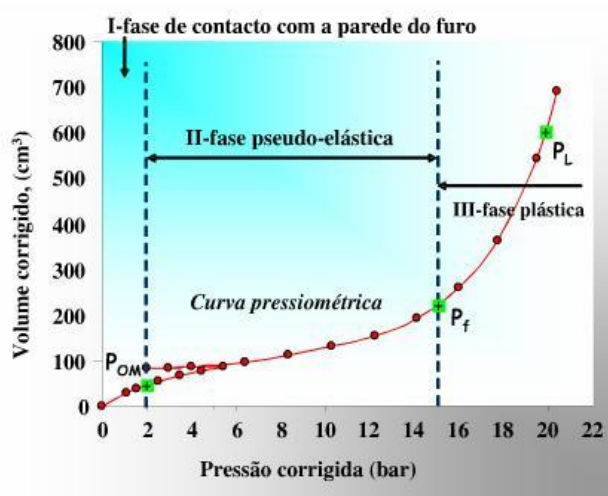


Fig. 5-12 – Curva pressiométrica de um ensaio com pressiómetro tipo Ménard (Rodrigues, 2006).

A partir da avaliação da diferença entre o registo da variação de volume a 30 s e 60 s nos vários patamares de carregamento pode traçar-se a curva de fluência (Fig. 5-13).

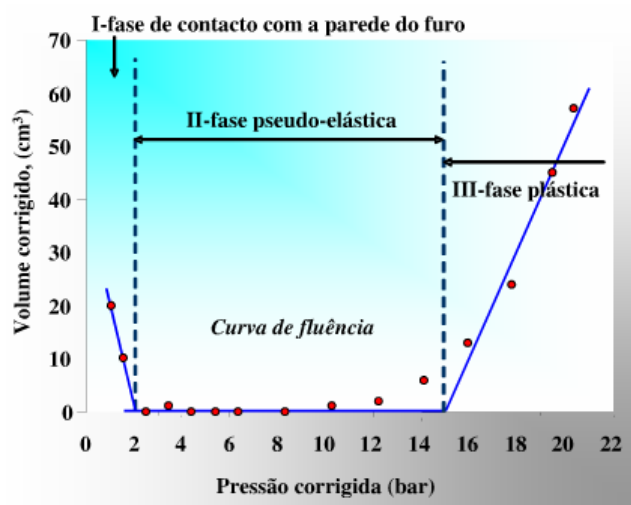


Fig. 5-13 – Curva de fluência de um ensaio com pressiómetro de Ménard (Rodrigues, 2006).

A interpretação das curvas pressiométrica e de fluência permitem a definição de pressão de fluência (p_f) que corresponde ao fim da zona linear da curva pressiométrica, da p_L (pressão correspondentemente à injeção na célula central de um volume $V_L=2V_0 + V_s$, sendo V_0 o volume do início da fase pseudo-elástica) e a obtenção de E_M . Possibilitam a estimativa de parâmetros do solo como por exemplo o módulo de deformabilidade e a resistência não drenada.

5.2.6.2.2.1 Módulo de deformabilidade

E_M é obtido a partir do declive do traço da curva pressiométrica, na zona pseudo-elástica, uma vez corrigida (NF P 94-110, 1991; Baguelin *et al.*, 1978; e Clarke, 1995) de acordo com a Eq. 5-79.

$$E_M = 2(1 + \nu) \left(V_s + \frac{V_f + V_0}{2} \right) \frac{dp}{dV} \quad \text{Eq. 5-77}$$

V_s – volume inicial da célula central; V_f – volume correspondente ao final do comportamento pseudo-elástico; ν – coeficiente de Poisson; $dp/dV = (p_f - p_0)/(V_f - V_0)$.

Este módulo apresenta inúmeras condicionantes à sua utilização no dimensionamento de fundações. Uma das condicionantes deve-se ao facto de ser um valor calculado numa vasta gama de deformações englobando zonas já fortemente plastificadas (Rodrigues, 2003). As condicionantes impedem que se proceda à avaliação direta de parâmetros mecânicos dos solos ensaiados, havendo assim necessidade de recorrer a procedimentos empíricos para a sua definição. E_M não deve ser considerado como propriedade fundamental do solo não devendo ser empregue diretamente em soluções elásticas (Rodrigues, 2006).

Na Tab. 5-17 apresentam-se os valores comuns de E_M e p_L para diferentes tipos de solos, de acordo com Gambin e Rousseau (1988).

Tab. 5-17 – Valores de E_M e p_L (adaptado de Gambin e Rousseau, 1988).

Tipo de solo	E_M (MPa)	p_L (MPa)
Lodos	0,2 – 1,5	0,02 – 0,15
Argilas moles	0,5 – 3	0,05 – 0,3
Argilas médias	3 – 8	0,3 – 0,8
Argilas rijas	8 – 40	0,6 – 2
Margas	5 – 60	0,6 – 4
Areias siltosas soltas	0 – 2	0,1 – 0,5
Siltos	2 – 20	0,2 – 1,5
Areias e seixos	8 – 40	1,2 – 5
Aterros recentes	0,5 – 5	0,05 – 0,3
Aterros antigos	4 – 15	0,4 – 1

O módulo de distorção (G) pode ser avaliado a partir da realização de ciclos descarga-recarga, recorrendo à Eq. 5-78 e à Eq. 5-79 (Mair e Wood, 1987).

$$G = \frac{1}{2} \frac{dp}{d\varepsilon_c} \quad \text{Eq. 5-78}$$

$$G = V \frac{dp}{dV} \quad \text{Eq. 5-79}$$

dp – variação da pressão radial da cavidade; ε_c – deformação circunferencial na face da cavidade $(r-r_0)/r_0$; V – volume da cavidade.

O módulo de deformabilidade ou de Young (E) pode ser determinado a partir da Eq. 80 de acordo com Baguelin *et al.* (1978), em que o parâmetro α dependente do tipo de material e da relação E_M/p_L^* (Tab. 5-18).

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \quad \text{Eq. 5-80}$$

O valor de p_L^* corresponde à diferença entre p_L e a pressão correspondente à pressão no início da parte reta da curva pressiométrica.

Tab. 5-18 - Valores obtidos para o coeficiente α para a largura das fundações com ensoleiramento geral (Adaptado de ENV 1997-3, 1999).

Tipo de solo	Descrição	$E_M/\rho l$	α
Turfa			1
Argila	Sobreconsolidadas	<16	1
	Normalmente consolidadas	9-16	0,67
	Remoldadas	7-9	0,5
Silte	Sobreconsolidadas	>14	0,67
	Normalmente consolidadas	5-14	0,5
Areia		>12	0,5
		5-12	0,33
Areia e seixos		>10	0,33
		6-10	0,25
Rocha	Extremamente fraturada		0,33
	Inalterada		0,5
	Intemperizada		0,67

O módulo de distorção pressiométrico (G_M) pode ser obtido a partir da Eq. 5-81 (Rodrigues, 2003).

$$G_M = \frac{E_M}{2(1-\nu)} \quad \text{Eq. 5-81}$$

5.2.6.2.2 Resistência não drenada

Admitindo que o solo apresenta um comportamento linear e perfeitamente elasto-plástico, em redor da cavidade cilíndrica sofre uma deformação elástica até que a pressão iguala a soma da σ_{h0} com c_u , de acordo com a Eq. 5-82.

$$p = \sigma_{h0} + c_u \quad \text{Eq. 5-82}$$

Nesta fase a deformação volumétrica pode ser avaliada pela Eq. 5-83.

$$\frac{dV}{V} = \frac{c_u}{G} \quad \text{Eq. 5-83}$$

Durante a expansão da cavidade é possível a determinação das variações de pressão a partir da Eq. 5-84.

$$p - \sigma_h = c_u \left(1 + \ln \frac{G}{c_u} + \ln \frac{dV}{V} \right) \quad \text{Eq. 5-84}$$

O valor da tensão atingida na expansão (P), para $\Delta V/V=1$, pode ser obtido de acordo com a Eq. 5-85 e em função de p_L .

$$P = p_L + c_u \ln \frac{\Delta V}{V} \quad \text{Eq. 5-85}$$

A Eq. 5-86, aplicável a condições não drenadas que permite a estimativa de c_u a partir de p_L (Baguellin *et al.*, 1978; Briaud *et al.*, 1985).

$$c_u = 0,67 * p_L^{0,75} \quad \text{Eq. 5-86}$$

5.2.6.2.3 Aplicação do método de Ménard ao dimensionamento de fundações

Como a capacidade de carga se relaciona com p_L e os assentamentos com E_M , o ensaio do pressiómetro de Ménard é facilmente aplicável ao dimensionamento de fundações.

Na avaliação da capacidade de carga e sua relação com p_L importa definir o fator pressiométrico de capacidade de carga, k , que depende do tipo de solo, da profundidade de colocação da fundação e sua forma, e ainda do método construtivo utilizado. O valor de k pode ser definido de acordo com a Eq. 5-87, em que q_{ult} corresponde à capacidade de carga última, σ_v à tensão vertical total ao nível da formação, σ_h à tensão horizontal ao nível do ensaio pressiométrico e p_{lm} corresponde à pressão limite que se relaciona com a capacidade de carga (Rodrigues, 2006) .

$$k = \frac{q_{ult} - \sigma_v}{p_{lm} - \sigma_h} \quad \text{Eq. 5-87}$$

O fator k aumenta com a profundidade tornando-se constante e a partir de uma determinada profundidade, designada profundidade crítica. A profundidade crítica é dependente da dimensão equivalente da fundação B_e (Eq. 5-88), quando o terreno é homogéneo.

$$B_e = \frac{4 \times \text{área da fundação}}{\text{perímetro da fundação}} \quad \text{Eq. 5-88}$$

$B_e = 2B$ (fundação contínua); B corresponde à largura da fundação.

Na Tab. 5-19 apresentam-se as profundidades críticas em função de B_e para os diferentes tipos de terrenos e P_{lm} .

Tab. 5-19 – Profundidade crítica em função de B_e (Rodrigues, 2006).

Tipo de terreno	P_{lm} (kN/m ²)	Categoria	Profundidade crítica como função de B_e	
			Fundação quadrada	Fundação contínua
Argila	0 - 1200	I	$2B_e$	$3B_e$
Silte	0 - 700			
Argilas rijas ou margas	1800 - 4000	II	$5B_e$	$6B_e$
Siltos compactos	1200 - 3000			
Areias compressíveis	400 - 800	III	$8B_e$	$9B_e$
Rochas brandas	1000 - 3000			
Areias e seixos	1000 - 2000	IV	$10B_e$	$11B_e$
Rochas	4000 - 10000			
Areias muito compactas com seixos	3000 - 6000			

No sentido da avaliação dos assentamentos, o método de Ménard baseia-se no módulo de elasticidade que pode ser expresso, em termos do módulo pressiométrico, por E_M . O valor do assentamento (s) pode ser calculado de acordo com a Eq. 5-89, em função de E_M , σ_v , da pressão total (q) e do fator de forma (d_s).

$$s = \left(\frac{q - \sigma_v}{9E_M} \right) d_s \quad \text{Eq. 5-89}$$

O fator d_s depende da dimensão da fundação e do tipo de solo (Rodrigues, 2006).

5.2.7 Soil Stiffness Gauge

O ensaio de campo *Soil Stiffness Gauge* (SSG), comercialmente conhecido por GeoGauge, consiste num dispositivo portátil capaz de realizar de forma simples e robusta medições *in situ* da rigidez e do módulo elástico dos solos. É fabricado pela *Humboldt Manufacturing Company Norridge III*, pesa aproximadamente 10 kg e apresenta um tamanho compacto de 28 cm de diâmetro por 25 cm de altura (Fig. 5-14). O dispositivo assenta sobre a superfície do solo através de um anel em forma de pé, que tem um diâmetro exterior de 114 mm e um diâmetro interior de 89 mm. O pé assenta diretamente sobre o solo e suporta o peso do GeoGauge através de vários amortecedores de borracha.

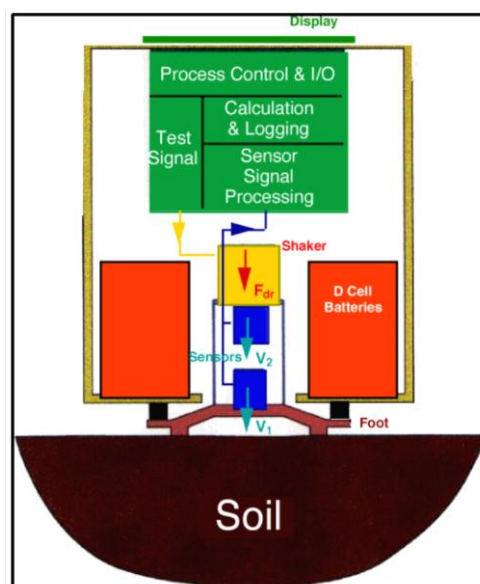


Fig. 5-14 – Esquema do equipamento GeoGauge (Humboldt, 1998, in Abu-Farsakh *et al.*, 2004).

O GeoGauge trabalha medindo a tensão imposta à superfície do solo e a velocidade resultante da superfície, como uma função do tempo. Trata-se de medir a impedância na superfície do solo. A rigidez, que é a razão entre força e deflexão, resulta diretamente da medida de impedância.

Assim, um agitador mecânico, anexado ao pé, faz vibrar o GeoGauge entre 100 e 196 Hz em incrementos de 4 Hz, que produzem 25 frequências diferentes gerando uma força de 9 N. O GeoGauge possui sensores que medem a força F e a deformação do pé. A magnitude do deslocamento vertical induzida na interface solo-anel é normalmente inferior a 1.27×10^{-6} m e é medido utilizando sensores de velocidade. Um microprocessador calcula a rigidez (H_{SG}) da camada da resistência à deflexão para cada uma das 25 frequências, e o valor médio das 25 medições é apresentado. A duração do ensaio é de aproximadamente 75 s. A baixas frequências, a impedância da superfície do solo corresponde à rigidez e é proporcional ao módulo cisalhante do solo. É apenas necessário entrar com o coeficiente do Poisson do material, sendo os módulos cisalhante e de elasticidade do solo determinados pelo equipamento.

Além de vantagens como a rapidez, a simplicidade e a não penetração do solo, o GeoGauge permite uma eficaz caracterização dos solos, baseada na relação de controlo de qualidade da compactação *versus* garantia de qualidade (Q_c/Q_A) que é normalmente determinada por outros ensaios tais como os deflectómetros de impacto (FWD - *Falling Weight Deflectometer*, LFWD - *Light Falling Weight Deflectometer*), penetrómetros dinâmicos (DCP - *Dynamic Cone Penetration*), pelo CBR (*California Bearing Ratio*) e pelos ensaios de carga em placa (PLT - *Plate Load Test*), o que o torna também um substituto para estes ensaios (Abu-Farsakh *et al.*, 2004). Uma outra vantagem é o facto de o equipamento impor tensões dentro da fase elástica do solo e só nesta fase se pode determinar os valores reais de módulos de elasticidade para o solo.

O GeoGauge parece revelar um potencial real como alternativa a equipamentos com fontes radioativas no controlo da compactação de materiais em vias de comunicação (Lenke *et al.*, 2001).

O procedimento do ensaio é especificado na Norma ASTM D6758-02, *Standart Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Agregate in-Place by an Electro-Mechanical Method*.

Em termos de aplicabilidade, o GeoGauge pode ser aplicado na estimativa, *in situ*, do módulo resiliente em projetos de estradas, dada a elevada taxa de ensaios que é possível realizar, ou ainda, permitir investigar a relação entre o módulo de rigidez e o módulo de resiliência.

5.2.7.1 Resultados

O GeoGauge permite a determinação da rigidez, designada por H_{SG} . Esta pode ser convertida para o módulo elástico do solo ou módulo de rigidez elástica, E_G (MPa), utilizando a Eq. 5-90, proposta pela CNA *Consulting Engineers* (in Abu-Farsakh *et al.*, 2004).

$$E_G = H_{SG} \frac{1-\nu^2}{1,77R} \quad \text{Eq. 5-90}$$

H_{SG} – leitura da rigidez no GeoGauge (MN/m); ν – coeficiente de Poisson; R – raio do anel do pé do GeoGauge (57,15mm).

Para um coeficiente de Poisson de 0,35, um fator de 8,67 pode ser usado para converter a H_{SG} (MN/m), em E_G (MPa) (Abu-Farsakh *et al.*, 2004; Alshibli *et al.*, 2005). O construtor do GeoGauge (*Humboldt*) recomenda a utilização deste fator apenas para valores de H_{SG} até 23 MN/m, porque para valores de rigidez mais elevados o GeoGauge pode perder precisão (Chen *et al.*, 2000; in Abu-Farsakh *et al.*, 2004).

5.2.7.2 Correlações

É possível estabelecer correlações entre parâmetros obtidos pelo GeoGauge e obtidos por outros ensaios. De seguida apresentam-se algumas correlações relativas ao módulo resiliente de solos determinado por diversos ensaios, tanto laboratoriais como de campo.

Vários autores (Chen *et al.*, 1999; Lenke *et al.*, 2001) têm apresentado boas correlações entre o E_G e o cálculo do módulo resiliente do FWD (M_{FWD}), o módulo inicial e de recarga de PLT, [$E_{PLT(i)}$ e $E_{PLT(R2)}$] e os valores de *CBR*, principalmente para dados de ensaios de campo.

Investigações realizadas (Saawangsurriya, 2001; Seyman, 2003) sobre a avaliação do GeoGauge concluíram que a densidade, a humidade e as condições fronteira e rigidez das camadas subjacentes afetam a medição do módulo do GeoGauge (Gudishala, 2004). Segundo Abu-Farsakh *et al.* (2004) as medições da rigidez no GeoGauge são muito sensíveis à humidade e podem obter-se valores nulos de rigidez para altos teores de humidade. O mesmo autor refere também influência da profundidade com as medições do GeoGauge (Abu-Farsakh *et al.*, 2004).

5.2.7.2.1 GeoGauge v.s. Ensaio de Carga em Placa

Duas possíveis correlações entre o GeoGauge e o ensaio de carga em placa (PLT) foram investigadas por Abu-Farsakh *et al.* (2004). As Eq. 5-91 e Eq. 5-92 apresentam as correlações entre E_G e o módulo inicial ($E_{PLT(i)}$) e o módulo de recarga ($E_{PLT(R2)}$), respetivamente, obtidos a partir de ensaios PLT em laboratório.

$$E_{PLT(i)} = 15,5 e^{0,013(E_G)} \quad (R^2 = 0,83) \quad \text{Eq. 5-91}$$

$$E_{PLT(R2)} = 15,8 e^{0,011(E_G)} \quad (R^2 = 0,69) \quad \text{Eq. 5-92}$$

De acordo com o mesmo autor, os resultados da análise estatística de E_G e dos valores calculados de $E_{PLT(i)}$ e $E_{PLT(R2)}$ obtidos a partir de ensaios de campo, rendeu as correlações mostradas em Eq. 5-93 e Eq. 5-94.

$$E_{PLT(i)} = -75,58 + 1,62E_G \quad (R^2 = 0,87) \quad \text{Eq. 5-93}$$

$$E_{PLT(R2)} = -65,37 + 1,50E_G \quad (R^2 = 0,90) \quad \text{Eq. 5-94}$$

Uma análise de regressão, também realizada por Abu-Farsakh *et al.* (2004), utilizando tanto os dados de campo como de laboratório para correlacionar E_G com $E_{PLT(i)}$ e $E_{PLT(R2)}$, permitiu obter as relações das Eq. 5-95 e Eq. 5-96.

$$E_{PLT(i)} = 1,168E_G - 37,42 \quad (R^2 = 0,72) \quad \text{Eq. 5-95}$$

$$E_{PLT(R2)} = 10^{[1,2(\log(E_G)) - 1,39]} \quad (R^2 = 0,59) \quad \text{Eq. 5-96}$$

Segundo Abu-Farsakh *et al.* (2004), a relação obtida entre os módulos do PLT e do GeoGauge foi linear para os dados de campo, enquanto para dados do laboratório foi exponencial, sendo evidente que os dados de campo para o GeoGauge têm melhor correlação que os de laboratório, o que se poderá dever às dificuldades de construção e compactação das amostras em laboratório.

5.2.7.2.2 GeoGauge v.s. FWD

Abu-Farsakh *et al.* (2004) a partir de estudos de análise regressiva obteve uma excelente correlação entre o módulo resiliente obtido a partir dos dados do defletómetro de impacto FWD (M_{FWD}) e E_G para todos os ensaios de campo realizados sobre solos tratados com cimento, solos tratados com cal, solos finos não estabilizados e solos granulares. Os resultados desta análise produziram o modelo de regressão apresentado na Eq. 5-97.

$$M_{FWD} = -20,07 + 1,17E_G \quad (R^2 = 0,81) \quad \text{Eq. 5-97}$$

Na tentativa de correlacionar o módulo de GeoGauge e o módulo resiliente, alguns estudos (Burnham *et al.*, 1993; Wu *et al.*, 1998; Chen *et al.*, 1999, 2000; Sawangsuriya, 2002) foram realizados em termos comparativos de determinação do módulo resiliente no laboratório e no campo. Wu *et al.* (1998) correlaciona M_{FWD} com o H_{SG} propondo a Eq. 5-98.

$$M_{FWD} = 22,69e^{0,12H_{SG}} \quad \text{Eq. 5-98}$$

Chen *et al.*, (1999) correlaciona o valor de M_{FWD} com H_{SG} propondo a Eq. 5-99.

$$M_{FWD} = 37,65 H_{SG} - 261,96 \quad \text{Eq. 5-99}$$

Chen *et al.* (2000) usou o *Dirt-Seismic Pavement Analyzer* (D-SPA) para medir as velocidades das ondas sísmicas (V_s) para diferentes qualidades de bases e correlacionou com os resultados do FWD e do GeoGauge, obtendo os valores apresentados na Tab. 5-20. Estabeleceu com estes valores uma correlação com a qualidade das bases de pavimentos.

Tab. 5-20 – Valores do GeoGauge e do FWD, sugeridos por Chen *et al.* (2000) para caracterização de bases de pavimentos (in Nazzal, 2003).

Qualidade	E_G (MPa)	V_s (m/s)	M_{FWD} (MPa)
Fraca	<87	<250	<140
Boa	156-209	300-350	310-450
Excelente	>261	>400	>700

Gudishala (2004) relacionando o módulo resiliente (M_R) com E_G obteve a Eq. 5-100 e Eq. 5-101, para solos coesivos e não coesivos, respetivamente.

$$M_R = 86,7 * \frac{E_G^{0,3}}{W} + 2,2\gamma_d \quad \text{Eq. 5-100}$$

$$M_R = 20,3 * E_G^{0,54} \quad \text{Eq. 5-101}$$

5.2.7.2.3 GeoGauge v.s. CBR

A partir da análise de regressão de resultados de ensaios do GeoGauge e do CBR, sobre os mesmos materiais, Abu-Farsakh *et al.* (2004) obteve correlações entre os valores de E_G , e valores do índice de CBR (%). Estas correlações apresentam-se expressas na Eq. 5-102 (a partir de ensaios laboratoriais) e na Eq. 5-103 (a partir de ensaios de campo).

$$\log E_G = 1,89 + 1,48 \log CBR \quad R^2 = 0,62 \quad \text{Eq. 5-102}$$

$$CBR = 0,00392E_G^2 - 5,75 \quad R^2 = 0,84 \quad \text{Eq. 5-103}$$

5.2.8 Gamadensímetro

O Gamadensímetro (*Nuclear moisture/density gauges*), em que a marca comercial mais conhecida é a Troxler, utiliza fontes radioativas para a determinação do teor em água e da densidade dos solos. É classificado como um dispositivo potencialmente perigoso e só pode ser manuseado por pessoas treinadas e autorizadas. O equipamento é de fácil utilização no entanto requer um operador com formação e autorização concedida pelo Instituto Tecnológico e Nuclear.

O objetivo do ensaio é o controlo da compactação. Neste trabalho pretendeu-se no entanto conhecer os parâmetros obtidos pelo equipamento em terrenos naturais devidamente selecionados.

Os parâmetros obtidos correspondem a: densidade seca, densidade total húmida, humidade total, percentagem de humidade total e percentagem de volume de vazios. O equipamento permite ainda seleccionar a percentagem de compactação calculando a densidade húmida máxima, a densidade seca máxima e a relação de volume de vazios de modo a obter os valores máximos de compactação.

A medição da densidade do solo é realizada a partir da interação da radiação gama com o solo, ionizando-o abaixo da superfície de modo não destrutivo. A medição da humidade do solo é realizada recorrendo à interação de radiação de neutrões.

O tempo de duração do ensaio pode ser controlado, entre 15 segundos e 4 minutos, sendo que quanto mais demorado, mais precisos são os resultados. A profundidade das medições pode ir até cerca de 30 cm a partir da superfície.

Estes equipamentos devem cumprir com as normas ASTM D-6938 (passada a ASTM D-2922 e ASTM D-3017 em Novembro de 2006), D 2950 e C 1040.

O equipamento utilizado no trabalho corresponde a um densímetro nuclear *Humboldt*, medidor de densidade-humidade referência HS-5001 EZ, pertencente ao LGVC do IPLeia.

5.3 Ensaio de Laboratório

Os trabalhos laboratoriais constituem uma peça fundamental na investigação geotécnica de qualquer local, sendo realizados geralmente depois dos ensaios de campo e após a observação e interpretação dos seus resultados. Estes ensaios servem para se proceder à identificação dos solos, determinar propriedades índices, possibilitando eventuais correlações, refinar o modelo geológico do local e permitem a obtenção de valores de parâmetros de engenharia usados na análise e projeto de fundações e de taludes. O desenvolvimento de técnicas de ensaio e métodos de análise do comportamento mecânico permitem entender melhor o comportamento dos solos.

Os ensaios laboratoriais realizados tiveram por objetivo principal caracterizar os materiais presentes no vale tifónico Parceiros-Leiria. Privilegiou-se o estudo dos solos argilosos da Formação de Dagorda, solos arenosos dos depósitos pliocénicos e Quaternário Indiferenciado e os solos de alteração de rochas magmáticas. Realizaram-se alguns ensaios sobre amostras de

aterros, depósitos de vertente e aluviões do rio Lena. A seleção do tipo de ensaio foi feita em função da litologia.

As amostras de solo recolhidas para a realização dos ensaios laboratoriais têm que ser representativas, sendo em geral de duas categorias: remexidas e intactas. O Eurocódigo 7, parte 2 (ENV 1997-2, 1999) classifica as amostras de solos usadas em ensaios laboratoriais em cinco classes de qualidade relativamente às características do solo que permanecem inalteradas durante a amostragem e o manuseio (ENV 1997-2, 1999). Por sua vez no ENV 1997-3 (1999) acresce a esta classificação a categorização da amostragem a ser utilizada (Tab. 5-21) em função de três categorias de métodos de amostragem (A, B e C).

Usando métodos de amostragem da categoria A pretende-se obter amostras em que a estrutura do solo sofra nenhuma ou muito reduzida perturbação, durante o processo de amostragem e manipulação, em que não ocorra nenhuma alteração em termos de componentes ou composição química do solo e em que os valores obtidos para o teor em água (w) correspondam aos valores *in situ*. Os métodos de amostragem da categoria B permitem obter amostras sem alteração dos constituintes originais do solo e suas proporções, mantendo-se o seu teor em água natural (w_{nat}), permitem a identificação da estratificação do solo ou seus componentes, podendo a estrutura do solo ficar perturbada. Quando os métodos de amostragem alteram totalmente a estrutura do solo, não sendo possível identificar com precisão o arranjo geral das diferentes camadas ou componentes do solo e o w não corresponder ao w_{nat} , está-se perante métodos de amostragem da categoria C (ENV 1997-3, 1999).

Tab. 5-21 – Classes de qualidade das amostras de solos para ensaios laboratoriais (adaptado de ENV 1997-3, 1999).

Propriedades dos solos/ Classes de qualidade	1	2	3	4	5
Propriedades não alteradas					
Tamanho das partículas	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Densidade, índice de densidade, permeabilidade	X	X			
Compressibilidade, resistência ao cisalhamento	X				
Propriedade que podem ser determinadas					
Sequência de camadas	X	X	X	X	X
Limites dos estratos – grosseiro	X	X	X	X	
Limites dos estratos – fino	X	X			
Limites de Atterberg, densidade das partículas, teor orgânico	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Densidade, índice de densidade, porosidade, permeabilidade	X	X			
Compressibilidade, resistência ao cisalhamento	X				
Categoria de amostragem a ser utilizada					
	A				
	B				
				C	

A identificação e caracterização dos solos do vale tifónico Parceiros-Leiria resultaram quer de amostras colhidas no âmbito do presente trabalho, quer de valores recolhidos em alguns relatórios geotécnicos ou trabalhos publicados. A maioria das amostras colhidas foi do tipo remexidas, tendo-se também procedido à colheita de algumas amostras intactas. As amostras intactas foram obtidas por três processos diferentes: utilização de uma caroteadora, cravação de tubos amostradores em poços e cravação de anéis edométricos em superfícies escavadas. De acordo com as classes de qualidade das amostras de solos, as amostras colhidas e estudadas respeitam pelo menos a exigência de qualidade da classe 3 (Tab. 5-21).

Os ensaios laboratoriais podem dividir-se em dois grupos: os de identificação e classificação, e os que permitem a determinação de propriedades físicas e mecânicas (ensaios de resistência, consolidação e compactação). De seguida faz-se uma breve apresentação dos ensaios realizados e dos parâmetros deles obtidos.

5.3.1 Ensaios de identificação e classificação

Os ensaios de identificação mais relevantes consistem na análise mineralógica, análise granulométrica, determinação do w_{nat} , dos pesos volúmicos e dos limites de Atterberg. Procedeu-se, também à determinação da adsorção de azul de metileno. São ensaios simples e com metodologias normalizadas. A análise mineralógica da fração argilosa foi feita recorrendo à difração de raios X.

As amostras, uma vez chegadas ao laboratório, foram submetidas à determinação do w_{nat} de acordo com a Norma Portuguesa NP-84 (1965). O teor em água dos solos (w), quando combinado com dados obtidos noutros ensaios, permite obter informações importantes sobre as características do solo. Por exemplo, quando w de uma amostra colhida abaixo do nível freático se aproxima do seu limite de liquidez (w_L), é indicador de que este solo, no seu estado natural, é suscetível de sofrer maior deformação.

De seguida procedeu-se à secagem das amostras tendo-se tido em atenção a probabilidade da existência de gesso. As amostras com evidências de gesso foram secas à temperatura aproximada de 50°C.

A determinação da densidade das partículas sólidas (G), essencial para a realização do ensaio de sedimentação, permite a obtenção do peso específico das partículas sólidas do solo (γ_s). A densidade das partículas é necessária para a determinação de um largo número de parâmetros geotécnicos (ENV 1997-2, 1999). Para a realização deste ensaio seguiu-se a Norma Portuguesa NP-83 (1965) com recurso ao método do picnómetro.

5.3.1.1 Análise granulométrica e limites de consistência

A determinação da composição granulométrica foi realizada após secagem e desagregação cuidadosa das amostras. As amostras de solos grossos foram apenas submetidas a peneiração por via seca enquanto os solos mais finos foram submetidos ao processo de sedimentação, de acordo com a Especificação LNEC E 196 (1966). Destes ensaios obteve-se a distribuição em percentagem ponderal das partículas do solo, segundo determinadas dimensões, permitindo o traçar da curva granulométrica.

As curvas granulométricas permitem avaliar genericamente o tipo de solo, dando informações relativamente à heterogeneidade e uniformidade do solo. Fornecem outros aspetos texturais que são utilizados nas classificações mais importantes (e.g. diâmetro efetivo, D_{10} , coeficiente de uniformidade, C_U , coeficiente de curvatura, C_C).

O D_{10} é correlacionável com o coeficiente de permeabilidade (k), crescendo com este. O C_U dá ideia da variedade de dimensões que as partículas de um dado solo possuem.

As amostras com finos foram sujeitas à determinação de limites de consistência (ou limites de Atterberg) tendo-se utilizado a Norma Portuguesa NP-143 (1969). Obtiveram-se os valores do limite de liquidez (w_L) e do limite de plasticidade (w_p). Os limites de consistência são utilizados para caracterizar o comportamento das argilas e solos finos quando o teor em água varia. O w_L foi determinado recorrendo à concha de Casagrande.

O conhecimento dos valores de w_L e w_p permite a obtenção de três parâmetros importantes: o índice de plasticidade ($I_p = w_L - w_p$), o índice de consistência ($I_c = (w_L - w)/I_p$) e o índice de liquidez ($I_L = (w - w_L)/I_p$). O I_L é um indicador da história de tensões do solo.

Em conjunto com a análise granulométrica, os limites de consistência são indispensáveis para as classificações de solos Unificada (ASTM) e para Fins Rodoviários (AASHTO).

De seguida apresentam-se algumas correlações entre os limites de consistência e diversos parâmetros geotécnicos.

5.3.1.2 Correlações dos limites de consistência com diversos parâmetros geotécnicos

Os limites de consistências relacionam-se com a resistência, actividade das argilas (A_c), superfície específica (SE), consistência e índice de compressibilidade (C_c).

No sentido de correlacionar o w_L com a resistência, vários estudos podem ser referidos. Casagrande (1932) define o w_L , determinado pelo método da concha, como o w para o qual a resistência ao corte é da ordem de 25 g/cm² (2,45 kPa). Norman (1958) determinou para o w

correspondente ao w_L o valor de 1,96 kPa de resistência ao corte não drenada (c_u), enquanto Hajela e Bhatnagar (1972) chegaram ao intervalo de valores entre 1,61 e 3,22 kPa, e Wroth e Wood (1978) sugerem para o w_L uma resistência ao corte de 1,7 kPa com um intervalo de variação entre 0,7 e 2,65 kPa.

Ao w_p corresponde um valor de c_u ou um intervalo de valores. Assim, Skempton e Northey (1953) sugerem para c_u no w_p um valor 100 vezes superior ao valor de c_u no w_L (estes valores foram obtidos para argilas sensíveis de Londes, Horten, Gosport e Shellhaven).

Uma vez que o w em solos saturados é equivalente ao índice de vazios (e) como resultado do afastamento entre partículas, Seed *et al.* (1964) demonstraram haver correlação entre o afastamento das partículas, a superfície específica (SE) e correspondente resistência: quanto maior SE mais elevadas são as forças interpartículas e maior o afastamento entre partículas para obter o mesmo valor de resistência (Almeida, 1991). Farrar e Coleman (1967) desenvolveram a Eq. 5-104 entre w_L e SE (m^2/g) com base em argilas britânicas (Santamarina *et al.*, 2002).

$$SE = 1,8w_L - 34 \quad \text{Eq. 5-104}$$

O w_L é variável em função de SE que por sua vez é variável em função do tipo mineralógico de argila, logo o estabelecimento de correlações entre w_L e o conteúdo em argila são possíveis de estabelecer desde que essas relações só sejam utilizadas para solos que apresentem o mesmo tipo mineralógico de argila (Odell *et al.*, 1960).

A razão entre I_p e a fração argilosa ($\% < 0,002$ mm) permite definir a A_c (Skempton, 1953) para os solos argilosos de acordo com Tab. 5-22.

Tab. 5-22 – Classificação das argilas com base em A_c segundo Skempton (1953).

A_c	Classificação das argilas
< 0,5	Inativas
0,5 a 0,75	Pouco ativas
0,75 a 1,25	Normais
1,25 a 2	Ativas
> 2	Muito ativas

A actividade de um solo depende da sua composição textural e mineralógica e também de fatores ligados à sua génese e evolução (Almeida, 1991).

Os solos finos podem ser classificados em termos de consistência recorrendo ao I_c . Na Tab. 5-23 apresenta-se a classificação dos solos finos em função de I_c de acordo com a norma BS EN ISO 14688-2:2004.

Tab. 5-23 – Classificação dos solos finos em função de I_c (BS EN ISO 14688-2:2004).

I_c	Consistência dos solos finos
< 0,25	Muito mole
0,25 a 0,50	Mole
0,50 a 0,75	Médio
0,75 a 1,00	Duro
> 1,00	Muito duro

5.3.1.3 Ensaio de adsorção de azul de metileno

O azul de metileno em solução aquosa é um corante catiónico que é adsorvido pela carga negativa das superfícies das argilas permitindo a determinação da SE pela quantidade de azul de metileno adsorvido (Santamarina *et al.*, 2002). A técnica de realização do ensaio, ao utilizar o solo em suspensão em água, permite a expansão dos minerais de argila e expor toda a sua área disponível. A SE é um parâmetro de identificação de argilas que rege a importância e a atividade dos minerais argilosos, assim como o seu comportamento mecânico (e.g. expansibilidade).

A técnica do ensaio de adsorção de azul de metileno é simples e confiável para a determinação da SE dos solos, incluindo argilas expansivas.

A SE pode ser obtida a partir do volume de azul de metileno adsorvido (VBS) utilizando a Eq. 5-105.

$$SE = 20,93VBS \quad \text{Eq. 5-105}$$

O VBS permite também o cálculo da Ac para duas frações finas dos solos recorrendo à Eq. 5-106.

$$Ac (0,002 \text{ ou } 0,080) = \frac{VBS}{\%<0,002 \text{ ou } 0,080} \quad \text{Eq. 5-106}$$

Este ensaio complementa a classificação dos solos além de ser bastante relevante em todo o tipo de estudos onde a fração argilosa toma importância. Permite avaliar e controlar o grau de poluição das areias e agregados por argilas (pavimentação e betonagem).

5.3.1.4 Análise mineralógica por difratometria de raios X

A descoberta dos raios X em 1895 permitiu aos cientistas sondar a estrutura cristalina ao nível atômico. A difração de raios X (DRX) envolve um conjunto de ondas eletromagnéticas, os raios X, que são produzidas quando há uma grande aceleração de partículas eletricamente carregadas, que geralmente são os elétrons. Os raios X ao interagirem com a matéria provocam a sua difração e, cada sólido cristalino tem um padrão único característico, podendo ser usado como uma “impressão digital” na sua identificação.

A *DRX* é utilizada na identificação, caracterização e determinação da estrutura de minerais, pois cada mineral apresenta um padrão de *DRX* único.

A *DRX* permite fornecer informação muito útil no estudo dos solos, dando a conhecer a sua composição mineralógica, nomeadamente o tipo de minerais argilosos, uma vez que estes influenciam o comportamento dos solos.

A composição mineral, química e textural dos solos reflete-se nas suas propriedades geotécnicas, nomeadamente, plasticidade, consistência, expansibilidade, permeabilidade, compressibilidade e resistência. A presença de determinados tipos de minerais, em particular minerais argilosos, tende a conferir aos solos maior compressibilidade, menor resistência e maior sensibilidade à água.

No caso do estudo dos solos resultantes da alteração das rochas magmáticas é possível inferir sobre os graus de alteração e de lixiviação dos mesmos e analisar o seu comportamento evolutivo.

A identificação dos minerais nos difractogramas baseia-se na localização dos picos, e as determinações semiquantitativas baseiam-se nas áreas e alturas dos mesmos picos. Normalmente tomam-se as alturas do pico das ilites como referência no cálculo das relações entre os vários minerais aos quais se atribuem coeficientes.

Neste trabalho recorreu-se à *DRX* para identificação de minerais de argila.

5.3.2 Ensaios de resistência

Para a caracterização laboratorial da resistência dos materiais do vale tifónico Parceiros-Leiria apresentam-se resultados de dois tipos de ensaios: o de caixa de corte direto e o de compressão uniaxial.

O ensaio da caixa de corte direto tem uma conceção simples e é de fácil interpretação, realizando-se em amostras deformadas ou indeformadas, saturadas ou secas. As amostras são de fácil preparação e o ensaio é normalmente rápido devido às elevadas velocidades de corte utilizadas (Lemos, 2010). As normas mais utilizadas na sua execução são a T236 (AASHTO), D3080 (ASTM) e norma europeia CEN ISO/TS 17892-10:2004.

O ensaio da caixa de corte permite determinar a variação da força de corte e altura da amostra com o deslocamento, sendo o principal objetivo a obtenção de valores de tensão de corte de pico (τ_{\max}) e a correspondente tensão normal (σ) relativos a superfícies planas previamente definidas. O conhecimento destes valores e a sua interpretação permitem a obtenção dos

parâmetros de resistência característicos de um solo, ϕ e c . A c corresponde ao valor de tensão de cisalhamento no ponto de intercessão da reta $\sigma-\tau_{\max}$ com o eixo, e ϕ corresponde ao valor de inclinação.

A caixa de corte direto é indicada para a execução de ensaios drenados sobre solos predominantemente granulares e permeáveis (Lemos, 2010). No caso de solos argilosos, de baixa permeabilidade, os ensaios triaxiais consolidados não drenados são os mais indicados, permitindo obter os parâmetros de corte em termos de tensões efetivas (c' e ϕ'). O ensaio de caixa de corte direto pode ser utilizado para medir a resistência residual nas argilas

O ϕ e a c característicos de um solo, quer em termos de tensões totais quer em termos de tensões efetivas, são dados de grande utilidade para qualquer projetista, sendo utilizados no dimensionamento de sapatas, cálculo de muros de suporte, entre outros.

5.3.3 Ensaio de consolidação ou edométrico

O ensaio de consolidação unidimensional ou ensaio edométrico fornece uma das mais úteis e fiáveis medições laboratoriais sobre o comportamento de um solo. O ensaio edométrico é utilizado para determinar as características de compressibilidade, consolidação e expansão dos solos. A caracterização dos solos é descrita a partir da utilização do índice de compressibilidade (C_c) e do coeficiente de consolidação (c_v). Este ensaio permite aproximar o valor do coeficiente de permeabilidade ($k=c_v\gamma_w m_v$), determinar a rigidez em termos do módulo de deformabilidade ($E=1/m_v=M$) e a tensão de pré-consolidação (σ'_p).

O C_c é usado para prever ou estimar a consolidação ou quantificar o assentamento que um determinado local possa sofrer (e.g. quando carregado verticalmente). O c_v permite prever o tempo que levará a ocorrer uma determinada consolidação ou assentamento num determinado lugar (Sridharan *et al.*, 2000), expressa a taxa de deformação. O valor da σ'_p dos depósitos naturais representa o passado histórico de tensão do solo que pode ter sofrido erosão, dessecação, eventos sísmicos e outros mecanismos de sobreconsolidação.

Para a determinação das propriedades de compressibilidade de camadas de argila, silte ou solos orgânicos devem ser utilizadas amostras intactas (classe de qualidade 1). A utilização de amostras perturbadas (e.g. classe de qualidade 2) poderá influenciar os resultados finais. No caso de ensaios sobre amostras recompactadas deve ter-se em atenção a composição, G e w na preparação dos provetes de modo a ilustrar o mais possível as condições *in situ* (ENV 1997-2: 1999).

Este ensaio é realizado geralmente pelas normas AASHTO e ASTM T 216 e D 2435-03, norma britânica BS 1377 de 1975 ou ainda pela norma europeia CEN ISO/TS 17892-5:2004.

O ensaio edométrico é realizado sobre provetes confinados lateralmente e submetidos a cargas incrementais aplicadas na vertical, gerando-se deformações também verticais. Durante o ensaio, sobre solo saturado, a carga incremental é inicialmente suportada pela fase líquida do solo desenvolvendo-se um excesso de tensão neutra (ue) nos vazios do solo. Dependendo da permeabilidade e da disponibilidade de drenagem (fronteiras da camada), os líquidos nos vazios começam a drenar até se dissipar todo o ue . Como a pressão hidrostática diminui, um valor proporcional ao acréscimo de carga é transferido para a parte sólida do solo. Quando o excesso de tensão neutra chega a zero, toda a nova carga é suportada pela fração sólida do solo. Esse processo é chamado de consolidação primária. Em solos granulares, de alta permeabilidade, essa transferência ocorre muito rapidamente. Em argilas e solos de baixa permeabilidade, a consolidação primária é mais demorada, o que pode afetar o desempenho a longo prazo de estruturas apoiadas nesses solos.

Os resultados dos ensaios de consolidação unidimensional podem ser apresentados de várias formas, sendo as duas mais comuns:

- o gráfico $e-\log\sigma_v'$ do qual se obtêm os índices de compressão (C_r , C_c), são determinados como os declives das retas de recompressão e compressão virgem, e a σ'_p (pelo método de Casagrande);
- o gráfico ε (deformação volumétrica) v.s. σ_v , onde o declive é igual ao coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v).

O ensaio de consolidação permite determinar o valor do assentamento total e parcial de um solo e a velocidade a que se dará o assentamento. Para tal, calculam-se vários parâmetros a partir de gráficos que ajudam ao cálculo do assentamento por relações matemáticas. Assim, os principais parâmetros calculados são apresentados na Tab. 5-24.

Tab. 5-24 – Principais parâmetros determinados no ensaio de consolidação.

Parâmetro	Símbolo	Expressão	Unidades
Coeficiente de compressibilidade	a_v	$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'}$	cm^2/Kgf
Coeficiente de compressibilidade volumétrica	m_v	$-\frac{\Delta n}{\Delta\sigma'} = \frac{1}{1 + e_0} a_v$	cm^2/Kg
Índice de compressibilidade	C_c	Declive da reta virgem	
Índice de recompressibilidade	C_r	Declive da reta recompressibilidade	
Coeficiente de consolidação	c_v	$c_v = 0,05 \frac{H^2}{t_{50}}$	cm^2/s ou m^2/s

Δe - Variação do índice de vazios; $\Delta\sigma'$ - Variação das tensões efetivas; Δn - Variação do grau de porosidade; e_0 - Índice de vazios inicial; t_{50} - Tempo a que ocorre 50% da consolidação; H - Espessura do provete a 50% da consolidação.

Em certos locais a pressão de σ'_p não coincide com a tensão vertical em repouso (σ_{v0}). Define-se então uma relação com estes dois parâmetros, o grau de sobreconsolidação, *OCR* (Eq. 5-26).

O ensaio de consolidação ao permitir estudar o assentamento de um solo, tem como principal aplicação o estudo de todo o tipo de fundações em solos finos saturados. No entanto este ensaio apresenta um problema de extrema importância que é o extenso tempo de execução, o que o torna pouco solicitado nos cadernos de encargos de obras, recorrendo-se muitas vezes à obtenção de valores para parâmetros como o C_c a partir de correlações já estabelecidas e que utilizam dados de ensaios de execução mais rápida.

5.3.3.1 Correlações do índice de compressibilidade com outros parâmetros

É razoável a obtenção do C_c a partir de relações empíricas com outras características dos solos argilosos. Existem inúmeras expressões empíricas em que C_c surge em função de w_L , índice de vazios natural (e_{nat}), w_{nat} , I_p ou ainda em função de vários parâmetros em simultâneo. A grande variedade de equações poderá ser devida à natureza dos materiais estudados, à história geológica ou a alguns aspetos particulares no tratamento dos dados (Gomes e Ladeira, 1995).

Skempton (1944) propõe a determinação de C_c em função de w_L de acordo com a Eq. 5-107 para argilas remexidas.

Outros autores como Cozzolino (1961), Azzouz *et al.* (1979), Mayne (1980), Gomes e Ladeira (1991, 1995) ou ainda Terzaghi e Peck (1967) propõem equações para diversos tipos de argila relacionando C_c com o w_L .

A proposta de Terzaghi e Peck (1967) foi obtida a partir do estudo de argilas normalmente consolidadas e relaciona C_c com o w_L .

Segundo Gomes e Ladeira (1995) as relações envolvendo mais que um parâmetro como variáveis independentes permitem obter valores de C_c mais fidedignos do que quando obtidos apenas com um parâmetro, como por exemplo as relações que envolvem o I_p (representando o tipo de solo) em simultâneo com o w_{nat} (quando o solo está totalmente saturado) ou com o e_{nat} (representando o estado de consolidação) (Eq. 5-120 e Eq. 5-121, respetivamente). Inúmeras expressões têm sido obtidas a partir de inúmeros trabalhos científicos realizados em variados tipos de solos e como tal a sua aplicabilidade resulta tanto melhor quanto maior a afinidade com os solos que lhes serviram de base.

De modo a obter valores de C_c mais próximos dos reais, Gomes (1992) aconselha a seleção de um conjunto de fórmulas, e a consideração do valor médio obtido, minimizando-se uma potencial má aplicabilidade das fórmulas (Gomes e Ladeira, 1995).

Na medida em que os ensaios edométricos realizados neste trabalho versaram apenas amostras dos materiais finos do Hetangiano (argilas e margas de baixa plasticidade, sobreconsolidadas), remexidas e intactas, e tendo em atenção o acima referido, apresentam-se na Tab. 5-25 as equações aparentemente mais adequadas a estes materiais e que no Capítulo 6 nos permitiram comparar valores obtidos.

Tab. 5-25 – Equações para determinação do índice de compressão (C_c) a partir de diversos parâmetros. Adaptada de Gomes e Ladeira (1995).

Nº	Equação (C_c)	Observações	Autor
Eq. 5-107	$C_c=0,007 (w_L - 7)$	Argilas remexidas	Skempton (1944)
Eq. 5-108	$C_c=0,009 (w_L - 10)$	Argilas normalmente consolidadas	Terzaghi e Peck (1967)
Eq. 5-109	$C_c=0,85 (w_{nat}/100)^{1,5}$	Siltos e argilas magras	Helenelun (1951)
Eq. 5-110	$C_c=(w_L - 13) / 109$		
Eq. 5-111	$C_c=0,01 (w_{nat} - 5)$	Todas as argilas – análises estatísticas de vários solos argilosos	Azzouz <i>et al.</i> (1976)
Eq. 5-112	$C_c=0,37 (e_{nat} + 0,003 w_L - 0,34)$		
Eq. 5-113	$C_c=0,4 (e_{nat} + 0,001 w_{nat} - 0,25)$		
Eq. 5-114	$C_c=0,009 w_{nat} + 0,002 w_L - 0,1$		
Eq. 5-115	$C_c=0,29 (e_{nat} - 0,27)$		
Eq. 5-116	$C_c=0,004 w_L - 0,001$		
Eq. 5-117	$C_c=0,362 e_{nat} - 0,035$		
Eq. 5-118	$C_c=0,009 w_{nat} - 0,008$	Argilas cretácicas (Aveiro)	Gomes e Ladeira (1991)
Eq. 5-119	$C_c=0,005 I_p + 0,065$		
Eq. 5-120	$C_c=0,005 w_{nat} + 0,003 I_p - 0,010$		
Eq. 5-121	$C_c=0,209 e_{nat} + 0,003 I_p - 0,027$		
Eq. 5-122	$C_c=0,008(w_L - 12)$		

A equação apresentada por Sridharan e Nagaraj (2000) foi proposta com base no estudo de amostras de argilas remoldadas.

5.3.4 Ensaio de compactação Proctor

O ensaio de compactação mais comum realizado em laboratório é o ensaio de Proctor que está normalizado em Portugal na especificação do LNEC E-197-1966.

O ensaio de Proctor destina-se a fornecer elementos para a caracterização da compactação de um solo. É realizado na construção de aterros para estradas, barragens de terra, muros,

fundações e em muitas outras obras em que existem solos que carecem de ser compactados para aumentar a sua densidade. A compactação diminui a possibilidade de assentamentos e aumenta a estabilidade dos solos.

A medição da densidade do solo permite obter a unidade de peso volúmico seco do solo (γ_d). Quanto maior for a quantidade de sólidos por volume mais denso é o solo e mais resistente e estável. A compactação relativa corresponde à relação (expressa em percentagem) da densidade do solo, compactado ou no estado natural, e a densidade máxima obtida no ensaio de compactação. Muitas vezes é necessário especificar a realização de um certo nível de compactação relativa (por exemplo, 95%) na construção ou preparação de fundações, aterros, pavimentos sub-bases e bases.

Durante o ensaio de Proctor é medido o γ_d e o w de vários provetes compactados a teores em água diferentes. Os valores obtidos são projetados num gráfico w - γ_d e é traçada a curva de compactação do solo que permitirá obter um valor de $\gamma_{d\text{máx}}$ ao qual corresponde um determinado teor em água considerado como o ótimo da compactação deste solo (w_{opt}).

5.3.5 Ensaio de *CBR*

O ensaio de *CBR* (*Califórnia Bearing Ratio*), embora seja um ensaio de resistência, utiliza o procedimento do ensaio de Proctor na preparação das amostras. Em Portugal está normalizado na especificação do LNEC e E-198- 1967.

O *CBR* é um ensaio muito utilizado para estimar a capacidade de suporte de solos e materiais utilizados em pavimentos flexíveis de estradas e aeródromos. O ensaio é usado com o objetivo de obter elementos para o dimensionamento de pavimentos (determinação das espessuras de pavimentos flexíveis ou determinar a capacidade de um rolamento da camada compactada do solo em condições controladas de humidade e densidade). Devem ser utilizadas condições de saturação para simular condições de campo a longo prazo. Embora seja normalmente executado em provetes compactados de amostras remexidas pode ser realizado sobre solos no campo (Mayne *et al.*, 2002).

O ensaio de *CBR* consiste em compactar três amostras, de modo idêntico, em moldes normalizados, submergir os provetes em água e medir a força necessária para que um pistão normalizado penetre o provete até certa profundidade com determinada velocidade. Cada série do ensaio é executada para uma determinada densidade relativa e humidade, podendo-se especificar as condições de realização do ensaio (seco, a humidade ótima, após embebição, densidade relativa de 95%, etc.) (Mayne *et al.*, 2002). O *CBR* é a força necessária para o pistão

penetrar até essa profundidade, expressa em percentagem da força necessária para o mesmo pistão penetrar num provete normalizado, até à mesma profundidade e com uma velocidade constante.

Os resultados do ensaio são expressos em termos da razão ou índice de *CBR*. O valor do *CBR* de um solo depende principalmente do seu peso específico, do teor de humidade usado na compactação e do teor de humidade na altura em que se faz a penetração.

6 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A caracterização geológica dos terrenos presentes no vale tifónico Parceiros–Leiria baseou-se: na Carta Geológica de Portugal, folha 23-C - Leiria (Teixeira *et al.*, 1968), escala 1:50000; na cartografia realizada no âmbito do presente trabalho numa área com cerca 4,5 km²; na análise de relatórios geotécnicos relativos a obras realizadas na zona e na realização de ensaios de campo e de laboratório. Foram tidos em conta cerca de 30 relatórios geotécnicos de onde se compilaram 300 furos de sondagens, nas quais se realizaram 1325 ensaios SPT, 8 ensaios pressiométricos e 5 perfis sísmicos de refração.

Foram também realizados, ao longo deste trabalho, 6 ensaios CPTU, 2 ensaios SCPTU, 1 ensaio de dissipação, e 1 ensaio DPSH. Foi utilizado o equipamento do IPNLabgeo (Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes), da marca Pagani, modelo TG 73-200, seguindo-se os procedimentos recomendados na International Reference Test Procedure for CPT/CPTU, ISSMGE, TC16:1999 (corrigido em 2001) e para o DPSH a norma prEN ISO 22476-2:2001 actualizada na EN ISO 22476-2:2005.

Durante a campanha de campo foram recolhidas amostras representativas das diferentes unidades/formações para posterior ensaio no laboratório. Executaram-se ensaios tais como: determinação do w_{nat} , análises granulométricas (com e sem sedimentação), limites de consistência, adsorção de azul de metileno, densidade, raios X, caixa de corte direto, edométrico, Proctor e CBR. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Vias de Comunicação (LGVC) da Escola Superior de Tecnologia e Gestão (ESTG) do Instituto Politécnico de Leiria (IPL) com exceção dos ensaios de raios X que foram realizados no Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra tendo-se recorrido ao equipamento Philips.

Dos relatórios geotécnicos analisados foram também coligidos resultados de ensaios de classificação, de compactação e de resistência.

Os materiais caracterizados são a seguir apresentados em função da sua idade e origem. Temos assim aterros, aluviões, depósitos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado, solos finos da Formação de Dagorda (Hetangiano) e os solos de alteração de rochas magmáticas. Os terrenos de cobertura modernos foram separados em coluviões e em depósitos de vertente, aluviões do rio Lena e aluviões do rio Liz.

No Anexo I apresenta-se uma carta com a localização de sondagens, ensaios e amostras que serviram para a caracterização geotécnica dos materiais estudados. E no Anexo II uma tabela de síntese com os resultados dos ensaios laboratoriais realizados sobre as amostras utilizadas na caracterização geotécnica que se passa a apresentar.

6.1 Aterros

Os aterros distribuem-se pela generalidade da área estudada, assumindo maiores espessuras na zona urbana, correspondendo, de um modo geral, a trabalhos de regularização topográfica em zonas onde o declive seria mais acentuado, à sobreposição de estruturas de várias épocas ao longo das linhas de água, em particular do rio Liz, ou ainda devido ao desvio do traçado das linhas de água. São materiais depositados essencialmente para modelação do terreno, a maiorias das vezes sem qualquer controle de compactação. Face à sua rara utilização como material de fundação, de um modo geral, os materiais de aterros não aparecem caracterizados geotecnicamente nos relatórios de prospeção.

A permeabilidade destes materiais está essencialmente condicionada pela presença da componente argilosa, possuindo também areias e fragmentos líticos de dimensão variada. De um modo geral a permeabilidade é baixa a moderada podendo ocorrer percolação com caudais pouco significativos.

Dos 342 pontos de observação utilizados, que incluem pontos de observação no campo, poços, sondagens e outros ensaios de campo, foram identificados depósitos de aterro em 57% dos pontos. Em cerca de 160 sondagens, num total de 300, dão conta da interceção de materiais de aterro, o mesmo acontecendo em 8 dos 26 poços analisados.

Em todas as sondagens e poços em que foram encontrados depósitos de aterro, estes foram totalmente atravessados, correspondendo a espessuras variáveis num máximo de 19,5 m numa zona de nivelamento topográfico (Geocontrolo, 2002a).

A natureza dos materiais de aterro encontrados apresenta uma grande afinidade com os materiais que lhes estão subjacentes. Sobre as aluviões são constituídos essencialmente por areias amareladas ou acastanhadas, contendo calhaus e seixos de dimensões médias (compacidade baixa e por vezes parcialmente abaixo do nível freático). Sobre os depósitos do Pliocénico apresentam um carácter arenoso algo argiloso no topo e com fragmentos líticos dispersos assim como restos vegetais. Sobre os materiais do Hetangiano a composição litológica envolve argilas siltosas com fragmentos líticos dispersos, por vezes passagens arenosas e silto-arenosas, restos de raízes e vegetais incarbonizados. Em alguns locais os aterros apresentam brita calcária, fragmentos de tijolo e pavimentos betuminosos.

Os aterros são constituídos por materiais pouco resistentes e bastantes deformáveis, logo com deficiente comportamento geotécnico em termos de resistência e deformabilidade, sem aptidão para serem mobilizados como nível de fundação, salvo raras exceções. Estes materiais são pouco analisados nos estudos geotécnicos sendo os SPT a fonte de informação mais comum.

De seguida apresenta-se a caracterização litológica dos materiais de aterro, seguida da caracterização geotécnica, procedendo-se por fim a uma caracterização hidrogeológica simples.

6.1.1 Caracterização litológica

No sentido de caracterizar os materiais de aterro recorreu-se à descrição dos logs dos furos de sondagens e de poços assim como dos resultados de ensaios SPT.

Tendo por base as sondagens analisadas pôde proceder-se à descrição litológica dos aterros, tendo-se obtido a distribuição litológica apresentada na Fig. 6-1. Os resultados correspondem à espessura acumulada de cada litologia.

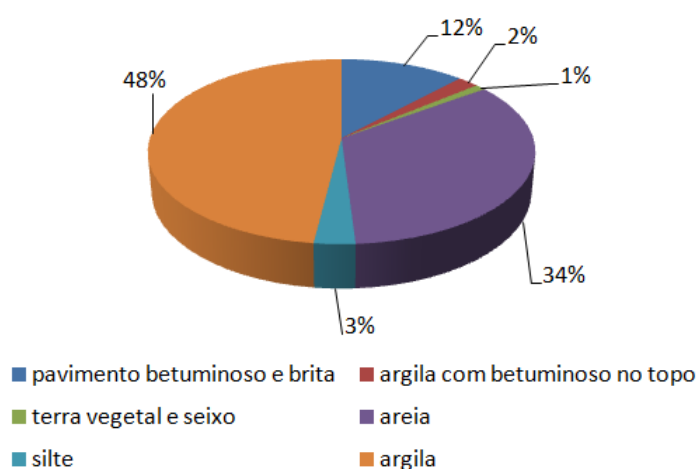


Fig. 6-1 - Caracterização litológica dos depósitos de aterro no vale tifónico Parceiros-Leiria a partir de descrições de sondagens considerando a espessura acumulada de cada litologia.

Analisando a Fig. 6-1 verifica-se que 48% destes materiais são constituídos por argilas muitas vezes siltosas e arenosas com ou sem seixos, 34% predominantemente arenosos, 12% descritos como pavimento betuminoso com brita e os restantes 6% são relativos a siltes, seixos, terra vegetal argila e areia com brita.

A presença de alvenaria e cerâmicas, associada às diversas litologias, que abrange grande parte dos materiais atravessados e descritos, são resultado de restos de construções de edifícios e vias de comunicação assim como da sua demolição.

6.1.2 Caraterização geotécnica

De seguida apresentam-se os resultados dos ensaios *in situ* utilizados na caraterização geotécnica dos materiais de aterro: ensaios SPT e correlação com Vs; ensaios pressiométricos e perfis de refração sísmica.

Apresentam-se os resultados da caraterização laboratorial de amostras de aterro, tendo por base ensaios de identificação procedendo-se à sua classificação, ensaios de corte e de compactação.

6.1.2.1 Ensaios SPT

Dos cerca de 395 m de aterro intersectados pelas sondagens, apenas 10% das camadas atravessadas apresentam espessura igual ou superior a 5 m. Foram realizados nestes depósitos cerca de 160 ensaios SPT, dos quais apenas 15% foram executados a profundidade superior a 5m. A Fig. 6-2 apresenta a distribuição dos valores de *N*, do ensaio SPT, em profundidade e o valor da penetração, em cm, para *N* igual a 60 pancadas.

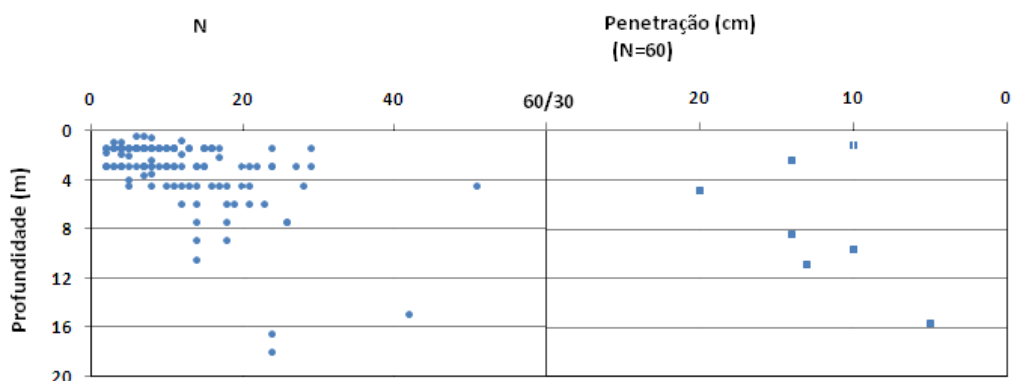


Fig. 6-2 - Distribuição dos valores de *N*, do SPT, em profundidade em materiais de aterro.

Nas Fig. 6-3 e Fig. 6-4 apresentam-se as distribuições, em profundidade, dos valores de N_{60} e $(N_1)_{60}$, valores de N corrigidos, assim como o valor da penetração para N_{60} e $(N_1)_{60}$ iguais a 60 pancadas.

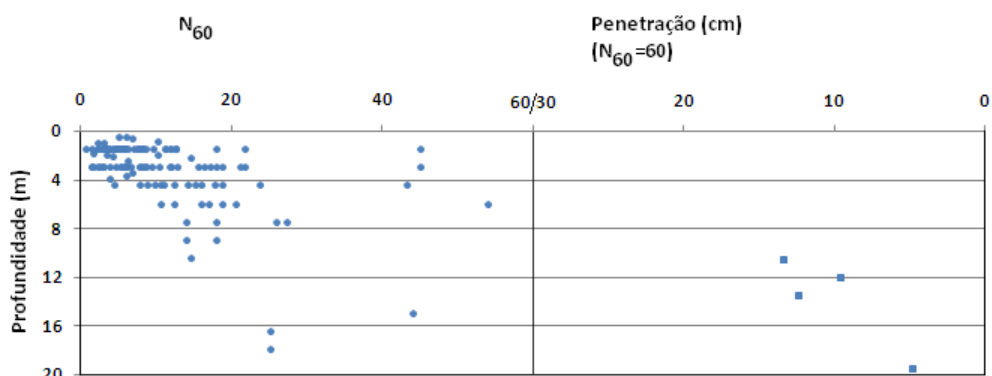


Fig. 6-3 - Distribuição de valores de N_{60} em profundidade em depósitos de aterro.

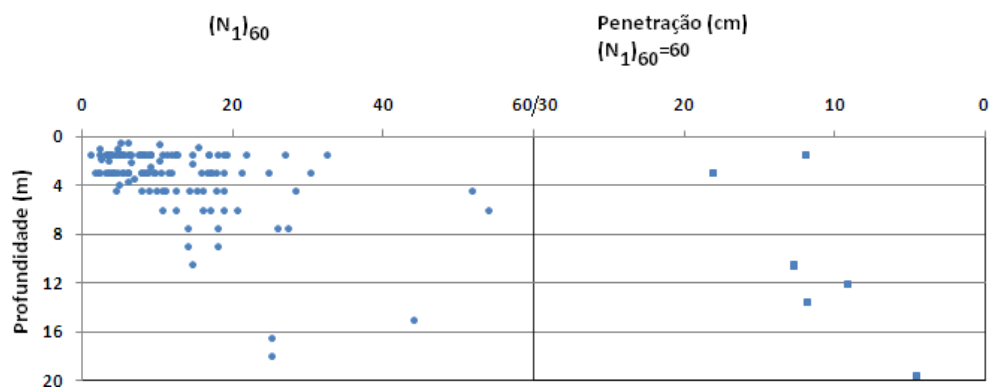


Fig. 6-4 - Distribuição de valores de $(N_1)_{60}$ em profundidade em depósitos de aterro.

Analisando a distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ em profundidade, verifica-se que há um aumento dos valores mínimos com a profundidade. Analisando as litologias relativas aos diferentes valores de N , verifica-se que a ocorrência dos valores mais elevados se dá na presença de níveis com elementos líticos de maiores dimensões.

Os valores estatísticos de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ apresentam-se na Tab. 6-1.

Tab. 6-1 – Valores estatísticos de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N	2	>60	13	10	7	6	17	141
N_{60}	1	>60	11	8	6	5	15	141
$(N_1)_{60}$	1	>60	11	9	5	5	17	138

Max – máximo; Me – média; Med – mediana; Min – mínimo; Mo – moda; P25% - percentil 25; P75% - percentil 75; n – número de amostras.

Verifica-se que os valores mais frequentes de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$, dados pela moda correspondem a valores de consistência média, enquanto os dados pelas mediana e média correspondem a consistência dura, de acordo com Terzaghi e Peck (1967); e relativamente à compacidade correspondem a solos soltos a médios, de acordo com Terzaghi e Peck (1967) e Skempton (1986).

Na Tab. 6-2 apresentam-se as frequências e percentagens das várias classes de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$, para uma penetração de 30 cm, relativas às classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$, a divisão segundo as classes propostas por Skempton (1986) para solos granulares. Apresentam-se também, na mesma tabela, as classes de consistência propostas por Terzaghi e Peck (1967) para solos argilosos.

Tab. 6-2 – Distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ em depósitos de aterro segundo diferentes classes.

Classes		N		N_{60}		$(N_1)_{60}$	
		Freq.	%	Freq.	%	Freq.	%
Terzaghi e Peck (1967) Compacidade de solos granulares	<4	11	20	19	34	11	20
	4-10	22	39	20	36	20	36
	10-30	19	34	13	23	19	34
	30-50	0	0	4	7	2	4
	>50	4	7	0	0	4	7
Total		56	100	56	100	56	100
Skempton (1986) Compacidade de solos granulares	<3	-	-	-	-	6	11
	3-8	-	-	-	-	16	29
	8-25	-	-	-	-	26	46
	25-42	-	-	-	-	4	7
	>42	-	-	-	-	4	7
Total		-	-	-	-	56	100
Terzaghi e Peck (1967) Consistência de solos argilosos	<2	-	-	1	1	-	-
	2-4	-	-	9	10	-	-
	4-8	-	-	32	36	-	-
	8-15	-	-	21	24	-	-
	15-30	-	-	20	22	-	-
>30	-	-	6	7	-	-	
Total		-	-	89	100	-	-

Freq. – Frequência.

Analisando a Tab. 6-2 verifica-se que, de acordo com as classes propostas por Terzaghi e Peck (1967), dos aterros constituídos por materiais granulares, cerca de 60% correspondem a solos soltos a muito soltos [N , N_{60} e $(N_1)_{60}$]. De acordo com Skempton (1986) 46% dos materiais de aterro apresentam uma compacidade média, sendo que 40% apresentam compacidade solta a muito solta. Cerca de 46% dos aterros constituídos por materiais argilosos apresentam uma

consistência dura a muito dura e 36% uma consistência média, de acordo com Terzaghi e Peck (1967).

A análise das Fig. 6-2, Fig. 6-3, Fig. 6-4 e Tab. 6-2 permite verificar que mais de 80% dos valores de N (corrigidos ou não) estão abaixo das 20 pancadas. Apenas cerca de 8% dos valores são superiores a 40 pancadas correspondendo a camadas de areia e de argila silto-arenosa contendo blocos de natureza e dimensão variadas, podendo estes conduzir aos valores elevados de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ e não ser representativos do grau de compactação da camada estudada.

Na Tab. 6-3 apresentam-se valores de D_r , ϕ e qu , obtidos de acordo com diversos autores, para as diferentes classes dos valores de N (corrigidos e não corrigidos) e suas frequências.

Tab. 6-3 – Valores de D_r , ϕ e qu em função da distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores para os depósitos de aterro.

Classes		N	D_r	ϕ (°)
		Freq. (%)	(Sanglerat, 1972)	(Meyerhof, 1956)
	<4	20	< 0,2	< 30
Terzaghi e Peck (1967) Compacidade solos granulares	4-10	39	0,2 - 0,4	30 – 35
	10-30	34	0,4 – 0,6	35 – 40
	30-50	0	0,6 – 0,8	40 – 45
	>50	7	0,8 - 1	> 50
		$(N_1)_{60}$	D_r (%)	ϕ' (°)
		Freq. (%)	(Skempton, 1986)	(Hatanaka e Uchida, 1996)
Skempton (1986) Compacidade solos granulares	<3	11	0 - 15	20,0 – 26,8
	3-8	29	15 – 35	26,8 – 31,1
	8-25	46	35 - 65	31,1 – 39,6
	25-42	7	65 - 85	39,6 – 45,4
	>42	7	85 - 100	> 45,4
		N	qu (kg/cm ²)	
		Freq. (%)	(Terzaghi e Peck, 1967)	
Terzaghi e Peck (1967) Consistência solos argilosos	<2	1	< 0,25	
	2-4	10	0,25 – 0,50	
	4-8	36	0,50 – 1,00	
	8-15	24	1,00 – 2,00	
	15-30	22	2,00 – 4,00	
	>30	7	> 4,00	

Dos materiais de aterro construídos por solos granulares, distribuídos segundo as classes de Terzaghi e Peck (1967), e de acordo com Sanglerat (1972) e Meyerhof (1956), cerca de 59% apresentam D_r inferior a 0,4 e ϕ inferior a 35°.

De acordo com as classes de Skempton (1986), 46% dos materiais de aterro apresentam uma compacidade média (D_r entre 35 e 65%) e ϕ' entre 31° e 40° (Hatanaka e Uchida, 1996), sendo

que 40% apresentam compacidade solta a muito solta (D_r inferior a 35%) e ϕ' entre 20° e 27°. Cerca de 46% dos aterros constituídos por materiais argilosos apresentam uma consistência dura a muito dura o que de acordo com Terzaghi e Peck (1967) correspondem a materiais com qu entre 1,0 e 4,0 kg/cm², e 36% consistência média, correspondendo a valores de qu entre 0,5 e 1,0 kg/cm² (Tab. 6-3).

Com base nos valores de SPT foi possível a determinação do valor da velocidade de propagação da onda de corte (V_s). Para a determinação de V_s , segundo a expressão de Otha e Goto (1978), utilizou-se a Eq. 5-8 tendo-se usado os valores de moda, mediana e percentil 75% da distribuição de N_{60} (Tab. 6-1), a três profundidades diferentes e com FA=1 (materiais holocénicos) e FB =1 (argilas) (Tab. 5-9).

Calcularam-se também valores V_s com base nas expressões propostas por Imai (1977) (argila holocénica), por Lee (1990) (argila) e por Rodrigues (1979), para os valores da mediana e de percentil 75% de N . Para o cálculo de V_s de acordo com as propostas mencionadas utilizou-se a Eq. 5-9 e os dados da Tab. 6-4.

Tab. 6-4 – Valores de α e de β usados na determinação de V_s para cada uma das propostas utilizadas (ver Tab. 5-10).

	Imai (1977)	Lee (1990)	Rodrigues (1979)
α	81	114,4	81,39
β	0,33	0,31	0,34

Os resultados de V_s determinados a partir das várias teorias apresentam-se na Tab. 6-5.

Tab. 6-5 - Velocidades das ondas de corte (V_s) calculada com base nos resultados dos ensaios SPT em depósitos de aterro.

N_{60}	Otha e Goto (1978)		N	Imai (1977)	Lee (1990)	Rodrigues (1979)
	z (m)	V_s (m/s)		V_s (m/s)		
6	1	94	6	171	199	150
	3	117				
	6	134				
8	1	98	10	199	234	178
	3	122				
	6	141				
15	1	109	15	224	265	204
	3	136				
	6	156				

Analisando a Tab. 6-5 verifica-se que os valores de V_s obtidos pela expressão de Otha e Goto (1978) são mais baixos que os obtidos pelas expressões dos outros autores. Assim, os valores de V_s segundo Otha e Goto (1978) variam entre 94 e 156 m/s, para N_{60} entre 1 e 15 pancadas e

diferentes profundidades de execução do ensaio. Os valores de V_s obtidos pela expressão de Imai (1977), para valores de N entre 6 e 17 pancadas, variam entre 171 e 232 m/s, enquanto para os mesmos valores de N os valores de V_s obtidos pela expressão de Lee (1990) variam entre 199 e 275 m/s e pela proposta de Rodrigues (1979) variam entre 150 e 213 m/s. De notar que os valores de V_s mais altos foram os obtidos a partir da proposta de Lee (1990).

6.1.2.2 Ensaio pressiométrico

No decorrer das obras de ampliação do Centro Comercial Continente – LeiriaShopping, em pleno vale tifónico, foram realizados vários ensaios pressiométricos (PMT) em furos de sondagens. Três desses ensaios foram realizados em materiais de aterro, em furos abertos para o efeito (66 mm de diâmetro) e a profundidades previamente definidas.

Estes ensaios foram realizados pela empresa Geotest com recurso a um equipamento Menard tipo G. As sondas utilizadas possuem diâmetro de 60 mm para as quais é aconselhável a introdução de um volume máximo de 750 cm³. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma francesa NF P94-110, tendo-se realizado descarga/carga (Geotest, 2009b).

Durante a execução dos ensaios foram registadas as curvas de pressão em função do volume, o que, uma vez corrigidos os valores (correções de calibração, pressão da coluna hidrostática), permitiu a obtenção de dois parâmetros básicos: E_M e p_L .

O módulo pressiométrico foi obtido a partir da aplicação da Eq. 5-77 e com os seguintes valores paramétricos:

- V_s = volume inicial da sonda = 535 cm³;
- V_0 e V_f , respetivamente, os volumes inicial e final da fase pseudo-elástica;
- p_0 e p_f as pressões correspondentes aos volumes V_0 e V_f ;
- $\nu = 0,33$.

A p_L corresponde ao dobro do volume inicial da câmara, ou seja, quando a abcissa atinge o valor $2V_0 + V_s$. Face ao facto de ser um valor de volume muito elevado, a p_L na maioria dos casos é obtida por extrapolação. O método utilizado baseia-se no gráfico pressão corrigida / $1/V_s$, um dos propostos por Baguelin *et al.* (1978).

Na Tab. 6-6 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios PMT e os parâmetros pressiométricos relativos aos locais e profundidades onde foram executados.

Os resultados dos ensaios PMT realizados nos materiais de aterro, sobrejacentes à Formação de Dagorda, referem valores de E_M , em módulo de carga, entre 0,7 e 5,4 MPa e em módulo de recarga ($E_{M,R}$) entre 0,7 e 10,2 MPa. Os valores de p_L variam entre 0,1 e 0,8 MPa.

Tab. 6-6 – Resultados obtidos e parâmetros relativos aos ensaios PMT realizados em aterros (Geotest, 2009b).

Furo de sondagem	z (m)	E_M (MPa)	$E_{M,R}$ (MPa)	p_L (MPa)	Descrição
S1C	2,43	5,4	7,2	0,8	Argila com areia e raros fragmentos de calcário
S3C	3,97	0,7	0,7	0,1	Argila com areia e fragmentos de natureza variada
S4C	4,32	3	10,2	0,4	Argila com silte e areia, seixo rolado e restos vegetais incarbonizados
S3C	6,93	4,2	4,4	0,7	Argila margosa com silte-arenosa, seixos de natureza variável

$E_{M,R}$ – módulo pressiométrico de recarga.

Em termos de evolução em profundidade e aquando de ensaios realizados no mesmo furo de sondagem verifica-se um aumento da p_L assim como de E_M e $E_{M,R}$. No entanto esta evolução não se distribui de forma contínua em toda a formação, mais uma vez revelando a sua heterogeneidade. O ensaio realizado mais à superfície, a 2,43 m, é aquele que apresenta os valores mais elevados de todos os parâmetros. Este facto pode também ser justificado por sobrecargas superficiais induzidas por exemplo pela circulação de veículos.

O módulo de deformabilidade (E) pode ser determinado a partir da Eq. 5-80, assumindo-se α igual a 0,5, em virtude de se tratarem de materiais de aterro essencialmente argilosos (ENV 1997-3:1999), e dos valores da relação E_M/p_L mais representativos serem inferiores a 10, tendo resultado valores de E a variar entre 10 e 15 MPa.

Assumindo-se ν igual a 0,33, de acordo com as hipóteses de Ménard (Rodrigues, 2003), foi possível o cálculo do módulo de distorção pressiométrico (G_M) a partir da Eq. 5-81, tendo-se obtido valores a variar entre 0,5 e 4 MPa.

6.1.2.3 Perfis de refração sísmica - V_L

Do relatório elaborado pela Geotest (2008a) obtiveram-se valores de velocidades de propagação de ondas sísmicas longitudinais (V_L), para materiais de aterro, entre 305 e 495 m/s, em perfis sísmicos realizados em zonas com aterros e alúvio-coluviões sobrepostos à Formação de Dagorda.

Estes ensaios foram realizados com o objetivo de conhecer o grau de ripabilidade dos materiais tendo-se verificado que são facilmente ripáveis com meios mecânicos de baixa a média energia.

6.1.2.4 Caraterização laboratorial

Os materiais de aterro apresentam dificuldades na amostragem devido à sua grande heterogeneidade, tornando difícil colher amostras representativas. Assim sendo, torna-se difícil validar as suas caraterísticas a partir da sua caraterização laboratorial. Apresentam-se geralmente descomprimidos podendo caraterizar-se pela fraca compactação e elevada deformabilidade.

Foi possível a caraterização laboratorial de 6 amostras tendo sido determinados os parâmetros analisados na Tab. 6-7.

Tab. 6-7 - Resultados de ensaios laboratoriais sobre amostras de materiais de aterro (Geotest, 2008a, 2009b).

Referência da amostra	w_{nat} (%)	w_L (%)	I_p (%)	Finos (%)	Classificação	
					ASTM	AASHTO
AT1	18,3	26	12	57,1	CL	A-6(4)
AT2	13,9	21	6	21,9	SC-SM	A-1-b
AT3	24,4	39	15	53,3	CL	A-6(8)
AT4	14,3	29	12	85	CL	A-6(8)
AT5	18,4	33	14	76,4	CL	A-6(9)
AT6	15,9	31	19	70,9	CL	A-6(7)

De acordo com os resultados apresentados na Tab. 6-7, as amostras ensaiadas apresentam percentagens de finos superiores a 50%, valores de w_{nat} compreendidos entre 14% e 24%, w_L entre 21% e 39% e I_p entre 6% e 19%.

As amostras foram classificadas de acordo com as classificações Unificada (ASTM, 1998) e para Fins Rodoviários (AASHTO; E240, 1971). Excetuando uma amostra, classificada como SC-SM (areia argilo-siltosa com cascalho), todas as outras foram classificadas como CL (argila magra arenosa). De acordo com a classificação AASHTO, todas as amostras se classificaram como A-6 e com índice de grupo (I_G) a variar entre 4 e 9, exceto uma classificada como A-1-b com 21,9% de finos. Embora a heterogeneidade destes materiais seja elevada, a homogeneidade em termos de classificação prende-se com o facto de todas estas amostras terem sido colhidas em aterros sobrepostos à Formação de Dagorda que nesta zona é constituída por materiais silto-argilosos, argilas e margas.

Os materiais classificados como CL são caraterizados como apresentando-se impermeáveis quando compactados, com razoável resistência ao corte e média compressibilidade quando compactados e saturados, e boa a razoável trabalhabilidade como material de construção. No entanto a classificação como A-6 indicia mau comportamento sob pavimentos.

Uma amostra foi submetida a ensaios de resistência e outra a ensaios de compactação Proctor e CBR. Os resultados apresentam-se na Tab. 6-8.

Tab. 6-8 – Parâmetros geotécnicos obtidos sobre duas amostras de aterro (Geotest, 2008a).

Referência da amostra	c_u (kPa)	ϕ' (°)	w_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	CBR (%)	CR (%)	Expansibilidade
AT1	42	21	-	-	-	-	-
AT2	-	-	7,8	20,7	10	95	1

CR – compactação relativa.

A amostra AT1 apresenta um valor de resistência não drenada de 42 kPa e um ângulo de atrito em tensões efetivas de 21°. Em termos de compactação, a amostra AT2 revelou um w_{opt} de 7,8% correspondendo a γ_{dmax} de 20,7 kN/m³, a mesma amostra revelou um índice de CBR de 10% para uma compactação relativa de 95% com uma expansibilidade de 1%.

Dos resultados obtidos, quer em ensaios *in situ* quer dos ensaios laboratoriais, conclui-se que os materiais constituintes dos aterros apresentam um deficiente comportamento geomecânico.

6.2 Depósitos transportados Holocénicos

Agruparam-se os depósitos transportados em três unidades: os depósitos colúvio-alúvionares e de vertente em que o agente de transporte é essencialmente a gravidade, as aluviões do rio Liz e as aluviões do rio Lena em que o agente de transporte foi a água, com distâncias à origem substancialmente diferentes. O rio Liz nasce na zona das Fontes a cerca de 10 km de distância da zona em estudo, enquanto o rio Lena nasce na zona da Fórnea a cerca de 20 km de distância. Ambos os rios surgem como exurgências naturais em zonas de cota a baixa altitude na base de serras calcárias.

6.2.1 Depósitos de vertente e depósitos colúvio-alúvionares

Os depósitos de vertente correspondem a depósitos de materiais remobilizados por ação gravítica, na sequência dos processos de meteorização.

Na zona em estudo verificou-se que praticamente todos os relevos constituídos pelos materiais da Formação de Dagorda, e que surgem na paisagem como relevos arredondados, estão cobertos por material remobilizado pela ação da gravidade, em particular nas zonas inclinadas.

Envolvendo algumas das vertentes dos domos e filões de rochas magmáticas surgem também depósitos de vertente caracterizados por abundantes fragmentos angulosos de rocha magmática.

Os depósitos colúvio-aluvionares formam-se à custa da deposição de materiais erodidos que foram transportados dos relevos circundantes pelas águas de escorrência. Alguns dos materiais que constituem estes depósitos são muito semelhantes aos que constituem os depósitos do Pliocénico o que pode ser indicador de depósitos do Pliocénico mais extensos do que atualmente se observa e que entretanto foram erodidos. Na zona em estudo os materiais colúvio-aluvionares estão também associados à alteração dos materiais pertencentes à Formação de Dagorda.

Devido às semelhanças e transição gradual, por vezes é difícil distinguir os depósitos colúvio-aluvionares dos depósitos de vertente.

6.2.1.1 Caracterização litológica

Os depósitos de vertente são constituídos por materiais semelhantes aos materiais que lhe estão subjacentes. Sobre a Formação de Dagorda surgem argilas por vezes margosas ou siltosas, de cores avermelhada, esverdeada a cinzenta, ou mesmo com tonalidades amarelas, ou por vezes com areias e alguns fragmentos de natureza carbonatada. Sobre as rochas magmáticas surgem argilas castanhas com calhaus de doleritos com graus de alteração variável de um modo geral de diâmetro inferior a 5 cm, resultantes da sua fragmentação e deslocação para a base das vertentes. Estes fragmentos estão envoltos numa matriz areno-argilosa friável (Fig. 6-5).



Fig. 6-5 – Depósito de vertente no lado sul do morro do castelo.

Na vertente sul do morro do castelo ocorre um depósito de vertente constituído por fragmentos de rocha magmática angulosos envoltos num material silto-argiloso castanho-escuro, que inúmeras raízes o impedem de se movimentar. Ocorrem nesta vertente blocos de grande dimensão que evidenciam terem sofrido movimento ao longo da vertente (queda e/ou rolamento de blocos), Fig. 6-5.

Nas sondagens analisadas, há registos de espessuras de depósitos de vertente da ordem dos 7,5m (Geotest, 2008a). Estas espessuras foram identificadas junto ao IC2, na zona do Morro do Lena, entre a ESTG a nova rotunda.

Foram identificados na zona em estudo depósitos de materiais colúvio-aluvionares com espessuras a variar entre 1,5 e 7 m, valores registados em furos de sondagens e em poços. Estes depósitos correspondem a argilas, argilas arenosas e siltes argilosos, apresentando várias cores entre o castanho e o verde, com seixos rolados a angulosos de dimensão e natureza diversa, por vezes com restos de vegetais incarbonizados; a argilas e argilas margosas, cinzentas, amareladas e castanho-esverdeadas com laivos avermelhados, com fragmentos de calcário dolomítico, por vezes com gesso, impregnações de natureza carbonatada; a areia fina e a seixos de natureza e dimensão variada, rolados a sub-rolados. A diversidade litológica destes depósitos está relacionada com a diversidade litológica dos materiais geológicos presentes na zona em estudo.

6.2.1.2 Caraterização geotécnica

6.2.1.2.1 Ensaio SPT

Foram intercetados cerca de 26 m de depósitos colúvio-alúvionares e 9 m de depósitos de vertente em 8 sondagens e em 2 poços. A espessura máxima registada é de cerca de 7 m. Ao longo das sondagens foram realizados 14 ensaios SPT a profundidades entre 1,5 e 9,5 m. A Fig. 6-6 apresenta a distribuição dos valores de N , do SPT, em função da profundidade.

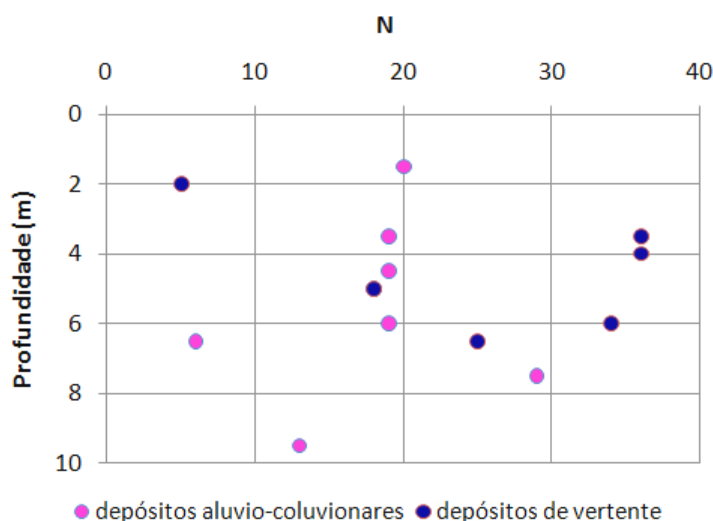


Fig. 6-6 – Distribuição dos valores de N em profundidade nos depósitos colúvio-aluvionares e de vertente.

No conjunto, N varia entre 5 e 36 pancadas, no entanto os valores mais elevados não são representativos da resistência dos materiais mas sim a ocorrência de elementos líticos dispersos,

em particular nos depósitos de vertente. De notar que o aumento da profundidade não aparenta corresponder ao aumento de N .

6.2.1.2.2 Caracterização laboratorial

Foi possível a caracterização laboratorial de 3 amostras de depósitos de vertente e de 4 amostras de material colúvio-aluvionares. As amostras de depósito de vertente proveem do talude de Belo Horizonte e estão relacionadas com materiais da Formação de Dagorda e com o domo dolerítico de Belo Horizonte. As amostras de materiais colúvio-aluvionares são provenientes da zona entre o Morro do Lena e o IC2, relacionando-se com os materiais da Formação de Dagorda. Os resultados apresentam-se na Tab. 6-9 e na Tab. 6-10.

Tab. 6-9 – Caracterização laboratorial dos depósitos de vertente. Adaptado de Amado (2004)

Amostra	Descrição macroscópica	Esp. (m)	w_L (%)	I_p (%)	Finos (%)	VBS (g/100g)	SE (m ² /g)
DV1	Areia silto-argilosa castanha	-	49	35	8	3,27	68,44
DV2	Areia silto-argilosa castanha avermelhada	3	43	21	14	2,31	48,35
DV3	Argila, castanha da alteração do domo dolerítico, com fragmentos de dolerito alterados	2	44	23	15	3,32	69,49

Esp. – Espessura.

Tab. 6-10 – Caracterização laboratorial dos materiais colúvio-aluvionares. Adaptado de Geotest (2008a).

Amostra	Descrição macroscópica	w_{nat} (%)	w_L (%)	I_p (%)	Finos (%)	ASTM	AASHTO
A-C1	Argila com areia, castanho-esverdeada com laivos avermelhados	26	41	21	80	CL*	A-7-6(16)
A-C2	Argila arenosa acastanhada	17	32	17	56	CL*	A-6(6)
A-C3	Argila levemente arenosa, esverdeada	19	29	14	70	CL*	A-6(7)
A-C4	Silte argiloso esverdeado	26	50	19	87	MH	A-7-5(19)

* Com areia.

As amostras de depósitos de vertente foram classificadas de acordo com a classificação Unificada (ASTM, 1998) em SW-SC (DV1 e DV3), areia bem graduada com argila e com seixo e SC-CL (DV2), areia argilosa magra e com seixo. Em termos de classificação AASHTO (E240, 1971) todas as amostras foram classificadas em A-2-7 (0), solos com comportamento regular.

As amostras de materiais colúvio-aluvionares revelam um elevado teor em finos, com I_p a variar entre 14 e 21%. Em termos de classificação Unificada estes materiais correspondem a argilas magras com areia e a siltes plásticos. Revelam-se semipermeáveis a impermeáveis quando compactados. Quando compactados e saturados apresentam resistência razoável a fraca e compressibilidade média alta. A aplicação da classificação AASHTO indica um comportamento

mau quando utilizados em camadas sob pavimentos. As amostras foram classificadas em A-6, A-7-5 e A-7-6 com *IG* a variar entre 6 e 19.

As três amostras de depósitos de vertente foram submetidas a ensaios Proctor Modificado tendo-se obtido valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ a variar entre 18,9 e 19,0 kN/m³ e $w_{\acute{o}pt}$ entre 13 e 14 %.

A amostra A-C3, depósito colúvio-aluvionar, apresenta valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ igual a 19,5 kN/m³ e $w_{\acute{o}pt}$ de 11,2%. Para o mesmo material obteve-se um índice de *CBR* de 6%, para uma compactação relativa de 95%, e uma expansibilidade de 0% (Geotest, 2008a).

Recomenda-se a utilização cautelosa destes materiais, assim como a intervenção nos locais onde eles se encontram, em virtude da sua presença corresponder a zonas instáveis, quer por serem zonas onde ocorrem movimentos quer por serem zonas de deposição recente.

6.2.2 Aluviões do rio Lena

6.2.2.1 Caracterização litológica

As aluviões do rio Lena apresentam espessuras que podem ser superiores a 9 m (profundidade máxima registada, Geotest, 2008a), sendo possível definir dois horizontes a partir da análise de vários relatórios geotécnicos (Geotest, 2008a; Perspectiva, 1988; Engil, 2001):

- Horizonte superior argiloso com uma espessura máxima de cerca de 7 m: constituído por argilas arenosas, siltes areno-argilosos e argilas levemente margosas, de tons castanho-amarelo e castanho-acinzentado, com fragmentos de natureza carbonatada e alguns restos de conchas;
- Horizonte inferior arenoso com uma espessura máxima de cerca de 2 m: constituído por areias grosseiras a médias, amarelas, com seixos abundantes rolados de dimensão e natureza variada e cascalheiras com uma matriz argilo-margosa, de tom castanho-avermelhado a avermelhado com laivos cinzentos.

A análise das sondagens e poços permitiu a classificação litológica das aluviões do rio Lena (Fig. 6-7).

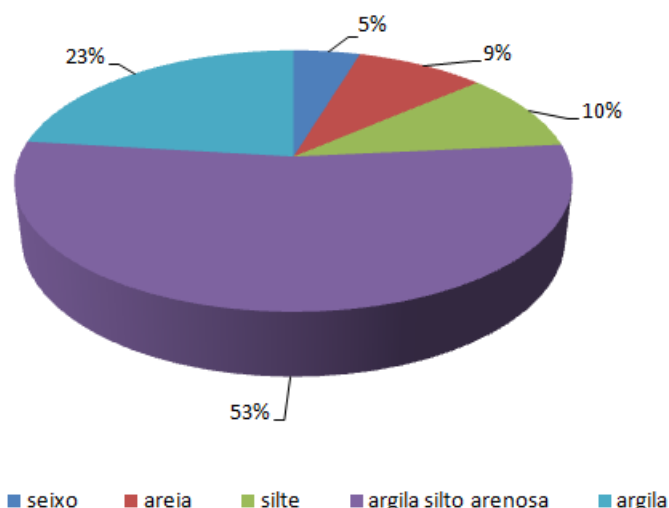


Fig. 6-7 – Litologica das aluviões do rio Lena com base na observação em poços e sondagens.

Com base na Fig. 6-7, as aluviões do rio Lena podem classificar-se, em termos litológicos e percentualmente às espessuras de materiais intercetados por poços e sondagens, em argila silto-arenosa (53%), argila (23%), silte (10%), areia (9%) e seixo (5%), verificando-se a predominância dos materiais finos.

6.2.2.2 Caraterização geotécnica

6.2.2.2.1 Ensaio SPT

As sondagens estudadas intersectaram cerca de 63 m de aluviões do rio Lena, tendo-se coletado 31 ensaios SPT. A análise estatística permitiu obter os valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ apresentados na Tab. 6-11.

Tab. 6-11 – Valores estatísticos de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ dos ensaios SPT das aluviões do rio Lena.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N	1	44	12	8	4	4	17	31
N_{60}	1	35	10	7	2	3	14	31
$(N_1)_{60}$	8	30	17	14	-	11	22	3

Os valores de N_{60} variam entre 1 e 35 correspondendo a valores médios próximos de 10 pancadas. A mediana apresenta valores inferiores à média o que é indicador do predomínio dos valores baixos de N , corrigidos e não corrigidos.

A escassez de valores de $(N_1)_{60}$ é devida a apenas terem sido coligidos 3 ensaios SPT realizados no horizonte inferior arenoso. A não realização deste tipo de ensaio em horizontes mais grosseiros tem muitas vezes a ver com a preservação dos tubos amostradores.

Na Fig. 6-8 apresenta-se a distribuição dos valores de N e N_{60} em profundidade, verificando-se que não há um aumento claro dos valores de N e de N_{60} em função da profundidade.

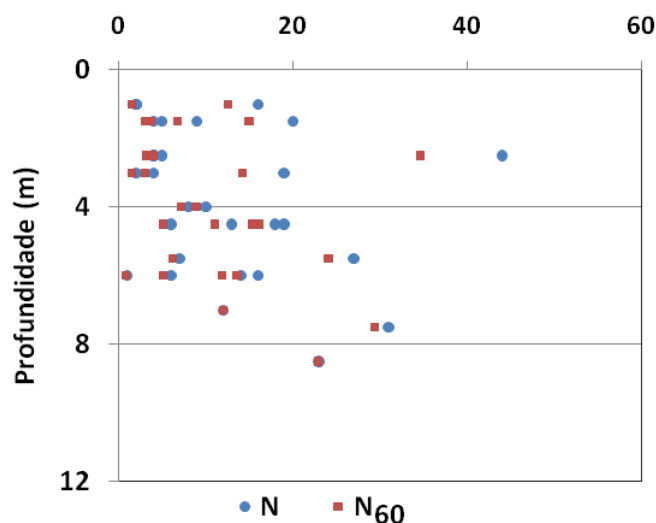


Fig. 6-8 – Distribuição de valores de N e de N_{60} em profundidade nas aluviões do rio Lena.

Na Tab. 6-12 apresenta-se a distribuição dos valores do SPT, corrigidos e não corrigidos segundo diferentes classes de frequências.

Tab. 6-12 – Distribuição por classes de frequências dos valores de N e N_{60} nas aluviões do rio Lena.

	Classes	N		N_{60}	
		Freq.	%	Freq.	%
Terzaghi e Peck (1967) Consistência de solos argilosos	<2	5	16	5	16
	2-4	5	16	7	23
	4-8	6	19	5	16
	8-15	5	16	8	26
	15-30	8	26	5	16
	>30	2	6	1	3
Total		31	100	31	100
Classes de frequências	<10	18	58	18	58
	10-20	9	29	9	29
	20-30	2	7	3	10
	30-40	1	3	1	3
	40-50	1	3	0	0
	50-60	0	0	0	0
	>60	0	0	0	0
Total		31	100	31	100

Verifica-se que há um predomínio dos valores de N e N_{60} inferiores a 10 (58%), correspondendo genericamente ao horizonte superior. A distribuição em classes e a correlação com a consistência mostra que 54% dos materiais atravessados apresentam-se muito moles e 29%

muito duros, em função de N , e em função de N_{60} 57% são muito moles e 18% são duros (Terzaghi e Peck, 1967).

Correlacionando os valores das frequências de N e os intervalos de valores de qu , de Terzaghi e Peck (1967), verifica-se que 32% dos materiais argilosos apresentam valores de qu inferiores a $0,5 \text{ kg/cm}^2$, 35% entre $0,5$ e 2 kg/cm^2 e 26% entre 2 e 4 kg/cm^2 .

Utilizando a expressão de Otha e Goto (1978) procedeu-se ao cálculo de V_s . Utilizaram-se os valores de moda, mediana e percentil 75% de N_{60} , para diferentes profundidades de ocorrência e $FA=1$ (Holocénico) e $FB=1$ (argilas).

Utilizando a Eq. 5-9 procedeu-se à determinação dos valores de V_s para diferentes valores de N . Estes valores de V_s não são dependentes nem da profundidade nem do factor da idade, mas entram com dois factores α e β , obtidos de acordo com as teorias propostas por Imai (1977), por Lee (1990), por Iyisan (1996) e por Rodrigues (1979), conforme indicado na Tab. 5-10. Na Tab. 6-13 apresentam-se os valores de V_s obtidos.

Tab. 6-13 – Valores de V_s calculados a partir de diversos autores.

N_{60}	Otha e Goto (1978)		N	Imai (1977)	Lee (1990)	Rodrigues (1979)	Iyisan (1996)
	z (m)	V_s (m/s)		V_s (m/s)			
2	1	78	2	125	142	103	74
	3	97	4	152	176	130	105
7	1	96	7	179	209	158	141
	4	127	8	186	218	165	151
14	1	108	14	219	259	200	201
	3	135	17	232	275	213	222
	4	143					
	6	155					

Verifica-se que os valores mais baixos de V_s , de um modo geral, para os mesmos valores de N iguais a N_{60} são os obtidos pela expressão de Otha e Goto (1978). Os valores mais elevados de V_s são os calculados segundo Lee (1990). De notar que os valores de V_s são crescentes com a profundidade e resistência.

6.2.2.2 Ensaios CPTU

Nas aluviões do rio Lena foi executado um ensaio CPTU, o CPTU6, que permitiu o registo dos seguintes parâmetros: Q_c (MPa), f_s (kPa), u_2 (kPa) e R_f (%). Os ensaios foram realizados com um piezocone e equipamento do IPNLabgeo.

A aquisição e tratamento dos parâmetros q_c , f_s , u_2 e R_f e dos valores da dissipação da tensão neutra foi feita através do programa TGSW03 da *Pagani Geotechnical Equipment acquisition systems*.

Na Fig. 6-9 encontram-se projectados os resultados relativos a q_T , f_s , u_2 e u_0 e FR . O ensaio terminou aos 8,68 m de profundidade.

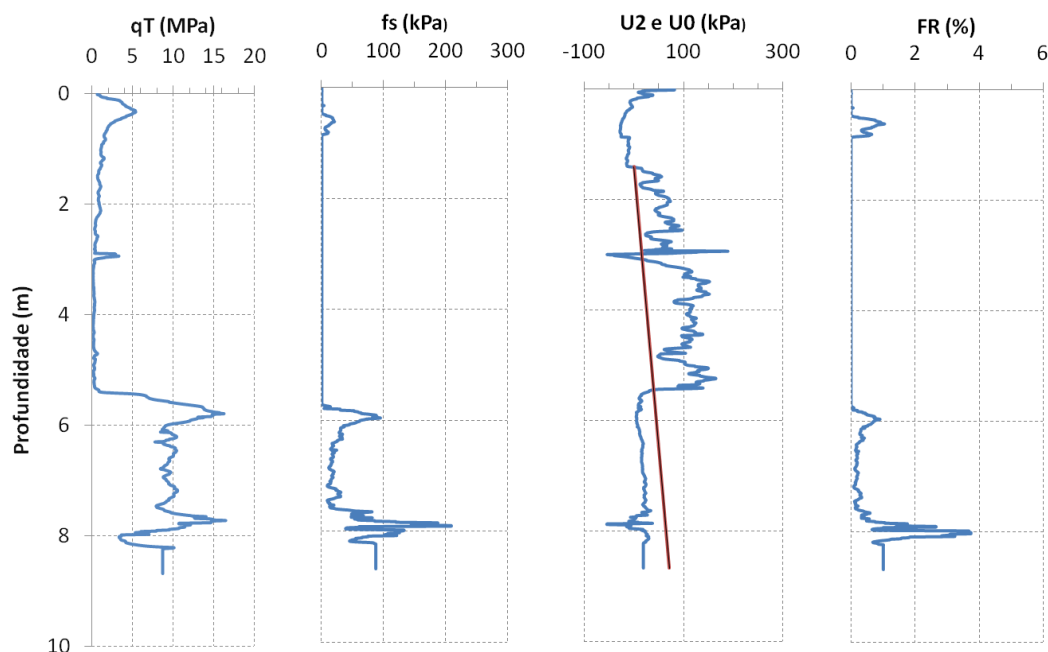


Fig. 6-9 - Resultados do ensaio CPTU6 nas aluviões do rio Lena. --- u_0 .

Observando o registo dos valores paramétricos de ensaio em profundidade verifica-se que até cerca de 5,2 m os valores de q_T são inferiores 2 MPa, ocorrendo um pico aos 0,25 m e outro aos 3 m (com 4 e 3 MPa respetivamente). A partir dos 5,2 m aumentam os valores de q_T , f_s e FR até se atingirem os valores máximos a cerca de 7,8 m / 8 m. O nível freático foi identificado à profundidade de 1,4 m, representa-se também a tensão neutra no estado de repouso (u_0) que cresce linearmente com a profundidade. A maior variação de u_2 verificou-se à profundidade de 3 m, profundidade à qual se verifica um pequeno pico de q_T (≈ 4 MPa).

6.2.2.2.1 Classificação das aluviões do rio Lena no CPTU6

No Capítulo 5 apresentaram-se as cartas e sistemas de classificações de solos com base nos resultados dos ensaios CPTU segundo vários autores. No sentido de classificar os solos intercetados durante os ensaios CPTU e em virtude de estarmos perante materiais aluvionares, materiais que se caracterizam por uma grande variação litológica quer em profundidade quer lateralmente, recorreu-se à utilização do *software* LTRC (*Louisiana Transportation Research Center*). Tendo por base o método probabilístico "P-Class" desenvolvido por Zhang e Tumay

(1999), para avaliar o tipo de solo utilizando q_T e f_s , do ensaio CPTU, apresentam-se na Fig. 6-10 (a) os resultados obtidos. Utilizando o mesmo *software* foi possível a aplicação de outras classificações ilustradas na Fig. 6-10(b e c). Em Fig. 6-10(b) apresenta-se a classificação das aluviões do rio Lena proposta por Schmertmann (1978) a partir da interpretação dos valores de $\log Q_c$ e R_f . Na Fig. 6-10(c) apresenta-se a classificação das aluviões do rio Lena proposta por Robertson *et al.* (1986) a partir de q_T e B_q (razão de poro-pressão normalizada).

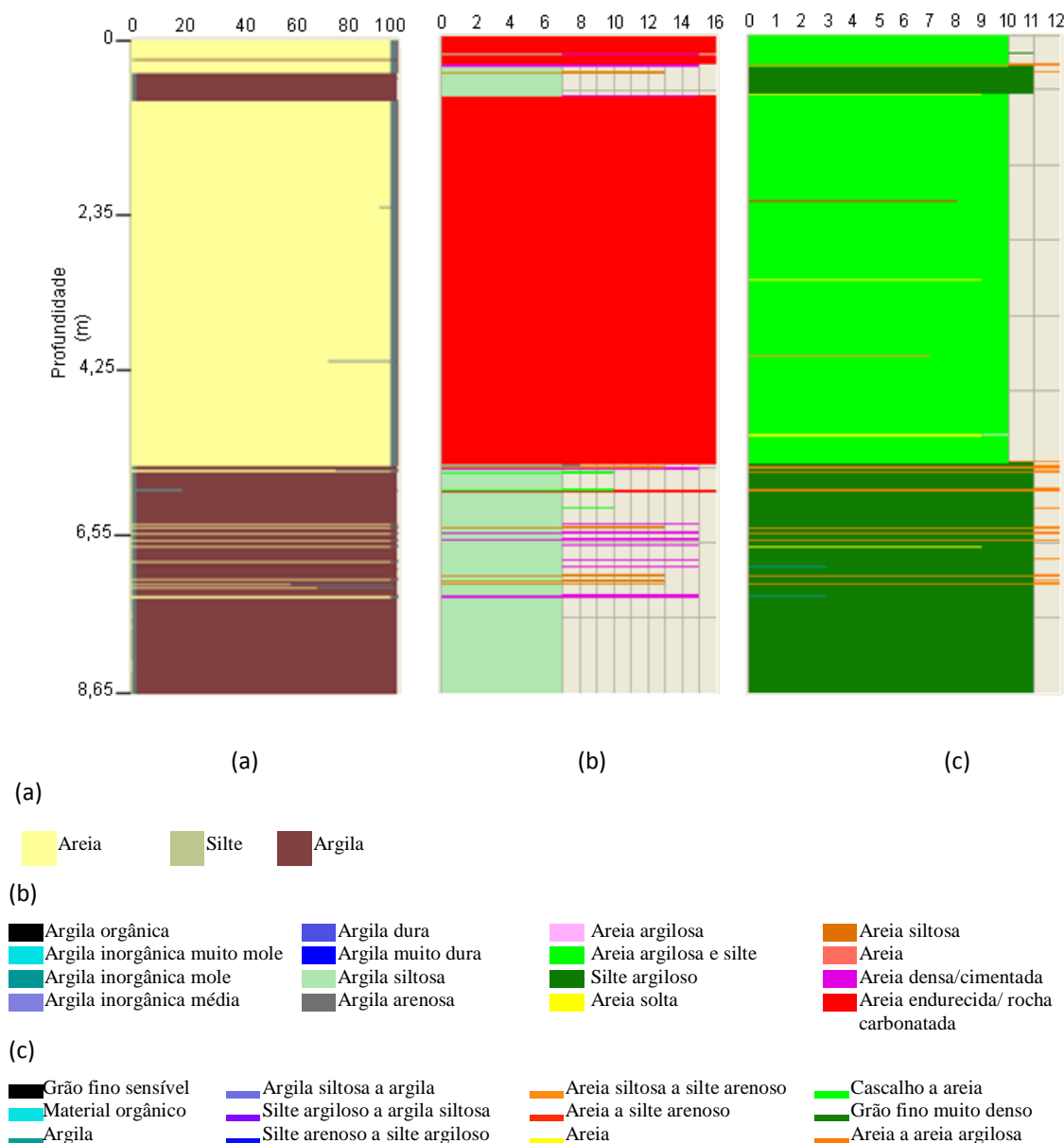


Fig. 6-10 – Classificação das aluviões do rio Lena em função da profundidade, para o CPTU6: a) – Método P-Class (Zhang e Tumay, 1999); b) - Schmertmann (1978); c) - Robertson *et al.* (1986).

A classificação proposta por Robertson *et al.* (1986) resulta do desenvolvimento de um método de classificação do comportamento tipo do solo derivado dos dados do CPTU (Q_c , f_s e u).

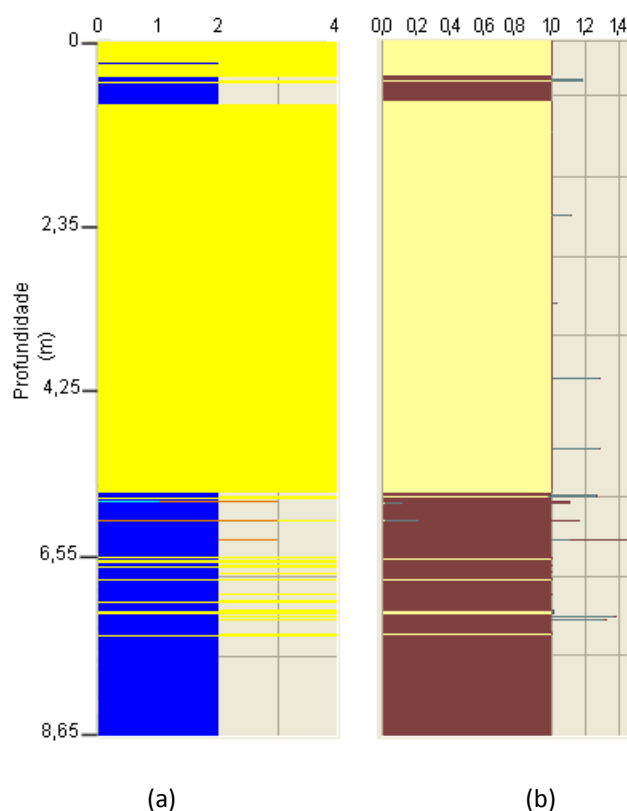
Analisando a Fig. 6-10 pode concluir-se que as três propostas de classificação sugerem resultados muito semelhantes:

- Entre 0 e 0,5 m ocorre areia segundo as propostas de Zhang e Tumay (1999) e Schmertmann (1978), enquanto a proposta de Robertson *et al.* (1986) refere um solo de granulometria entre o cascalho e a areia;
- Dos 0,5 a 1 m ocorre uma camada de argila segundo Zhang e Tumay (1999), argila siltosa segundo Schmertmann (1978) e solo de grão fino muito denso pontualmente intercetado por finos leitos de areia siltosa a silte arenoso segundo Robertson *et al.* (1986);
- Entre 1 e 5,5 m Zhang e Tumay (1999) e Schmertmann (1978) sugerem uma camada de areia, pontualmente com estreitos níveis de grande probabilidade de serem de silte (Zhang e Tumay, 1999) e Robertson *et al.* (1986) sugerem solo de granulometria entre o cascalho e a areia intercetado por estreitos leitos de areia siltosa a silte arenoso e de areia;
- Entre 5,5 m e o fim do ensaio: Zhang e Tumay (1999) sugerem uma camada de argila intercetada por vários níveis muito finos de areia que pode ser siltosa. Schmertmann (1978) classifica esta argila como siltosa e os níveis que a intersetam, de areia densa, areia, areia siltosa, areia argilosa a silte e argila arenosa. Robertson *et al.* (1986) refere um solo de grão fino muito denso intercetado por níveis muito estreitos de areia a areia argilosa, de areia siltosa a silte arenoso e de argila.

Na Fig. 6-11 apresentam-se as classificações, distribuídas em profundidade, propostas pelo método de Douglas e Olsen, 1981 (a), e a classificação Fuzzy (b).

O método de Douglas e Olsen (1981) resulta de uma correlação efectuada entre a classificação de solos ASTM e os dados do CPT de modo a obter um método de classificação do tipo de comportamento do solo. Utiliza como parâmetros de entrada a resistência de ponta e a razão de atrito. Serve como um guia para o tipo de comportamento do solo não fornecendo uma previsão do tipo de solo com base na sua composição (Lunne *et al.*, 1997).

A classificação Fuzzy, apresentada por Zhang e Tumay (1999) baseia-se na certeza do comportamento do solo (resistência de ponta e fricção) e define os solos em três grupos: HPS – alta probabilidade de solo arenoso; HPC – alta probabilidade de solo argiloso e HPM – alta probabilidade de solo misto.



(a)
 CL-ML ML-CL SM-SP SM-ML
 (b)
 HPS HPC HPM

Fig. 6-11– Classificação das aluviões do rio Lena em função da profundidade: a - Método de Douglas e Olsen (1981); b – Classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999).

Os resultados das propostas de classificação apresentadas na Fig. 6-10 são compatíveis com as apresentadas na Fig. 6-11. Assim:

- Entre 0 e 0,5 m Douglas e Olsen (1981) sugerem um solo tipo SM-SP (areia siltosa mal graduada) intercetada por um estreito leito de ML-CL (silte a argila magra) enquanto a classificação Fuzzy refere um solo HPS;
- De 0,5 a 1 m o solo é tipo ML-CL intercetado por um estreito leito de SM-SP segundo Douglas e Olsen (1981) e tipo HPC intercetado por um estreito leito de HPS ou HPM segundo a classificação Fuzzy;
- De 1 m até 5,5 m segundo Douglas e Olsen (1981) tem-se uma camada de solo tipo SM-SP e segundo a classificação Fuzzy HPS ocorrendo pontualmente alguns leitos estreitos de HPM;
- De 5,5 m até ao final Douglas e Olsen (1981) sugerem uma camada de solo ML-CL com intercalações de SM-ML (areia siltosa com silte) e SM-SP. A classificação confirma um solo fino, HPC, com intercalações de solo arenoso (HPS) e misto (HPM).

Sabendo-se que as aluviões se sobrepõem, nesta zona, à Formação de Dagorda, os resultados do CPTU6 confirmam a espessura das aluviões de cerca de 5 a 6 m descrita nas sondagens realizadas na proximidade (Anexo I, sondagens SLZ de Engil, 2001).

No entanto a distância ao local de realização das sondagens (cerca de 300 m) para as quais temos descrições litológicas feitas por observação direta, e a natureza deposicional deste tipo de formação, ou seja, com uma distribuição espacial muito heterogénea, dificulta o estabelecimento de uma correlação mais direta, incluindo a definição do método de classificação mais apropriado, com base no CPTU, e que melhor traduza a realidade local.

6.2.2.2.2 Ensaio SCPTU

Foram realizados ensaios SCPTU onde foi medido V_s , no sentido ascendente e desde os 7,5 m até 2,5 m de profundidade, de metro a metro num total de 6 ensaios (SCPTU6). A aquisição dos dados relativos às ondas sísmicas foi efetuada com o programa Sc1-dac (v. 1.5) – *Uniaxial Seismic Cone Acquisition System*. Para o tratamento recorreu-se ao programa Sc1-RAV (v.3) – *Seismic Cone Data Reduction, Analysis and Visualization*. Na Fig. 6-12 apresentam-se os valores de V_s medidos e sua distribuição em profundidade.

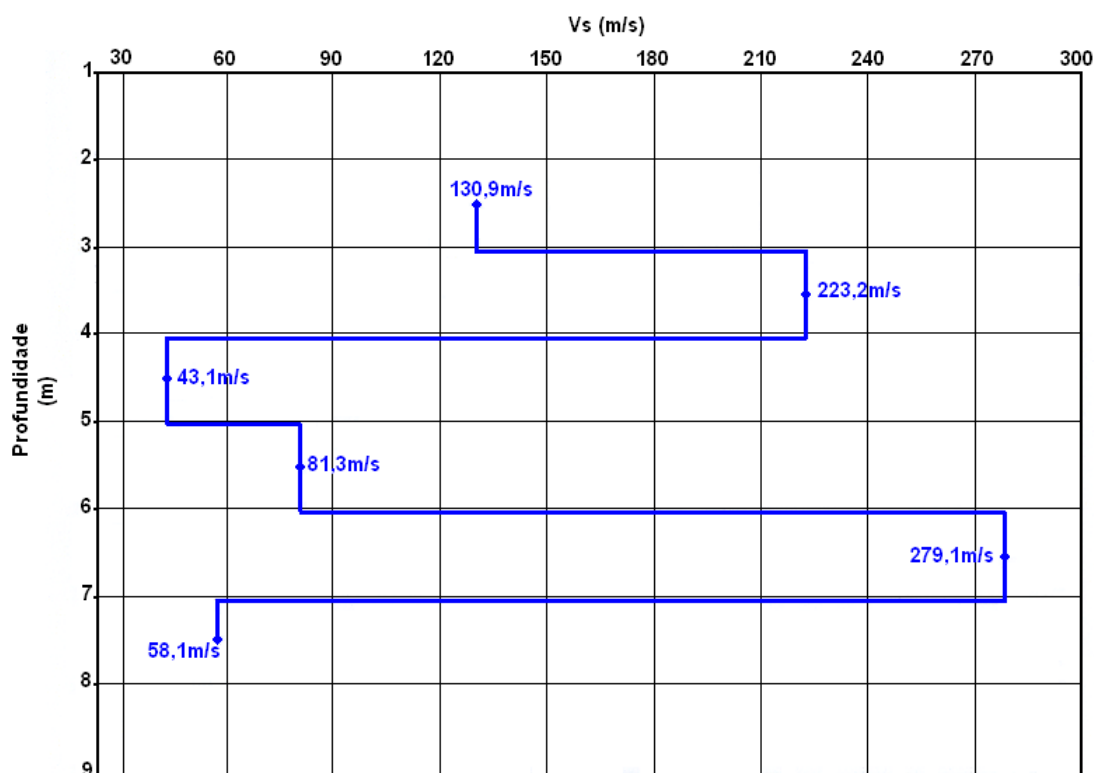


Fig. 6-12– Perfil vertical, em profundidade, de V_s nas aluviões do rio Lena, a partir de SCPTU6.

Se considerarmos a base das aluviões a cerca de 5,5 m de profundidade (tendo por base as sondagens realizadas na proximidade e os resultados das classificações obtidas a partir do ensaio CPTU) e tendo por base o registo de V_s em profundidade (Fig. 6-12) podem-se considerar três intervalos de velocidades: aos 2,5 m de solo com V_s igual a 130,9 m/s; aumentando o valor para

223,2 m/s aos 3,5 m, e entre os 4,5 e os 5,5 m valores de V_s mais baixos que os anteriores e entre 43,1 e 81,3 m/s.

Na Tab. 6-14 apresentam-se os valores de V_s a partir do ensaio SCPTU6, os valores de q_T e f_s do CPTU e os valores de V_s obtidos empiricamente pela expressão de Otha e Goto (1978) tendo por base os valores de N_{60} registados numa sondagem na proximidade (a cerca de 250 m) considerando a base das aluviões aos 5,5 m de profundidade.

Tab. 6-14 – Resultados de V_s calculada segundo Otha e Goto (1978) e V_s obtida com o SCPTU6.

z (m)	N_{60}	V_s (m/s) (Otha e Goto, 1978)	q_T (MPa)	f_s (kPa)	V_s (m/s) (SCPTU6)
2,5	4	104,9	0,456	0	130,9
3,5			0,245	0	223,2
4	9	132,3			
4,5			0,244	0	43,1
5,5	24	166,6	6,949	0	81,3

Da Tab. 6-14 pode concluir-se que entre os 2,5 m e os 4,5 m há uma redução da resistência tendo em atenção os valores de q_T , o que não se reflete nem nos valores de V_s do SCPTU6 nem nos valores calculados pelo método de Otha e Goto (1978). No entanto, entre os 4,5 m e os 5,5 m há aumento da resistência, traduzido pelo aumento dos valores de N_{60} , q_T e f_s . Também os valores de V_s aumentam neste intervalo de profundidade, quer os valores calculados pelo método de Otha e Goto (1978) quer os valores obtidos no SCPTU6. Estes resultados e a dificuldade de correlação deverão prender-se com a distância entre os ensaios assim como com a variabilidade litológica do material aluvionar.

Verificou-se a partir dos valores de V_s apresentados na Tab. 6-13, e obtidos a partir de ensaios SPT, que os valores de V_s são crescentes com a profundidade e com a resistência. Comparando com os valores obtidos no SCPTU6 verifica-se que não ocorre aumento dos valores de V_s com a profundidade. A relação entre V_s , obtida no SCPTU6, e a resistência não é conclusiva.

A cerca de 500 m para sul da realização dos ensaios SCPTU foi realizada uma campanha de prospeção geofísica (Anexo I) tendo sido executados perfis de refração sísmica que intercetaram as aluviões do rio Lena. Foram medidas as velocidades de propagação das ondas sísmicas longitudinais (V_L) dos terrenos. Os valores de V_L nas aluviões variaram entre 320 m/s e 495 m/s para o horizonte mais superficial e constituído por materiais de granulometria mais fina, e para o horizonte inferior, mais grosseiro, foram registados valores de V_L iguais a 1190 m/s (Geotest, 2008a). O aumento de V_L traduz um aumento da resistência em profundidade das aluviões o que corrobora a interpretação dos resultados da Tab. 6-14.

6.2.2.2.3 Avaliação de parâmetros dos solos aluvionares do rio Lena a partir dos resultados do CPTU6 e do SCPTU6

A partir dos dados adquiridos nos ensaios CPTU6 e SCPTU6 foi possível a determinação de alguns parâmetros geotécnicos para os solos granulares. Foram determinados valores de γ_d , γ_{sat} , D_r , ϕ , G_o , M e E , tendo por base propostas e equações apresentadas no Capítulo 5.

6.2.2.2.3.1 Parâmetros de estado inicial – peso específico

Tendo por base a Eq. 5-16, obtida a partir de ensaios em câmaras de calibração para avaliação de γ_d em areias, foi possível a determinação de valores de γ_d para o perfil vertical do ensaio CPTU6 (Fig. 6-3).

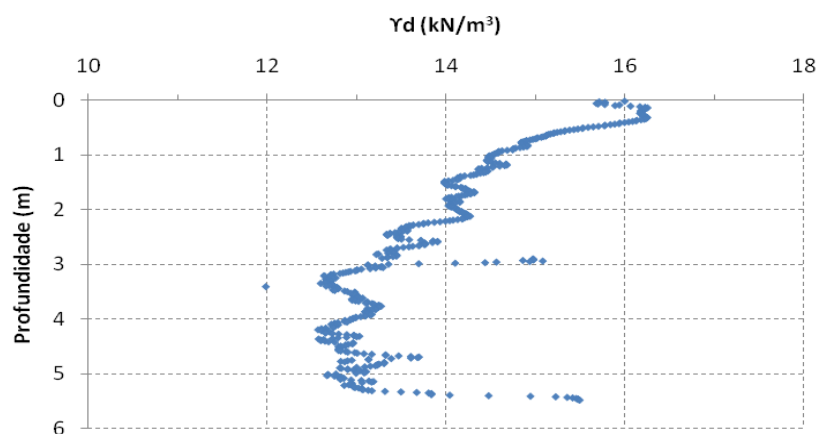


Fig. 6-13 – Valores de γ_d em função da profundidade obtidos a partir do CPTU6 para as aluviões do rio Lena.

Os valores de γ_d variam entre 12 e 16,24 kN/m³ registados às profundidades de 3,4 e 0,3 m, respetivamente. Acima dos 2 m os valores médios de γ_d rondam os 15 kN/m³, aumentando para a superfície, enquanto abaixo dos 2 m os valores médios situam-se próximos de 13 kN/m³.

Tendo por base os valores de V_s obtidos no ensaio SCPTU6 e recorrendo à relação apresentada por Mayne (2007) na Eq. 5-17, determinaram-se os valores de γ_{sat} ao longo do perfil vertical, abaixo do nível freático ($NF=1,40$ m), aplicável a todo o tipo de solos (Tab. 6-15).

Se considerarmos a base das aluviões do rio Lena à profundidade de 5,5 m só deveremos considerar na caracterização destes materiais os três primeiros valores variando assim os valores de γ_{sat} entre 12,55 kN/m³, valor registado aos 4,5 m e 18,67 kN/m³ obtido aos 3,5 m.

Tab. 6-15 – Determinação dos valores de γ_{sat} ao longo do perfil do ensaio SCPTU6 nas aluviões do rio Lena.

z (m)	V_s (m/s)	γ_{sat} (kN/m ³)
2,5	130,9	16,97
3,5	223,2	18,67
4,5	43,1	12,55
5,5	81,3	14,7
6,5	279,1	19,04
7,5	58,1	13,27

6.2.2.2.2.3.2 Densidade relativa em areias limpas

No sentido de caracterizar a densidade relativa nas areias, recorreu-se à projecção dos valores de q_T do CPTU6 em função dos valores de D_r (%) obtidos pela Eq. 5-19 proposta por Jamiolkowski *et al.* (2001) (Fig. 6-14). Verifica-se que os valores de D_r se situam praticamente todos sobrepostos com a linha de caracterização de média compressibilidade.

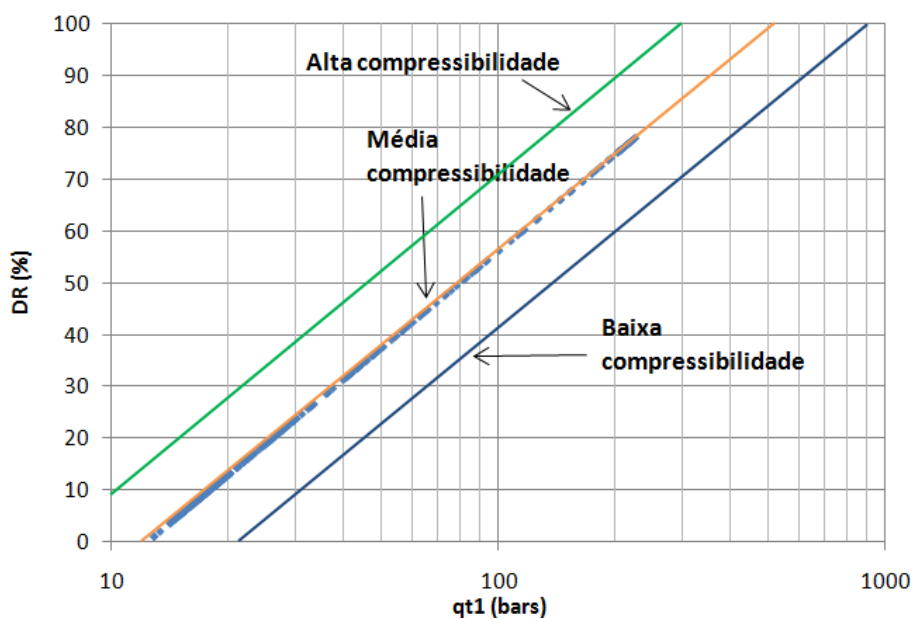


Fig. 6-14 - Densidade relativa de areias em termos de qt_1 , do CPTU6, para as aluviões do rio Lena de acordo com Jamiolkowski *et al.* (2001).

6.2.2.2.2.3.3 Parâmetros de resistência – ângulo de atrito

Aplicando a carta proposta por Robertson e Campanella (1983) para a determinação do ϕ' , para areias, e a partir dos resultados do ensaio CPTU6, obteve-se a projecção de valores ilustrada na Fig. 6-15.

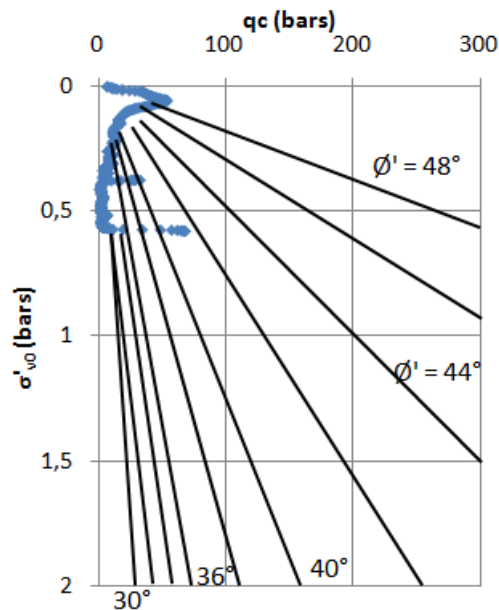


Fig. 6-15 – Cálculo dos valores do ϕ' tendo por base o CPTU6 e a carta de Robertson e Campanella (1983).

Analisando a projeção da Fig. 6-15 verifica-se que os valores de ϕ' variam entre valores extremos inferiores a 30° e superiores a 48°. Esta projeção não permite estabelecer intervalos de valores bem definidos por se ter considerado toda a gama de valores do ensaio.

Aplicando a proposta de Kulhawy e Mayne (1990) foi possível obter pela Eq. 5-43 valores para o ϕ' , em função da profundidade, para os materiais arenosos das aluviões do rio Lena, ou seja, até à profundidade de 5,5 m. Os resultados apresentam-se na Fig. 6-16.

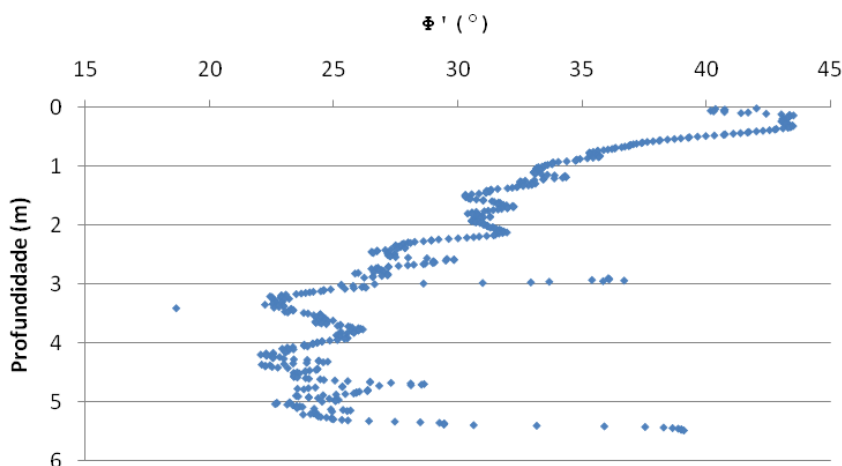


Fig. 6-16 - Valores calculados de ϕ' a partir do CPTU6, segundo Kulhawy e Mayne (1990), distribuídos em profundidade, dos materiais arenosos das aluviões do rio Lena.

Analisando os resultados apresentados na Fig. 6-16 verifica-se que os valores de ϕ' variam entre valores próximos de 22° até próximos de 44°. Há uma tendência para os valores de ϕ'

diminuírem com a profundidade registando-se algumas exceções. Aos 3, 4,8 e 5,5 m registam-se picos de valores até os 37°, 29° e 39°, respetivamente. De um modo geral pode dizer-se que até 1 m de profundidade os valores do ϕ' se situam-se acima dos 33°, e abaixo dos 3 m variam entre 22° e 26°.

6.2.2.2.3.4 Parâmetros de deformabilidade

Módulo de distorção inicial ou máximo

Para avaliar o valor de G_0 é possível aplicar a proposta de Rix e Stokoe (1992) no caso de areias siliciosas não cimentadas. A aplicação desta proposta (Eq. 5-48) permitiu a obtenção dos valores apresentados na Fig. 6-17 até à profundidade de 5,5 m.

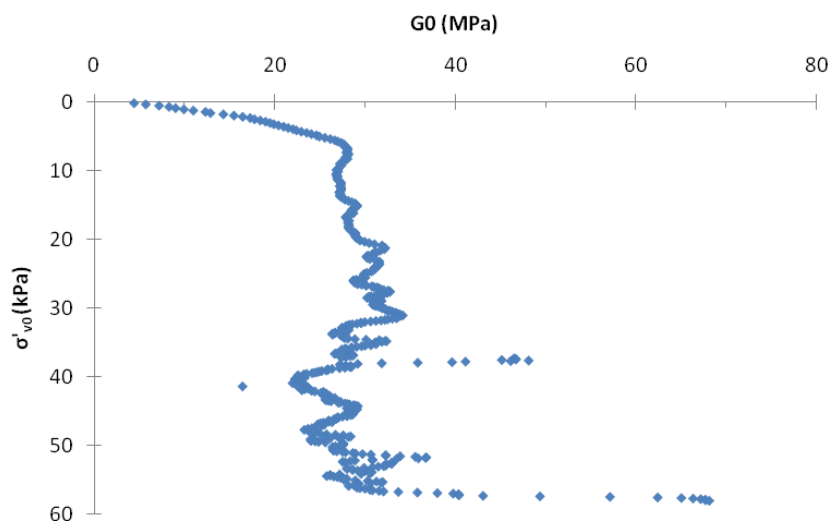


Fig. 6-17 - Avaliação do módulo de distorção inicial a partir dos resultados do ensaio CPTU6 com base na proposta de Rix e Stokoe (1992).

Os valores de G_0 variam entre 4 MPa, à superfície, e 68 MPa na base do perfil. Os valores médios de G_0 ao longo do perfil situam-se nos 29 MPa.

A projeção dos valores de G_0 e sua distribuição em função da σ'_{vo} apresentam semelhanças à projeção dos valores de ϕ' em função da profundidade, ou seja, apresentam valores extremos às mesmas profundidades, para os mesmos níveis litológicos.

É também possível determinar o valor de G_0 a partir do ensaio SCPTU6. Na Tab. 6-16 apresentam-se os valores de G_0 obtidos através da Eq. 5-47 tendo por base os valores de V_s medidos nas aluviões do rio Lena.

Considerando apenas os três primeiros valores pode-se dizer que os valores obtidos de G_0 em função de V_s variam entre cerca de 2 e 95 MPa. Comparando com os valores obtidos de acordo com Rix e Stokoe (1992) e projetados na Fig. 6-17 verifica-se que eles não são relacionáveis: aos 4,5 m o valor de G_0 é de 27 MPa, aos 3,5 m é de 24 MPa e aos 2,5 m de 28 MPa. Os valores obtidos de acordo com a proposta de Rix e Stokoe (1992) devem ser utilizados apenas como indicativos da rigidez.

Tab. 6-16 – Valores de G_0 obtidos a partir do ensaio SCPTU6 realizado nas aluviões do rio Lena.

z (m)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
2,5	130,9	30
3,5	223,2	95
4,5	43,1	2
5,5	81,3	10
6,5	279,1	151
7,5	58,1	5

Módulo de deformabilidade

Segundo Schmertmann (1978) E relaciona-se diretamente com q_c . Utilizando a Eq. 5-55 foi possível a determinação dos valores de E e a sua projeção em função da profundidade (Fig. 6-18).

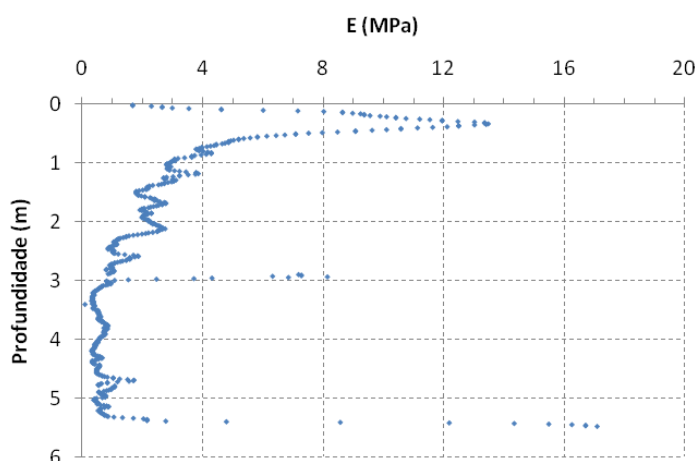


Fig. 6-18 – Distribuição dos valores de E em profundidade ao longo do CPTU6 para os materiais granulares do Rio Lena.

Os valores de E variam entre 0,1 e 21 MPa às profundidades de 3,4 e 5,5 m respectivamente. Abaixo de 1 m de profundidade os valores de E são inferiores a 4 MPa, exceto dois picos de E aos 3 e aos 5,5 m. Regista-se um valor médio de E de cerca de 2,7 MPa considerando o perfil até aos 5,5 m.

Módulo de compressão unidimensional

Os valores de M podem ser obtidos, aproximadamente, a partir dos resultados do SCPTU segundo Bruns e Mayne (2002) de acordo com Eq. 5-62, em função de G_0 . Para tal considerou-se para α'_G o valor de 1,5 para profundidades inferiores a 5,5 m por os materiais terem sido classificados como arenosos. Para profundidades superiores a 5,5 m considerou-se α'_G igual a 0,125, uma vez que a partir dessa profundidade a probabilidade de se estar perante material argiloso é muito elevada. Os resultados apresentam-se na Tab. 6-17.

Tab. 6-17 - Valores de M determinados segundo Bruns e Mayne (2002) para as aluviões do rio Lena a partir do ensaio SCPTU6.

z (m)	G_0 (MPa)	M (MPa)
2,5	30	45
3,5	95	142
4,5	2	4
5,5	10	1
6,5	151	19
7,5	5	0,6

Os valores de M apresentam grande variação entre 0,6 e 142 MPa. A variação de valores está dependente da variabilidade de V_s , em consequência da variabilidade litológica.

M também pode ser determinado por aplicação da proposta de Mayne (2006), Eq. 5-61, considerando α'_c igual a 5, o recomendado para areias finas normalmente consolidadas, e igual a 10 no caso de argilas fofas a firmes, limite inferior sugerido para argilas fissuradas por Mayne (2007). Os valores de M são apresentados na Fig. 6-19 em função da profundidade para o ensaio em toda a sua extensão.

Até cerca dos 5,5 m de profundidade os valores de M são inferiores a 50 MPa, ocorrendo dois picos por volta dos 0,4 m e 3 m. Aos 3 m o valor de M considerando α'_c igual a 5 é ligeiramente superior a 20 MPa. A partir dos 5,5 m os valores de M aumentam observando-se dois picos de intensidade onde para α'_c igual a 10, M é de cerca 165 MPa.

Os valores de M obtidos a partir do SCPTU e do CPTU são muito diferentes não sendo possível estabelecer uma correlação entre eles. M deve ser determinado preferencialmente a partir de ensaios edométricos e sobre materiais finos. Embora alguns autores façam propostas de aplicação a areias, tais propostas não parecem ser aplicáveis aos materiais aluvionares do rio Lena.

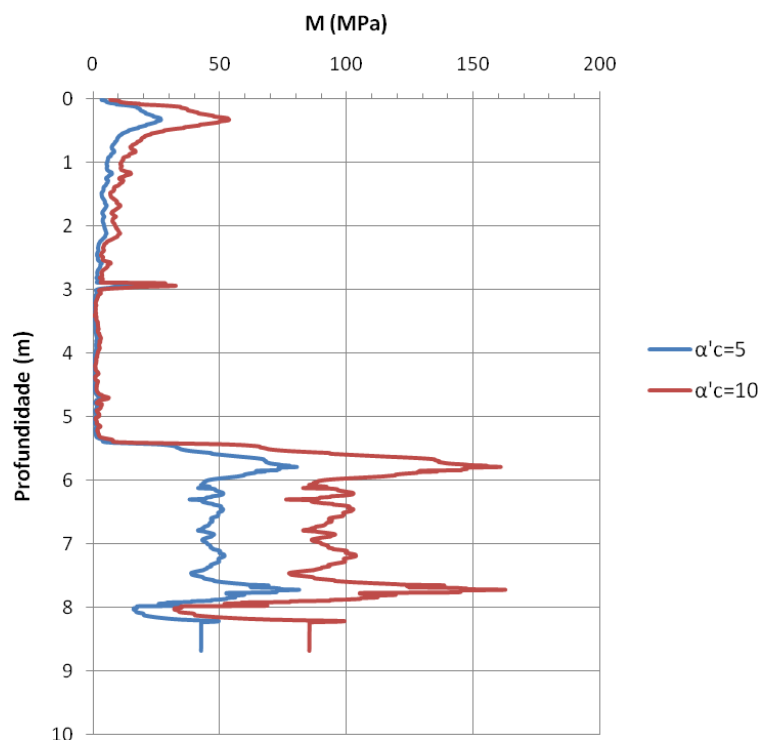


Fig. 6-19 – Distribuição de M em Profundidade, de acordo com a proposta de Mayne (2006) e por aplicação ao CPTU6 nas aluviões do rio Lena.

6.2.2.2.3 Caraterização laboratorial

O estudo laboratorial permitiu a obtenção de parâmetros conducentes à classificação e caraterização das amostras. A análise granulométrica permitiu o traço das curvas granulométricas das diferentes amostras de solos colhidas nas aluviões do rio Lena (Fig. 6-20).

A análise das curvas granulométricas reflete a heterogeneidade das amostras estudadas com uma grande variação da percentagem de finos.

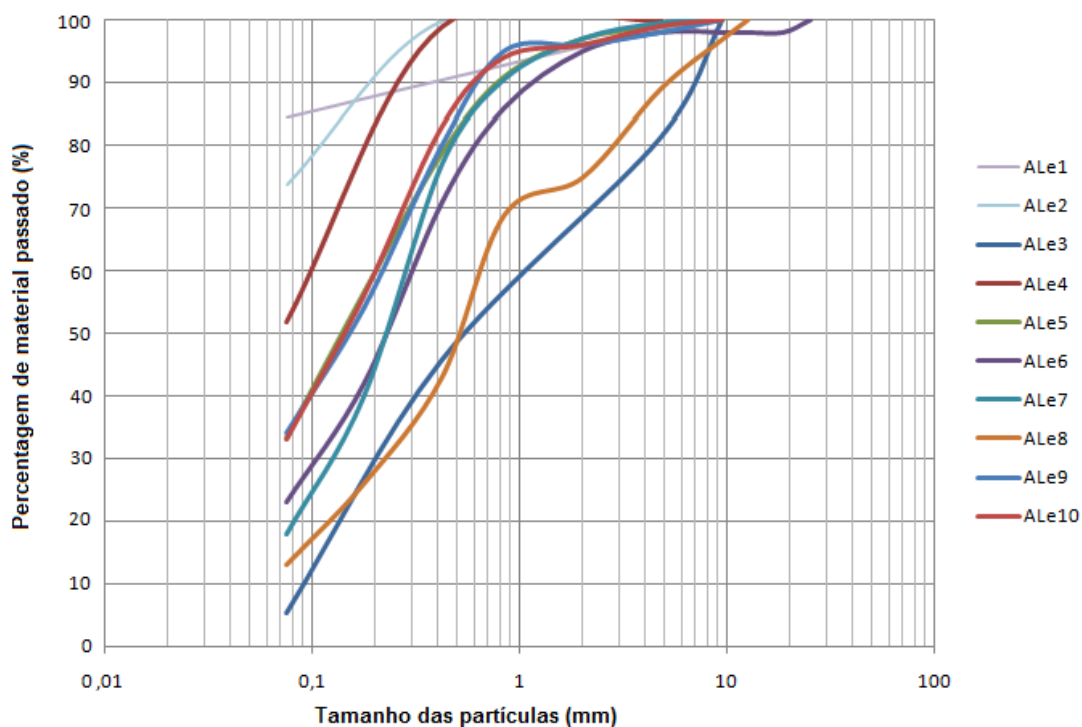


Fig. 6-20 – Curvas granulométricas das aluviões do rio Lena.

Na Tab. 6-18 apresentam-se os valores estatísticos, de alguns parâmetros, resultantes dos ensaios laboratoriais realizados.

Tab. 6-18 – Valores estatísticos de alguns parâmetros avaliados no laboratório sobre amostras das aluviões do rio Lena (Amado, 2004; Prespectiva, 1997a; Geotest, 2008a).

	Min	Max	Me	Med	s	n
w (%)	16	26	23	23,9	4,5	4
w_L (%)	21	59	36	28,4	15,3	5
I_p (%)	9	25	16	15	6,9	5
Finos (%)	5	80	36	32	25,1	10

s – desvio padrão.

De um total de 10 amostras, 5 revelaram-se não plásticas, correspondendo a amostras colhidas no horizonte litológico inferior.

A partir dos resultados dos ensaios laboratoriais procedeu-se à classificação Unificada (ASTM, 1998), a qual se apresenta na Fig. 6-21(a), e à classificação para Fins Rodoviários (E240, LNEC, 1971) apresentada na Fig. 6-21(b).

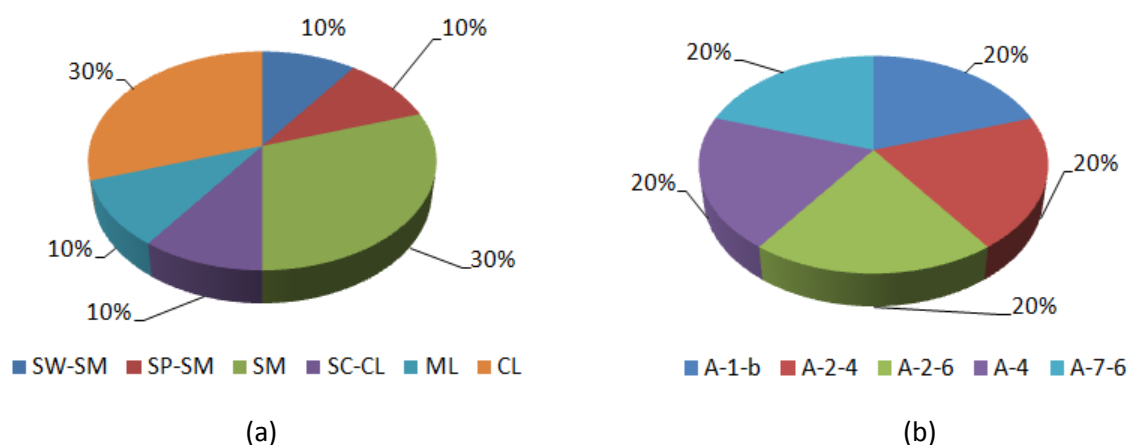


Fig. 6-21 – Classificações ASTM (a) e para fins rodoviários (b) das aluviões do rio Lena.

A classificação unificada permite-nos, mais uma vez, demonstrar o carácter heterogéneo desta unidade embora o material tratado em laboratório corresponda, na sua maioria (60%), a argilas magras e siltes (CL e SM).

A classificação para Fins Rodoviários mostra-nos uma distribuição equilibrada das diferentes classificações atribuídas às amostras estudadas. Os índices de grupo são variáveis, para o grupo A-4 variam entre 0 e 5, no grupo A-2-6 variam entre 0 e 1, e no grupo A-7-6 variam entre 3 e 17. Esta classificação mostrou materiais a variar desde solos granulares mais ou menos grosseiros até solos finos, o que em termos de comportamento varia entre o muito bom e o muito mau. A amostra classificada como SP-SM – areia mal graduada com silte e cascalho, e A-1-b(0), não plástica, foi colhida no nível mais cascalhento do depósito aluvionar.

Duas amostras classificadas como areias siltosas (SM) foram submetidas a ensaios de compactação tendo-se obtido os resultados apresentados na Tab. 6-19, em que o w_{opt} varia entre 10,26% e 20,3% enquanto a $\gamma_{dm\acute{a}x}$ varia entre 21,06 e 17,19 kN/m³.

Tab. 6-19 – Resultados do ensaio de compactação Proctor sobre amostras de aluviões do rio Lena.

Amostra	w_{opt} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)
ALe7	10,26	21,06
ALe9	20,3	17,19

Para a amostra ALe2, classificada de CL e pertencente ao horizonte superior das aluviões do rio Lena, obteve-se em termos de resistência uma coesão de 4 kPa para um ângulo de atrito de 37°, valores não drenados (Geotest, 2008a).

6.2.2.3 Caraterização hidrogeológica

Os depósitos aluvionares constituem aquíferos livres e estão fortemente dependentes do escoamento superficial apresentando no geral caudais pouco significativos, que na zona são explorados sobre a forma de poços para apoio às práticas agrícolas.

Os níveis freáticos muito próximos da superfície, a influência direta da precipitação e a morfologia da planície aluvionar conferem a estes terrenos uma má drenagem natural e uma grande probabilidade de ocorrência de inundação em períodos de forte e/ou prologada precipitação.

Os registos dos níveis de água nas sondagens que intersectaram as aluviões do rio Lena colocam-nos entre 1,5 e 3,7 m de profundidade. Estes valores foram identificados em diferentes locais e em diferentes períodos entre Março e Junho.

6.2.3 Aluviões do rio Liz

As aluviões do rio Liz distribuem-se ao longo das suas margens praticamente desde a nascente até à costa. A extensão lateral das aluviões é reduzida na zona de estudo, no entanto a planície aluvionar que as contém abre-se após atravessar a cidade e a confluência do rio Lena, sendo desde aí até praticamente à foz, na Praia da Vieira, ocupada pelas práticas agrícolas embora com a proximidade à costa a sua produtividade seja cada vez mais baixa.

De acordo com a notícia explicativa da carta geológica de Leiria, as aluviões do rio Liz têm 8 a 10 m de espessura e, de acordo com as descrições das sondagens analisadas, as aluviões do rio Liz aparecem subjacentes aos aterros e aos pavimentos apresentando uma espessura máxima de 13,5 m.

As aluviões do rio Liz foram intercetadas em cerca de 30% do total das sondagens estudadas (total de 300 sondagens) tendo sido totalmente atravessadas nas sondagens em que foram identificadas e correspondendo a cerca de 480 m de furação acumulada.

A caraterização das aluviões do rio Liz que se passa a apresentar foi apenas efectuada com base nos resultados de ensaios de campo (descrições de sondagens mecânicas, SPT, CPTU, SCPTU e DPSH).

6.2.3.1 Caraterização litológica

A caraterização litológica baseou-se nas descrições das sondagens. As aluviões do rio Liz aparecem por vezes cobertas por aterros e pavimentos. As espessuras encontradas variam

desde 0,5 e 13,5 m, com espessura média de 5,5 m. Considerando as 86 sondagens realizadas nas aluviões do rio Liz (Anexo I) cerca de 48% apresentam espessuras das aluviões inferiores a 6 m. De acordo com as descrições dos logs de sondagens realizados nas aluviões, na zona da cidade, estas apresentam-se estratificadas de um modo geral de acordo com a sequência: na parte superior argilas lodosas acastanhadas e acinzentadas, seguidas de siltes argilosos, depois areias e na base cascalheiras. Na Tab. 6-20 sintetizam-se as características litológicas das aluviões do rio Liz, do topo para a base.

Tab. 6-20 - Síntese das características litológicas das aluviões do rio Liz a partir de descrições de logs de sondagens.

Litologia	Cor	Espessura	Observações
Argilas plásticas, silto-arenosas, por vezes com seixos rolados a sub-rolados (Dmax=6cm), dispersos.	Castanha, castanha avermelhada castanha com laivos acinzentados a cinzenta.	Máxima cerca de 3,5m	Restos de vegetais nos níveis mais superficiais.
Silte argiloso por vezes com seixos subrolados e areia dispersos.	Castanha clara e cinzenta.	Máxima de 5m	
Areias por vezes com seixos e blocos sub-rolados (Dmax=18cm) de natureza variada dispersos na matriz.	Castanha, castanha avermelhada ou acinzentada, castanha clara a amarela torrado.	A variar entre 0,5m e 9m	
Cascalheiras constituídas por seixos e blocos rolados, subrolados, subangulosos a angulosos de natureza variada, (Dmax=10cm) com matriz areno-silto-argilosa.	Cinzenta a castanha.	Máxima de 3m	A matriz é facilmente erodível pela água utilizada na furação, evidenciando fraca coesão.

Em virtude das descrições litológicas utilizadas nas sondagens serem muito variadas simplificou-se a sua descrição apenas em argilas, siltes, areias e cascalhos. Verificou-se que dos 480 m de aluviões atravessadas, 7% dos materiais descritos correspondem a siltes, 10% a seixos ou cascalheiras, 33% a argilas e 50% a areias (Fig. 6-22).

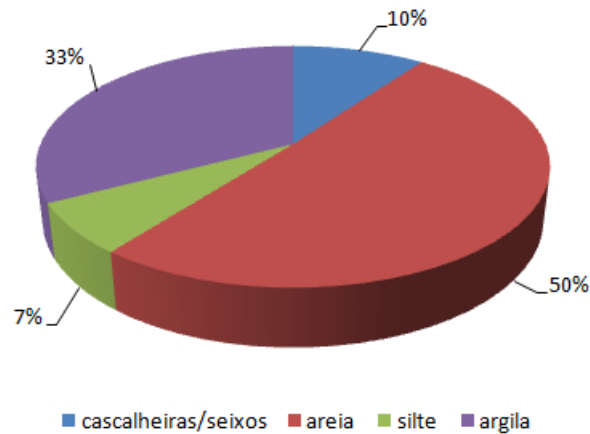


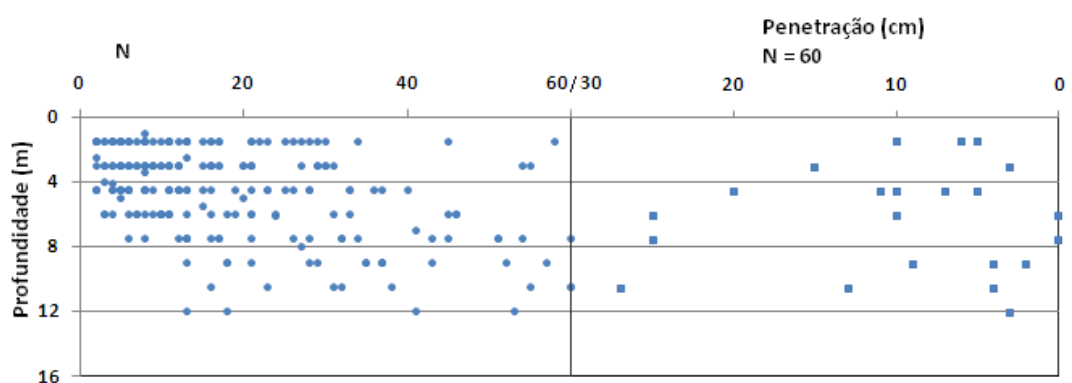
Fig. 6-22– Caraterização litológica simplificada dos depósitos de aluviões do rio Liz.

A descrição das areias corresponde a 41% areia, 18% areia média, 18% areia com seixo, 15% areia fina a siltosa, 7% areia grossa e 1% areia argilosa.

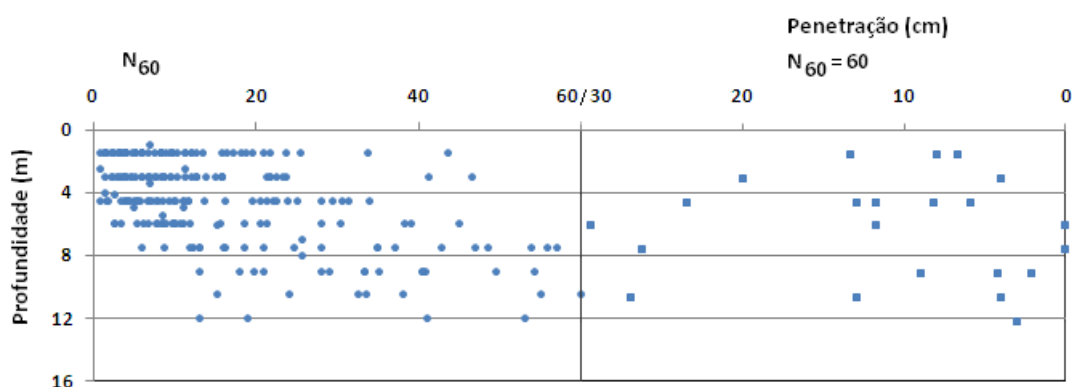
6.2.3.2 Caraterização geotécnica

6.2.3.2.1 Ensaio SPT

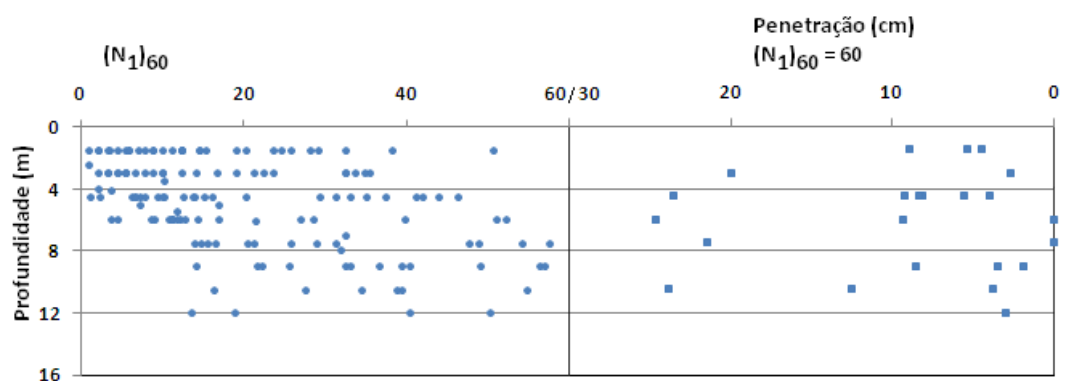
Dos relatórios geotécnicos recolhidos foram identificados 256 ensaios SPT executados nas aluviões do rio Liz, tendo 36% dos ensaios sido realizados a profundidade superior a 4,5 m (mediana dos valores de profundidade de realização dos ensaios), num limite máximo de 12 m. Na Fig. 6-23 apresentam-se as distribuições dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ em função da profundidade assim como os valores de penetração, em cm, para valores de N (corrigidos e não corrigidos) iguais a 60 pancadas.



(a)



(b)



(c)

Fig. 6-23 - Variação de N (a), N_{60} (b) e $(N_1)_{60}$ (c) com a profundidade e valores de penetração, em cm, para valores de N (a), N_{60} (b) e $(N_1)_{60}$ (c) iguais a 60 pancadas, das aluviões do rio Liz.

A distribuição em profundidade dos valores dos SPT é muito constante, sendo os valores de N (corrigidos ou não), na sua maioria abaixo das 20 pancadas. Os valores acima de 40 pancadas correspondem a cerca de 18%, mas pode dizer-se, tendo em atenção as descrições litológicas correspondentes, que eles estão essencialmente relacionados com presença de seixos ou blocos e não com o maior grau de compactação dos materiais (Veiga e Ferreira, 2008 e 2010).

Nas Tab. 6-21, Tab. 6-22 e Tab. 6-23 são apresentadas as frequências, em percentagem, das várias classes de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ relativas às classes de compacidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$ as classes propostas por Skempton (1986), assim como as classes de consistência propostas por Terzaghi e Peck (1967).

Tab. 6-21– Distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$, nas aluviões do rio Liz, segundo classes de compacidade, de acordo com Terzaghi e Peck (1967), para solos granulares, correspondendo a 172 ensaios.

Classes de compacidade		Freq. de N (%)	Freq. de N_{60} (%)	Freq. de $(N_1)_{60}$ (%)
<4	Muito solta	9	14	8
4-10	Solta	21	24	15
10-30	Média	38	34	38
30-50	Densa	13	11	19
>50	Muito densa	19	17	20

Tab. 6-22 – Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$, nas aluviões do rio Liz, segundo classes de compactidade, segundo Skempton (1986), para solos granulares.

Classes de compactidade		Freq. de $(N_1)_{60}$ (%)
<3	Muito solta	5
3-8	Solta	15
8-25	Média	36
25-42	Densa	20
>42	Muito densa	24

 Tab. 6-23 – Distribuição dos valores de N e N_{60} , nas aluviões do rio Liz, segundo classes de consistência, de acordo com Terzaghi e Peck (1967), para solos finos, correspondendo a 84 ensaios.

Classes de consistência		qu (kg/cm ²)	Freq. de N (%)	Freq. de N_{60} (%)
<2	Muito mole	<0,25	4	4
2-4	Mole	0,25-0,5	11	18
4-8	Média	0,5-1	25	20
8-15	Dura	1-2	26	30
15-30	Muito dura	2-4	21	15
>50	Rija	>4	13	13

Analisando as frequências e percentagens das várias classes de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ e relativas às classes de compactidade propostas por Terzaghi e Peck (1967), e para $(N_1)_{60}$ as classes propostas por Skempton (1986), pode dizer-se que os solos são soltos a medianamente compactos. Por sua vez os solos argilosos, de acordo com as classes de Terzaghi e Peck (1967), apresentam uma consistência média a dura correspondendo essencialmente a valores de qu a variar entre 0,5 e 2kg/cm².

Na Tab. 6-24 apresentam-se os valores estatísticos, corrigidos e não corrigidos, dos ensaios SPT realizados nas aluviões do rio Liz.

 Tab. 6-24 – Valores estatísticos de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ nas aluviões do rio Liz, dos solos granulares e finos e da amostragem total.

	Solos	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N	Granulares	2	>60	>60	18	5	9	37	172
	Finos	2	>60	15	11	6	6	20	84
	Total	2	>60	47	15	5	8	31	256
N_{60}	Granulares	1	>60	56	15	9	7	34	172
	Finos	2	>60	13	9	4	5	16	84
	Total	1	>60	42	12	8	6	28	256
$(N_1)_{60}$	Granulares	1	>60	28	21	12	10	41	172

Valores > 60 correspondem às situações em que ocorreu nega no ensaio.

Tendo por base os valores estatísticos (Tab. 6-24) e confrontando os valores da mediana e os valores da média, os elevados valores da média correspondem a poucos registos e se

relacionados com a litologia das formações onde ocorreram, mais uma vez se verifica ser devido à presença de seixos e blocos de maiores dimensões e não ao elevado grau de compactação. Como os valores mínimo e máximo são muito afastados o valor da mediana é mais robusto que o da média.

Tendo por base a distribuição estatística em profundidade dos valores de N_{60} e respeitando algumas regras da avaliação de suscetibilidade à liquefação (baixo grau de compactação: $N < 10$ para profundidades inferiores a 10 m; $N < 20$ para profundidades superiores a 10 m; $NF < 3$ m de profundidade) foram calculados os valores para V_s com base na expressão de Otha e Goto (1978) para solos granulares e solos finos (Tab. 6-25).

Tab. 6-25 - Velocidade da onda de corte (V_s) calculada segundo Otha e Goto (1978) com base nos resultados dos ensaios SPT para as aluviões do rio Liz.

Solos granulares			Solos finos		
N_{60}	z (m)	V_s (m/s)	N_{60}	z (m)	V_s (m/s)
1	1	74	2	1	78
	3	92		3	97
	6	106		6	111
7	1	103	4	1	87
	3	128		3	109
	6	147		6	125
9	10	163	9	1	100
	4	142		3	125
	6	153		6	143
	8	163		10	169
15	10	170	13	12	175
	10	185		10	175
	12	192		12	182

Os valores de V_s , para solos granulares, variam entre 74 e 192 m/s, para N_{60} entre 1 e 15 pancadas e profundidades entre 1 e 12 m. No caso de solos finos, para as mesmas profundidades e valores de N_{60} entre 1 e 16 pancadas, V_s varia entre 78 e 182 m/s.

Tendo por base o valor de N procedeu-se à determinação dos valores de V_s segundo diversos autores que não consideram o fator idade para a sua determinação. A aplicação da Eq. 5-9 e os valores da Tab. 5-10 permitiram os resultados que se apresentam na Tab. 6-26.

Para solos granulares, e calculado o valor de V_s segundo os vários autores apresentados na Tab. 6-26, pode dizer-se comparativamente com os valores obtidos na Tab. 6-25 que o valor inferior de V_s baixa para 52 e 57 m/s, uma vez calculadas segundo Iyisan (1996) e Lee (1990), respetivamente, e aumenta para 81 m/s quer aplicando a expressão de Imai (1977) quer a de Rodrigues (1979). Relativamente aos valores mais elevados, todos os valores calculados segundo

os diversos autores considerados na Tab. 6-26 são mais altos que os determinados segundo Otha e Goto (1978) na Tab. 6-25.

Tab. 6-26 - Velocidade da onda de corte (V_s) calculada segundo vários autores com base nos resultados dos ensaios SPT para as aluviões do rio Liz.

N	Solos granulares				Solos finos			
	IMAI (1977)	LEE (1990)	Rodrigues (1979)	IYISAN (1996)	IMAI (1977)	LEE (1990)	Rodrigues (1979)	IYISAN (1996)
	V_s (m/s)							
1	81	57	81	52				
2	102	81	103	74	125	142	103	74
4					152	176	130	105
5	138	126	141	118				
6					171	199	150	130
7	154	149	158	141				
9	167	168	172	160	193	226	172	160
11					204	241	184	177
15	198	216	204	208				
16					228	270	209	215
18	210	237	217	229				
20					243	290	225	242

Quanto aos solos finos, dos valores mínimos de V_s , calculados segundo os autores considerados na Tab. 6-26, apenas o valor determinado segundo o método de Iyisan (1996) é inferior ao calculado segundo Otha e Goto (1978), 74 m/s. Relativamente aos valores máximos calculados são todos de grandeza superior, a variar entre 225 m/s (Rodrigues, 1979) até 290 m/s (Lee, 1990).

6.2.3.2.2 Ensaios CPTU

Foram realizados cinco ensaios CPTU nas aluviões do rio Liz em terrenos agrícolas, entre a confluência com o rio Lena e o IC2, que permitiram a recolha dos parâmetros Q_c , f_s , u_2 e FR .

O ensaio mais profundo desenvolveu-se até os 9,5 m (CPTU1), enquanto os restantes tiveram maior dificuldade de cravação devido à elevada resistência do terreno ou à ocorrência de seixos ou blocos de grande dimensão. Na Fig. 6-24 localizam-se os ensaios CPTU e DPSH.



Fig. 6-24 - Localização dos ensaios CPTU e DPSH, nas aluviões do rio Liz. Imagem digital do Google Earth.

No ensaio CPTU1 foi possível a realização de ensaios sísmicos (SCPTU) e de um ensaio de dissipação aos 9,5 m. Os resultados do ensaio de dissipação serão apresentados no subcapítulo da caracterização geotécnica dos materiais da Formação de Dagorda em virtude de este ensaio já ter sido realizado nesta formação, que no local se encontra subjacente às aluviões do rio Liz.

Na Fig. 6-25 apresentam-se os valores dos parâmetros Q_c , R_f e u distribuídos em profundidade, resultantes dos vários ensaios CPTU realizados, quer na margem Norte quer na margem Sul.

No ensaio mais profundo (CPTU1), verifica-se que até cerca dos 7 m Q_c e FR apresentam valores muito baixos, com ligeiras variações, e que só após estas profundidades se observa um incremento acentuado da resistência. Para os restantes ensaios o aumento de resistência teve início bastante mais cedo, entre 1,5 m e 2,5 m, correspondendo a ensaios que terminaram entre os 2 e os 3 m de profundidade.

Os ensaios da margem sul, CPTU4 e CPTU5, avançaram até às profundidades de 1,95 m e 2,91 m, respetivamente, e os valores máximos de Q_c obtidos foram de cerca de 16 MPa e 11 MPa. A diferença de valores obtida face à proximidade de realização destes ensaios (5 m), demonstra a grande heterogeneidade e variabilidade lateral dos materiais atravessados.

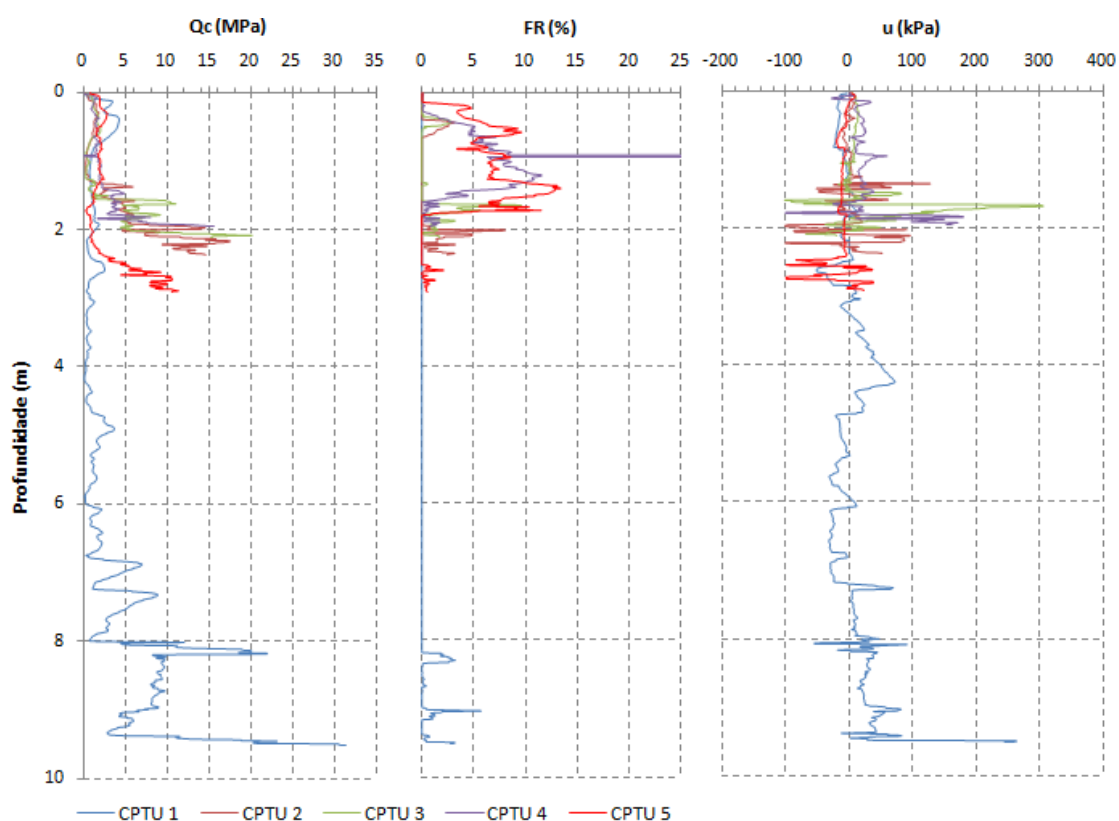


Fig. 6-25 – Resultados dos ensaios CPTU, em profundidade nas aluviões do rio Liz.

Analisando os valores de FR do CPTU1, onde o valor máximo de 5,8% foi obtido aos 9 m, é possível classificar litologicamente o material atravessado. Assim, sabendo que valores de FR entre 3 e 10% são caraterísticos de argilas e entre 0,5 e 1,5% são caraterísticos de areias, temos valores caraterísticos de argilas aos 8,3 m, 9,0 m e 9,5 m; e valores típicos de areias aos 8,3 m, 9,1 m e entre 9,3 e 9,4 m.

Na Fig. 6-26 apresentam-se os valores de poro-pressão (tensão neutra), tensão neutra no estado de repouso (u_0) e variação da tensão neutra ($u_z - u_0$) registados no ensaio CPTU1. A apresentação destes resultados só faz sentido se conjugados no mesmo gráfico e ensaio a ensaio.

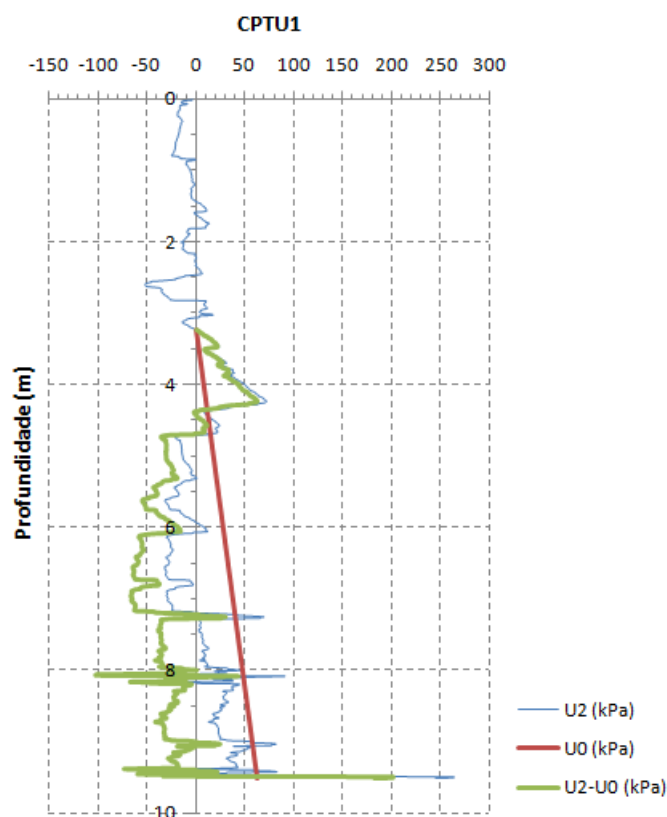


Fig. 6-26 - Distribuição dos valores de u_2 (kPa), u_0 (kPa) e $\Delta u = u_2 - u_0$ (kPa) do ensaio CPTU1, em profundidade nas aluviões do rio Liz.

Analisando a Fig. 6-26 verifica-se que o nível freático se encontra à profundidade de 3,24 m. Quando os valores de u_2 são iguais a u_0 , logo $\Delta u = 0$, estamos perante solos do tipo areias limpas. Isto acontece às profundidades entre 4,42 e 4,46 m, aos 4,6 m, aos 9 m e aos 9,48 m. Quando $u_2 < u_0$ o solo é do tipo areias densas. Tal acontece a partir dos 4,5 m exceto nas profundidades de 7 m, 8 m, 8,9 m 9,48 m em que ocorrem níveis muito estreitos em que $u_2 > u_0$ (se $u_2 \gg u_0$ podemos estar na presença de argilas intactas moles a duras).

Abaixo do nível freático o desenvolvimento de poro-pressões negativas é indicador de um comportamento dilatante durante a cravação (aumento do volume dos poros ou espaços intersticiais o que implica diminuição da pressão nos poros).

6.2.3.2.1 Classificação das aluviões do rio Liz com base nos CPTU

Procedeu-se à classificação das aluviões do rio Liz apenas com base no CPTU1, em virtude de ser o mais extenso dos ensaios CPTU realizados nestas aluviões. Assim, utilizando o *software* LTRC (*Louisiana Transportation Research Center*) e os resultados do CPTU1 foi possível obter vários perfis de distribuição do tipo de solos presentes e sua distribuição em profundidade.

Na Fig. 6-27 apresentam-se os resultados da classificação do tipo de solos, interstetados durante a realização do CPTU1, por aplicação do método probabilístico P-Class (Zhang e Tumay, 1999), assim como pelas propostas de Schmertmann (1978) e Douglas e Olsen (1981).

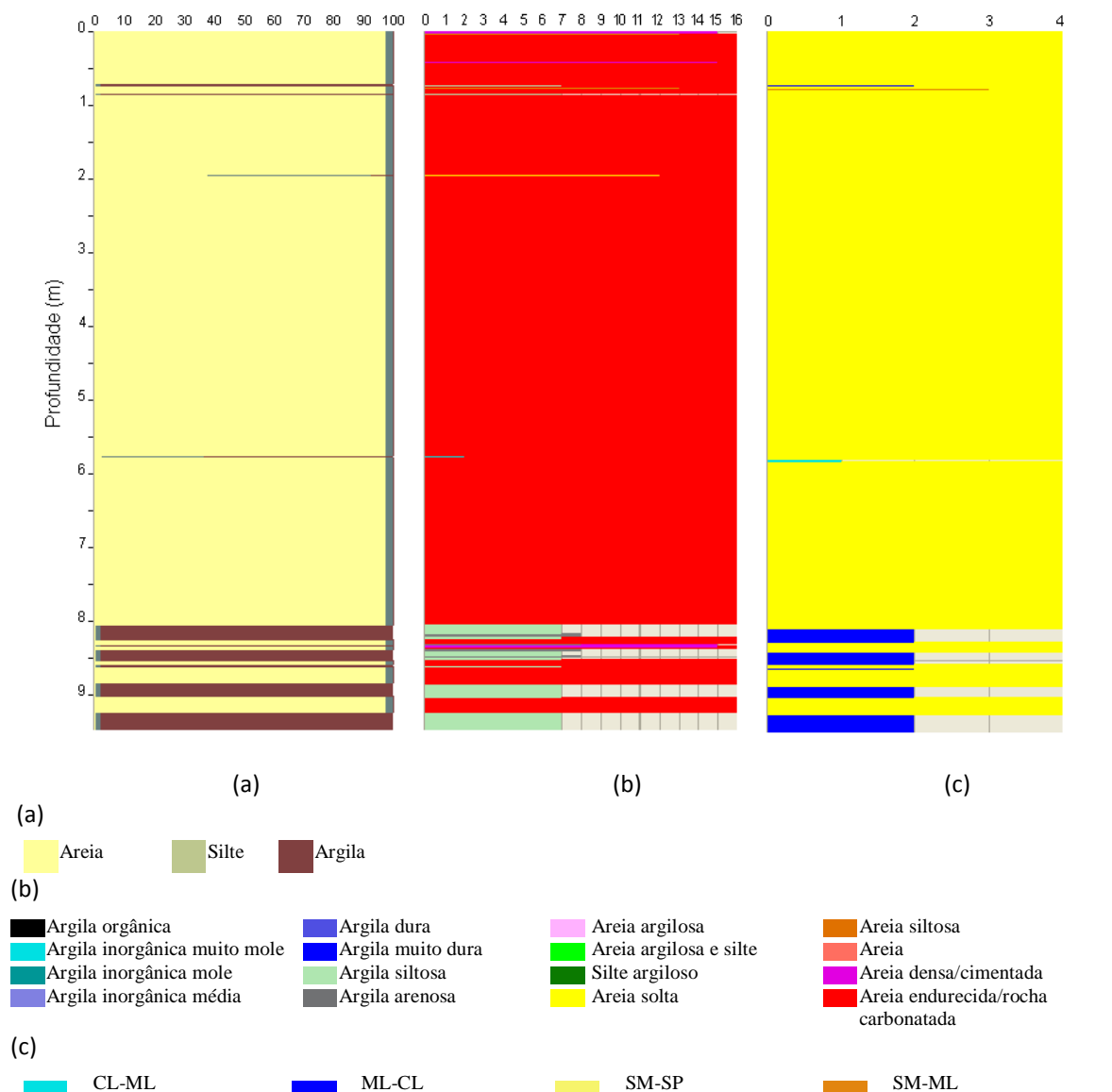


Fig. 6-27 - Classificação das aluviões do rio Liz em função da profundidade e do ensaio CPTU1: a – Método P-Class (Zhang e Tumay, 1999); b - Schmertmann (1978); c – Douglas e Olsen (1981).

Os resultados da aplicação dos três métodos de classificação parecem ser concordantes no tipo de material presente ao longo do perfil do ensaio CPTU1 (Fig. 6-27):

- Até aos 8 m de profundidade o método probabilístico, P-Class, está-se perante uma camada de areia intercetada por alguns leitos estreitos de argila e/ou silte; de acordo com Schmertmann (1978) a camada de areia é endurecida e é intercetada por leitos de areia densa, areia argilosa, argila arenosa e areia solta; segundo a correlação com o sistema de classificação Unificada, proposta por Douglas e Olsen (1981), a camada corresponde a um solo SM-SP (areia siltosa mal graduada), com intercalações de ML-CL (silte a argila magra), SM-ML (areia siltosa a silte) e CL-ML (argila magra a silte);

- A partir dos 8 m surgem 4 camadas com cerca de 2 cm de espessura, uniformemente distribuídas até ao fim do perfil, provavelmente de argila, segundo a classificação P-Class; segundo Schmertmann (1978), a argila é siltosa intercalando com areia endurecida, areia densa e argila arenosa; de acordo com Douglas e Olsen (1981) as 4 camadas são de solo ML-CL intercalando com solo SM-SP.

Na Fig. 6-28 apresentam-se os resultados da aplicação das propostas de classificação apresentadas por Robertson *et al.* (1986) e por Zhang e Tumay (1999), a classificação Fuzzy. A proposta de Robertson *et al.* (1986) surge como simplificação da proposta de Douglas e Olsen (1981).

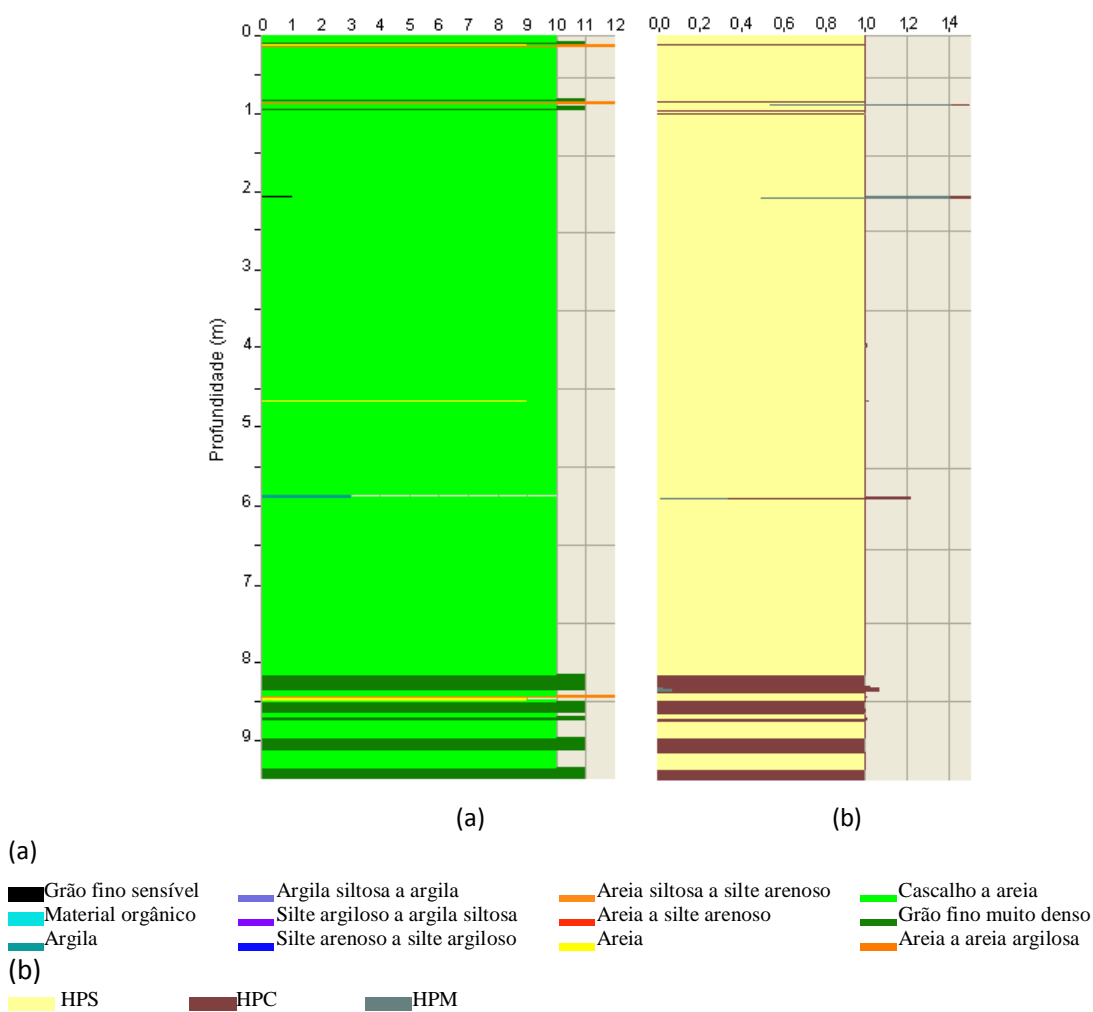


Fig. 6-28 - Classificação das aluviões do rio Liz em função da profundidade e do ensaio CPTU1: a – Robertson *et al.* (1986); b – Classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999).

Até à profundidade de 8,2 m, de acordo com a proposta de Robertson *et al.* (1986), está-se perante um perfil essencialmente constituído por solo de granulometria entre o cascalho e a areia com intercalações de solo de grão fino muito denso, areia siltosa a silte arenoso, areia e argila, correspondendo a solos de baixa resistência e sensíveis; segundo a classificação Fuzzy

está-se perante um solo constituído por uma elevada probabilidade de areia, com alguns níveis de elevada probabilidade de serem argila e/ou solo de mistura.

A partir dos 8,2 m de profundidade, Robertson *et al.* (1986) sugerem a ocorrência de uma alternância de materiais envolvendo camadas de solo de grão fino muito denso e camadas de solo de granulometria entre o cascalho e a areia, ocorrendo ainda intercalações muito finas de areia e areia siltosa, correspondendo a materiais mais resistentes; a classificação Fuzzy refere uma alternância de níveis ora de elevada probabilidade de serem argila ora de elevada probabilidade de serem areia e pontualmente alta probabilidade de mistura de solos.

Os dois perfis de classificações apresentados na Fig. 6-28 corroboram os perfis apresentados na Fig. 6-27, o que sugere uma boa correlação entre elas e uma boa aplicabilidade a este tipo de formações, as aluviões. No entanto estes resultados são diferentes dos obtidos a partir das descrições de sondagens realizadas na zona da cidade (Tab. 6-20), revelando a heterogeneidade e variabilidade da distribuição destes materiais.

6.2.3.2.2 Ensaios SCPTU

Durante a execução do ensaio SCPTU1 foi recolhida a Vs no sentido ascendente desde os 9 m até 1 m de profundidade, de metro a metro num total de 8 ensaios. Os resultados do ensaio SCPTU1 apresentam-se na Fig. 6-29.

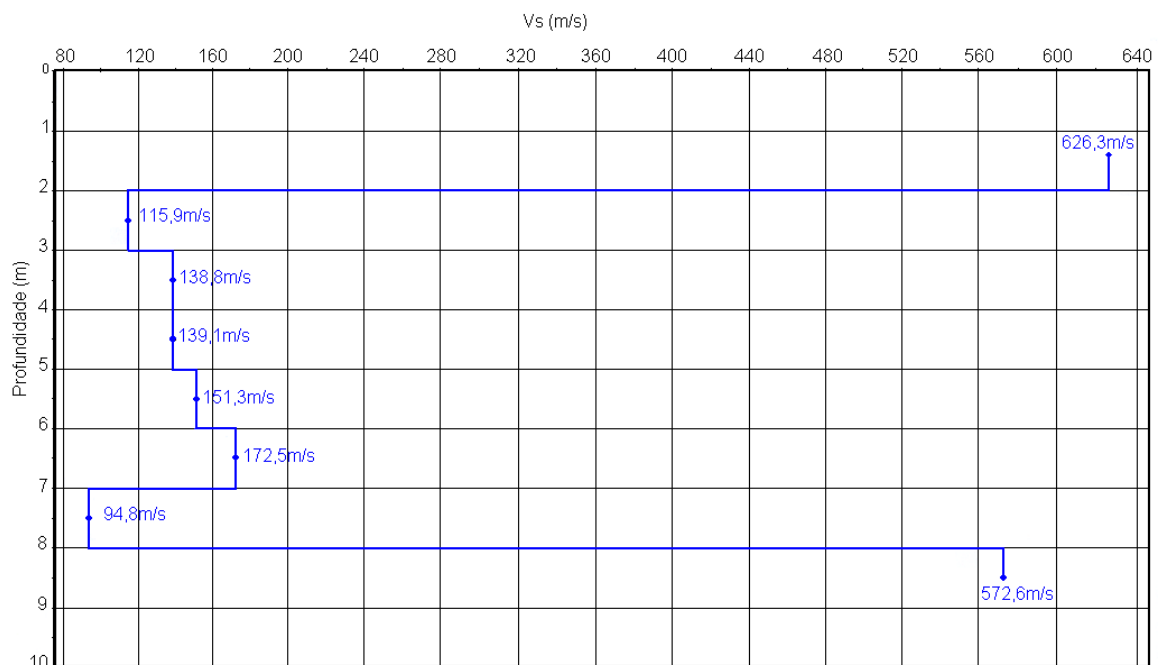


Fig. 6-29 – Perfil vertical, em profundidade, de Vs nas aluviões do rio Liz, a partir de SCPTU1.

Os valores de V_s variam entre 94,8 e 626,3 m/s, sendo que o valor mais elevado é o registado mais próximo da superfície, a 1,5 m de profundidade, e o valor mais baixo ocorre aos 7,5 m.

Ao comparar-se este perfil de V_s com os perfis de classificação obtidos a partir do ensaio CPTU1, representados nas Fig. 6-27 e Fig. 6-28 verifica-se que as velocidades medidas desde 1,5 até 7,5m correspondem sempre a materiais arenosos e o registo de V_s igual a 572,6 m/s, aos 8,5 m corresponde a uma camada de material fino do tipo argila sobreconsolidada.

O valor de V_s de 626,3 m/s registado a 1,5 m de profundidade é indicador do nível arenoso superficial mais denso, que se considera ter sido compactado devido à ação antrópica uma vez que a zona tem intensa ocupação agrícola. No entanto esta velocidade mais elevada não parece apresentar correspondência evidente com os parâmetros de resistência obtidos no CPTU1 à mesma profundidade pelo que se admite que possa ter ocorrido propagação das ondas através do sistema de varas usado na aquisição de dados.

Ao comparar os valores medidos de V_s a partir do SCPTU1 e os calculados a partir dos ensaios SPT, apresentados nas Tab. 6-25 e Tab. 6-26, verifica-se que os valores medidos nas areias se encontram dentro dos intervalos de valores calculados, com exceção do valor medido a 1,5 m de profundidade, independentemente do autor utilizado. Quanto ao valor registado no nível de grande probabilidade de ser argila ele é muito superior aos valores calculados para solos finos a partir dos SPT em que o valor máximo calculado foi de 290 m/s a partir do método de Lee (1990).

Não é possível de estabelecer a correlação, em perfil, dos valores de V_s medidos a partir do SCPTU, e dos valores de V_s calculados a partir de perfis de sondagens com registo dos valores de SPT, em virtude das distâncias entre os locais dos ensaios (cerca de 400 m separam o local de realização do SCPTU da sondagem vertical mais próxima) e pelo facto destes materiais apresentarem grande variabilidade não só em profundidade como lateralmente.

Os valores de V_s medidos e calculados à profundidade de 8,5 m, correspondendo a um nível de solo fino, por analogia com as descrições de sondagens realizadas na proximidade, parecem corresponder aos materiais argilo-margosos do Hetangiano (Formação de Dagorda), que no local se encontram por baixo das aluviões do rio Liz.

6.2.3.2.2.3 Avaliação de parâmetros dos solos aluvionares do rio Liz a partir dos resultados do CPTU1 e SCPTU1

A partir dos dados adquiridos nos ensaios CPTU1 e SCPTU1 foi possível a determinação de alguns parâmetros geotécnicos dos materiais aluvionares atravessados de acordo com os vários autores referidos no Capítulo 5.

De seguida apresentam-se resultados relativos à determinação dos seguintes parâmetros: γ_d em areias, ϕ' em areias e misturas de solos, γ_{sat} , G_0 , E e M .

6.2.3.2.2.3.1 Parâmetros de estado inicial – peso específico

Tendo por base a Eq. 5-15 e a Eq. 5-16 foi possível a determinação de valores de γ_d para areias ao longo do perfil vertical do ensaio CPTU1 (Fig. 6-30).

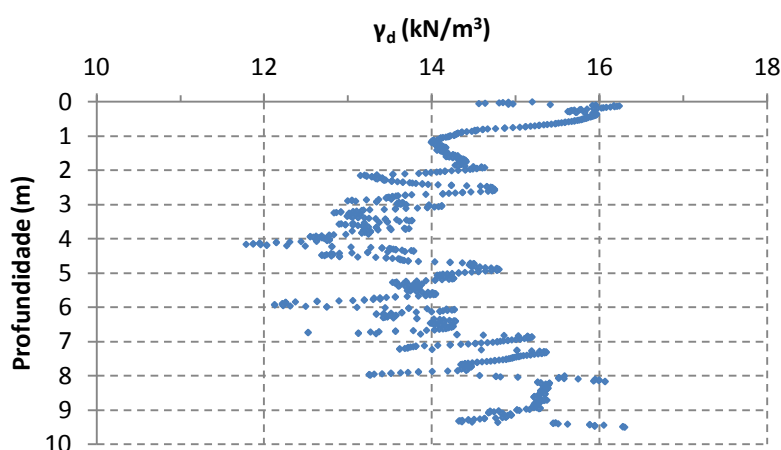


Fig. 6-30 – Valores de γ_d em função da profundidade obtidos a partir de CPTU1 para as aluviões do rio Liz.

Como a partir de 8,2 m de profundidade o teor em materiais de grão fino é mais elevado, não se consideram os valores abaixo dessa profundidade. Assim, os valores de γ_d apresentam os seus valores mais elevados junto à superfície, 16,24 kN/m³, e o valor mais baixo à profundidade de 4m, 11,78 kN/m³, correspondendo a material com alta probabilidade de ser areia, de acordo com a classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999).

A partir dos valores de V_s do SCPTU1 foi também possível a determinação de γ_{sat} ao longo do perfil vertical, abaixo do nível freático ($NF=3,24$ m) quando os solos estão saturados por aplicação da Eq. 5-17 (Mayne, 2007), aplicável a todo o tipo de solos (Tab. 6-27).

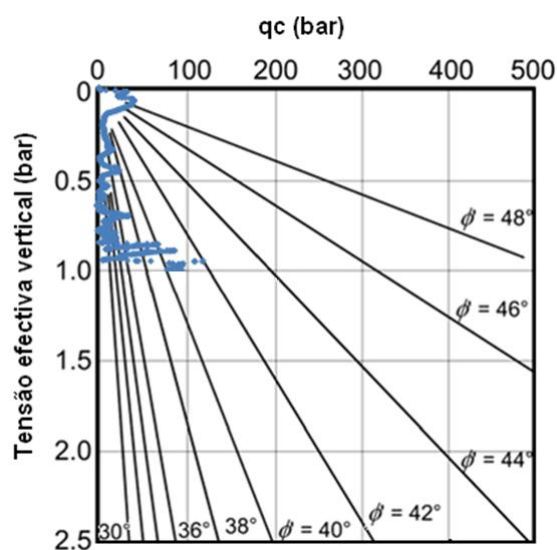
Tab. 6-27 – Determinação dos valores de γ_{sat} ao longo do perfil do ensaio SCPTU1 nas aluviões do rio Liz.

z (m)	V_s (m/s)	γ_{sat} (kN/m ³)
3,5	138,8	16,95
4,5	139,1	16,78
5,5	151,3	16,94
6,5	172,5	17,30
7,5	94,8	15,04
8,5	572,6	21,45

Comparando estes valores e os perfis de classificação obtidos anteriormente e representados na Fig. 6-27 e na Fig. 6-28, conclui-se que os valores de γ_{sat} variam entre 15,04 kN/m³ e 17,30 kN/m³ e são relativos a materiais do tipo areia, enquanto o valor de 21,45 kN/m³ é relativo a material fino (argila siltosa segundo Schmertmann, 1978, e que deverá corresponder aos materiais argilo-siltosos descomprimidos do Hetangiano).

6.2.3.2.2.3.2 Parâmetros de resistência - ângulo de atrito

A aplicação da carta proposta por Robertson e Campanella (1983) para a determinação do ϕ' , para areias, permitiu a projeção dos valores do ensaio CPTU1 ilustrada na Fig. 6-31.


 Fig. 6-31 – Cálculo dos valores do ϕ' tendo por base o CPTU1 e a carta de Robertson e Campanella (1983).

A distribuição dos valores de q_c na carta da Fig. 6-31 permite verificar que os valores de ϕ' se encontram na sua maioria abaixo dos 38°.

Para o mesmo perfil do CPTU1 aplicou-se a proposta de Kulhawy e Mayne (1990) determinando-se os valores de ϕ' em profundidade para os materiais arenosos das aluviões do rio Liz (profundidade inferior a 8,2 m) (Fig. 6-32).

Os valores de ϕ' variam entre 17,5° ($q_c=0,057$ MPa) e 43,4° ($q_c=3,407$ MPa). Cerca de 90% correspondem a valores inferiores ou iguais a 38° o que corrobora os resultados obtidos a partir

da proposta de Robertson e Campanella (1983) e apresentados na Fig. 6-31. O valor mais elevado foi registado próximo da superfície enquanto o valor mais baixo foi registado nos 4 m de profundidade, ambos em materiais arenosos de acordo com os perfis de classificação acima apresentados.

A proposta por Mayne e Campanella (2005) no sentido da determinação de ϕ' para mistura de solos, implica a utilização do parâmetro B_q e que este seja usado dentro do intervalo de 0,1 a 1,0 e variação de ϕ entre 20 e 45°.

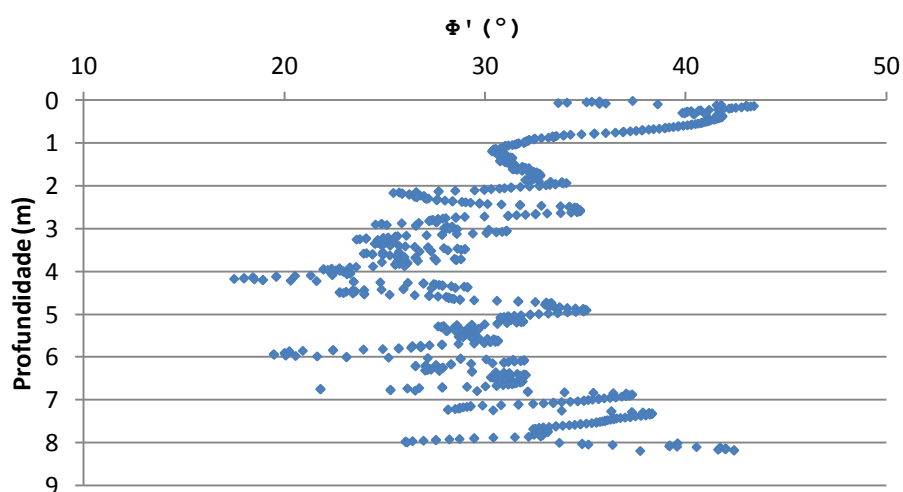


Fig. 6-32 – Valores calculados de ϕ' a partir do CPTU1, segundo Kulhawy e Mayne (1990), distribuídos em profundidade, dos materiais arenosos das aluviões do rio Liz.

Uma vez calculados os valores de B_q para o ensaio CPTU1, selecionaram-se os pertencentes ao intervalo de aplicação (apenas 30 registos de valores a profundidades entre os 3,9 e 4,3 m) e calcularam-se os valores de ϕ' correspondentes. Os valores de ϕ' obtidos variaram entre 14,6° e 26°. Eliminando os valores de ϕ inferiores a 20° restam 10 valores válidos. Quando comparamos estes valores com os valores determinados segundo a proposta de Kulhawy e Mayne (1990), para areias, verifica-se que estes valores são inferiores entre 5° para os valores mais baixos e 0,2° para o valor mais elevado.

Comparando os valores da Fig. 6-32 com os apresentados na Tab. 5-12 (ENV 1997-3:1999) relativos a areias quartzosas e feldspáticas, os valores limite encontram-se fora do intervalo de valores da tabela. O valor mais baixo continua fora do intervalo mesmo adicionando 2°, como sugerido pelo ENV 1997-3:1999 no caso de se estar perante um material cascalhento. O valor mais elevado, uma vez reduzido de 3°, o sugerido no caso de materiais siltosos (ENV 1997-3:1999), enquadra-se no intervalo dos valores tabelados correspondendo a materiais de densidade muito alta. No entanto o valor de q_c registado no ensaio é significativamente inferior

ao sugerido na tabela. Face ao exposto e à proximidade de valores obtidos a partir das diferentes propostas para determinação de ϕ' (Robertson e Campanella, 1983; Kulhawy e Mayne, 1990; Mayne e Campanella, 2005) considera-se pouco apropriada a aplicação da Tab. 5-12 a estes materiais.

6.2.3.2.2.3.3 Parâmetros de deformabilidade

Módulo de distorção inicial ou máximo

Aplicando a proposta de Rix e Stokoe (1992), relativa a areias siliciosas não cimentadas, no sentido de se avaliar o valor de G_0 a partir do ensaio CPTU1, obteve-se o gráfico apresentado na Fig. 6-33, que apresenta os valores de G_0 em função de σ'_v (Eq. 5-48) até à profundidade de 8,2 m, profundidade a partir da qual ocorrem solos finos.

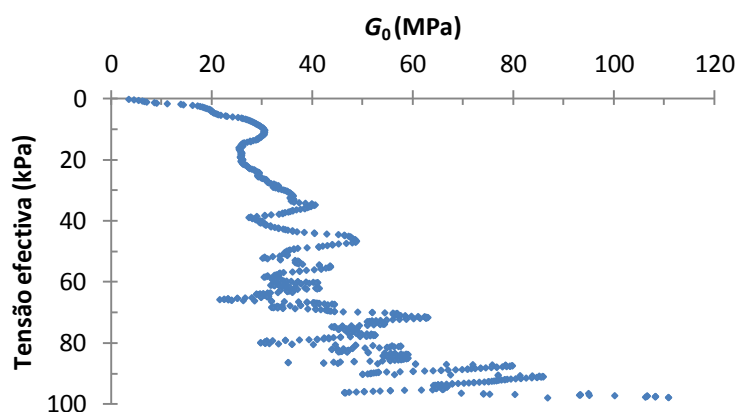


Fig. 6-33 – Avaliação do módulo de distorção inicial a partir dos resultados do ensaio CPTU1 com base na proposta de Rix e Stokoe (1992).

Verifica-se que para valores de σ'_v inferiores a 90 kPa os valores de G_0 variam na sua maioria entre 20 e 40 MPa, ocorrendo um pico de 50 MPa a uma σ'_v de 50 kPa e outro aos 70 kPa de 65 MPa. Para valores de σ'_v superiores a 90 kPa, correspondendo a profundidades superiores a 7 m, os valores de G_0 são na sua grande maioria superiores a 60 MPa.

Analisadas as propostas de Schnaid *et al.* (2004) e Schnaid (2005) relativamente às variações de G_0 com qc , aplicou-se a relação expressa na Eq. 5-52, para solos granulares, apresentando-se os resultados na Fig. 6-34. A sobreposição dos valores de G_0 com a carta proposta por Schnaid (2005) permite identificar o grau de cimentação dos materiais intercetados verificando-se que estes correspondem essencialmente a materiais cimentados embora sobrepondo-se ao limite inferior do campo dos geomateriais cimentados, muito próximo do considerado como areias soltas recentes (compatível com a natureza dos materiais analisados, ou seja, aluviões).

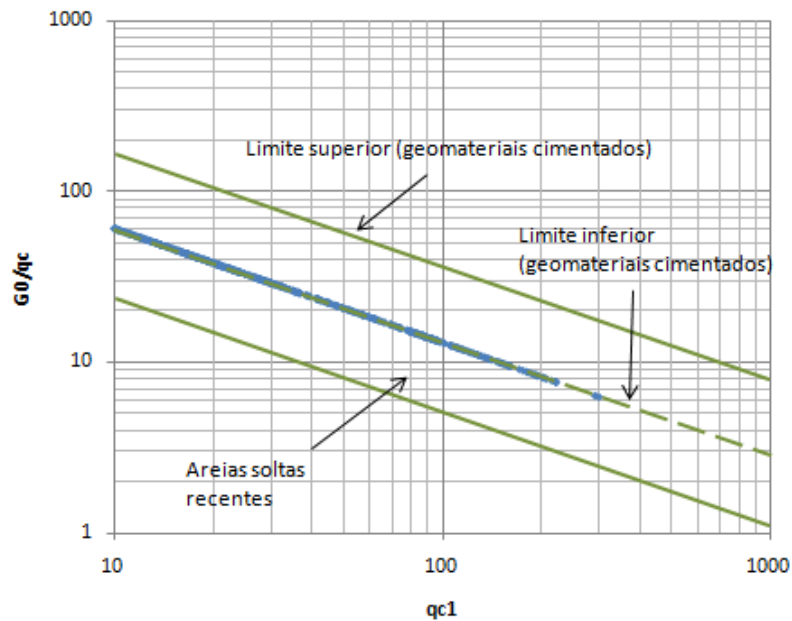


Fig. 6-34 – Valores de G_0 para solos granulares das aluviões do rio Liz, de acordo com Schnaid *et al.* (2004) e Schnaid (2005).

O valor de G_0 também pode ser determinado a partir dos valores de V_s obtidos a partir do ensaio SCPTU e utilizando a Eq. 5-47. Na Fig. 6-35 apresentam-se os valores de G_0 para as profundidades onde se realizou o SCPTU e compararam-se os valores com as propostas de Rix e Stokoe (1992) e de Schnaid (2005).

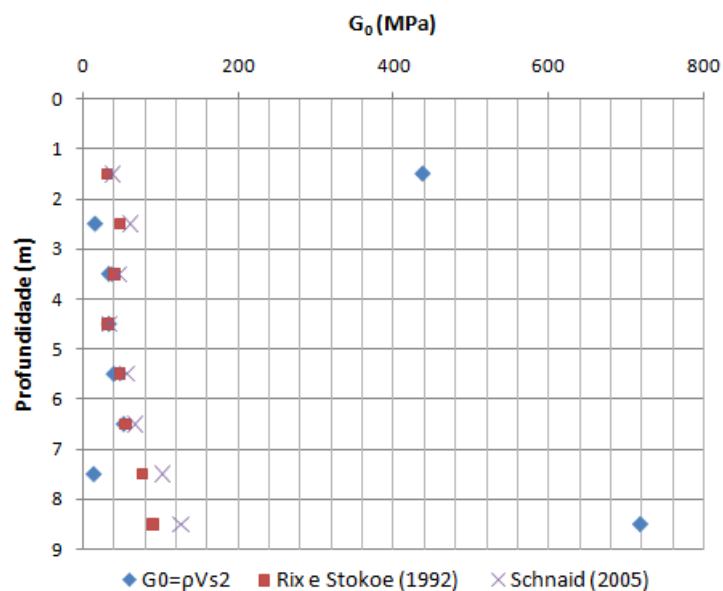


Fig. 6-35 – Comparação dos valores de G_0 obtidos de acordos com diferentes métodos.

De acordo com a Fig. 6-35 verifica-se que os valores calculados de acordo com as propostas de Rix e Stokoe (1992) e de Schnaid (2005) são muito semelhantes, o mesmo acontecendo com os valores calculados a partir de V_s para as profundidades entre 2,5 e 6,5 m. Os valores calculados a

partir de V_s para as profundidades de 1,5 e de 8,5 m diferem muito e são substancialmente mais elevados, enquanto para a profundidade de 7,5 m diferem ligeiramente. O elevado valor de V_s à profundidade de 1,5 m pode prender-se com a propagação das ondas através do sistema de varas usado na aquisição de dados e o valor de V_s aos 8,5 m difere dos propostos pelos autores referidos por corresponder a uma camada de material fino silto-argiloso com areias, ou seja, os materiais alterados da Formação de Dagorda, do Hetangiano. De notar que as propostas de Rix e Stokoe (1992) e de Schnaid (2005) são para materiais granulares.

Módulo de deformabilidade

A aplicação da proposta de Schmertmann (1978), Eq. 5-55, para a determinação de E permitiu a obtenção da Fig. 6-36, para os solos granulares (entre 0 e 8,2 m de profundidade).

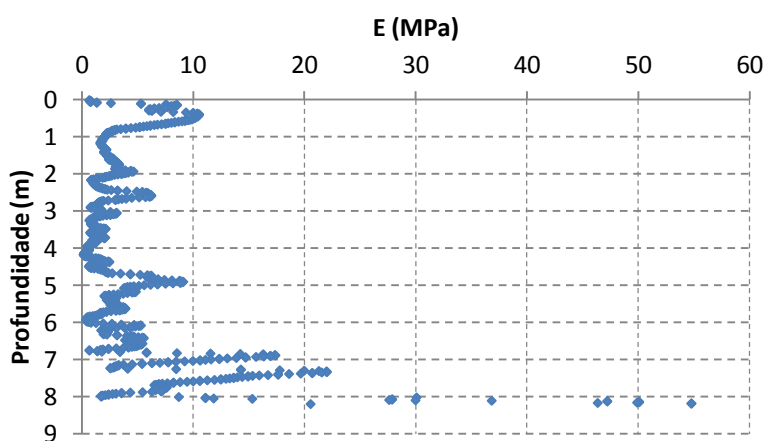


Fig. 6-36 – Distribuição dos valores de E em profundidade ao longo do CPTU1 para os materiais granulares das aluviões do rio Liz.

Analisando a Fig. 6-36 verifica-se que até à profundidade de 7 m, os valores de E são sempre abaixo de 10 MPa. Com a aproximação dos 7 m de profundidade começam a surgir valores superiores a 10 MPa, chegando aos 55 MPa aos 8,17 m de profundidade.

Módulo de compressão unidimensional

A aplicação da relação proposta por Mayne (2006) para determinação de M a partir do CPTU1 permitiu a obtenção da Fig. 6-37, onde $\alpha'c$ se considera igual a 5, o recomendado para areias finas normalmente consolidadas e igual a 10 no caso de argilas fofas a firmes, limite inferior sugerido para argilas fissuradas por Mayne (2007). Os valores de M são apresentados em função da profundidade para o ensaio em toda a sua extensão.

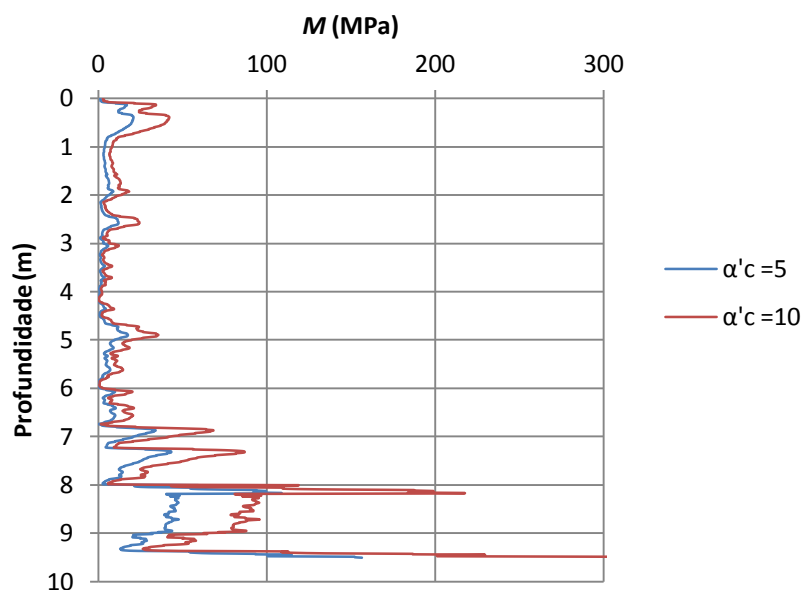


Fig. 6-37 – Distribuição em profundidade de M , de acordo com a proposta de Mayne (2006) e por aplicação ao CPTU1 nas aluviões do rio Liz.

Os valores mais baixos de M são os determinados com $\alpha'c=5$, em que o valor mínimo se regista aos 4,17 m de profundidade correspondendo a solos arenosos (0,497 MPa). O valor mais elevado verifica-se na base do perfil, em solos argilosos, correspondendo a 313 MPa para $\alpha'c=5$, e 156 MPa para $\alpha'c=10$, correspondendo a solos finos, pertencentes à formação subjacente às aluviões.

Bruns e Mayne (2002) sugerem o cálculo de M a partir dos resultados da determinação de G_0 a partir do ensaio SCPTU1, por aplicação da Eq. 5-62. Para tal considerou-se para α'_G o valor de 1,5 para os valores entre a profundidade de 1,5 e 7,5 m por terem sido classificados como materiais granulares, e para a profundidade de 8,5 m considerou-se α'_G igual a 0,125 por se tratar de um nível constituído por material argiloso. Os resultados apresentam-se na tab. 6-28.

O valor elevado registado a 1,5 m de profundidade não será tido em conta tendo por base o anteriormente mencionado, assim como o valor registado aos 8,5 m por se ter concluído que a esta profundidade já se está perante os materiais finos da Formação de Dagorda. Entre os 2,5 e os 7,5 m os valores de M variam entre 21 e 79 MPa, correspondendo o valor mais baixo à profundidade de 7,5 m e o mais elevado à profundidade de 6,5 m. Comparando os valores de M obtidos a partir do SCPTU (Tab. 6-28) com os obtidos a partir do CPTU (Fig. 6-37) para iguais profundidades, verifica-se não ser possível o estabelecimento de qualquer correlação, confirmando-se que estes métodos não são apropriados para a determinação de M nestes materiais, aluviões do rio Liz e do rio Lena, tal como já se tinha concluído anteriormente.

Tab. 6-28 – Valores de M determinados segundo Bruns e Mayne (2002) para as aluviões do rio Liz a partir do ensaio SCPTU1.

z (m)	G_o (MPa)	M (MPa)
1,5	437	656
2,5	15	23
3,5	33	50
4,5	33	50
5,5	40	59
6,5	53	79
7,5	14	21
8,5	718	90

6.2.3.2.3 Ensaio DPSH

O ensaio DPSH foi executado com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73-200, pertencente aos IPN Labgeo seguindo-se os procedimentos recomendados na norma prEN ISO 22476-2:2001.

Na Fig. 6-38 apresenta-se o gráfico com os resultados do ensaio DPSH, obtido nas aluviões do rio Liz na proximidade dos ensaios CPTU4 e CPTU5 (Fig. 6-24). Os valores obtidos são relativos à resistência dinâmica de ponta (q_d) versus profundidade, à resistência de ponta (R_d) versus profundidade e ao número de pancadas versus profundidade.

O gráfico mostra que até aos 8 m de profundidade os valores de resistência são inferiores a 10 MPa, ocorrendo um ligeiro pico nos 4 m (<20 MPa). A partir dos 8 m verifica-se um aumento crescente da resistência com a profundidade. Correlacionando com a geologia da zona identifica-se uma espessura de cerca de 8 m de material aluvionar ao que se seguem os materiais argilo-margosos do Hetangiano descomprimidos no topo.

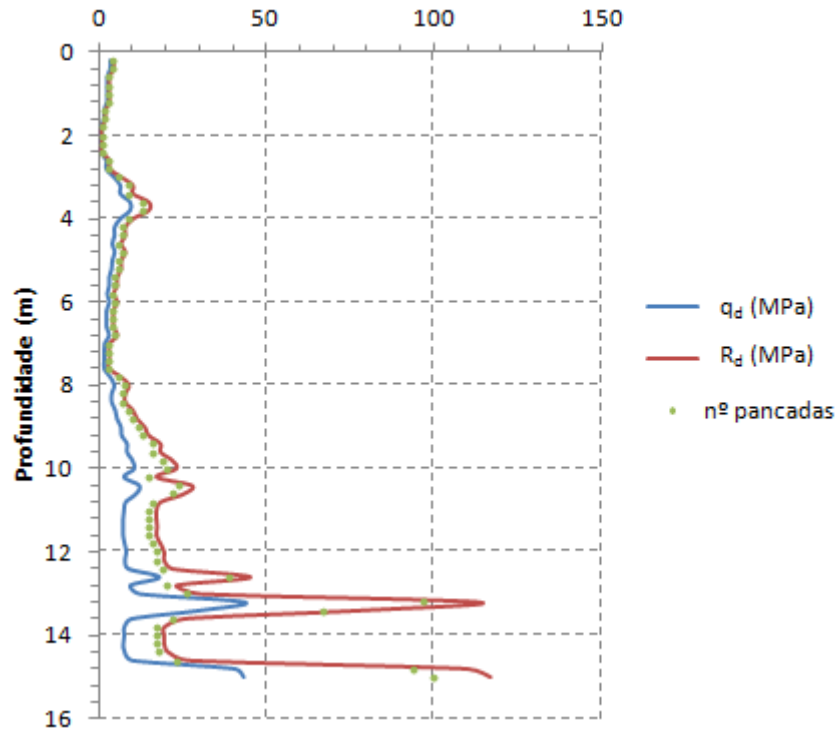


Fig. 6-38 – Gráfico do ensaio DPSH realizado nas aluviões do rio Liz, margem sul.

Numa tentativa de estabelecer uma relação entre q_d do DPSH, relativa aos 20 cm de penetração normalizados, e q_c , do ensaio CPTU5 correspondente à média dos valores obtidos em 20 cm de penetração, procedeu-se à sua avaliação tendo em atenção as profundidades do ensaio DPSH, tendo-se obtido a Fig. 6-39.

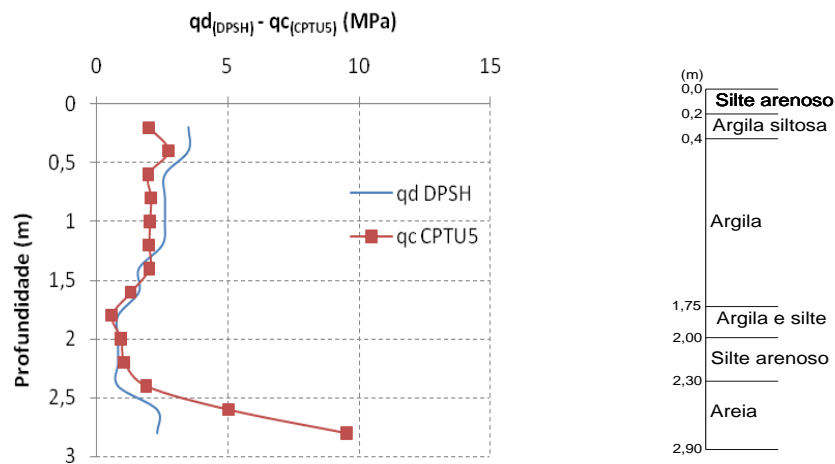


Fig. 6-39 - Resultados comparativos do ensaio DPSH e do CPTU5 e interpretação da litologia (Veiga e Quinta-Ferreira, 2010).

Os resultados permitem identificar a correspondência genérica entre os valores de q_d e de q_c , observando-se que os valores de q_c tendem a ser inferiores aos valores de q_d nas argilas e superiores nas areias.

6.2.3.3 Caracterização hidrogeológica

As aluviões do rio Liz apresentam anisotropia vertical da permeabilidade, possuindo: um horizonte superior de baixa permeabilidade que dificulta a infiltração da água e horizontes inferiores bastante permeáveis facilitando o escoamento subterrâneo. Nos horizontes mais grosseiros a matriz é facilmente erodida pela circulação da água.

Os níveis de água registados variam entre 0,8 e 4,8 m, tendo sido identificados em vários locais e em diferentes períodos do ano. Os valores limites foram identificados em Abril na zona da Ponte Euro-2004 (Tecnasol, 2001c). Analisando a profundidade dos níveis de água registados em vários furos de sondagem verifica-se que quanto maior a proximidade à linha de água mais profundo se encontra o nível freático e, de um modo geral, o distanciamento à linha de água faz com que o nível freático se aproxime mais da superfície.

Nas margens e aluviões do rio Liz, os níveis de água registados estão relacionados diretamente com os níveis no rio. Na execução de escavações nesta zona é necessário adotar medidas de drenagem e contenção adequadas de modo a evitar a afluência de água às escavações. Mesmo quando não são identificados os níveis estabilizados, estes tendem a estar diretamente relacionados com o nível de água no rio Liz, ou eventualmente, na cidade, com a Vala Real. Como constituem terrenos aplanadas a drenagem natural é má, podendo ocorrer inundações em períodos de precipitação mais intensa e/ou prolongada.

6.3 Pliocénico e Quaternário Indiferenciado

Os depósitos de materiais do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado foram identificados em vários locais da área em estudo, ora ocupando zonas mais extensas ora áreas pequenas não representadas na Carta Geológica de Leiria, escala 1:50 000. Apresentam espessuras variáveis podendo ir pelo menos até aos 75 m (Teixeira *et al.*, 1968), contactando inferiormente de forma irregular com os materiais do Hetangiano.

Estes materiais foram identificados em 9 sondagens e em 8 poços, tendo sido colhidas 8 amostras representativas em afloramentos, posteriormente sujeitas a tratamento laboratorial.

Foram também coligidos resultados de ensaios laboratoriais relativos a 9 amostras, recorrendo a vários trabalhos geotécnicos realizados sobre estes materiais.

6.3.1 Caracterização litológica

Os depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado foram identificados em 25 pontos de informação. Tendo em atenção as observações/descrições de campo, estes depósitos caracterizam-se pela alternância de leitos predominantemente granulares: areias finas amarelas, areias grosseiras com ou sem fração argilosa de tonalidade alaranjada, lentículas predominantemente argilosas, em alguns níveis seixos rolados e níveis argilo-siltosos por vezes muito duros. A continuidade lateral em alguns locais é duvidosa, aspeto característico que decorre de fenómenos de variação lateral de fácies deposicional, típicos destes ambientes sedimentares. No depósito localizado no campus 2 do IPL, tendo por base as descrições de sondagens, podem identificar-se três horizontes (Geocontrolo, 2003):

- Horizonte superior – com espessura a variar entre 4 e 6 m, constituído por areias finas amareladas, soltas a compactas;
- Horizonte intermédio – nível arenoso com fração argilosa muito expressiva e alaranjada. Localmente ocorrem níveis lenticulares em que a fração argilosa é dominante;
- Horizonte inferior – nível de areia fina com teores de silte e argila expressivos, cor amarela com laivos alaranjados. Na base ocorre um horizonte arenoso grosseiro com seixo rolado abundante de cor castanha amarelada.

Na Fig. 6-40 o depósito no campus 2 do IPL surge numa escavação encaixado na Formação de Dagorda. Face à grande variabilidade deposicional destes materiais não foi possível a identificação dos níveis acima referidos, sendo bem visível uma areia fina amarelada no estado solto, que admitimos pertencer ao horizonte superior.



Fig. 6-40 – Escavação no limite do depósito do Pliocénico no campus 2 do IPL.

Tendo por base a análise das descrições obtidas nas sondagens e poços o total de material atravessado é de cerca de 108,5 m tendo sido efetuada a identificação percentual das litologias: 53% de areia fina a média, 21% de argila, 11% de areia fina siltosa, 8% de areia grossa, 6% de silte e 1% de seixo (Fig. 6-41).

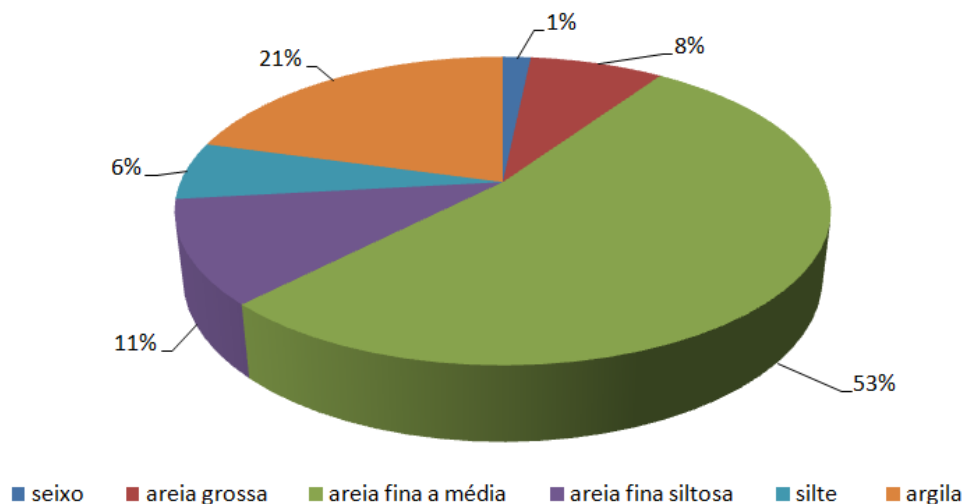


Fig. 6-41 – Distribuição litológica dos materiais do Pliocénico.

A distribuição litológica permite identificar uma grande heterogeneidade de frações granulométricas de materiais granulares.

6.3.2 Caracterização geotécnica

6.3.2.1 Ensaio SPT

Dos cerca de 99 m de material atravessado pelas sondagens, 67% dos depósitos apresentam espessura superior a 5 m. Foram coletados nestes depósitos 71 ensaios SPT. A análise estatística permitiu obter os valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ apresentados na Tab. 6-29.

Tab. 6-29 – Valores estatísticos de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ dos ensaios SPT dos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

	Solos	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N	Granulares	7	>60	53	43	37	31	60	55
	Finos	12	>61	40	33	40	22	40	16
N_{60}	Granulares	6	>60	50	46	>60	30	>60	55
	Finos	12	>61	33	29	>60	22	37	16
$(N_1)_{60}$		9	>60	40	35	40	24	50	55

Os solos granulares apresentam os valores mínimos de N e N_{60} mais baixos que os solos finos, mas valores médios e restantes parâmetros mais elevados.

Dos ensaios SPT realizados sobre estes materiais 76% foram executados a profundidade superior a 5 m. Na Fig. 6-42 apresentam-se os valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ distribuídos em profundidade e os valores de penetração, em cm, para valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ superiores a 60 pancadas.

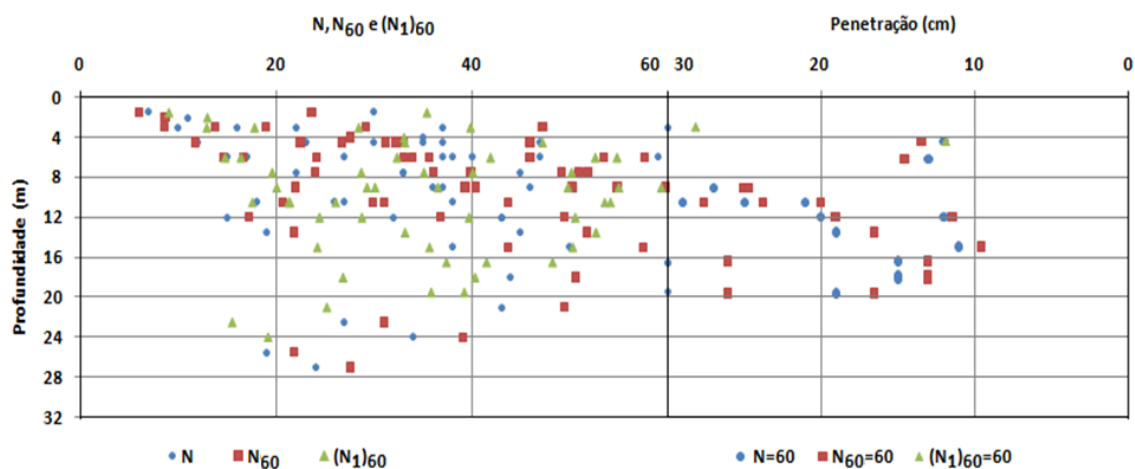


Fig. 6-42 – Distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$, e valores de penetração para N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ iguais a 60 pancadas, em função da profundidade nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

A análise da distribuição em profundidade dos valores mínimos resultantes do SPT parece evidenciar um aumento da resistência mínima com a profundidade.

Nas Tab. 6-30, Tab. 6-31 e Tab. 6-32 apresentam-se as distribuições dos valores do SPT, corrigidos e não corrigidos, de acordo com diferentes classes de frequências, de compacidade de acordo com Terzaghi e Peck (1967) e Skempton (1986) para solos granulares, e de consistência de acordo com Terzaghi e Peck (1967) para solos finos.

Tab. 6-30 – Distribuição por classes de frequências dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado, de acordo com Terzaghi e Peck (1967), para solos granulares, correspondendo a 55 ensaios .

Classes de compacidade		Freq. de N (%)	Freq. de N_{60} (%)	Freq. de $(N_1)_{60}$ (%)
<4	Muito solta	0	0	0
4-10	Solta	4	5	2
10-30	Média	22	20	40
30-50	Densa	40	35	36
>50	Muito densa	35	40	22

Tab. 6-31 - Distribuição dos valores de $(N_1)_{60}$ nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado, segundo classes de compacidade para solos granulares, de acordo com Skempton (1986).

Classes de compacidade	Freq. de $(N_1)_{60}$ (%)	
<3	Muito solta	0
3-8	Solta	0
8-25	Média	29
25-42	Densa	38
>42	Muito densa	33

Tab. 6-32 - Distribuição dos valores de N e N_{60} nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado, segundo classes de consistência, de acordo com Terzaghi e Peck (1967), para solos finos, correspondendo a 16 ensaios.

Classes de consistência		qu (kg/cm^2)	Freq. de N (%)	Freq. de N_{60} (%)
<2	Muito mole	<0,25	0	0
2-4	Mole	0,25-0,5	0	0
4-8	Média	0,5-1	0	0
8-15	Dura	1-2	13	6
15-30	Muito dura	2-4	38	44
>30	Rija	>4	50	50

A análise das Tab. 6-30, Tab. 6-31 e Tab. 6-32 permitem caracterizar os materiais pertencentes a estes depósitos quanto à sua compacidade, consistência e resistência. Quanto à compacidade, em função de N e de N_{60} a maioria destes solos apresentam-se densos a muito densos, enquanto que em função de $(N_1)_{60}$ medianamente compactos a densos. Segundo Skempton (1986) e em função de $(N_1)_{60}$ estes solos apresentam-se densos a muito densos. Os solos finos apresentam elevada consistência a variar entre rijos a muito duros, quer em função de N como em função de N_{60} , correspondendo a valores de resistência à compressão uniaxial elevados, superiores a $2kg/cm^2$, de acordo com Terzaghi e Peck (1967).

Na Tab. 6-33 apresentam-se valores de intervalos de D_r e ϕ obtidos de acordo com diversos autores, para as diferentes classes dos valores de N (corrigidos e não corrigidos) e suas frequências.

 Tab. 6-33 - Valores de D_r e ϕ em função da distribuição dos valores de N , N_{60} e $(N_1)_{60}$ em diferentes classes e de acordo com diversos autores para os depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

Classes	N		D_r	ϕ (°)
		Freq. (%)	(Sanglerat, 1972)	(Meyerhof, 1956)
	<4	0	< 0,2	< 30
Terzaghi e Peck (1967)	4-10	4	0,2 - 0,4	30 - 35
Compacidade solos granulares	10-30	22	0,4 - 0,6	35 - 40
	30-50	40	0,6 - 0,8	40 - 45
	>50	35	0,8 - 1	> 50
		$(N_1)_{60}$	D_r (%)	ϕ' (°)
		Freq. (%)	(Skempton, 1986)	(Hatanaka e Uchida, 1996)
Skempton (1986)	<3	0	0 - 15	20,0 - 26,8
Compacidade solos granulares	3-8	0	15 - 35	26,8 - 31,1
	8-25	29	35 - 65	31,1 - 39,6
	25-42	38	65 - 85	39,6 - 45,4
	>42	33	85 - 100	> 45,4

De acordo com Sanglerat (1972), 75% dos materiais apresentam densidade superior a 60% e segundo Skempton (1986) 71% apresentam densidade superior a 65%. Quanto aos valores do

ângulo de atrito, segundo Meyerhot (1956) 75% dos materiais possuem um ϕ superior a 40° e segundo Hatanaka e Uchida (1996) 71% apresentam valores de ϕ' superiores a 39,6°.

Tendo em atenção os resultados do ensaio SPT em solos finos (coesivos) e de acordo com Behpoor e Ghahramani (1989) foi possível determinar valores de q_u e de E (Tab. 6-34).

Tab. 6-34 – Intervalos de valores de q_u e E para os solos finos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado, em função de N de acordo Behpoor e Ghahramani (1989).

N	Freq. de N (%)	q_u (kPa)	E (MPa)
8-15	13	120-225	1,4-2,6
15-25	25	225-375	2,6-4,3
> 25	62	>375	> 4,3

Dos materiais finos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado onde se realizaram ensaios SPT, 13% apresentam valores de q_u entre 120 e 225 kPa e E entre 1,4 e 2,6 MPa enquanto 25% apresentam valores de q_u entre 225 e 375 kPa e de E entre 2,6 e 4,3 MPa. Os restantes 62% apresentam valores de q_u e de E superiores. Os resultados de q_u obtidos de acordo com Behpoor e Ghahramani (1989) são compatíveis com os obtidos de acordo com Terzaghi e Peck (1967).

6.3.2.1.1 Correlação de N com V_s

Utilizando a Eq. 5-9 e os resultados do ensaio SPT foi possível calcular a V_s . A determinação de α e β resultou da aplicação das propostas de diversos autores: Lee (1990), Muzzi (1984), Rodrigues (1979) e Carrubba e Maugeri (1988) (Tab. 6-35). Optou-se por estes autores por os mesmos não terem fatores em função da idade e apenas em função da litologia. Os valores de N usados correspondem a valores mínimo, percentil 25%, moda e mediana (Tab. 6-29). Os resultados são apresentados na Tab. 6-36.

Tab. 6-35 - Valores de α e de β usados na determinação de V_s para cada uma das propostas utilizadas (ver Tab. 5-10).

		Lee (1990)	Muzzi (1984)	Rodrigues (1979)	Carrubba e Maugeri (1988)
α	Areia	57,4	80,6	81,39	48
	Argila	114,4	102		
β	Areia	0,49	0,331	0,34	0,55
	Argila	0,31	0,292		

Para os solos finos, de um modo geral e independentemente dos valores de N , o método de Rodrigues (1979) é o que apresenta valores mais baixos, exceto o dado por Carrubba e Maugeri (1988) para o valor de N mínimo, mas que é muito próximo. Por sua vez a proposta de Lee (1990) é a que apresenta velocidades mais elevadas independentemente do valor de N .

Tab. 6-36 – Velocidade das ondas V_s a partir de diversos autores em função de N para os materiais do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

Solos finos - V_s (m/s)				
N	Lee (1990)	Muzzi (1984)	Rodrigues (1979)	Carrubba e Maugeri (1988)
12	247	211	189	188
22	298	252	233	263
33	338	283	267	328
40	359	300	285	365
Solos granulares - V_s (m/s)				
N	Lee (1990)	Muzzi (1984)	Rodrigues (1979)	
7	149	153	158	
31	309	251	262	
37	337	266	278	
43	363	280	292	

Relativamente aos solos granulares e ao valor mínimo de N os resultados dos cálculos de V_s apresentam velocidades muito próximas, entre 149 e 158 m/s. Para o valor de N igual à mediana (43) o valor mais baixo resulta da aplicação da proposta de Muzzi (1984), 280 m/s, e o mais alto da proposta de Lee (1990), 363 m/s.

6.3.2.2 Perfis de refração sísmica - V_L

Foram recolhidas velocidades das ondas longitudinais (V_L) num depósito com uma espessura conhecida de pelo menos 23,5 m, subjacente a aterros e sobreposta à Formação de Dagorda. Os valores de V_L não se distinguiram do material de aterro e variam entre 305 e 495 m/s (Geotest, 2008a). Correspondem a materiais de fraca resistência, facilmente ripáveis com meios mecânicos de baixa a média energia. Sabendo-se que ondas sísmicas longitudinais são as mais rápidas, então estes valores corroboram os valores de V_s da Tab. 6-36. A relação entre V_L e V_s varia de acordo com a natureza dos materiais atravessados. Para baixos valores de V_L e valores da relação V_L/V_s da ordem de $3^{0,5}$ correspondem provavelmente a areias mais ou menos grosseiras. Considerando os valores de V_L e os valores de V_s obtidos em solos granulares (Tab. 6.36) verifica-se que mais de 75% das relações V_L/V_s dão valores da ordem de $3^{0,5}$.

6.3.2.3 Ensaios de GeoGauge e Gamadensímetro

Durante os trabalhos de campo foram realizados vários ensaios utilizando quer o equipamento GeoGauge quer o Gamadensímetro, com o objetivo de conhecer os parâmetros de compactação natural à superfície e *in situ* de alguns materiais. Estes ensaios são normalmente utilizados no controlo de compactação de aterros e pavimentos.

Sobre os materiais do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado realizaram-se 20 ensaios com o GeoGauge e 6 ensaios com o Gamadensímetro. Os locais de realização dos ensaios apresentam-se na Fig. 6-43.



Fig. 6-43 – Locais de realização dos ensaios do Gamadensímetro e do GeoGauge em depósitos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado. O ponto GPS112 é junto ao ponto GPS113 e 113a. Imagem digital Google Earth 2010.

Os 20 ensaios realizados com o GeoGauge foram distribuídos por 4 locais (pontos). Os resultados apresentam-se na Tab. 6-37. Para o cálculo de E_G foi utilizado um coeficiente de Poisson de 0,35, sendo os cálculos efetuados pelo equipamento, com base no valor inserido pelo utilizador.

Tab. 6-37 – Valores de E_G obtidos nos materiais do Pliocénico e quaternário indiferenciado.

Ponto	Caraterização	E_G		
		Me (MPa)	c_v (%)	n
P61	Areia fina	205,84	26	6
PT0029	Areia fina	112,77	13	3
GPS113	Areia heterogénea	76,28	20	7
P113A	Areia heterogénea	89,40	24	4

c_v – coeficiente de variação.

Os valores de E_G apresentam um intervalo de variação relativamente grande, não só entre locais como dentro do mesmo local. O coeficiente de variação (c_v) permite afirmar que os desvios relativamente à média podem ir, em média, de 13 a 26% do valor desta. A variabilidade de

valores pode dever-se há heterogeneidade granulométrica dos depósitos onde se realizaram os ensaios.

O Gamadensímetro utilizado é da marca Troxler, modelo nº 3430, tendo-se obtido os valores médios do peso volúmico seco (γ_d), peso volúmico do solo (γ) e w_{nat} , que se apresentam na Tab. 6-38.

Tab. 6-388 – Valores médios de γ , γ_d e w_{nat} nos materiais do Pliocénico e quaternário indiferenciado.

Ponto	Caraterização	γ médio (kN/m ³)	w_{nat} (%)	γ_d médio (kN/m ³)	n
P61	Areia fina	21,15	1,5	20,84	2
PT0029	Areia fina	20,83	2,8	20,26	4

Em ambos os depósitos os valores médios de γ são próximos de 21 kN/m³. Como o γ_d se relaciona com γ e w , [$\gamma_d = \gamma / (1 + w)$], foi possível a determinação de γ_d tendo-se obtido para o P61 20,84 kN/m³ e para PT0029 20,26 kN/m³, valores muito próximos.

6.3.2.4 Caraterização laboratorial

Foram recolhidas amostras em vários locais o mais representativas possíveis destes materiais pois eles apresentam uma grande heterogeneidade granulométrica que tem muito a ver com a génese destes depósitos. Foram realizados ensaios de identificação (análises granulométricas, limites de consistência, determinação da densidade e do VBS), ensaios de corte direto e ensaios de compactação (Proctor e CBR).

6.3.2.4.1 Ensaio de identificação

A análise granulométrica de 17 amostras colhidas em variados locais onde os depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado afloram à superfície, permitiu traçar as curvas granulométricas que se apresentam na Fig. 6-44.

A análise das curvas granulométricas permite a identificação de solos essencialmente granulares, na sua maioria constituídos por frações granulométricas entre 0,1 e 1 mm. A amostra PQI12 destaca-se pelo seu conteúdo em finos o que confirma observações de campo onde em alguns locais se identificam níveis argilosos. As amostras PQI2 e PQI11 são reveladoras da existência de níveis mais grosseiros e por vezes cascalhentos.

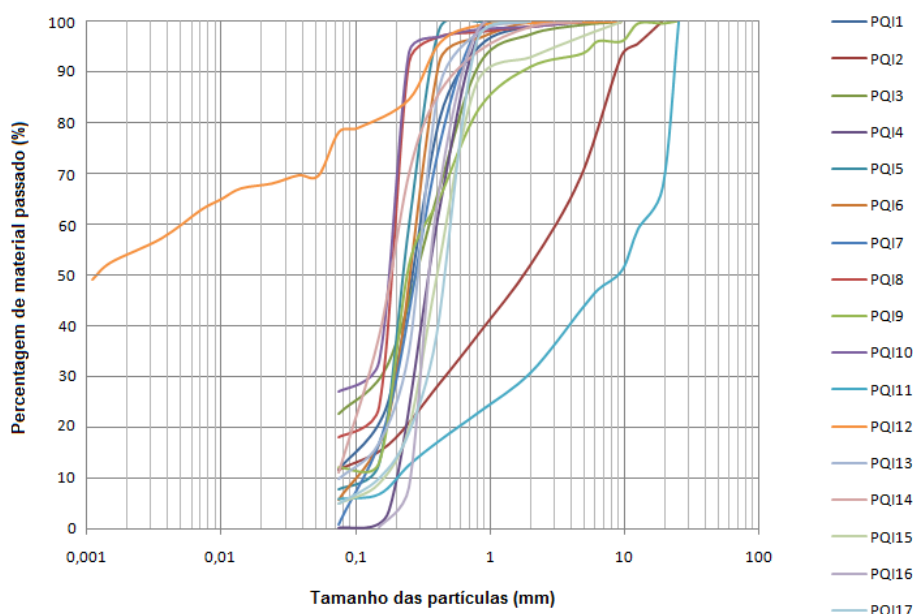


Fig. 6-44 – Curvas granulométricas correspondentes às amostras colhidas nos depósitos do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

Os resultados estatísticos dos ensaios realizados de densidade das partículas sólidas (G), w_{nat} , granulometria, limites de consistência (w_L e w_p), VBS e SE , apresentam-se na Tab. 6-39.

Tab. 6-39 - Valores estatísticos de parâmetros resultantes de ensaios laboratoriais relativos a amostras de materiais do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

	Min	Max	Me	Med	Mo	s	n
G	2,5	2,72	2,57	2,54	-	0,08	6
w (%)	0,52	13,6	6,04	5,94	-	4,67	7
%<2 mm	52,04	100	94,30	99,8	100	13,68	17
%<0,074 mm	0,04	78,28	15,46	11	5	18,10	17
w_L (%)	NP	64,5	28	23	-	-	14
I_p	NP	42,3	18,5	10,3	-	-	14
VBS (g/100g)	0,35	3,6	1,14	0,7	0,7	1,01	13
SE (m²/g)	7,33	75,35	23,91	14,65	14,65	21,12	13

NP – não plástico.

O valor do desvio padrão relativo à G permite caracterizar os materiais com um valor médio de 2,57. A variabilidade granulométrica é grande e apenas três amostras apresentam valores de I_p sendo as restantes onze não plásticas. Os valores de VBS e da SE apresentam grande variabilidade, dependente do teor em finos. Os valores de VBS variam entre 0,35 e 3,6 g/100g sendo 0,7 g/100g o valor da mediana. O valor mais elevado de SE corresponde à amostra PQ12, amostra classificada como argila gorda com areia, e é de 73,35 m²/g, no entanto a média de valores é substancialmente mais baixa, 23,91 m²/g.

As classificações Unificada (ASTM, 1998) e para Fins Rodoviários (AASHTO, E240, 1971) apresentam-se na Fig. 6-45 verificando-se o predomínio dos solos arenosos.

De acordo com a classificação Unificada 43% das amostras correspondem a areias mal graduadas (SP) e 28% a areias siltosas (SM), 11% a SP-SM (areias mal graduadas com silte) e 18% distribuem-se uniformemente por cascalho bem graduado com silte (GW-GM), areia argilosa (SC) e argila gorda com areia (CH). Interpretando estes valores verifica-se que 60% dos solos se apresentam permeáveis quando compactados, excelente a boa resistência ao corte e compressibilidade desprezável a muito baixa quando compactados e saturados (GW-GM, SP e SP-SM); 30% apresentam-se semipermeáveis a impermeáveis quando compactados (SM, SC, CH(I)); 34% apresentam resistência ao corte boa a razoável e baixa compressibilidade quando compactados e saturados (SM, SC); 6% (CH(I)) apresentam fraca resistência ao corte e alta compressibilidade quando compactados e saturados e fraca trabalhabilidade como material de construção; 82% apresentam trabalhabilidade razoável como materiais de construção (SP, SP-SM, SM) e 12% apresentam boa a excelente trabalhabilidade como material de construção (GW e SC).

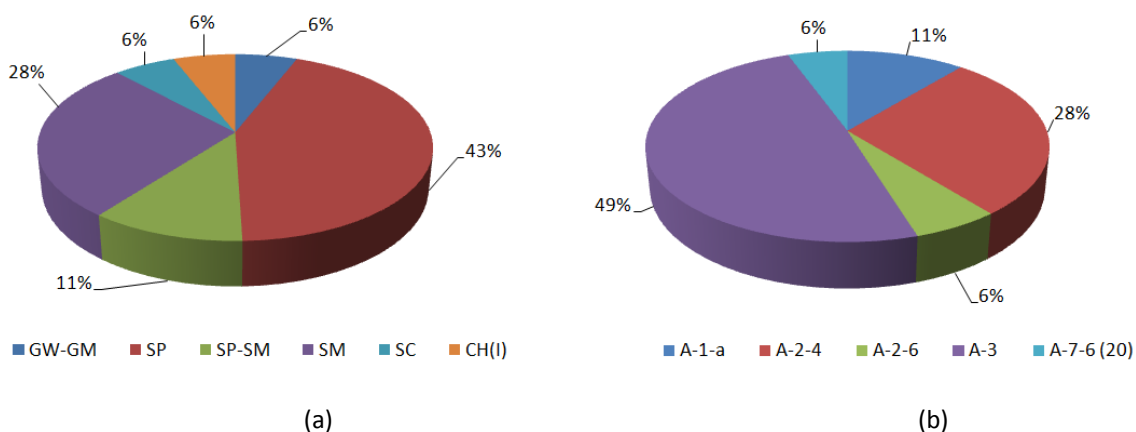


Fig. 6-45 - Classificação Unificada (a) e Classificação para Fins Rodoviários (b) das amostras do Pliocénico e Quaternário indiferenciado.

A classificação para Fins Rodoviários distribui 49% dos solos em A-3, 28% em A-2-4, 11% em A-1-a, 6% em A-2-6 e 6% em A-7-6(20). Esta distribuição permite concluir que cerca de 90% dos solos apresentam um excelente a bom comportamento em camadas sob o pavimento.

6.3.2.4.2 Ensaios de corte direto

Foram realizados 6 ensaios de corte direto sobre amostras desagregadas. Na Fig. 6-46 apresentam-se as projeções das relações tensão de corte versus tensão vertical relativas a cada uma das amostras ensaiadas e os respectivos valores de ângulo de atrito.

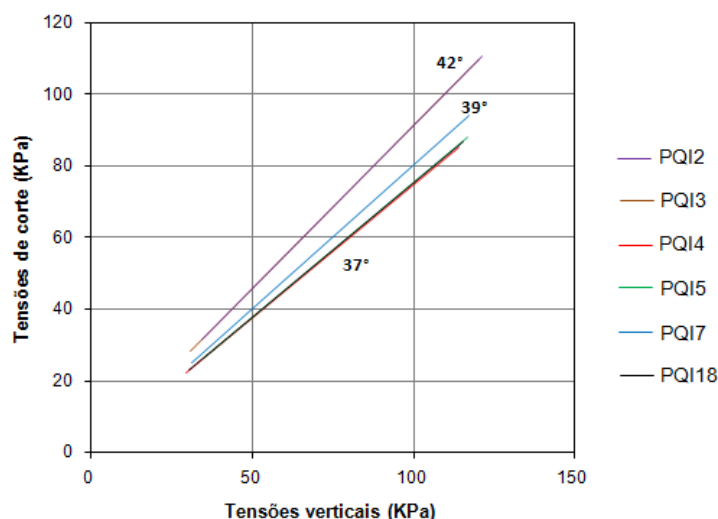


Fig. 6-46 – Tensão de corte *versus* tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado.

Os valores dos ϕ variaram entre 36,7° e 42,4° o que está de acordo com os valores tabelados (Terzaghi e Peck, 1967) para este tipo de materiais.

6.3.2.4.3 Ensaios de Proctor e CBR

Foram analisados 8 ensaios de compactação Proctor Modificado, compactação pesada em molde pequeno, recorrendo à especificação do LNEC E197-1966 e 3 ensaios de CBR seguindo o procedimento de ensaio da especificação do LNEC E198-1967. Obtiveram-se os valores apresentados na Tab. 6-40.

Tab. 6-40 – Resultados dos ensaios de Proctor e CBR realizados sobre amostras do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado.

Amostra	Proctor		CBR			
	$W_{opt.}$ (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	Índice (%)	CR (%)	Expansibilidade (%)	
PQI2	8,95	24,34				
PQI3	10	19,9				
PQI8	11,5	18,9	13-17	94	0	*
PQI10	13,8	19	24-30	94	0,4-0,8	*
PQI14	11	20,1				**
PQI15	10,4	19,95				**
PQI17	11,2	20,62				
PQI18	13	18	22	94	0	

* Amado (2004); ** Perspectiva (1997a)

Os valores de $\gamma_{dm\acute{a}x}$ variam entre 18 kN/m³, para um $w_{\acute{o}pt}$ de 13%, e 24,34 kN/m³ para um $w_{\acute{o}pt}$ de 8,95%. O índice de *CBR* varia entre 13 e 30% para compactações relativas de 94%. Os baixos valores de expansibilidade registados reflectem a fraca sensibilidade destes materiais com a água, o que os torna bons materiais para base de pavimentos. No entanto esta apreciação não é extensível a toda a unidade pois, como se referiu anteriormente, ocorrem níveis com teores em finos elevados que conferem propriedades de compactação muito diferentes das verificadas para as amostras granulares ensaiadas.

6.3.3 Caraterização hidrogeológica

Os depósitos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado caraterizam-se por solos com permeabilidade variável em função da percentagem de finos, podendo considerar-se em geral pouco permeáveis mas permitindo a infiltração e acumulação de águas. Trata-se de águas superficiais e sujeitas a variações de caudais conforme as épocas do ano, mas capazes de alimentar pequenos poços utilizados essencialmente na agricultura.

6.4 Solos finos da Formação de Dagorda

A Formação de Dagorda ocupa o núcleo do diapiro aflorante em Leiria, estrutura que integra o vale tifónico Parceiros-Leiria, sendo constituída por argilas e siltes, por vezes margas e ocasionalmente por gesso, salgema e rochas calcárias. A caraterização geotécnica efetuada tem por base descrições de campo e de sondagens verticais, ensaios *in situ* do tipo SPT, DPSH, CPTU e SCPTU, ensaios pressiométricos, determinações de velocidades de ondas longitudinais (V_L), GeoGauge, Gamadensímetro, resultados de um ensaio de dissipação realizado na base do ensaio CPTU1 (ensaio realizado nas aluviões do rio Liz); e ensaios laboratoriais de identificação, compressibilidade, resistência e compactação.

6.4.1 Caraterização litológica

As observações de campo permitiram identificar argilas vermelhas e cinzentas, argilas siltosas e argilas margosas e bancadas de calcários por vezes margosos, de fraca espessura. A compilação da descrição macroscópica dos gráficos de sondagens que intercetaram esta formação permitiu concluir em termos de classificação litológica um predomínio de argilas margosas (Fig. 6-47).

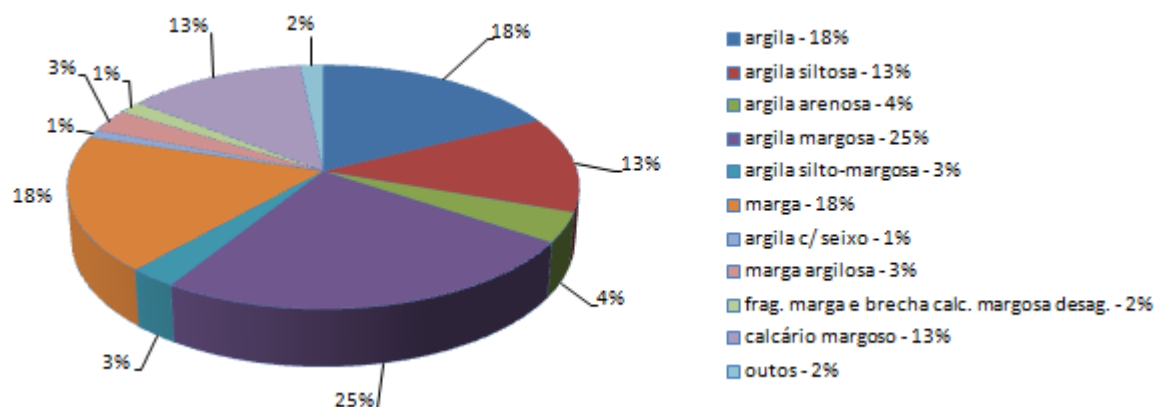


Fig. 6-47 – Distribuição das litologias descritas em gráficos de sondagens para os materiais constituintes da Formação de Dagorda.

As argilas margosas correspondem a 25% das descrições, as margas a 18%, as argilas a 18%, a argila siltosa a 13% e o calcário margoso a 13%. Outras descrições são referidas embora em menor quantidade, é o caso de argila arenosa, marga argilosa, argila silto-margosa, fragmentos de marga e brecha calcária margosa desagregada, argila com seixo e outras descrições. Esta variedade de descrições deve-se à subjectividade muitas vezes inerente ao processo de inspeção visual (diferentes empresas, diferentes operadores o que leva a diferentes sensibilidades). A uniformização das descrições assume-se de grande importância em virtude de os utilizadores dos registos de sondagens ser variado, devendo os relatórios fazer referência à metodologia utilizada para a identificação dos materiais. A descrição de materiais (rocha e solo) sugerida pela IAEG (1981), embora extensa, é objetiva e de fácil utilização. Assenta em três aspectos que a torna numa boa classificação para fins de engenharia: litogénese, características de geologia de engenharia dos materiais e classificações geotécnicas (IAEG, 1979).

Como a Formação de Dagorda foi no passado designada por Formação das Margas da Dagorda, crê-se que a designação de marga atribuída a alguns dos materiais intercetados, em algumas das sondagens, possa ter sido excessivamente ou indevidamente utilizada. O termo marga é relativo a uma rocha calcária com teor em argila entre 35 e 60%. É uma rocha de transição entre detrítica e química, nem sempre de fácil identificação numa inspeção visual.

Abaixo das aluviões do rio Liz, na zona em estudo, ocorre a Formação de Dagorda caracterizada pelo predomínio de argilas vermelhas e cinzentas, por vezes margosas ou com nódulos calcários e intercalações de gesso branco. O topo é predominantemente argiloso e com elevado teor em água.

No campus 2 do IPL podem definir-se dois horizontes:

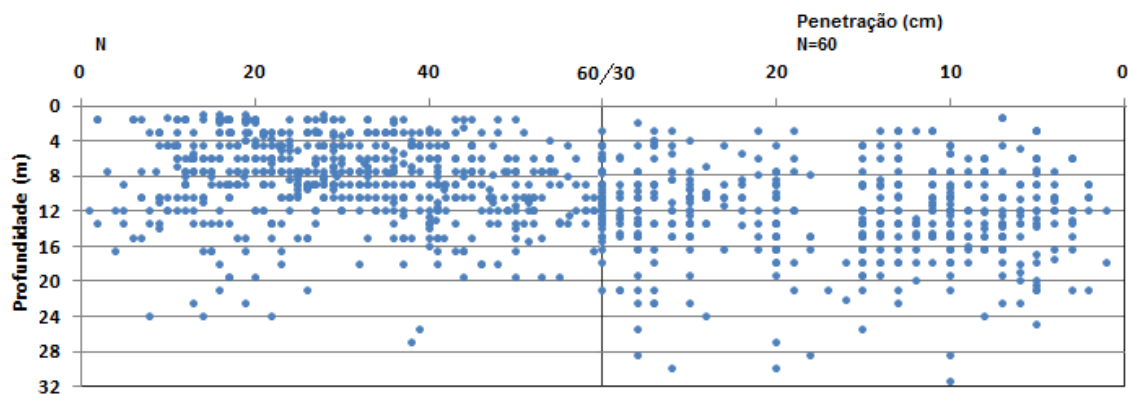
- Horizonte superior constituído por argilas siltosas e margosas, esporadicamente com areia e não raras vezes com impregnações gipsíferas, tonalidades cinzentas acastanhadas e avermelhadas;
- Horizonte inferior onde predominam argilas gipsíferas por vezes margosas, e margas argilosas com impregnações gipsíferas em abundância de coloração acinzentada escura.

6.4.2 Caraterização geotécnica

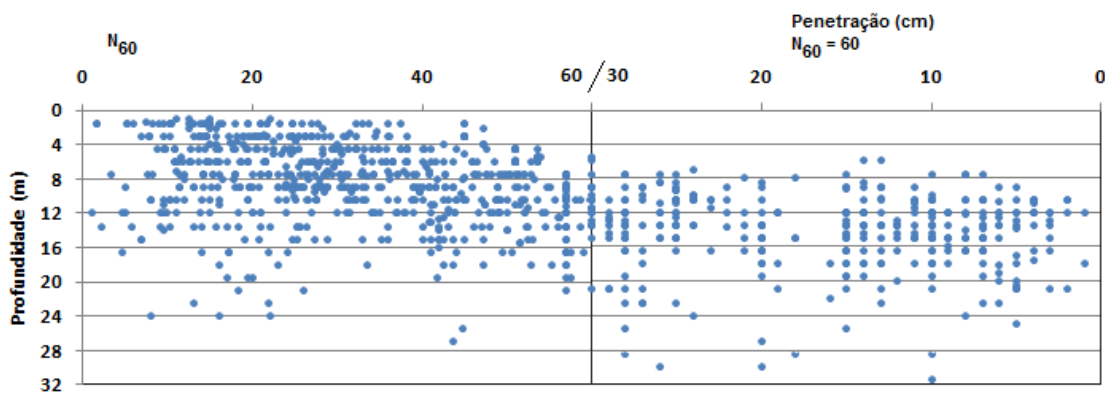
A caraterização geotécnica a partir de ensaios *in situ* foi efectuada com base nos resultados de ensaios SPT, ensaios pressiométricos e ensaios geofísicos compilados em diversos relatórios geotécnicos realizados na área em estudo. Realizaram-se ensaios CPTU com ensaios de dissipação e de cone sísmico na Formação de Dagorda abaixo das aluviões dos rios Liz e Lena e ensaios DPSH. Em plataformas de escavação procedeu-se a medições com o Gamadensímetro e com o GeoGauge. No sentido de melhor caraterizar estes materiais foram colhidas 20 amostras em escavações e procedeu-se ao seu tratamento laboratorial tendo-se realizado ensaios de identificação (análise granulométrica, limites de consistência, *VBS*), ensaios de caraterização (caixa de corte direto e edométricos) e ensaios de compactação (Proctor e *CBR*).

6.4.2.1 Ensaios SPT

Foram coligidos 1076 ensaios SPT, num total de 202 furos de sondagens, onde foram intercetados 1805 m de materiais correspondentes aos materiais litológicos pertencentes à Formação de Dagorda. 80% destes SPT foram realizados a profundidades superiores a 5 m num limite máximo de 31,5 m. Na Fig. 6-48 apresentam-se as distribuições dos valores de *N* e *N*₆₀ em função da profundidade assim como os valores de penetração, em cm, para valores de *N* (corrigidos e não corrigidos) iguais a 60 pancadas.



(a)



(b)

Fig. 6-48 - Variação de N (a) e N_{60} (b) com a profundidade e valores de penetração, em cm, para valores de N (a) e N_{60} (b) iguais a 60 pancadas, para os solos da Formação de Dagorda.

Analisando a distribuição dos valores de N e N_{60} verifica-se que aumentam com a profundidade: dos ensaios realizados a profundidades inferiores a de 5 m, 70% apresentam valores de N abaixo de 40; para profundidades superiores a 15 m, 84% dos valores de N são acima de 40 correspondendo frequentemente a argilas margosas ou margas argilosas com gesso. Em zonas de maior circulação de água, em profundidade, verificam-se valores de N baixos, por vezes iguais ou inferiores a 1.

Na Tab. 6-41 apresentam-se os valores estatísticos resultantes dos diversos ensaios SPT, corrigidos e não corrigidos, realizados sobre os materiais pertencentes à Formação de Dagorda.

Tab. 6-41 – Valores estatísticos de N e N_{60} na Formação de Dagorda.

	Min	Max	Me	Med	Mo	P25%	P75%	n
N	1	> 60	44	50	60	27	60	1076
N_{60}	1	> 60	43	47	60	25	60	1076

Os valores do SPT variam entre 1 e mais de 60 pancadas para penetrações de 30 cm. A média dos valores é de 44 para N e 43 para N_{60} e a mediana é de 50 para N e 47 para N_{60} .

Na Tab. 6-42 apresentam-se as frequências, em percentagem, das várias classes de N e N_{60} relativas às classes de consistência propostas por Terzaghi e Peck (1967).

Tab. 6-42 – Distribuição dos valores de N e N_{60} , na Formação de Dagorda, segundo classes de consistência de acordo com Terzaghi e Peck (1967).

Classes de consistência	qu (kg/cm ²)	Freq. de N (%)	Freq. de N_{60} (%)	
<2	Muito mole	<0,25	0,4	0,3
2-4	Mole	0,25-0,5	0,3	0,2
4-8	Média	0,5-1	1,4	1,6
8-15	Dura	1-2	7,1	8,7
15-30	Muito dura	2-4	20,3	20,4
>30	Rija	>4	70,6	68,8

A distribuição dos valores de N e de N_{60} por classes de consistência permite classificar cerca de 90% destes materiais com consistência muito dura a rija, tanto em função de N como de N_{60} , correspondendo a valores de resistência à compressão simples superiores a 2 kg/cm^2 .

Utilizando a proposta de Behpoor e Ghahramani (1989) foi possível a correlação com qu e E para valores de N inferiores a 25 pancadas (Tab. 6-43).

Tab. 6-43 – Determinação de qu e de E a partir de N segundo Behpoor e Ghahramani (1989).

N	qu (kPa)	E (MPa)
2 - 4	30 - 60	0,34 – 0,68
4 - 8	60 - 120	0,68 – 1,36
8 - 15	120 - 225	1,36 – 2,55
15 - 25	225 - 375	2,55 – 4,25

Os valores de qu obtidos segundo Behpoor e Ghahramani (1989) são ligeiramente superiores aos obtidos de acordo com Terzaghi e Peck (1967) para os mesmos valores de N . Os valores de N entre 8 e 25 pancadas correspondem a cerca de 20% de todos os valores de N o que de acordo com Behpoor e Ghahramani (1989) apresentam valores de qu entre 120 e 375 kPa e valores de E entre 1,36 e 4,25 MPa. Os valores de N inferiores a 8 têm pouco significado por corresponderem apenas a 2% dos 1076 valores de N analisados.

6.4.2.1.1 Correlação de N com V_s

Tendo em consideração os valores estatísticos de N (Min=1; Max=60; Me=44; Med=50; P25%=27) e dois valores entre o mínimo e o P25% (8 e 15), procedeu-se à determinação dos valores de V_s , utilizando a Eq. 5-9 e valores de α e β de acordo com os autores [Lee (1990), Carrubba e Maugeri (1988) e Crespellani *et al.* (1989), *in* Madai, 1999] que não utilizam o fator idade e ainda considerando serem solos finos (Tab. 5-10). Os resultados apresentam-se na Tab. 6-44.

Tab. 6-44 – Velocidade da onda de corte (V_s) calculada segundo vários autores com base nos resultados dos ensaios SPT para os solos da Formação de Dagorda.

N	Lee (1990)	Carrubba e Maugeri (1988)	Crespellani <i>et al.</i> (1989)
		V_s (m/s)	
1	114	48	72
8	218	151	217
15	265	213	304
27	318	294	417
44	370	385	541
50	385	413	580
60	407	456	639

Para o valor mais baixo de N , V_s varia entre 48 m/s de acordo com Carrubba e Maugeri (1988) e 114 m/s de acordo com Lee (1990). O valor V_s mais elevado foi obtido segundo Crespellani *et al.* (1989) para N igual a 60. Salvo para N igual a 1 e a 8, a teoria que permite obter valores mais elevados de V_s é a de Crespellani *et al.* (1989) independentemente dos valores de N . Para o valor médio de N , V_s varia entre 370 m/s e 541 m/s e para o valor da mediana varia entre 385 m/s e 580 m/s. Dos diversos autores analisados a única teoria que especifica a utilização para argilas sobreconsolidadas é a de Carruba e Maugeri (1988).

6.4.2.2 Ensaios CPTU

Durante a execução dos ensaios CPTU nas zonas aluvionares dos rios Liz e Lena foram intercetados abaixo das aluviões materiais correspondentes à Formação de Dagorda. Os ensaios CPTU que intercetaram estes materiais foram o CPTU1 na planície aluvionar do rio Liz e o CPTU6 na planície aluvionar do rio Lena. Os seus resultados já foram apresentados e descritos no subcapítulo da caracterização geotécnica das aluviões (6.2.2).

Os resultados do ensaio CPTU1 permitem definir o topo da Formação de Dagorda a cerca de 8,2 m de profundidade. Obtiveram-se valores de q_T entre 5 e 25 MPa, predominando os valores entre 5 e 10 MPa. Registam-se 3 picos no registo dos valores de f_s de cerca de 300 kPa aos 8,3 e 9 m e próximo de 1000 kPa aos 9,5 m. Sensivelmente às mesmas profundidades verificam-se 3 picos no registo de FR , o primeiro de cerca de 3%, de seguida de 6% e por último novamente de 3%. O registo das tensões neutras (Fig. 6-26) permite identificar situações em que $u_2 > u_0$ (aos 8, 8,9 e 9,48m), o que é característico de argilas intactas moles a duras.

Em termos de classificações a partir dos 8 m de profundidade: segundo a proposta de classificação do método P-Class de Zhang e Tumay (1999) surgem 4 níveis com cerca de 2 cm de espessura, uniformemente distribuídas até ao fim do perfil, provavelmente de argila; Schmertmann (1978) propõem argila siltosa intercalada com areia endurecida, areia densa e argila arenosa; a proposta de Robertson *et al.* (1986) é a alternância de camadas de solo de grão fino muito denso com camadas de solo de granulometria entre o cascalho e a areia, ocorrendo ainda intercalações muito finas de areia e areia siltosa; Douglas e Olsen (1981) sugerem a ocorrência de 4 camadas, com cerca de 2 a 3 cm de espessura, de ML-CL intercaladas com camadas de SM-SP; e a classificação Fuzzy (Zhang e Tumay, 1999) refere a alternância de níveis ora de elevada probabilidade de serem argila ora de elevada probabilidade de serem areia e pontualmente alta probabilidade de mistura de solos.

A análise dos perfis resultantes do CPTU6 e a sua comparação com sondagens realizadas na proximidade permite afirmar que a base das aluviões do rio Lena e o topo da Formação de

Dagorda ocorreram a uma profundidade de cerca de 5,5 m. Assim, os valores de q_T variam entre 3 e 17 MPa, f_s entre 0 e cerca de 210 kPa e FR entre 0 e 3,7%. Os valores máximos são atingidos a cerca de 7,7/8 m.

De acordo com as propostas de classificação dos materiais em função dos resultados do CPTU6, a partir dos 5,5 m de profundidade está-se perante argila (segundo a classificação P-Class, Zhang e Tumay, 1999) ou argila siltosa (segundo Schmertmann, 1978) ou solo de grão fino (segundo Robertson *et al.*, 1986), intercetada pontualmente por níveis finos de material de granulometria mais grossa.

As classificações relativas a comportamentos propostos por Douglas e Olsen (1981) e pela classificação Fuzzy referem a ocorrência de solo essencialmente do tipo ML-CL intercetado por níveis finos de SM-ML e SM-SP, e solo HPC intercetado por níveis finos de HPS e de HPM, respetivamente.

6.4.2.2.1 Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação

Tendo por base a Eq. 5-28 destinada a estimar a σ'_p para argilas sobreconsolidadas a partir de q_T (*in* Mayne 2007, Mayne, 1995; Demers e Leroueil, 2002), procedeu-se à sua aplicação aos resultados do CPTU1 a partir da profundidade de 8,2 m e do CPTU6 a partir dos 5,5 m, profundidades para as quais se considera estar em argilas da Formação de Dagorda. Em virtude de se ter realizado o ensaio com o piezocone procedeu-se a uma nova avaliação de σ'_p , para argilas a partir das medições da pressão neutra e considerando que o filtro se encontra na base do cone, de acordo com Chen e Mayne (1996). Determinou-se também σ'_p tendo em atenção a sugestão de Mayne (2005) a qual apresenta uma relação teórica entre q_T e u_2 . Os resultados apresentam-se na Tab. 6-45.

Os valores de σ'_p diferem muito de método para método. Os valores obtidos de acordo com Chen e Mayne (1996), que envolvem na sua determinação apenas os valores das pressões neutras registadas, são todos negativos por $u_0 > u_2$, salvo os obtidos na base do CPTU1.

Tab. 6-45 – Valores de σ'_p estimados a partir do CPTU1 para os materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões do rio Liz e de acordo com várias teorias.

	z (m)	q_T (kPa)	Mayne (1995); Demers e Leroueil (2002)		Chen e Mayne (1996)		Mayne (2005)
			σ'_p (kPa)	u_2 (kPa)	u_0 (kPa)	σ'_p (kPa)	σ'_p (kPa)
CPTU1	8,2	8240	2670	44,44	49,6	-2,73	4977
	8,3	9363	3040	29,95	50,6	-10,94	5600
	9,0	6398	2058	57,93	57,6	0,17	3804
	9,1	5228	1671	52,01	58,6	-3,49	3106
	9,5	30593	10039	263,33	62,6	106,39	18198
	9,51	31456	10324	244,57	62,7	96,39	18727
CPTU6	5,5	6949	2261	24,69	53,96	-15,51	4155
	6,00	9152	2985	6,25	58,86	-27,88	5487
	6,50	10095	3293	18,43	63,77	-24,03	6046
	7,00	9158	2981	21,4	68,67	-25,05	5482
	7,50	8345	2709	21,07	73,58	-27,83	4994
	8,00	3644	1155	17,45	78,48	-32,35	2176
	8,50	8698	2820	19,75	83,39	-33,73	5207
	8,68	8698	2819	19,75	85,15	-34,66	5207

De acordo com Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002) o valor mais elevado de σ'_p é de 10324 kPa, identificado na base do perfil, a 9,51 m de profundidade, o mesmo acontecendo com a proposta de Mayne (2005) resultando, no entanto um valor muito mais alto, 18727 kPa. Os valores mais baixos foram registados à profundidade de 8 m, sob as aluviões do rio Lena, de 1155 kPa de acordo com Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002) e 2176 kPa segundo Mayne (2005). Na Eq. 6-1 estabeleceu-se uma relação entre os valores de σ'_p obtidos de acordo Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002) e os obtidos de acordo Mayne (2005).

$$\sigma'_{p \text{ (Mayne, 2005)}} = 1,8037 \sigma'_{p \text{ (Mayne, 1995; Demers e Leroueil, 2002)}} + 99,319 \quad \text{Eq. 6-1}$$

É de referir que o método proposto por Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002), além de subestimar a ocorrência de fissuras, foi proposto para argilas sobreconsolidadas e não tem em atenção os efeitos das tensões neutras geradas durante o processo de penetração, o que em meios argilosos pode reflectir-se nos resultados obtidos. O método proposto por Mayne (2005), que surge como um contributo ao método anteriormente proposto por Chen e Mayne (1996), tem em atenção as tensões neutras geradas durante o processo de penetração da sonda durante a realização do ensaio.

Como OCR é a razão entre σ'_p e a σ'_{v0} procedeu-se também à sua determinação utilizando os valores de σ'_p calculados de acordo com as propostas de Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002), OCR^1 , e Mayne (2005), OCR^2 . Os resultados apresentam-se na Tab. 6-46.

Tab. 6-46 – Determinação de OCR para os materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões do rio Liz a partir do CPTU1.

	z (m)	σ'_{v0} (kPa)	OCR^1	OCR^2
CPTU1	8,2	98	27	50
	8,3	98,8	31	57
	9	104,4	20	36
	9,1	105,2	16	30
	9,5	108,4	93	168
	9,51	108,48	95	173
CPTU6	5,5	58,10	39	72
	6,00	62,10	48	88
	6,50	66,10	50	91
	7,00	70,10	43	78
	7,50	74,10	37	67
	8,00	78,10	15	28
	8,50	82,10	34	63
	8,68	83,54	34	63

OCR^1 : Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002); OCR^2 : Mayne (2005).

Os valores segundo Mayne (2005) são em média cerca de 1,84 vezes maiores que os valores de Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002). Os valores mais baixos de OCR registam-se à profundidade de 9,1 m nos materiais subjacentes às aluviões do rio Liz e aos 8 m de profundidade nos materiais subjacentes às aluviões do rio Lena, 16 e 15 respetivamente. Os valores os mais elevados na base registam-se sob as aluviões do rio Liz à profundidade de 9,51m. Os valores de OCR não variam linearmente com a profundidade, embora os valores mais elevados sejam os registados a maiores profundidades. Sabendo que a σ'_{v0} cresce linearmente com a profundidade então o efeito de uma antiga sobrecarga sobre estes materiais não atua de forma constante sobre estes materiais, o que se pode justificar com a sua história de tensões. Estes materiais sofreram, além se sobrecargas devidas a materiais que entretanto foram erodidos, ações tectónicas importantes que levaram também à sua subida (processos de formação do diapiro).

O parâmetro da sensibilidade S_t não foi estimado por ser recomendada a sua estimativa apenas para solos com $OCR < 2$, e de acordo com o apresentado na Tab. 6-47, independentemente do método utilizado, todos os valores de OCR são superiores a 2.

6.4.2.2.2 Coeficiente de impulso

Recorrendo aos CPTU1 e CPTU6, e para os materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões, determinou-se o K_0 por aplicação da Eq. 5-24 em que K_0 se relaciona com q_T , σ'_{v0} e OCR . Na Tab. 6-47 apresentam-se os valores de K_0 obtidos em função da utilização dos valores de OCR apresentados na Tab. 6-46 e de acordo com os diferentes autores.

De um modo geral os valores de K_0 obtidos variam entre 0,95 e 2,67. Destacam-se os valores obtidos na base do CPTU1, iguais a 2,27 (K_0^1) ou a 2,67 (K_0^2), bastante mais elevados que os restantes revelando um aumento do estado de consolidação com a profundidade. O valor de K_0^2 é 1,2 vezes o valor de K_0^1 .

Tab. 6-47 – Determinação de K_0 para os materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões.

	z (m)	q_T (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	K_0^1	K_0^2
CPTU1	8,20	8240	98,00	1,24	1,47
	8,30	9363	98,80	1,32	1,56
	9,00	6398	104,40	1,06	1,25
	9,10	5228	105,20	0,95	1,13
	9,50	30593	108,40	2,24	2,63
	9,51	31456	108,48	2,27	2,67
CPTU6	5,5	6949	58,10	1,55	1,83
	6,00	9152	62,10	1,71	2,02
	6,50	10095	66,10	1,73	2,04
	7,00	9158	70,10	1,59	1,88
	7,50	8345	74,10	1,47	1,74
	8,00	3644	78,10	0,95	1,12
	8,50	8698	82,10	1,42	1,67
	8,68	8698	83,54	1,40	1,65

Por utilização de OCR obtido segundo: ¹ Mayne (1995) e Demers e Leroueil (2002); ² Mayne (2005).

6.4.2.2.3 Parâmetro de resistência: resistência não drenada

Seguindo a abordagem clássica para avaliar c_u , método de equilíbrio limite, a partir das leituras do CPTU1 e CPTU6, e para as mesmas profundidades analisadas anteriormente, aplicou-se a Eq. 5-38 considerando N_{kt} igual a 20 (valor médio aconselhado a argilas sobreconsolidadas), no entanto como os dois últimos valores correspondem a argilas com um grau de consolidação muito alto também se determinaram os valores de c_u com N_{kt} igual a 30.

Tendo em atenção a proposta de Senneset *et al.* (1982) para a determinação de c_u a partir de q_e e da redefinição de q_e por Robertson e Campanella (1983) determinaram-se os valores de c_u (Eq. 5-40), considerando $N_{KE}=9$.

Os resultados dos cálculos de c_u apresentam-se na Tab. 6-48.

Para as profundidades consideradas verifica-se que os valores de c_u obtidos a partir do método de equilíbrio limite são em média inferiores 2,3 vezes os valores de c_u obtidos a partir da proposta de Robertson e Campanella (1983).

Os valores de c_u variam entre 253 e 1564 ou 1043 kPa segundo a abordagem clássica. De acordo com o método envolvendo q_e (Robertson e Campanella, 1983) c_u varia entre 575 kPa e 3468 kPa.

Tab. 6-48 – Valores de c_u em função do CPTU1 e do CPTU6 para as argilas da Formação de Dagorda.

	z (m)	q_T (kPa)	Método de equilíbrio	Robertson e Campanella
			limite	(1983)
			c_u (kPa)	c_u (kPa)
CPTU1	8,20	8240	405	911
	8,30	9363	461	1037
	9,00	6398	312	704
	9,10	5228	253	575
	9,50	30593	1521 / 1014*	3370
	9,51	31456	1564 / 1043*	3468
CPTU6	5,5	6949	343	769
	6,00	9152	452	1016
	6,50	10095	499	1120
	7,00	9158	452	1015
	7,50	8345	411	925
	8,00	3644	175	403
	8,50	8698	427	964
	8,68	8698	427	964

* Valores foram calculados com N_{kt} igual a 30.

Os valores de c_u calculados para as profundidades de 9,5 e 9,51 m, relativos aos materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões do rio Liz, são muito mais altos que os anteriores, quer utilizando N_{kt} igual a 20 quer igual a 30, fator que aumenta em função do grau de consolidação.

6.4.2.2.4 Ensaios SCPTU e correlações com V_s

Os ensaios sísmicos realizados nas aluviões, SCPTU1 e SCPTU6, permitiram obter valores de V_s também nos materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões.

Tendo em atenção correlações, propostas anteriormente, para a determinação de γ_{sat} (Eq. 5-17), G_0 (Eq. 5-47) e M (Eq. 5-62) em função de V_s , obtiveram-se os valores apresentados na Tab. 4-49.

 Tab. 6-49 - Determinação de γ_{sat} , G_0 e M para os materiais da Formação de Dagorda subjacentes às aluviões.

	z (m)	V_s (m/s)	γ_{sat} (kN/m ³)	G_0 (MPa)	M (MPa)
SCPTU1	8,5	572,6	21,45	718	90
	5,5	81,3	14,70	10	1
SCPTU6	6,5	279,1	19,04	15	19
	7,5	58,1	13,27	5	0,6

O valor de M foi obtido a partir de G_0 uma vez este é determinado a partir de V_s (Bruns e Mayne, 2002). Para a determinação de M considerou-se α'_G igual a 0,125 (valor dentro do intervalo 0,02, argilas orgânicas, e 2, areias quartzosas sobreconsolidadas).

Os valores de V_s variam entre 58,1 m/s, registado à profundidade de 7,5 m, e 572,6 m/s aos 8,5 m. Os valores de V_s obtidos para os materiais subjacentes às aluviões do rio Lena são inferiores aos obtidos para os materiais subjacentes às aluviões do rio Liz.

Os valores de γ_{sat} calculados em função de V_s variam entre 13,27 e 21,45 kN/m³. Os valores de G_0 variam entre 5 e 718 MPa e os valores de M entre 0,6 e 90 MPa. Como estes valores resultam de produtos com V_s é natural que quanto maior for o valor de V_s maior será a grandeza destes parâmetros. A grande variabilidade dos valores poderá prender-se com facto destes materiais, por vezes, se mostrarem muito descomprimidos no topo. De notar que o valor mais elevado quer de V_s , G_0 ou M é o registado a maior profundidade.

O valor de M obtido a partir de V_s , à profundidade de 8,5 m, é igual ao valor de M obtido a partir da proposta de Mayne (2006), em função dos resultados do CPTU1, considerando $\alpha'c$ igual a 10, valor recomendado para argilas (Fig. 6-37).

Relativamente aos valores de M obtidos ao longo do CPTU6 e apresentados na Fig. 6-19, considerando apenas os valores abaixo dos 5,5 m e os obtidos com $\alpha'c$ igual a 10, verifica-se que ocorrem dois picos, aos 5,8 e 7,7 m, com valores de M de cerca de 160 MPa. A média de valores a partir dos 5,5 m é de cerca de 94,5 MPa, valor muito próximo ao obtido para os materiais subjacentes às aluviões do rio Liz, mas muito distinto dos valores obtidos na Tab. 6-49.

6.4.2.2.5 Ensaio de dissipação – coeficiente de consolidação e permeabilidade

Na base do ensaio CPTU1 foi realizado um ensaio de dissipação, à profundidade de 9,51 m no topo da formação argilosa. O ensaio foi desenvolvido com um piezocone e equipamento do IPNLabgeo.

Os ensaios de dissipação do excesso de pressão intersticial gerado durante a cravação do piezocone no solo, podem ser interpretados para a obtenção do coeficiente de consolidação na direção horizontal (c_h).

Na interpretação recorreu-se ao método da raiz quadrada do tempo que permite definir um troço linear da curva de dissipação, possibilitando a extrapolação dos dados de campo mesmo para além do tempo de ensaio (Fig. 49). Utilizou-se a fórmula de Houlsby e Teh (Eq. 5-68) sendo T^* o fator de tempo modificado (0,245), R o raio do cone (1,79 cm), I_R o índice de rigidez do solo (100) e t_{50} o meio tempo de dissipação.

Na Fig. 6-49 apresenta-se o gráfico utilizado na determinação de t_{50} necessário ao cálculo de c_h .

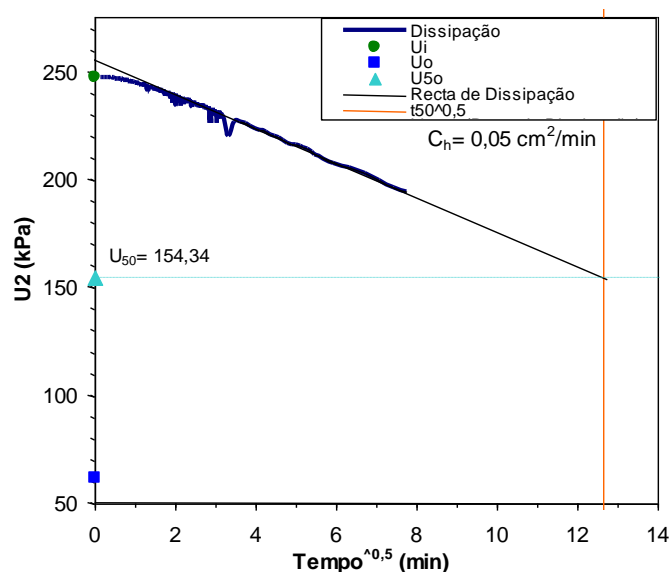


Fig. 6-49 – Gráfico utilizado na obtenção de t_{50} necessário ao cálculo de c_h .

Analisando a curva de dissipação e tendo em atenção o valor da tensão neutra no estado de repouso à profundidade de realização do ensaio, $u_0=61,8$ kPa, verifica-se que não ocorreu a dissipação total do excesso de tensão neutra gerado. No entanto é prática comum a realização do ensaio até à dissipação de 50% do excesso de tensão neutra o que permite obter o t_{50} e o grau de consolidação correspondente ($U_{50\%}$), havendo necessidade de prolongar a reta de dissipação. Para um $U_{50\%}$ igual a 154,35 kPa, obteve-se um valor de t_{50} de 160 minutos a que corresponde um valor do coeficiente de consolidação horizontal, c_h , de $0,05$ cm²/min.

A permeabilidade pode ser determinada em função de c_h recorrendo à Eq. 5-66. Foi determinado o valor de k considerando $\gamma_w=9,8$ kN/m³, $c_h=0,05$ cm²/min, e utilizando o valor de $M=312,8$ MPa determinado acima em função do CPTU1 de acordo com a proposta de Mayne (2006) à profundidade de 9,51 m. O valor de k obtido foi de $2,61 \times 10^{-10}$ cm/s, valor característico de solos de baixíssima permeabilidade.

6.4.2.3 Ensaios pressiométricos

Foram coligidos 4 ensaios pressiométricos realizados nos materiais finos da Formação de Dagorda (Geoteste, 2009b). Estes ensaios foram realizados com um equipamento Ménard tipo G.

Os ensaios pressiométricos foram realizados em dois furos de sondagem a diferentes profundidades. O ensaio P1.1 foi realizado à profundidade de 9,93 m no mesmo furo de sondagem que o ensaio P1.2, este realizado a 16 m de profundidade. Os ensaios P2.1 e P2.2 foram realizados no mesmo furo de sondagem às profundidades de 6,84 e 9,94 m. Na Fig. 6-50

apresenta-se a curva pressiométrica do ensaio P1.1, cuja análise permite definir as regiões correspondentes às fases pseudo-elástica e plástica. O valor de pressão correspondente à fronteira entre as duas fases, ou seja a pressão de fluência p_f , é de 17,82 bar.

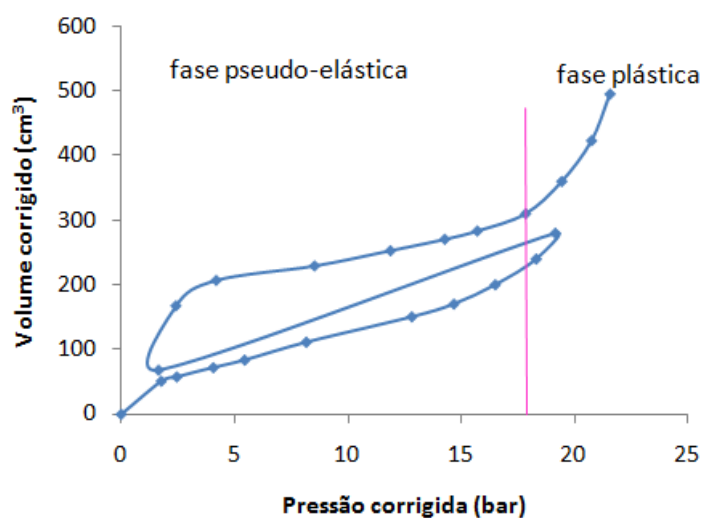


Fig. 6-50 – Curva pressiométrica do ensaio P1.1.

A partir da curva pressiométrica pode-se determinar o valor de p_L , o qual corresponde ao valor da pressão correspondente à injeção de um volume V_L ($V_L = 2V_0 + V_S$). Considerando V_0 igual a 50cm^3 (valor do primeiro trecho de carregamento por não ser possível definir com precisão p_0) e V_S igual a 535cm^3 , tendo o valor de p_L de ser extrapolado. A extrapolação de p_L foi realizada prolongando-se a curva pressiométrica até se atingir V_L igual a 635cm^3 o qual corresponde a um valor de pressão p_L igual a 2,3 MPa.

Na Fig. 6-51 apresenta-se a curva de fluência do ensaio P1.1. A análise da curva de fluência permite a obtenção de E_M .

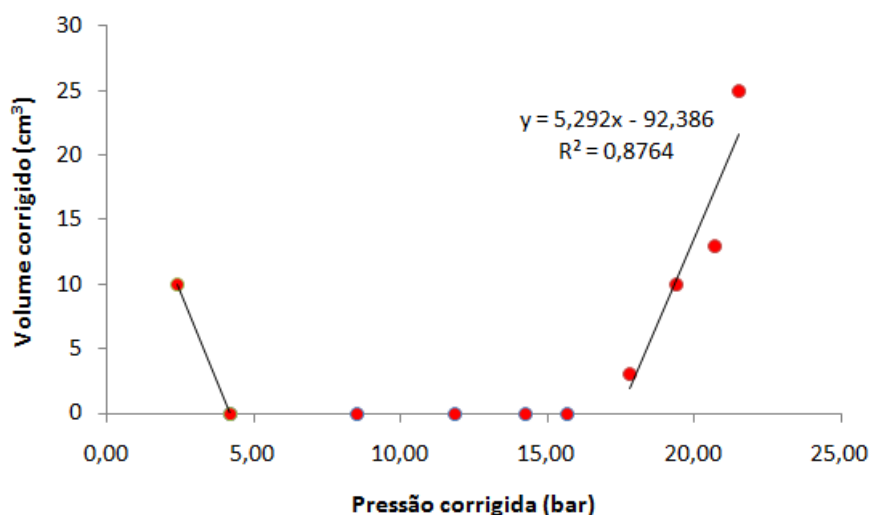


Fig. 6-51 - Curva de fluência do ensaio pressiométrico P1.1.

O valor de E_M , que corresponde ao declive da curva pressiométrica na zona pseudo-elástica, foi determinado com a Eq. 5-77. Tendo por base a Eq. 5-81 foi possível determinar o módulo de distorção pressiométrico (G_M), considerando o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,33. Os resultados de E_M , p_L e G_M apresentam-se na Tab. 6-50.

Tab. 6-50 - Valores dos ensaios pressiométricos (Adaptado de Geotest, 2009b).

Furo de sondagem	Ensaio	z (m)	E_M (MPa)	p_L (MPa)	G_M (MPa)
S3C	P1.1	9,93	17,4	2,3	13,0
	P1.2	16,00	57,6	>4,9	43,0
S4C	P2.1	6,84	13,1	2,0	9,8
	P2.2	9,94	109,1	>5,9	81,4

Comparando estes valores com os apresentados na Tab. 5-17, para os valores do P1.1 e P2.1 pode dizer-se que se está perante materiais compatíveis com argilas rijas e/ou margas. Para valores mais elevados não é possível estabelecer relações com a litologia utilizando a mesma tabela.

Os resultados dos ensaios pressiométricos revelam que há um incremento de E_M , p_L e G_M com a profundidade (Tab. 6-50). Os valores de E_M variando entre 13,1 e 17,4 MPa, de p_L entre 2,0 e 2,3 MPa e G_M entre 9,8 e 13 MPa, correspondem às zonas mais superficiais e descomprimidas, enquanto as zonas mais profundas apresentam valores de E_M entre 57,6 e 109,1 MPa, de p_L entre 4,9 e 5,9 MPa e de G_M entre 43 e 81,4 MPa.

A Eq. 5-80 permitiu a obtenção de E , tendo-se utilizado α igual a 0,67 em virtude da razão entre E_M e p_L^* se encontrar no intervalo entre 9 e 16 (Tab. 5-18). O valor de E varia entre 20 e 26 MPa para a zona descomprimida e entre 86 e 163 MPa para a zona mais consolidada.

Estimou-se c_u a partir da Eq. 5-86, tendo-se obtido valores entre 200 e 222 kPa para as zona mais descomprimida e superiores a 450 kPa para a zona mais consolidada e mais profunda.

6.4.2.4 Ensaio DPSH

O ensaio DPSH realizado nas aluviões do rio Liz, atravessou na totalidade as aluviões e intercetou a Formação de Dagorda. A análise do gráfico da projeção dos valores q_d e R_d , obtidos, apresentado na Fig. 6-38 e a correlação com a geologia regional permitiu concluir que abaixo dos 8 m de profundidade se encontra a Formação de Dagorda, verificando-se um aumento crescente da resistência com a profundidade, com um pico de resistência aos 13,2 m correspondendo a valores de $q_d=43,7$ MPa e $R_d=113,3$ MPa. Aos 15 m a resistência foi máxima levando ao fim do ensaio por se ter verificado uma nega a 100 pancadas com 0,06 m de cravação.

6.4.2.5 Perfis de refração sísmica - V_L

Foram coligidos para a zona em estudo os resultados de 5 perfis de refração sísmica onde foi possível a identificação das velocidades das ondas sísmicas longitudinais para os materiais da Formação de Dagorda. Estes perfis sísmicos foram realizados no sentido de avaliar as condições de ripabilidade dos terrenos. A variação de V_L pode estar relacionada com a espessura, tipo de compacidade e/ou consistência dos materiais.

Foram obtidos valores de V_L desde 735 a superiores a 2015 m/s. Como estes materiais aparecem mais descomprimidos e alterados no topo, aos valores de N_{spt} entre 17 e 50 correspondem valores de V_L entre 735 e 1670 m/s. Para solos mais rijos, com valores de N_{spt} superiores a 60, V_L apresenta velocidades superiores a 2015 m/s (Geotest, 2008).

Em termos de ripabilidade os terrenos com V_L inferior a 1190 m/s podem ser desmontados com equipamentos ligeiros, enquanto para valores de V_L superiores a 2525 m/s há necessidade de recorrer a explosivos, martelo saneador ou cimentos expansivos.

6.4.2.6 Ensaios de GeoGauge e Gamadensímetro

Foram realizadas 6 medições com o Gamadensímetro em três locais distintos correspondendo a plataformas de escavação. Os valores médios de γ e de γ_d obtidos sobre materiais finos da Formação de Dagorda apresentam-se na Tab. 6-51.

Os valores de γ variam entre 15,26 e 25,94 kN/m³ enquanto os valores de γ_d variam entre 13,69 e 23,64 kN/m³. São valores são muito distintos, o que pode ser devido a pertencerem a materiais também com propriedades diferentes. O valor de 15,26 kN/m³ é mais próximo dos valores típicos para areias finas secas do que para materiais argilosos, podendo corresponder a siltes

gossos. Por sua vez o valor de $25,94 \text{ kN/m}^3$ é um valor elevado podendo ser devido à presença de gesso o qual pode fechar os poros.

Tab. 6-51 - Valores médios de γ , γ_d e w_{nat} obtidos em plataformas de escavação na Formação de Dagorda.

Ponto	Caraterização	γ médio (kN/m^3)	w_{nat} (%)	γ_d médio (kN/m^3)	n
Campus 2 IPL	Mistura de solos e rochas carbonatadas	18,67	9,2	17,10	2
Ponto 100	Argilas cinzentas	18,02	8,3	16,64	1
	Argilas vermelhas	15,26	11,5	13,69	1
Ponto 11	Argilas cinzentas com laivos vermelhos e gesso	25,94	9,8	23,64	2

Foram realizadas 31 medições de E_G com o GeoGauge em 8 locais onde afloram materiais da Formação de Dagorda. Na Tab. 6-52 apresentam-se os resultados obtidos.

Tab. 6-52 - Valores de E_G obtidos em plataformas de escavação na Formação de Dagorda.

Ponto	Caraterização	E_G		
		Me (MPa)	c_v (%)	n
Campus 2 IPL	Mistura de solos e rochas carbonatadas	59	15	7
Ponto 100	Argilas cinzentas e vermelhas	171	18	3
Ponto 11	Argilas cinzentas com laivos vermelhos e com gesso	154	14	3
Talude ESTG	Argilas cinzentas e vermelhas	44	29	5
Campus 1 IPL	Argilas vermelhas, cinzentas e acastanhadas	49	-	2
	Argilas amarelas, vermelhas e cinzentas	23	40	4
Quinta Seixal	Argilas vermelhas com laivos cinzentos	71	-	2
Porto Moniz	Argilas vermelhas	43	-	2
	Plataforma de calcários	156	-	2
Capuchos	Argilas vermelhas	34		1

Os valores do E_G variam entre 13 e 202 MPa como resultado de valores de H_{SG} entre 1,5 e 23,3 MN/m. Os desvios relativamente à média, dados pelo c_v , vão de 7 a 40% do valor desta. A variabilidade destes valores pode ser devida à variabilidade litológica e/ou ao grau de consolidação e/ou descompressão dos materiais existentes nos diversos afloramentos. Os valores mais elevados de E_G foram obtidos em escavações recentes (Ponto 100 e Ponto 11) e numa plataforma escavada sobre calcários em Porto Moniz.

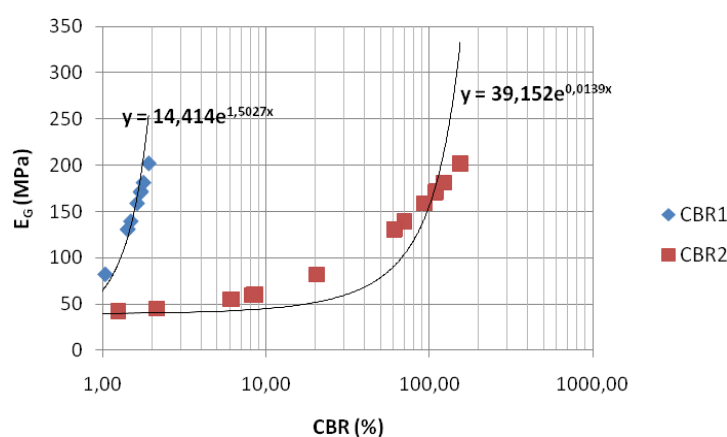
6.4.2.6.1 Correlação do GeoGauge com CBR

Estimaram-se os valores de CBR em função dos valores médios de E_G de acordo com as Eq. 5-102 (CBR^1) e Eq. 5-103 (CBR^2). Os resultados apresentam-se na Tab. 6-53.

Tab. 6-53 – Correlação de E_G com CBR para a Formação de Dagorda

Ponto	Caraterização	E_G (MPa)	CBR^1 (%) Eq. 5-102	CBR^2 (%) Eq. 5-103
Campus 2 IPL	Mistura de solos e rochas carbonatadas	59	0,8	7
Ponto 100	Argilas cinzentas e vermelhas	171	1,7	108
Ponto 11	Argilas cinzentas com laivos vermelhos e com gesso	154	1,6	87
Talude ESTG	Argilas cinzentas e vermelhas	44	0,7	2
	Argilas vermelhas, cinzentas e acastanhadas	49	0,7	4
Campus 1 IPL	Argilas amarelas, vermelhas e cinzentas	23	0,5	-
Quinta Seixal	Argilas vermelhas com laivos cinzentos	71	0,9	14
Porto Moniz	Argilas vermelhas	43	0,7	1
	Plataforma de calcários	156	1,6	89
Capuchos	Argilas vermelhas	34	0,6	-

Os valores de CBR obtidos pelas duas equações diferem consideravelmente e aumentam com E_G de modo exponencial (Fig. 6-52). Os valores obtidos por utilização da Eq. 5-102 são inferiores aos obtidos pela Eq. 5-103, variando entre 0,5 e 1,7% para a primeira e entre 1 e mais de 100% para a segunda. A Eq. 5-102, estabelecida com base em ensaios laboratoriais, parece mais adequada aos solos argilosos estudados pois fornece valores para o CBR compatíveis com os valores correntemente apresentados pelos solos argilosos. No entanto para os materiais carbonatados os valores de CBR calculados com a Eq. 5-102 já se encontram subavaliados.


 Fig. 6-52 – Variação do CBR com E_G de acordo com os valores da Tab. 6.53.

6.4.3 Caraterização laboratorial

Foram realizados ensaios de apoio à classificação (análises granulométricas, limites de consistência, determinação da G e do VBS), ensaios de corte direto, ensaios edométricos e

ensaios de compactação Proctor e de *CBR*. Os ensaios foram realizados em amostras colhidas em afloramentos ou em escavações. No sentido de identificar as argilas presentes nestes materiais foram realizados ensaios de DRX.

6.4.3.1 Ensaios de identificação

Os ensaios de identificação permitiram obter valores de *G*, *w*, frações granulométricas, limites de consistência, atividade das argilas (*Ac*), *VBS* e *SE*.

O traço das curvas granulométricas de 30 amostras submetidas à análise granulométrica permitiu obter o fuso granulométrico que se apresenta na Fig. 6-53 e que permite confirmar o carácter argiloso destes materiais.

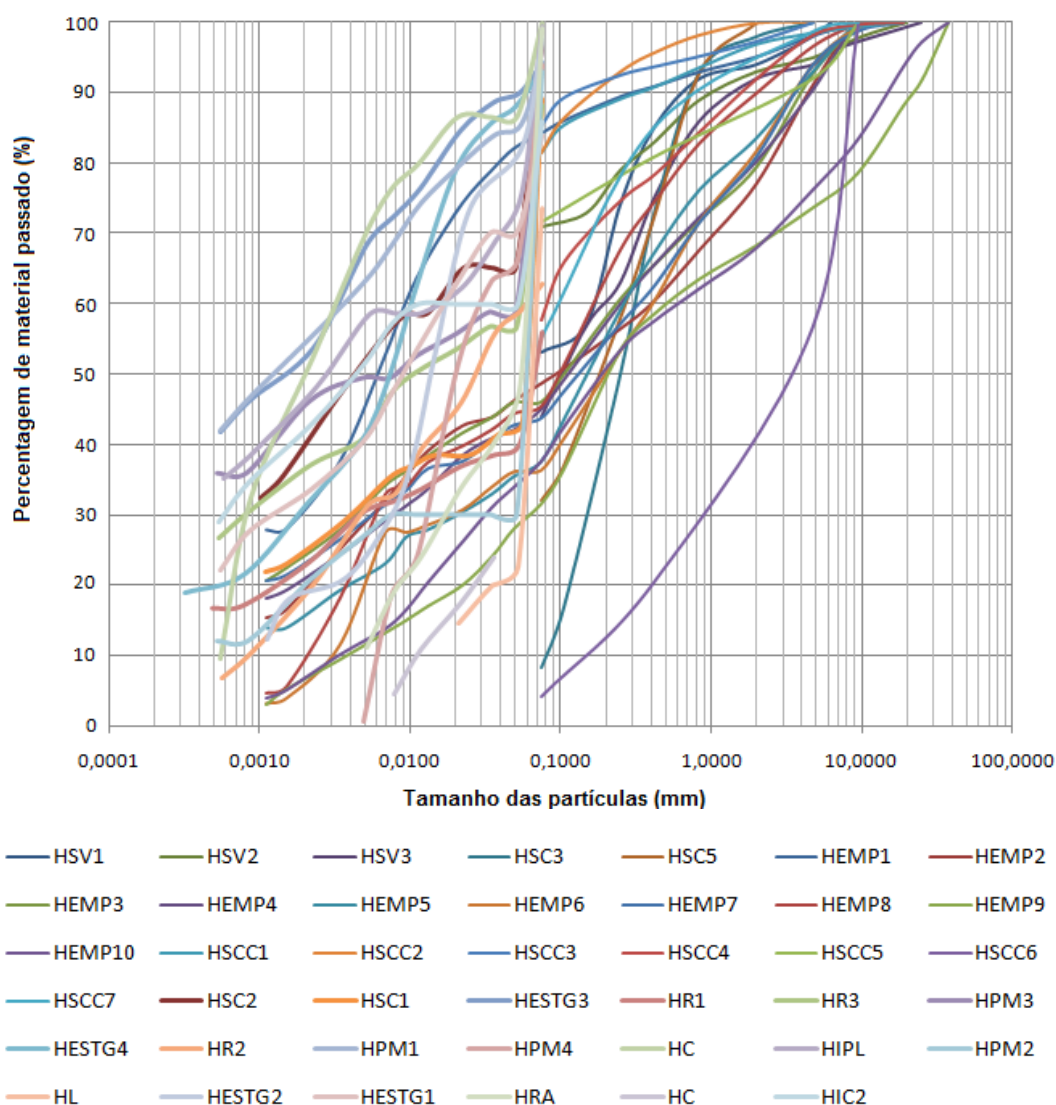


Fig. 6-53 – Fuso granulométricos correspondentes a solos da Formação de Dagorda.

Na Tab. 6-54 apresentam-se os valores estatísticos dos parâmetros de identificação, não sendo referido o facto de apenas uma amostras ter sido classificada como não plástica.

Tab. 6-54 – Valores estatísticos de parâmetros de identificação de amostras de solos da Formação de Dagorda.

	Min	Max	Me	Med	Mo	s	n
G	2,46	2,95	2,68	2,65	2,6	0,12	28
w (%)	3,03	30,7	11,32	10,89	14,5	6,64	24
%<0,074 mm	4,2	99,76	66,93	72,25	81,4	26,66	44
%<0,002mm	9,38	53,78	29,67	26,44	-	13,20	25
w_L (%)	17	49	31,95	30	30	7,68	42
I_p	4	30	13,71	14	16	5,5	41
I_c	0,28	4,24	1,91	1,92	2,36	0,87	38
Ac	0,21	0,87	0,54	0,49	-	0,17	23
VBS (g/100g)	0,70	5,60	2,64	2,7	2,8	1,12	32
SE (m²/g)	14,65	117,21	55,15	56,51	58,60	23,45	32

O valor médio de *G* é de 2,68, valor característico dos solos finos. O *I_p* apresenta valores de baixa a média plasticidade dos solos. Os valores do *I_c* permitem classificar estes solos desde moles até rijos, predominando os duros, muito duros a rijos de acordo com os valores da média e mediana. Estes valores confirmam o já obtido a partir dos resultados do SPT. Os valores de *Ac* foram calculados a partir de Skempton (1953), em função de *I_p*, tendo-se obtido valores entre 0,21 e 0,87 correspondendo a argilas pouco ativas a normais. A mediana do *VBS*, de 2,7 g/100g corresponde a solos sensíveis à água. A superfície específica determinada em função do *VBS* permitiu obter valores entre 14,65 e 117,21 m²/g, não permitindo a identificação do tipo de argilas presentes nestes solos.

Os resultados das classificações Unificada (ASTM, 1998) e para Fins Rodoviários (AASHTO, E214, 1971) apresentam-se nas figuras Fig. 6-54.

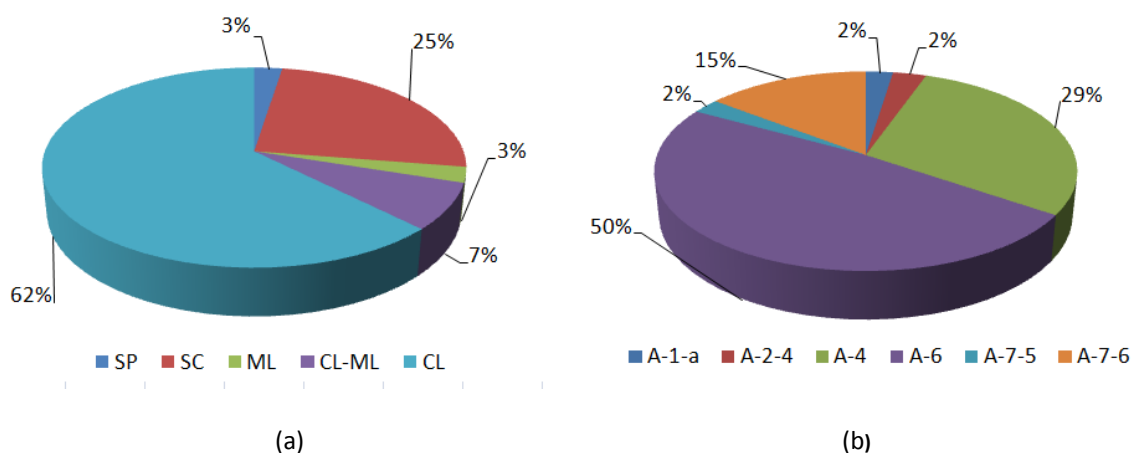


Fig. 6-54 – Classificação ASTM (a) e Classificação para Fins Rodoviários (b) para as amostras dos solos da Formação de Dagorda.

De acordo com a classificação ASTM (1998) de 40 amostras, predominam as argilas magras CL por vezes com areia, seguindo-se as areias argilosas (SC) por vezes com cascalho.

Em termos de comportamento predominam materiais que quando compactados apresentam um comportamento impermeável a semipermeável, resistência ao corte razoável quando compactados e saturados, média compressibilidade quando compactados e saturados e trabalhabilidade boa a razoável como material de construção, correspondem aos materiais classificados como CL, CL-ML e ML.

Segundo a classificação AASTHO 50% dos materiais correspondem a solos A-6 com *IG* entre 1 e 10. Em termos de caracterização do comportamento verifica-se que 68% dos materiais classificados apresentam um comportamento muito mau em camadas sob pavimentos (A-6, A-7-5 e A-7-6).

Para comparar estas classificações e as descrições litológicas apresentadas na Fig. 6-48 e obtidas a partir das descrições de logs de sondagens, será necessário recalcular percentagens eliminando descrições como calcário margoso, marga, fragmentos de marga e brecha calcária, obtendo apenas descrições de solos. Comparando as novas percentagens obtém-se 62% de argila e argila margosa, valor comprável com os 63% de argilas magras (CL) da classificação ASTM e com os 68% dos solos A-6, A-7-5 e A-7-6, da classificação AASTHO; os restantes valores são de difícil comparação, muito devido quer ao empirismo inerente ao processo de inspeção visual quer à grande variedade de termos descritivos utilizados.

6.4.3.2 Difractometria de raios X – identificação dos minerais de argila

Amado (2003) estudou a composição química e mineralógica desses solos concluindo que eles têm uma composição química muito variável, variando de altamente carbonatados com baixo teor em Fe, a alumino-silicatos com significativo conteúdo em Fe. O teor de Mg apresenta uma grande variação relacionada com a presença de calcário dolomítico e minerais de argila. Foram também identificados, por meio de *DRX*, minerais de argila (esmectite, montmorilonite, illite e caulinite), calcite e dolomite (Amado, 2004).

No decorrer deste trabalho procedeu-se à identificação dos minerais argilosos, em 6 amostras, utilizando a *DRX*, o que exigiu três fases de ensaio: utilizando o procedimento geral de *DRX*, repetindo mais duas vezes o procedimento da execução da difração após a solvatação com etilenoglicol e após aquecimento. A análise das distâncias interplanares referentes aos picos apresentados no difractograma permitiu a identificação dos minerais de argila.

Para a quantificação dos minerais recorreu-se a duas técnicas, a proposta por Biscaye (1965) e a proposta de Thorez (1976), sendo os resultados obtidos apresentados na Tab. 6-55.

As três das amostras em que predomina a ilite apresentam ainda clorite e caulinite. Podem ser caracterizadas por apresentarem baixa a muito baixa capacidade de troca iónica e ausência de expansibilidade, logo um comportamento muito estável. Correspondem a argilas de cor cinzenta.

As amostras HESTG1 e HSC2, de cor vermelha, apresentam teores elevados de esmectite, 54% e 29%, respetivamente. Apresentam teores de interestratificados significativos e ilite. A esmectite tem uma capacidade de adsorção elevada de moléculas de água, o que conduz a elevadas variações volumétricas.

Tab. 6-55 – Quantificação dos minerais de argila a partir de DRX.

Biscaye (1965)						
Amostra	Esmectite	Clorite	Mica-ilite	Caulinite	Interestratificados	Total
HC	0	15	76	9	0	100
HESTG1	54	0	20	0	26	100
HRA	0	12	84	4	0	100
HSC2	29	0	31	2	38	100*
HR3	22	7	26	0	44	100
HSC1	0	41	52	7	0	100
Thorez (1976)						
HC	0	26	66	8	0	100
HESTG1	50	0	14	0	36	100
HRA	0	21	75	4	0	100
HSC2	26	0	21	1	51	100*
HR3	19	9	17	0	55	100
HSC1	0	59	36	5	0	100

* Com gesso.

A amostra HR3 foi colhida muito próximo de dois filões de rocha magmática, numa área muito tectonizada (ver Anexo I). Apresenta uma cor de vinho com laivos cinzentos, aspeto muito típico das argilas da Formação de Dagorda noutras regiões do país. Nesta amostra predominam os interestratificados seguidos de ilite e esmectite, cujos teores variam em função do procedimento de cálculo utilizado (Tab. 6-55).

A generalidade das amostras que apresentam clorite foram colhidas a poucos metros de distância de corpos de rochas magmáticas, podendo a sua presença ser devida a migração de produtos de alteração das rochas magmáticas alteradas para as argilas encaixantes. A exceção é a amostra HRA.

Os resultados mostram haver evidências de relação entre a cor destes materiais e a sua composição em minerais de argila. Nas amostras de cor cinzenta predomina a ilite enquanto as amostras de cor vermelha apresentam teores altos de esmectite.

6.4.3.3 Ensaios de corte direto

Foram realizados 14 ensaios de corte direto sobre amostras soltas e desagregadas. Os ensaios realizados foram do tipo consolidados e drenados mas sem possibilidade de medir a tensão neutra.

Na Fig. 6-55 ilustra-se um ensaio de corte direto de onde se podem obter as curvas tensão de corte *versus* deformação horizontal ao longo do ensaio. Em qualquer uma das curvas da Fig. 6-55 é visível o pico de resistência assim como o patamar residual de tensão.

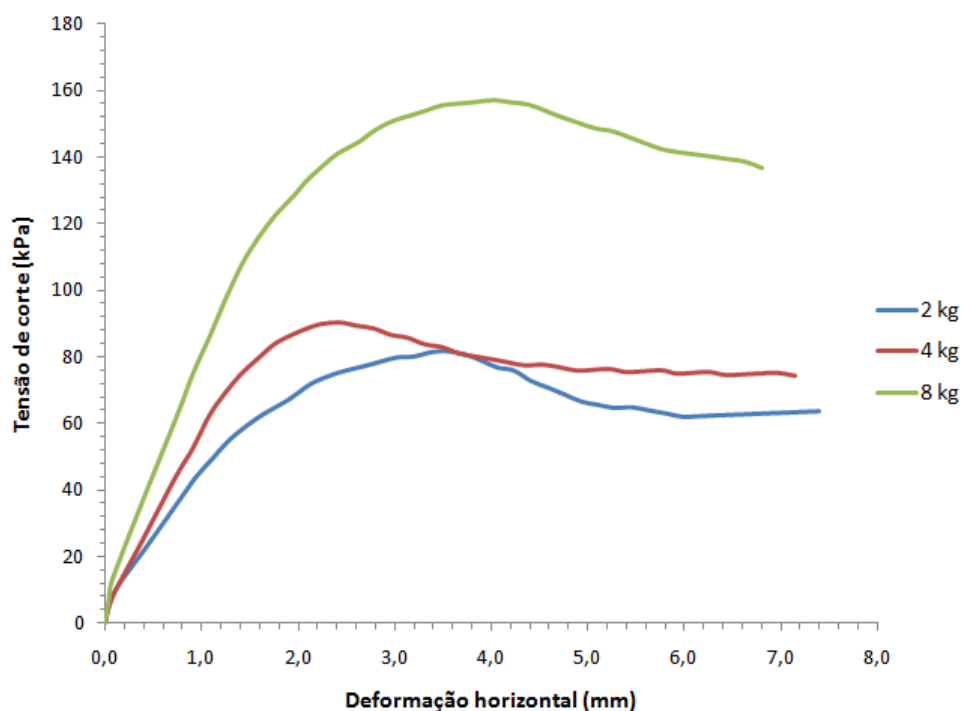


Fig. 6-55 – Curvas tensão de corte versus deformação horizontal resultantes de um ensaio de corte direto sobre uma amostra dos solos da Formação de Dagorda.

Os resultados destes ensaios são apresentados sob a forma de relações entre as tensões de corte e tensões verticais permitindo a obtenção de valores do ϕ . As amostras foram desagregadas e submetidas aos ensaios no estado solto.

O traço das retas de tendência das relações tensões de corte em função das tensões verticais permitiu a obtenção de valores de ϕ entre 11 e 36° (Fig. 6-56).

Cerca de 65% dos resultados dos ensaios de corte direto realizados apresentam valores de ϕ entre 29 e 36°. A mediana dos valores de ϕ é 30,4°.

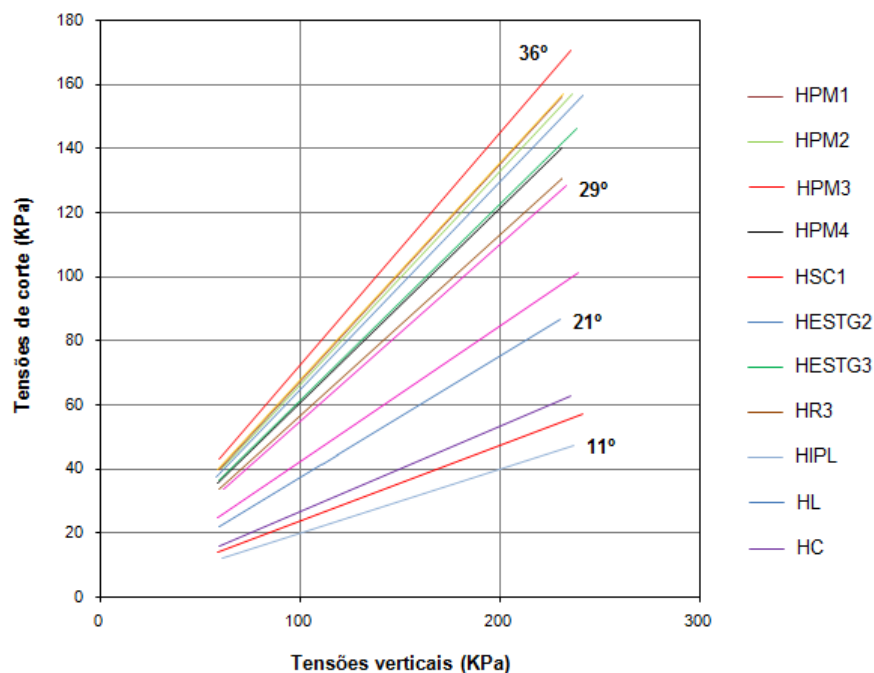


Fig. 6-56 - Tensão de corte *versus* tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras dos solos da Formação de Dagorda.

6.4.3.4 Ensaios de compressão uniaxial

Do relatório geotécnico para a construção do atual Estádio Magalhães Pessoa (Tecnasol, 2001b) apresenta-se um conjunto de 14 ensaios de compressão uniaxial realizados sobre amostras intactas colhidas a profundidades a variar entre os 14,5 m e os 19,5 m (Anexo I: S1EMP, S2EMP, S4EMP, S5EMP, S6EMP e S8EMP). Estas amostras estão descritas como margas com veios de gesso e por vezes com passagens mais argilosas.

Os valores de tensão de rotura obtidos variam entre 0,7 e 21,4 MPa, valores que vão de solos rijos a rochas medianamente resistentes. A mediana dos valores é 2,72 MPa correspondendo a rochas muito brandas. Os ensaios foram realizados seguindo a Norma Portuguesa NP 1040 – 1974.

6.4.3.5 Ensaios edométricos

Foram realizados cerca de 12 ensaios edométricos sobre amostras intactas e remoldadas. Os ensaios foram realizados com tensões induzidas a variar entre 25 e 800 kN/m².

As amostras sujeitas aos ensaios edométricos apresentam valores de e_0 , S (grau de saturação), γ_d e γ_s que se apresentam em termos estatísticos, na Tab. 6-56.

Tab. 6-56 – Valores estatísticos dos parâmetros físicos e_0 , S , γ_d e γ_s , das amostras da Formação de Dagorda sujeitas aos ensaios edométricos.

	Min	Max	Me	Med	Mo	s	n
e_0	0,14	2,18	0,97	0,99	-	0,55	12
S (%)	47	100	76	84	-	18,7	12
γ_d (kN/m ³)	8,30	19,80	13,92	13,40	-	3,10	12
γ_s (kN/m ³)	24,60	28,50	26,14	25,90	25,20	1,18	12

O e_0 varia entre 0,14 e 2,18, correspondendo a uma variação de valores muito ampla das amostras. A mediana de S é de 84% e o valor máximo é de 100%. Os valores de γ_d , variam entre 8,3 e 19,8 kN/m³. Os valores de γ_s variaram entre 24,6 e 28,5 kN/m³, sendo o valor de 25,2 kN/m³ o mais frequente.

Na Tab. 6-57 apresentam-se os parâmetros definidores das relações tensões-deformações, a_v , m_v e M , em termos estatísticos. Os valores de a_v e m_v foram obtidos para os troços retos das curvas e - $\log\sigma'$.

O coeficiente de compressibilidade apresenta uma variação entre 0,0001 e 0,0008 kPa⁻¹. O coeficiente de compressibilidade volumétrico apresenta uma variação de 0,0004 kPa⁻¹. Os valores de M obtidos em função de m_v variam entre 2,15 e 13,31 MPa, apresentando um valor médio de 7,20 MPa.

 Tab. 6-57 – Valores estatísticos dos parâmetros a_v , m_v e M obtidos a partir dos ensaios edométricos.

	Min	Max	Me	Med	s	n
a_v (kPa ⁻¹)	0,0001	0,0008	0,0003	0,0002	0,0002	10
m_v (kPa ⁻¹)	0,0001	0,0005	0,0002	0,0002	0,0001	10
M (MPa)	2	13	7	7	3,6	10

Comparando os valores de M do ensaio edométrico com os valores de M obtidos nos ensaios SCPTU (Tab. 6-49), verifica-se que no intervalo de valores de M do ensaio edométrico não ocorrem valores de M do SCPTU. Os valores foram obtidos sobre materiais em diferentes estados de saturação e de compactação o que pode justificar a diferença de valores.

Na Tab. 6-58 apresentam-se, estatisticamente, os valores de σ'_p , OCR , C_c e c_v obtidos a partir dos ensaios edométricos.

Tab. 6-58 – Resultados dos ensaios edométricos das amostras dos solos da Formação de Dagorda (Veiga e Ferreira, 2009).

	Max	Min	Me	Med	s	n
σ'_p (kpa)	250,0	22,0	60,0	103,2	83,8	13
OCR	97,0	1,4	24,2	36,0	32,9	13
C_c	0,278	0,029	0,171	0,166	0,077	16
c_v (cm ² /min)	4,6	0,1	1,9	1,8	0,009	16

Os valores de σ'_p variam entre 22 e 250 kPa, tendo o valor máximo sido obtido para uma amostra intacta colhida numa escavação recente (HC). Os valores de OCR , superiores a 1, e de C_c correspondem a solos sobreconsolidados com índices de compressibilidade médios. O c_v apresenta valores médios de 1,9 cm²/min. O elevado valor do desvio padrão (s), em alguns parâmetros, poderá dever-se ao facto de não se apresentarem separadamente os resultados das amostras intactas e das amostras remoldadas.

Não foi possível estabelecer nenhuma relação direta entre os valores de c_v e de C_c com o estado, intacto ou remoldado, das amostras. O valor de c_v , 1,9 cm²/min, é muito superior ao valor de c_h , 0,05 cm²/min, obtido a partir do ensaio de dissipação realizado no topo da Formação de Dagorda abaixo das aluviões do rio Liz. Era de esperar que o valor obtido no campo fosse maior que o obtido no laboratório por no campo existirem normalmente descontinuidades que favorecem a permeabilidade. No entanto estamos perante valores obtidos sobre materiais que se encontram em condições de consolidação e saturação distintas, as quais influenciam os resultados.

Considerando os valores estatísticos de c_v e m_v estimou-se o coeficiente de permeabilidade, k , tendo-se obtido valores entre 8,2x10⁻¹⁰ cm/s e 7,5x10⁻⁹ cm/s, correspondendo a materiais impermeáveis ou de baixíssima permeabilidade. O valor de k obtido no ensaio de dissipação, realizado aos 9,51 m de profundidade e por baixo das aluviões do rio Liz, de 2,61x10⁻¹⁰ cm/s está ligeiramente abaixo do intervalo de valores obtido no laboratório.

Muitas vezes o valor de k obtido em ensaios de campo é superior aos obtidos no laboratório. Isto deve-se a se ensaiarem no campo materiais que podem apresentar descontinuidades, fissuras, e não haver confinamento lateral, enquanto no laboratório, e em particular nos ensaios edométricos, se analisam amostras sem fissuras e confinadas. Neste caso isso não acontece o que pode ser indicativo de as argilas abaixo das aluviões do rio Liz não se apresentarem fissuradas.

Os valores da σ'_p obtidos a partir das relações teóricas (Mayne, 1995; Demers e Leroueil, 2002; Mayne, 2005), Tab. 6-45, tendo por base a realização de ensaios de campo, CPTU1 e CPTU6, são substancialmente mais elevados do que os obtidos a partir dos ensaios edométricos. Um factor que certamente contribui para esta diferença é a profundidade a que correspondem os resultados, os provenientes dos ensaios de campo superiores a 5,5 m e os provenientes dos ensaios edométricos realizados em amostras colhidas à superfície, mesmo que em escavações relativamente recentes.

As amostras colhidas em escavações recentes permitiram obter os valores de σ'_p mais elevados, não correspondendo necessariamente a valores mais elevados de OCR pois este depende também dos valores da σ'_{v0} .

O valor máximo de OCR obtido a partir dos ensaios edométricos, 97, é muito próximo do valor máximo obtido a partir de OCR^1 , 95 (Tab. 6-46). A mediana dos valores de OCR^1 iguala a mediana dos valores obtidos nos ensaios edométricos.

6.4.3.5.1 Correlação entre C_c obtido a partir dos ensaios edométricos e a partir de parâmetros de ensaios de identificação

Como se apresentou no Capítulo 5 é razoável a obtenção de C_c a partir de relações empíricas. No sentido de comparar os valores obtidos a partir dos ensaios edométricos com os possíveis de obter empiricamente, calculou-se a soma dos quadrados das diferenças (para despistar valores mais afastados e opostos que se compensassem) entre $C_{c(ed)}$ e $C_{c(empíricos)}$ (Tab. 6-59). Os valores mais baixos indicam uma maior proximidade entre os valores empíricos e os obtidos laboratorialmente.

Tab. 6-59 – Relação entre $C_{c(ed)}$ e $C_{c(empíricos)}$ obtidos de acordo com vários autores.

Autor	Equação	Relação
Skempton (1944)	$C_c = 0,007(w_L - 7)$	0,0593
Terzaghi e Peck (1967)	$C_c = 0,009(w_L - 10)$	0,1014
Heleneun (1951)	$C_c = 0,85 (w_{nat}/100)^{1,5}$	0,1429
Azzouz et al. (1976)	$C_c = (w_L - 13) / 109$	0,0824
	$C_c = 0,01 (w_{nat} - 5)$	0,1348
	$C_c = 0,009 w_{nat} + 0,002 w_L - 0,1$	0,1193
Ferreira Gomes e Ladeira (1991)	$C_c = 0,004 w_L - 0,001 (a)$	0,0318
	$C_c = 0,009 w_{nat} - 0,008 (b)$	0,0940
	$C_c = 0,005 I_p + 0,065 (c)$	0,0381
	$C_c = 0,005 w_{nat} + 0,003 I_p - 0,010 (d)$	0,0695
Relação = $\sum [C_{c(ed)} - C_{c(empíricos)}]^2$		

As relações obtidas variam entre 0,1429 (Heleneun, 1951) e 0,0318 (Gomes e Ladeira, 1991). Selecionaram-se os valores de C_c calculados de acordo com as equações que apresentam valores de relação inferiores à média. Na Tab. 6-60 apresentam-se os valores de C_c obtidos a partir de ensaios edométricos para 7 amostras e os valores de C_c obtidos empiricamente a partir das equações selecionadas.

Tab. 6-60 – Valores de C_c do ensaio edométrico [$C_{c(ed)}$] e obtidos a partir de relações empíricas da Tab. 6-59.

Amostra	$C_{c(ed)}$	Skempton (1944)	Gomes e Ladeira (1991)		
			C_c	(a)	(c)
HSC2	0,2781	0,2380	0,1630	0,1500	0,0832
HC1	0,1143	0,2730	0,1830	0,2150	0,1189
HPM2	0,0828	0,1330	0,1030	0,1250	0,0412
HPM4	0,1735	0,1470	0,1110	0,0850	0,0573
HESTG3	0,1653	0,2800	0,1870	0,1700	0,1218
HIPL	0,1189	0,2310	0,1590	0,1350	0,1855
HPM3	0,1855	0,1260	0,0990	0,1450	0,0859

A equação empírica que melhor se aproxima dos valores dos ensaios edométricos é a proposta por Gomes e Ladeira (1991) em que C_c vem em função do w_L , a (a). Esta equação resultou do estudo de argilas do Cretácico da região de Aveiro.

6.4.3.6 Ensaios de Proctor e CBR

De 9 ensaios de compactação Proctor e 8 CBR obtiveram-se valores de γ_{dmax} , w_{opt} , índice de CBR e expansibilidade para compactações relativas próximas de 95%. Os resultados apresentam-se na Tab. 6-61.

Tab. 6-61 – Resultados dos ensaios de Proctor e CBR sobre amostras dos solos da Formação de Dagorda.

Proctor		Índice (%)	CBR	
γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)		Compactação (%)	Expansibilidade (%)
13,50 -21,90	11,1 – 19,3	0 - 7	95	0,18-5,04

O limite superior de w_{opt} revela-se muito elevado conferindo elevada deformabilidade a estes materiais quando utilizados como aterro, podendo no entanto ser interessante a sua utilização nos núcleos de aterro especiais como por exemplo barragens de terra. Os valores muito baixos do índice de CBR e o carácter fino destes materiais conferem-lhe fraca aptidão para serem utilizados como material de aterro, e a fraca resistência não os torna atrativos como material de fundação.

Face à necessidade de construir sobre estes materiais, por exemplo vias de comunicação que implicam grandes movimentações de terras, e por questões ambientais, torna-se adequado estudar a resposta destes materiais a tratamentos como a ativação alcalina ou ligantes à base de sódio ou ainda a utilização de cinzas.

Comparando os valores do índice do CBR obtidos em laboratório com os valores obtidos empiricamente a partir dos resultados do ensaio GeoGauge constata-se que os valores obtidos

empiricamente a partir da Eq. 5-102 (Tab. 6-53, CBR^1) estão dentro do intervalo de valores obtido em laboratório.

6.4.4 Caracterização hidrogeológica

Os materiais argilo-margosos da Formação de Dagorda são praticamente impermeáveis apresentando baixa capacidade de armazenamento. Nesta formação ocorrem algumas nascentes, todas de águas salgadas, resultantes de circulação profunda e localizadas na proximidade de falhas. Foram realizados vários furos com objetivo de prospeção de água de consumo por particulares tendo-se verificado que quando se encontravam níveis com caudal suficiente estas apresentavam-se salobras.

Em virtude de no seio da Formação de Dagorda ocorrerem níveis de camadas rochosas carbonatadas, esta formação poderá funcionar como um aquífero. A permeabilidade estará dependente das características geométricas das fraturas, da abertura e tipo de preenchimento. O caudal dependerá da espessura destes materiais e também da dimensão das cavidades, que em zonas de calcários com baixa componente margosa pode conduzir à formação de cavidades por carsificação, logo a uma maior capacidade de armazenamento. Como a taxa de transmissão de água é muito baixa o aproveitamento a partir de poços e/ou furos é praticamente inviável.

A ocorrência de carsificação dos materiais carbonatados que por vezes se encontram no seio da Formação de Dagorda e em formações encaixantes, assim como a dissolução dos evaporitos, geotecnicamente pode ser um fator negativo por duas razões. A primeira reside no facto de reduzir a capacidade de suporte dos terrenos e a segunda porque facilita a acumulação e circulação de água em torno de materiais finos e plásticos aumentando a sua deformabilidade e diminuindo a sua resistência.

Foram identificados níveis de água em algumas das diversas sondagens na zona em estudo. Na zona do Estádio Dr. Magalhães Pessoa ocorre um nível artesianos de +0,5 m além da superfície do terreno podendo o aquífero estar nas margas identificadas nas sondagens (Tecnasol, 2001a). Ocorrem na mesma zona níveis de água a profundidades entre 3 e 15 m em materiais argilo-margosos. Estes valores foram detetados entre Fevereiro e Março.

No campus 2 do IPL foram registados níveis de água pouco produtivos a profundidades variáveis entre 4,5 e 16,5 m. Estes níveis foram identificados no inverno chuvoso de 2000/2001. Os terrenos onde foram identificados apresentam-se moles a muito moles e são do tipo argilas margosas ou siltosas (Geocontrolo, 2001a e b).

Na zona do campus 1 do IPL foram identificados níveis de água entre os 3 e 5,58 m de profundidade, no seio de materiais argilosos, em trabalhos realizados nos meses de Agosto e de Setembro (Construções Técnicas, 1993; Geocontrole, 2000).

6.5 Solos doleríticos resultantes da alteração das rochas magmáticas

Na área em estudo são vários os corpos magmáticos aflorantes, apresentando todos eles vários níveis de fracturação e alteração. São os solos de alteração que aqui vão ser caracterizados, correspondendo a corpos magmáticos muito alterados a decompostos (W4-W5) de acordo com a classificação do estado de alteração proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (SIMR).

Das sondagens compiladas realizadas na área do vale tifónico Parceiros-Leiria são muito poucas as que fazem referência à interceção destes materiais, muito provavelmente por, uma vez alterados, se confundirem com areias com mais ou menos finas e de tonalidade de um modo geral escura. Foi identificado em 2 sondagens o corpo magmático que aflora no Morro do Lena (campus 2 do IPL, sob a Biblioteca José Saramago), e há registo da interceção de um basalto de cor negra em fracturas muito inclinadas em calcários numa sondagem realizada nas aluviões do rio Liz (Tecnasol, 2002b). Outras descrições em perfis de sondagens parecem corresponder a materiais de origem magmática como por exemplo sondagens realizadas junto ao corpo magmático da Quinta do Seixal aquando do projeto para a construção dos muros de suporte junto ao estádio Magalhães Pessoa. As descrições referem fragmentos de “marga” cinzenta escura envoltos em matriz argilo-arenosa castanha ou cinzenta (Tecnasol, 2001e). Junto ao corpo magmático que aflora no Morro do Lena (campus 2 do IPL, terreno onde foi construída a Escola Superior de Saúde) foram ainda realizadas mais 3 sondagens em que as descrições litológicas referem a interceção de argila margosa cinzenta com pedaços de “calcário”, ou referência a rocha cinzenta pouco alterada fraturada com abundante preenchimento argiloso (Sopecate, 2005). De notar que em escavações realizadas no mesmo local das sondagens podia ver-se claramente a existência de um corpo magmático cinzento a esverdeado muito fragmentado e alterado (Fig. 6-57).

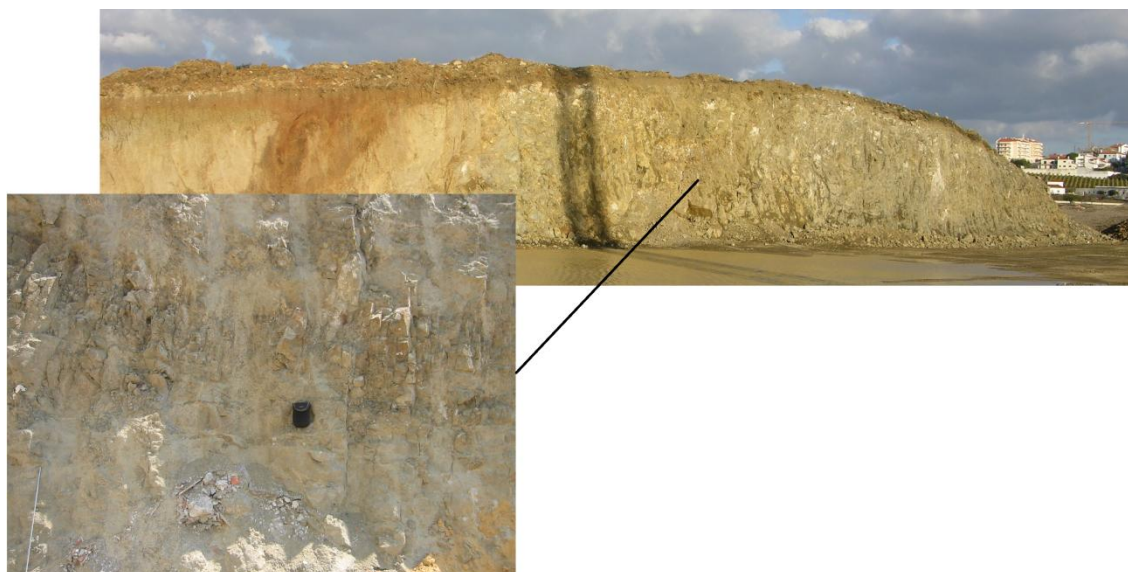


Fig. 6-57 – Afloramento do corpo magmático no Morro do Lena, campus 2 do IPL.

Na zona dos Capuchos uma escavação põe a descoberto um corpo dolerítico não assinalado na carta geológica de Leiria. Este dolerito tem um aspeto muito heterogéneo do tipo brechóide com núcleos menos alterados e contacta lateralmente com a Formação de Dagorda (Fig. 6-58). A zona de contacto em algumas zonas é caracterizada pela ocorrência de fragmentos angulosos e esbranquiçados de pequena dimensão dispostos ao longo do contacto por falha.

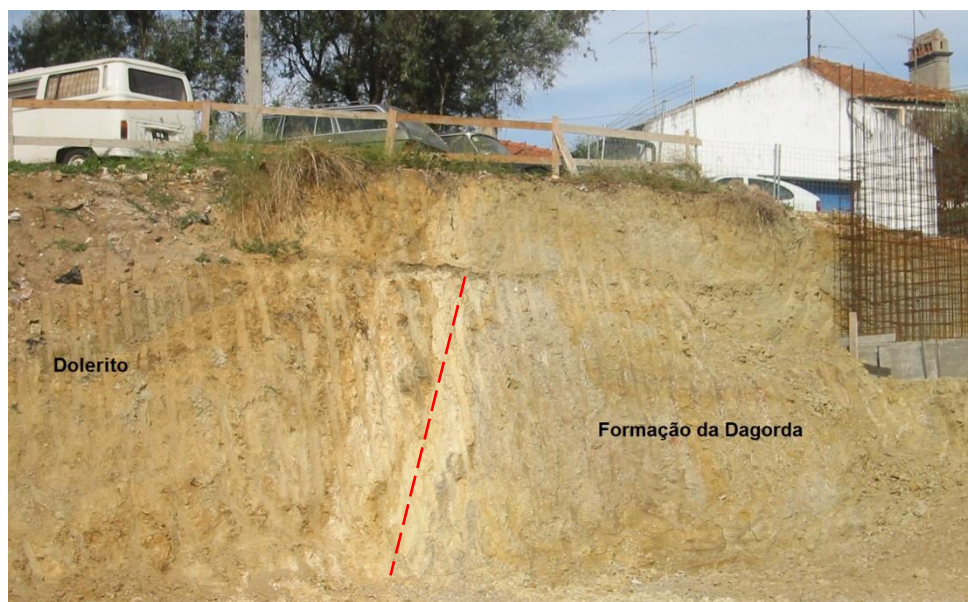


Fig. 6-58 – Dolerito dos capuchos a contactar lateralmente com a Formação de Dagorda. Contacto por falha --

O dolerito dos Capuchos apresenta-se com um grau de alteração W4-W5, muito fraturado tipo F4-F5, parecendo ocorrer diferentes fases intrusivas ou de composição magmática distintas (Fig. 6-59).



Fig. 6-59 – Aspecto peculiar do dolerito dos Capuchos.

6.5.1 Caracterização litológica e mineralógica

Foram identificados solos de alteração de rochas magmáticas em cerca de 10 pontos de observação, correspondendo a rochas decompostas a muito alteradas de aspeto ora arenoso ora argiloso, de cor a variar entre cinzento esverdeado e castanho. Recorrendo à utilização de um ímã facilmente se identificam minerais magnéticos. No seio dos materiais decompostos surgem fragmentos de rocha medianamente alterada de tamanho variável. Verifica-se de um modo geral que os afloramentos apresentam um elevado estado de fracturação com fraturas próximas a muito próximas (F4-F5).

O dolerito que aflora em Belo Horizonte foi objeto de estudo por Velho *et al.* (2003) e Amado (2004). A rocha é compacta de cor escura, por vezes alterada, e o seu solo residual apresenta uma cor castanho-escura de natureza silto-argilosa. A cor varia com o aumento do seu estado de alteração de cinzento para castanho. Apresentam textura ofítica e microscopicamente apresentam labradorite, augite, óxidos de ferro e de titânio, olivina, e minerais argilosos resultantes da meteorização. Os cristais de plagioclase surgem orientados aleatoriamente e encontram-se rodeados por cristais de piroxena (Velho *et al.*, 2003).

A meteorização destas rochas implica perdas importantes de elementos químicos e aumento da hidratação. Segundo Velho *et al.* (2003) verifica-se uma perda de Si, Al, Na e Ti e um ganho de Mg, Ca, Fe, K e H₂O. Para a quantificação da intensidade de meteorização, Velho *et al.* (2003), utilizaram os índices de variação química, *WPI* (índice potencial de alteração) e *PI* (índice da direção de meteorização), Reiche (1943; 1951), verificando-se uma diminuição de *WPI* e de *PI*

com o aumento da alteração. A diminuição de *WPI* reflete em termos geoquímicos, que a meteorização avança com exportação de alcalinos e alcalino-terrosos e ganho de água (Velho *et al.*, 2003).

Amostras do dolerito e materiais de alteração de Belo Horizonte submetidas à análise de difração de raios X à fração granulométrica <0,002 mm identificaram a montmorilonite como o mineral argiloso dominante (Velho *et al.*, 2003). Foram também identificados caulinite, illite e clorite. A montmorilonite pode ser proveniente da alteração dos feldspatos, da biotite e de outros minerais máficos (Velho *et al.*, 2003; Amado, 2004). A presença de minerais do grupo da montmorilonite confere a estes solos propriedades expansivas.

A rocha magmática do campus 2 do IPL é do tipo dolerito, amigdalóide, com fenocristais de olivina muito alterada, apresentando-se decomposta e muito alterada com núcleos medianamente alterados e onde é possível definir a estrutura inicial.

6.5.2 Caracterização geotécnica

Para a caracterização geotécnica destes materiais recorreu-se à amostragem e tratamento laboratorial de 9 amostras de solos residuais resultantes da meteorização de diversos corpos magmáticos. No sentido de os caracterizar mineralogicamente procedeu-se à difração de raios X de 8 amostras de solos residuais doleríticos. De relatórios de sondagens recolheram-se os valores de ensaios SPT e foram realizados ensaios com os equipamentos GeoGauge e Gamadensímetro.

6.5.2.1 Ensaios SPT

Há evidências de terem sido intercetados cerca de 45 m em rochas magmáticas em sondagens realizadas na área em estudo. Foram efetuados ao longo destes 45 m 18 ensaios SPT entre os 3 e os 16 m de profundidade. Os valores de *N* variam entre 13 e 60 e a média dos valores situa-se nas 37 pancadas, correspondendo a comportamento duro a rijo.

Na proximidade do corpo magmático aflorante no Morro do Lena, um filão de dolerito intruindo a Formação de Dagorda foi intercetado por duas sondagens, a profundidades a variar entre os 3 e 6 m, e com uma espessura média de cerca de 3 m. Apresenta um estado de alteração do tipo W4 e grau de fracturação a variar entre F3 e F5 (Geocontrolo, 2001a).

6.5.2.1 Ensaios de Geogauge e Gamadensímetro

Foram realizadas 10 medições de E_G com o GeoGauge nos mesmos locais onde se realizaram as medições com o Gamadensímetro. Na Tab. 6-62 apresentam-se os resultados obtidos.

Tab. 6-62 – Valores de E_G obtidos sobre plataformas de escavação em afloramentos de rochas magmáticas muito alteradas.

Ponto	Caraterização	E_G		
		Me (kPa)	c_v (%)	n
Morro do Lena	Dolerito aterrado	66	7	2
Ponto 100	Plataforma de escavação sobre filão de dolerito	121	77	5
Capuchos	Plataforma de escavação sobre dolerito muito alterado W4-W5	26	22	3

Os valores da média de E_G variam entre 26 e 121 MPa correspondendo a valores de H_{SG} entre 1,7 e 13,9 MN/m. A variação destes valores é resultante dos diferentes estados de meteorização dos materiais analisados. Os desvios relativos ao coeficiente de variação vão de 7 a 77%.

Foram realizadas 8 medições com o Gamadensímetro em três locais distintos correspondendo todos a plataformas de escavação para a construção de edifícios ou estacionamentos, realizadas em afloramentos de rochas magmáticas doleríticas. Os valores médios de γ e de γ_d apresentam-se na Tab. 6-63.

Tab. 6-63 – Valores médios de γ , γ_d e w_{nat} obtidos sobre plataformas de escavação em afloramentos de rochas magmáticas muito alteradas.

Ponto	Caraterização	γ médio (kN/m ³)	w_{nat} (%)	γ_d médio (kN/m ³)	n
Morro do Lena	Dolerito aterrado	18,65	9,7	17,09	3
Ponto 100	Plataforma de escavação sobre filão de dolerito	17,85	10,5	16,23	3
Capuchos	Plataforma de escavação sobre dolerito muito alterado W4-W5	16,90	13,3	14,95	2

Os valores médios de γ variam entre 16,90 e 18,65 kN/m³. Os valores médios de γ_d variam entre 14,95 e 17,09 kN/m³. Os valores mais baixos foram obtidos sobre o afloramento em que os materiais se apresentavam mais alterados e decompostos.

Numa tentativa de estabelecer relações entre os valores apresentados na Tab. 6-62 e na Tab. 6-63 parece haver uma relação entre os valores mínimos mais baixos de E_G e os valores mais baixos de γ e de γ_d pois foram obtidos no mesmo ponto, Capuchos. Para o ponto em que os valores de γ e de γ_d são mais altos, Morro do Lena, correspondem os valores mínimos mais altos de E_G .

Por aplicação da Eq. 5-103 determinou-se empiricamente o valor do índice de *CBR*, tendo-se obtido valores aceitáveis para o ponto Morro do Lena correspondendo a índice de *CBR* de 11,5% (valores médios). Da aplicação da referida equação aos valores do GeoGauge obtidos nos outros pontos ou resultaram valores superiores a 100 ou negativos.

6.5.2.2 Caraterização laboratorial

Foram realizados ensaios de identificação sobre 9 amostras, 8 ensaios de corte direto e 3 ensaios de compactação Proctor. As amostras correspondem a solos resultantes da meteorização de diversos corpos magmáticos presentes na área em estudo: DC - dolerito dos Capuchos; DR – dolerito da rotunda; DBH – dolerito de Belo Horizonte; DCS – dolerito de Santa Clara; DPM – dolerito de Porto Moniz.

6.5.2.2.1 Ensaios de identificação

A análise granulométrica permitiu traçar as curvas granulométricas que se apresentam na Fig. 6-60.

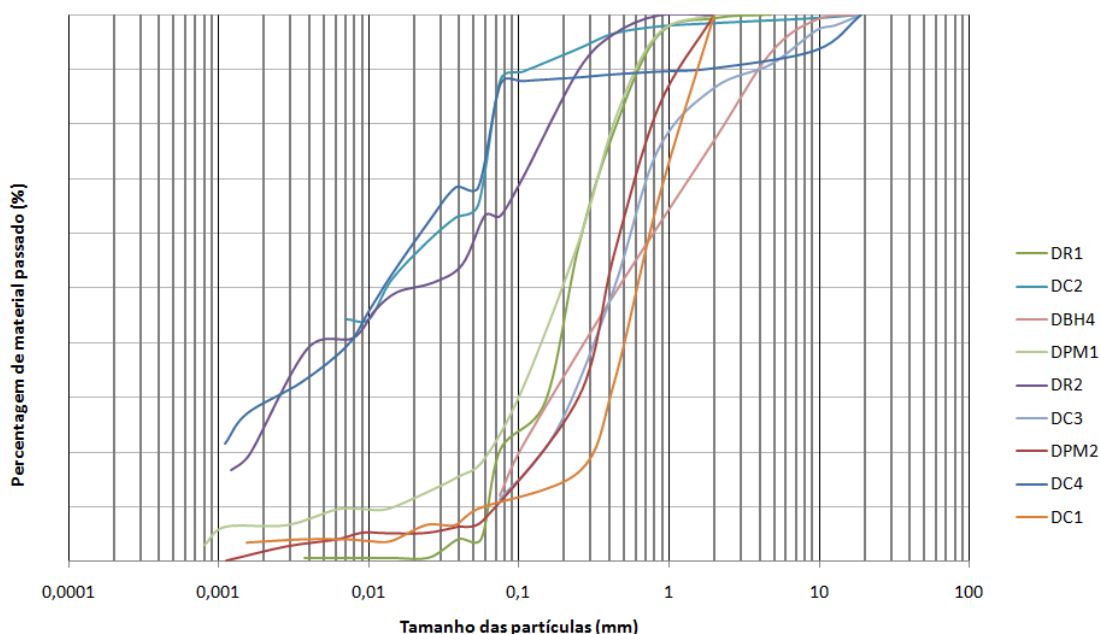


Fig. 6-60 - Curvas granulométricas correspondentes a solos residuais de rochas magmáticas.

O traço das curvas granulométricas permite verificar que a alteração das rochas magmáticas conduz a solos quer de natureza argilosa quer de natureza mais grosseira. Esta variabilidade de granulometria poderá ser devida ou à natureza mineralógica das rochas que lhes deram origem ou ao grau de alteração das mesmas.

Os ensaios de identificação permitiram obter valores de G , w_{nat} , frações granulométricas, limites de consistência, VBS e SE (Tab. 6-64).

Tab. 6-64 – Valores de parâmetros geotécnicos resultantes dos ensaios de identificação das amostras de solos residuais de rochas magmáticas.

Amostra	w_{nat} (%)	G	VBS (g/100g)	SE (m ² /g)	w_l (%)	I_p
DPM1	3,9	2,7	-	-	NP	NP
DC2	8,2	2,62	3,5	73,26	51	27
DC3	17,5	-	2,16	45,14	NP	NP
DC4	7,6	2,62	2,7	56,51	30	NP
DC5	12,8	2,71	2,9	60,70	NP	NP
DR1	7,6	2,65	2,2	46,05	37	8
DSC1	1,9	2,63	0,5	10,47	NP	NP
DBH4	-	-	5,58	116,85	NP	NP

Os valores de VBS apresentam uma grande variação, entre 0,5 e 5,58 g/100g, implicando valores de SE a variar entre 10,47 e 116,85 m²/g. A variabilidade dos valores de VBS e SE prende-se com a grande variabilidade de finos, argilas, no seio destes materiais residuais resultantes da alteração de rochas magmáticas. Só foi possível a determinação dos parâmetros de consistência para duas amostras que apresentam valores de I_p de 8 e 27, revelando-se as restantes amostras não plásticas.

As amostras dos solos residuais colhidos nos diversos corpos magmáticos foram classificadas segundo a classificação Unificada (ASTM, 1998) e a classificação para Fins Rodoviários (AASHTO; E240, 1971), Tab. 6-65.

Tab. 6-65 – Classificação geotécnica de solos residuais das rochas magmáticas.

Amostra	ASTM	AASHTO
DPM1	SM	A-2-4
DPM2	SW	A-3
DC2	CH	A-7-6(16)
DC3	SW-SM	A-1-b
DC4	ML	A-4(8)
DR1	SC	A-2-4
DR2	CL	A-6(7)
DSC1	SP	A-1-b
DBH4	SC-CH	A-2-7

Em termos de classificação ASTM ocorrem solos classificados como areias desde bem graduadas (SW) a mal graduadas (SP), ora siltosas (SM) ora argilosas (SC), ocorrendo também siltes (ML) e argilas magras (CL) e gordas (CH). Esta variabilidade de classificações implica uma variabilidade de propriedades. Quando compactados apresentam-se desde permeáveis (SP, SW) a impermeáveis (SM, CH, ML, SC, CL). A resistência ao corte quando compactados e saturados

varia desde excelente (SW) a fraca (CH) assim como a trabalhabilidade como materiais de aterro. A compressibilidade quando compactados e saturados vai desde desprezável (SW) a alta (CH).

A classificação AASTHO permitiu obter solos desde A-1-b, que apresentam um excelente comportamento, a A-7-6 revelando um comportamento muito mau. Predominam os solos com comportamento excelente a bom.

A grande variabilidade de resultados dificulta a generalização das propriedades destes solos residuais.

6.5.2.2 Difractometria de raios X

Foram realizadas análises de raios X sobre a fração inferior a 0,075 mm de 8 amostras de solos residuais de rochas magmáticas.

Os resultados revelaram a presença de argilas (clorite, vermiculite e esmectite) em todas as amostras. O quartzo surge em 4 amostras e numa delas apenas vestígios. Numa amostra, colhida no Morro do Lena, surge claramente calcite e vestígios de dolomite. Vestígios de calcite e dolomite surgem nas amostras (DR1, DSC1). A calcite e a dolomite podem ocorrer por alteração ou contaminação das rochas encaixantes.

Estão claramente presentes micas alteradas (ilite e moscovite). Estão presentes feldspatos (Na - albite, K, Ca - anortite) e plagioclase ora claramente ora apenas vestígios. Ocorrem ainda óxidos de ferro hidratados (goetite em DC2 e DSC1), óxido de alumínio hidratado, hidróxido de sódio, magnésio, silicato de magnésio e estrôncio. Os produtos ferruginosos assim como a clorite podem resultar da meteorização da biotite.

Quer a vermiculite, quer a esmectite, argilas com alta capacidade de troca catiónica, são caracterizadas por expansibilidade intracristalina. A clorite apresenta baixa capacidade de troca iónica. A vermiculite é formada, de um modo geral, por hidratação de certos minerais de rochas ígneas, o mesmo acontecendo à clorite que pode resultar da alteração quer de feldspatos quer de minerais máficos.

A goethite revela a existência de uma alteração química intensa.

6.5.2.3 Ensaio de corte direto

Foram realizados 8 ensaios de corte direto, consolidados e drenados. Os resultados destes ensaios são apresentados sob a forma de relações entre as tensões de corte e tensões verticais permitindo a obtenção de valores do ϕ (Fig. 6-61). As amostras foram desagregadas e submetidas aos ensaios no estado solto.

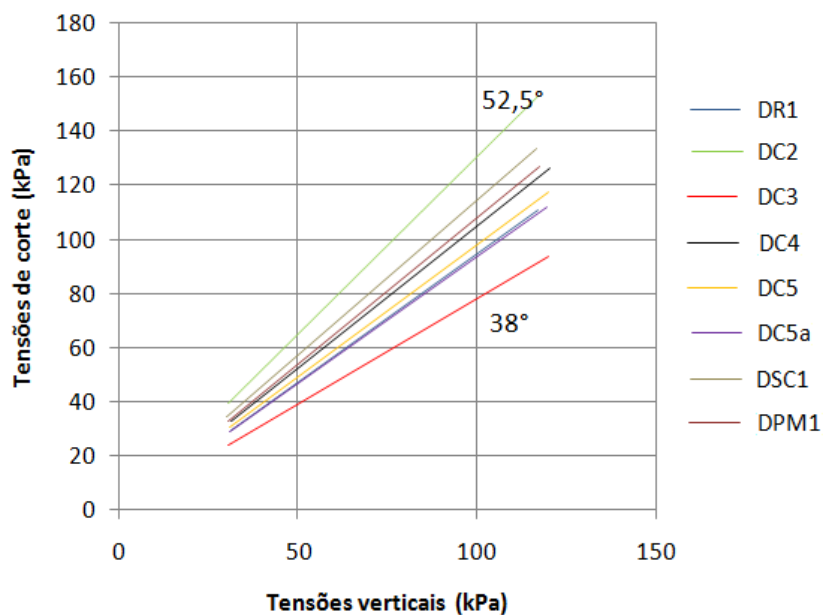


Fig. 6-61 - Tensão de corte *versus* tensão vertical, resultante do ensaio de corte direto das amostras dos solos residuais das rochas magmáticas.

O traço das retas de tendência das relações tensões de corte / tensões verticais permitiu a obtenção de valores de ϕ entre 38° e 52,5°. O valor médio e o valor da mediana são praticamente coincidentes e de cerca de 45° (Fig. 6-61).

6.5.2.2.4 Ensaios de Proctor e CBR

Sobre os solos residuais dos doleritos foram realizados três ensaios de compactação Proctor tendo-se obtido os valores da Tab. 6-66.

Tab. 6-66 – Resultados dos ensaios de compactação sobre amostras de solos residuais dos doleritos.

Amostra	Proctor	
	$w_{\text{ópt}}$ (%)	$\gamma_{\text{dmáx}}$ (kN/m ³)
DC5	12,20	19,42
DR1	18,15	20,89
DBH4	15,00	19,00

Os ensaios de compactação permitiram obter valores de $w_{\text{ópt}}$ entre 12,2 e 18,15% e valores $\gamma_{\text{dmáx}}$ entre 19 e 20,89 kN/m³.

7 AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DAS ALUVIÕES DO RIO LIZ

As aluviões do rio Liz apresentam um conjunto de características geológicas que as tornam vulneráveis à liquefação (materiais granulares de natureza variada, pouco compactados e *NF* próximo da superfície). Elas distribuem-se ao longo de uma zona de risco sísmico alto (zona B), de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 2010), e grande parte da cidade de Leiria encontra-se implantada sobre as aluviões do rio Liz, em particular a zona baixa do núcleo urbano mais antigo. Por tudo isto revela-se de grande importância a avaliação do potencial de liquefação dos terrenos aluvionares na cidade de Leiria.

De acordo com Jorge (2010) as aluviões do rio Liz apresentam suscetibilidade à liquefação alta. Segundo a mesma autora (1993) a região de Leiria encontra-se numa zona com um retorno mínimo da ocorrência de liquefação entre os 150 e os 175 anos.

Como foi apresentado anteriormente as aluviões do rio Liz apresentam-se estratificadas numa sequência ascendente de cascalheira a areias e de siltes a argilas. As camadas de cascalheiras apresentam uma espessura máxima registada de 3,5 m, enquanto as camadas de areia e de siltes apresentam espessuras até aos 9 e aos 5 m respetivamente. As argilas, materiais que aparentemente são menos vulneráveis à liquefação, apresentam uma espessura máxima de 3,5m.

No sentido de avaliar a possibilidade das aluviões sofrerem liquefação utilizaram-se os resultados dos ensaios de campo SPT, CPTU e SCPTU e recorreu-se à utilização de duas aplicações informáticas da *GeoLogismiki*, o LiqIT versão 4.7.6.1., para avaliação da liquefação a partir dos dados do SPT e de V_s , e o CLiq versão 1.4.1.22 para avaliação da liquefação a partir dos dados obtidos no CPTU.

Considerou-se nesta avaliação, para estimativa da α_{max} , um sismo de magnitude moderada (entre 6,5 e 7) e pequena distância focal, o que corresponde a $1,9 \text{ m/s}^2$ ou 0,20 g, valores correspondentes à zona sísmica B, onde se encontra a zona de Leiria (NP EN 1998-1:2010).

Abaixo apresentam-se os resultados obtidos a partir da utilização das referidas aplicações informáticas em função dos resultados dos ensaios de campo utilizados para a zona representada na Fig. 7-1.

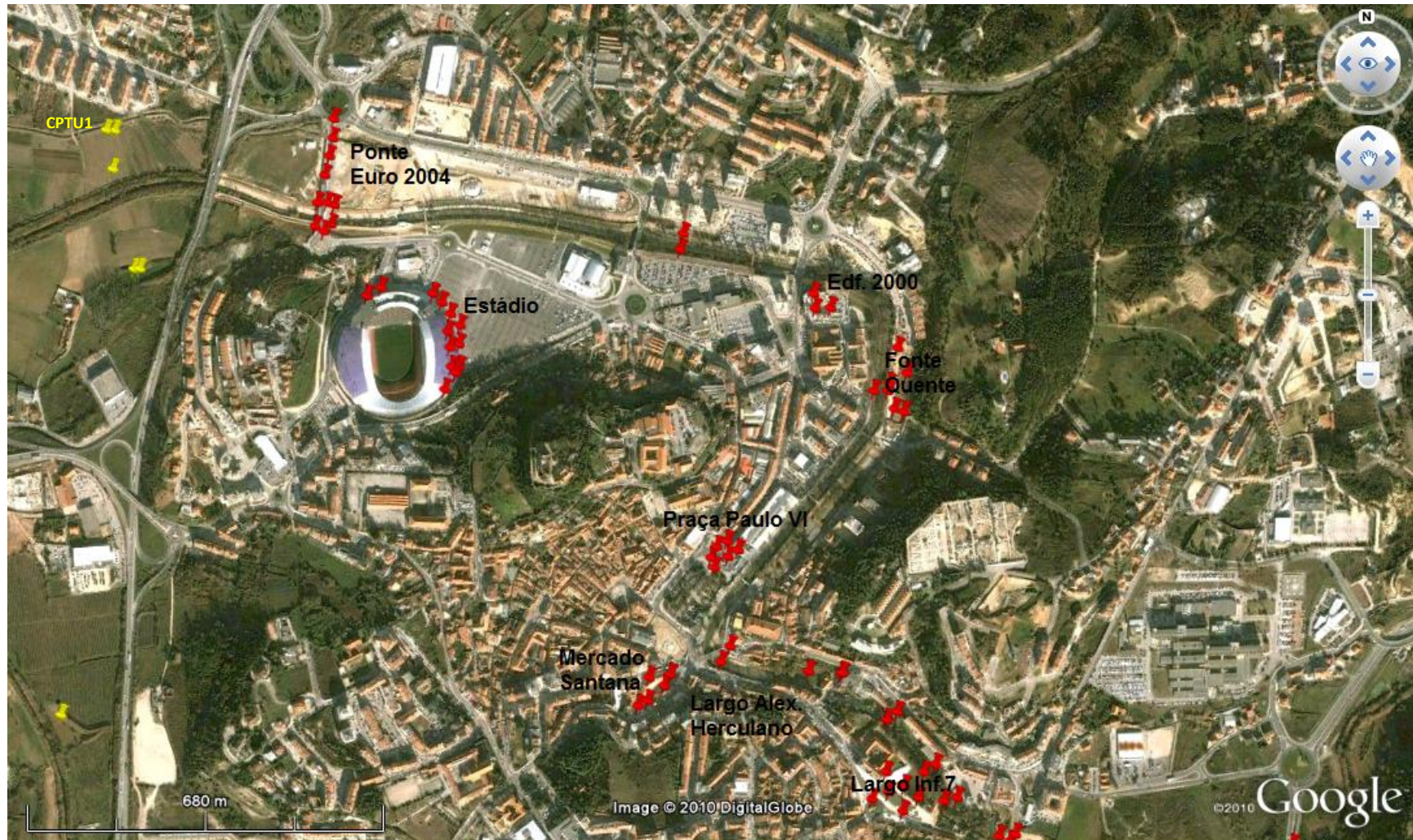


Fig. 7-1 – Zonas de estudo da liquefação. A vermelho estão as sondagens com SPT e amarelo os CPTU e SCPTU. Imagem digital Google Earth 2010.



7.1 Avaliação da liquefação a partir dos ensaios SPT

A utilização dos valores do ensaio SPT tem de ser analisada com base na granulometria das camadas onde foram obtidos. Em camadas com seixo obtêm-se valores elevados do N_{spt} não correspondendo necessariamente a materiais de elevada resistência, logo condicionando a avaliação da potencial liquefação. Assim, para análise da liquefação das camadas de seixo e cascalheira considerou-se um valor médio de N_{spt} de 7, valor consistente com o seu estado de compacidade, solto, havendo registo de arrastamento das partículas mais finas por circulação da água de perfuração.

Em termos de parâmetros genéricos do sismo consideraram-se, em termos da aceleração máxima do solo, P.G.A (*Peak Ground Acceleration*) de 0,2 g e magnitude igual 5,5. Utilizou-se a recomendação do NCEER (Youd *et al.*, 2001) para a determinação de MSF (fator escala da magnitude) e para o fator rd (fator de redução de tensões) a proposta de Liao e Whitman (1986). Para a correção da cobertura utilizaram-se as recomendações da NCEER. Para o cálculo geral da liquefação considerou-se $FS = 1,2$ a partir da análise do método determinístico proposto pela NCEER (1998).

Respeitando os parâmetros genéricos relativos ao sismo indicados acima, introduziram-se na aplicação os valores do SPT obtidos em sondagens realizadas nas aluviões do rio Liz em plena cidade de Leiria.

Do Largo Alexandre Herculano obtiveram-se resultados de ensaios SPT realizados ao longo de 7 sondagens para as quais não se tem a localização exata (Fig. 7-1). Os logs das sondagens referem a ocorrência de uma camada de aterro de espessura a variar entre 0,9 e 2,5 m de material areno-argiloso, sobreposta aos materiais aluvionares constituídos por uma camada de areia média, de espessura entre 5,1 e 6,5 m, apresentando-se na base mais grosseira e com seixos. As aluviões sobrepõem-se a argilas arenosas da Formação de Dagorda. O nível freático nos terrenos varia entre 1,7 e 3,3 m de profundidade em função da proximidade do rio. Tendo em atenção estes dados, considerando um valor médio do nível de água durante o sismo a 2,0m de profundidade e os valores dos SPT, obteve-se a Fig. 7-2.

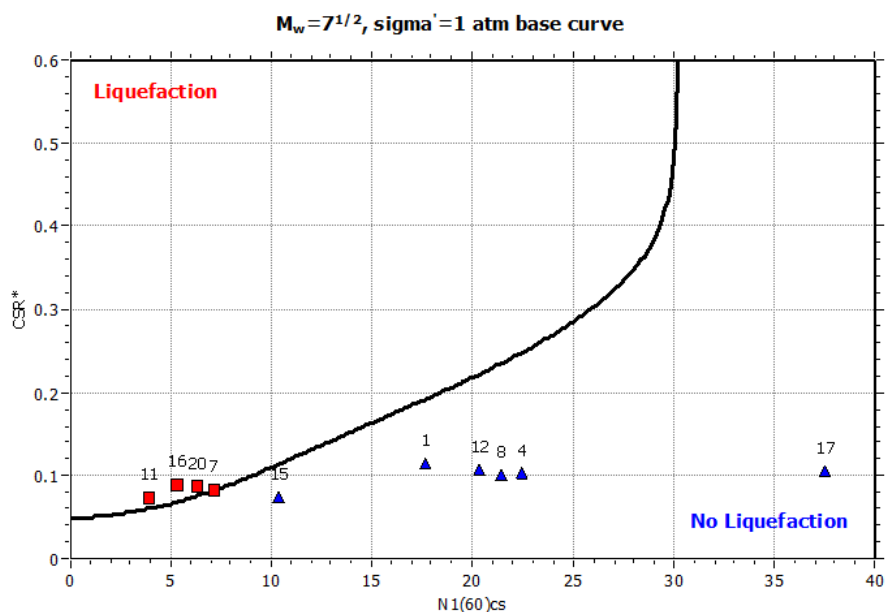


Fig. 7-2 – Identificação de ocorrência de liquefação para as aluviões sob o Largo Alexandre Herculano.

Por este método e sob as condições referidas, os pontos a vermelho correspondem a camadas nas quais pode ocorrer liquefação para as condições anteriormente definidas. A aplicação calcula o assentamento para areias saturadas após o sismo. Para o ponto 7 que corresponde a uma camada de solo de 2,3 m de espessura é previsível um assentamento de 7 cm. Para o ponto 16 é previsível um assentamento de 23 cm para uma camada de 4,7 m e para o ponto 20, correspondente a uma camada de 6 m, o assentamento previsível é de 28 cm.

Na zona do largo da Infantaria 7 as aluviões apresentam pouca expressão, e nas sondagens onde foram identificadas têm uma espessura de cerca de 2 m. Aplicando os mesmos métodos de avaliação da liquefação verifica-se que neste local não ocorrerá.

A zona do Mercado de Santana é caracterizada por aterros sobrepostos às aluviões que por sua vez se sobrepõem a margas e argilas da Formação de Dagorda. As aluviões apresentam espessura máxima de 4 m constituídas por argilas, areias e seixos. Das 5 sondagens deste local apenas numa se verificou a possibilidade de ocorrência de liquefação, correspondendo a duas camadas sobrepostas numa espessura total de 1,7 m a que poderá corresponder um assentamento total de 7 cm.

A zona da Praça Paulo VI é caracterizada por uma camada de seixo e cascalheira, na base das aluviões, de espessura a variar entre 1 e 7 m. A utilização de $N=7$ permitiu verificar a ocorrência de liquefação, para a camada de seixo e cascalheira, em 5 das 6 sondagens realizadas neste local, com assentamentos a variar entre 19 cm, para uma camada de 3 m de espessura, e 29 cm quando a espessura da camada é de 6,5 m. Verifica-se ainda liquefação na camada de areia, com

4 m de espessura, sobreposta à camada de seixo numa das sondagens. O total de assentamento previsto para a sondagem onde se verifica liquefação nas camadas de areia e seixo é de 41 cm.

Adotando o mesmo procedimento para as 5 sondagens realizadas na zona da Fonte Quente há ocorrência de liquefação numa camada de areia de espessura de 3,4 m sendo previsível um assentamento de 17 cm.

Analisadas as sondagens para o Edifício 2000 verificou-se a possibilidade de ocorrência de liquefação nas camadas de aterro arenoso e areia lodosa, perfazendo um assentamento total de 35 cm para uma espessura total de 7,1 m.

Na zona do Estádio Dr. Magalhães Pessoa, apenas na camada de seixo e cascalheira poderá ocorrer liquefação. No local esta camada apresenta espessuras entre 0,5 e 1,5 m e os assentamentos máximos são de 8 cm na zona mais espessa.

Para a área representada na Fig. 7-1 foram consideradas nesta análise mais 15 sondagens realizadas nas margens do rio Liz, em zonas muito próximas do leito do rio, verifica-se a ocorrência de liquefação em camadas pertencentes a 8 sondagens.

A camada de seixo e cascalheira, da base das aluviões, poderá sofrer liquefação em todas as sondagens em que foi identificada. A espessura desta camada, varia entre 1 e 4 m correspondendo a assentamentos até 16 cm.

A camada de areia, de espessura entre 0,5 e 3,5 m apresenta-se liquidificável com assentamentos que podem atingir 19 cm.

A camada de silte, de 5 m de espessura, identificada numa sondagem na proximidade da Fonte Quente apresenta potencial de liquefação com assentamento de 19 cm.

Numa sondagem na zona da Fonte Quente identificam-se três camadas com potencial de liquefação (silte, areia e seixos e cascalheiras) com espessura total de 8,5 m e um assentamento até 37 cm.

As sondagens realizadas na zona da Ponte Euro2004 permitiram identificar a possibilidade de liquefação numa camada de 4,5 m de espessura de areia fina na sondagem mais distante do rio. O assentamento calculado por liquefação no final do sismo é de 21 cm.

Analisando os assentamentos que poderão resultar da liquefação, verifica-se a sua ocorrência em praticamente todas as camadas das aluviões e em praticamente todos os locais analisados, exceto na zona do Largo da Infantaria 7. Os assentamentos mais elevados correspondem às zonas da Praça Paulo VI (41 cm), Fonte Quente (37 cm) e Edifício 2000 (35 cm), zonas bem no centro da cidade.

7.2 Avaliação da liquefação a partir do ensaio SCPTU (V_s)

Para avaliar a liquefação a partir de V_s utilizaram-se os valores obtidos no ensaio SCPTU que foi realizado, em sentido ascendente, no mesmo furo do CPTU1, na margem norte do rio Liz, a jusante da cidade de Leiria (Fig. 7-1).

Considerou-se o nível de água nos terrenos à profundidade de 2 m e mantiveram-se as condições relativas ao sismo ($a_{max}=0,2$ g) e ao FS (1,2).

A aplicação LiqIT permite a utilização de vários métodos de tratamento de V_s para avaliação da liquefação: Eurocódigo 8 (1998), NCEER (1997), Andrus *et al.* (2004) e Juang *et al.* (2001). Os primeiros são métodos determinísticos e o último probabilístico.

Como os resultados são diferentes de método para método quanto à ocorrência de liquefação, apresentam-se aqui os resultados obtidos pelo método mais otimista (Eurocódigo 8, 1998) e pelo mais pessimista (Andrus *et al.*, 2004).

7.2.1 Método do Eurocódigo 8

Introduziram-se na aplicação os valores de V_s em função da profundidade tendo esta calculado o valor do peso volúmico do solo (γ) automaticamente. Uma vez selecionado o método de análise da liquefação, Eurocódigo 8 (1998), obtiveram-se os valores de CSR e $CRR_{7,5}$, que se apresentam na Tab. 7-1.

Tab. 7-1 – Valores de CSR e $CRR_{7,5}$ para as aluviões do rio Liz obtidos a partir das recomendações do Eurocódigo 8 (1998).

Ponto	z (m)	V_s (m/s)	CSR	CSR^*	$CRR_{7,5}$	V_{s1} (m/s)
1	3,5	138,8	0,17	0,07	0,21	170,85
2	4,5	139,1	0,19	0,08	0,19	165,08
3	5,5	151,3	0,21	0,09	0,22	173,75
4	6,5	172,5	0,22	0,09	0,28	192,15
5	7,5	94,8	0,23	0,10	0,08	103,38
6	8,5	572,6	0,23	0,10	-0,11	602,55

CSR^* - CSR corrigido; V_{s1} - V_s corrigido em função da cobertura.

Comparando os valores de CSR^* com os de $CRR_{7,5}$ verifica-se que no ponto 5 CSR^* é superior a $CRR_{7,5}$ ou seja a capacidade do solo para resistir à liquefação é inferior à tendência do solo em liquefazer face a um sismo.

A projeção de V_{s1} em função de CSR^* coloca o ponto 5 numa situação de liquefação (Fig. 7-3Fig. 7-3).

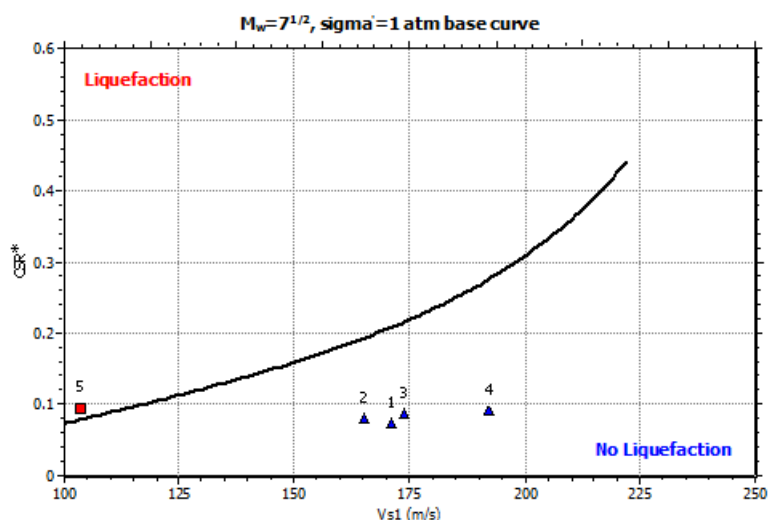


Fig. 7-3 – Projeção dos valores V_{s1}/CSR^* numa carta de liquefação utilizando as recomendações do Eurocódigo 8.

A aplicação do método proposto no Eurocódigo 8 (1998) permite identificar liquefação a 7,5 m de profundidade onde o valor de V_s é de 94,8 m/s. De acordo com a proposta de classificação de Robertson *et al.* (1986), apresentada na Fig. 6-28 para o perfil do CPTU1, a esta profundidade correspondem cascalhos e areias. Estes resultados são assim compatíveis com a ocorrência da liquefação na camada de seixo e cascalheira, na base das aluviões, e para as quais se utilizou o valor de $N=7$ no método anteriormente analisado na avaliação da liquefação.

7.2.2 Método Andrus *et al.* (2004)

A aplicação do método proposto por Andrus *et al.* (2004), considerando a idade destes solos de 10.000 anos, apresenta uma resposta mais pessimista. Na Tab. 7-2 apresentam-se os valores de CSR e $CRR_{7,5}$ obtidos para as aluviões do rio Liz. Apresentam-se também os valores de V_s corrigidos (V_{s1} e V_{s1c} – valor corrigido para solos limpos).

Tab. 7-2 - Valores de CSR e $CRR_{7,5}$ para as aluviões do rio Liz obtidos a partir da proposta de Andrus *et al.* (2004).

Ponto	z (m)	V_s (m/s)	CSR	CSR^*	V_{s1} (m/s)	V_{s1c} (m/s)	$CRR_{7,5}$
1	3,5	138,8	0,17	0,09	170,85	140,97	0,07
2	4,5	139,1	0,19	0,10	165,08	136,21	0,06
3	5,5	151,3	0,20	0,11	173,75	143,36	0,07
4	6,5	172,5	0,21	0,11	192,15	158,54	0,09
5	7,5	94,8	0,22	0,12	103,38	85,29	0,02
6	8,5	572,6	0,22	0,12	602,55	497,16	0,52

V_{s1c} – valor de V_{s1} corrigido para solos limpos.

Comparando os valores de CSR^* e $CRR_{7,5}$ verifica-se que CSR^* é superior a $CRR_{7,5}$ em todos os pontos exceto no ponto 6. Projetando os valores de V_{s1}/CSR^* numa carta de curvas CRR obtém-

se a Fig. 7-4 verificando-se liquefação ao longo de toda a unidade aluvionar pois o ponto 6, à profundidade de 8,5 m, correspondente a materiais subjacentes às aluviões.

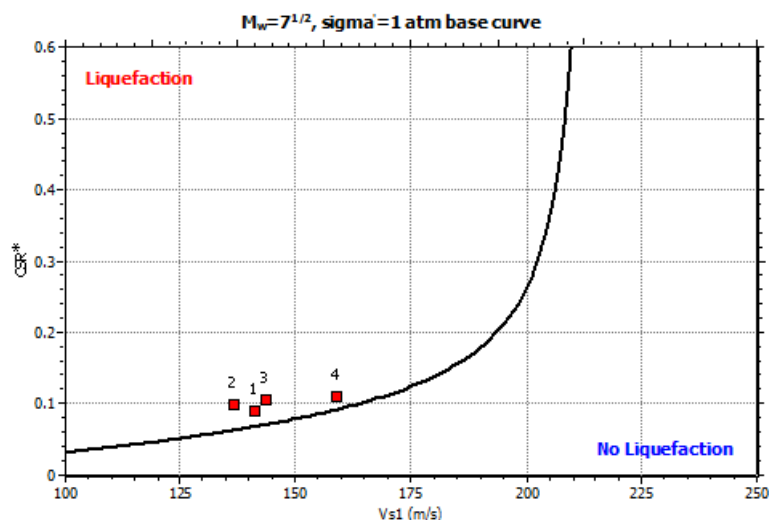


Fig. 7-4 - Projeção dos valores $Vs1/CSR^*$ numa carta de liquefação utilizando a proposta de Andrus *et al.* (2004).

O LiqIT permite calcular o potencial de liquefação (LPI) proposto por Iwasaki *et al.* (1984), verificando-se que no ponto 1, $LPI=7,34$, correspondendo a uma situação de risco alto de liquefação.

7.3 Avaliação da liquefação a partir do ensaio CPTU1

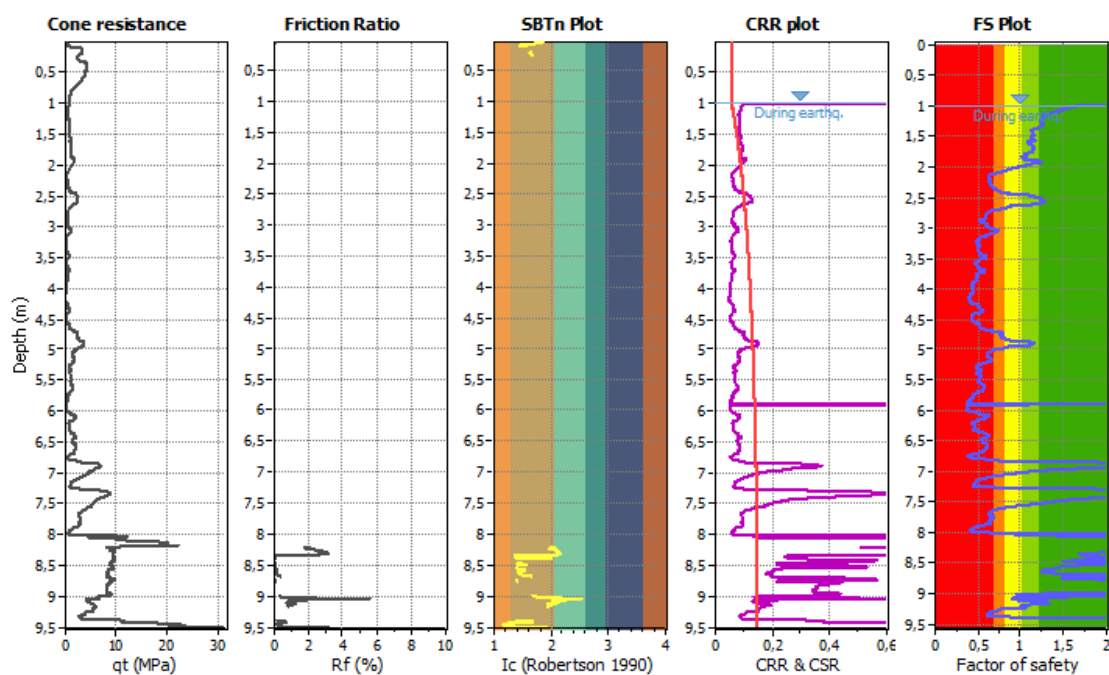
Para a avaliação da liquefação a partir dos dados do ensaio CPTU recorreu-se à aplicação CLiq v1.4.1.22 da *GeoLogismiki*, tendo-se partido das mesmas condições para o sismo, $a_{max}=0,2g$ e $M=7,5$, considerando-se o nível da água nos terrenos a 2 m de profundidade e durante o sismo a 1 m de profundidade.

Na aplicação CLiq o procedimento para avaliar a resistência à liquefação para todo o tipo de solos é realizada de acordo com o procedimento de Robertson e Wride (1998). Este procedimento é ligeiramente diferente do que foi originalmente publicado nos procedimentos da NCEER-97-002 (*Workshop sobre Avaliação de Resistência à Liquefação dos Solos*, 1997) e segue o alinhamento do fluxograma do Anexo III.

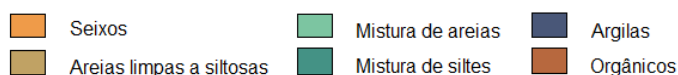
De notar que de acordo com a aplicação, durante o cálculo da avaliação da liquefação são excluídos pontos em que CRR sejam iguais a 4 e FS iguais a 2. De acordo com Robertson e Wride

(1998) solos com I_c maior do que 2,6 são caracterizados como solos argilosos e pontos que atendam a este critério são também excluídos.

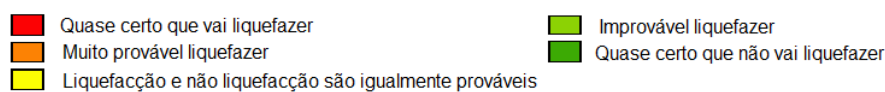
A aplicação utiliza os valores de q_c , f_s e u_2 obtidos durante o CPTU1, procedendo à avaliação da liquefação. Na Fig. 7-5 apresentam-se os dados iniciais do ensaio CPTU1 (q_T e R_f), em função da profundidade, e alguns resultados como o tipo de comportamento do solo (SBT), o índice de classificação dos solos (I_c), CRR , CSR e FS .



Legenda das cores de SBTn



Legenda das cores de FS

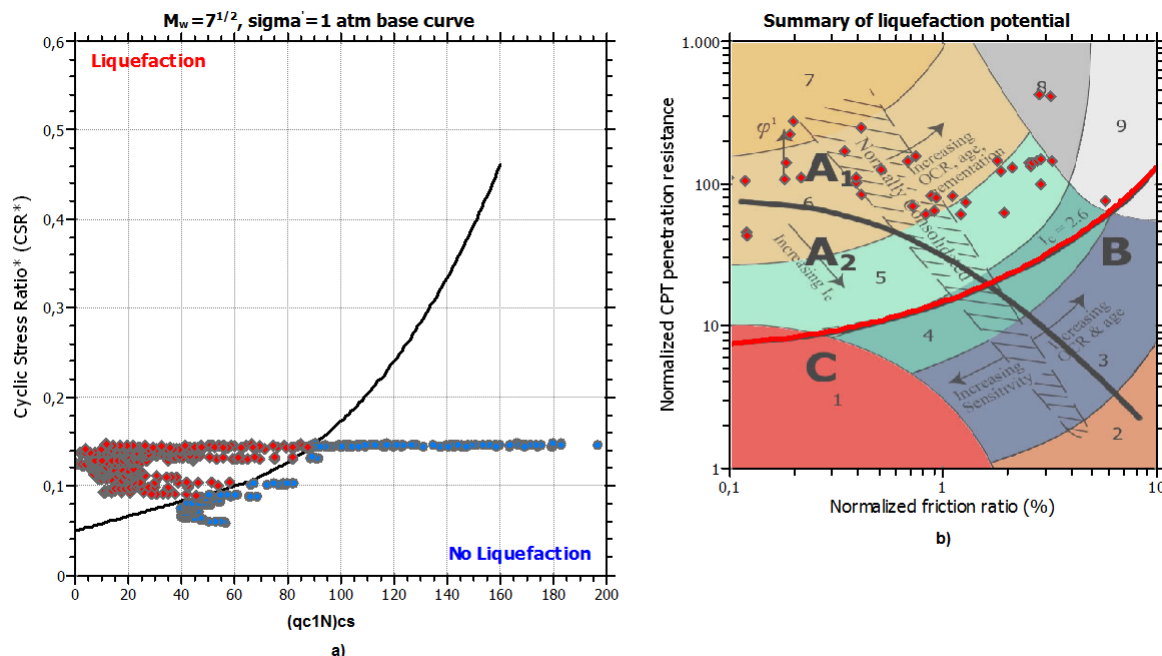


— I_c — CSR_{eq} — $CRR_{7,5}$

Fig. 7-5 – Resumo dos resultados da liquefação nas aluviões do rio Liz a partir do ensaio CPTU1. CSR_{eq} – CSR ajustado para sismo de $M=7,5$; $CRR_{7,5}$ – CRR para sismo de $M=7,5$.

Analisando os resultados apresentados na Fig. 7-5 verifica-se que o parâmetro CSR_{eq} varia entre 0,06 (acima do nível de água no terreno) e 0,14 a partir dos 5,35 m, valor que se mantém até a base do perfil. O valor de CSR^* varia entre 2 e 0,06 e o $CRR_{7,5}$ entre 4 (valor considerado muito alto) e 0,37. O fator de segurança contra a liquefação, FS , varia entre 2 (valor considerado muito alto) e 0,05, ou seja, há níveis onde ocorre liquefação.

Na Fig. 7-6 resumem-se as condições de ocorrência da liquefação a partir da projeção de valores de $(qc1N)_{cs}$ em função de CSR^* [a)] e projeção de R_f em função de qc normalizada na carta tridimensional de classificação proposta por Robertson (1990) com delimitação de áreas em função do potencial de liquefação [b)].



Legenda: Zona A – A liquefação cíclica depende provavelmente da dimensão e duração das cargas cíclicas; Zona A2 - A liquefação cíclica e perda de resistência provavelmente dependem da geometria da carga e do solo; Zona B – Liquefação e perda de resistência após o sismo improváveis, verificar amolecimento cíclico; Zona C – é possível ocorrer liquefação cíclica e perda de resistência dependendo da plasticidade do solo, fragilidade/sensibilidade, tensão de pico não drenada e geometria do solo.

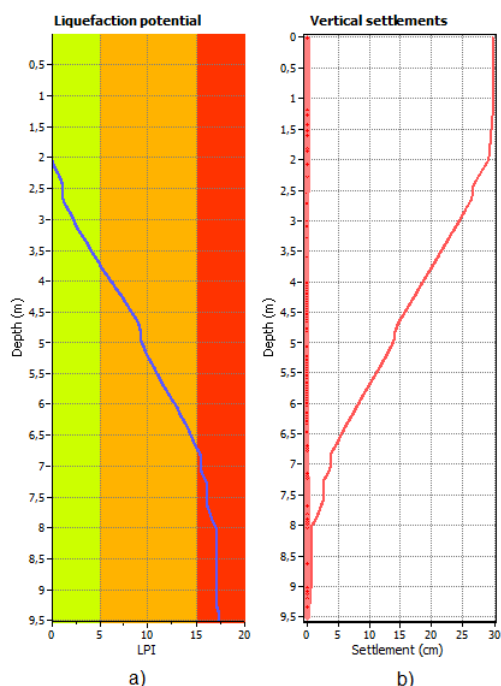
Fig. 7-6 – Cartas de liquefação para os dados do CPTU1.

A Fig. 7-6 mostra que no perfil do CPTU1 ocorre liquefação num conjunto de camadas intercetadas e que correspondem essencialmente a areias [Fig. 7-6 b)]: 8 – areia muito densa a areia argilosa; 7 – areia com cascalho a areia; 6 – areia limpa a silte arenoso; 5 – mistura de areia, silte arenoso a areia siltosa.

A liquefação também pode ser apresentada em função da evolução do LPI ao longo do perfil vertical [Fig. 7-7 a)], ou sob a forma dos seus riscos por cálculo dos assentamentos verticais [Fig. 7-7 b)].

De acordo com a evolução em profundidade obteve-se um valor total do LPI de 17 [Fig. 7-7 a)]. Na Fig. 7-7 b) apresenta-se a evolução dos assentamentos tendo sido estimado um assentamento total de 30 cm.

Em termos estatísticos a aplicação utilizou todos os 951 pontos do ensaio CPT, não tendo excluído nenhum ponto.



Legenda das cores de LPI

Muito alto risco
 Alto risco
 Baixo risco

Fig. 7-7 – Evolução da liquefação e dos assentamentos verticais em profundidade a partir do CPTU1. a) evolução do LPI em profundidade; b) cálculo dos assentamentos.

7.4 Conclusão

Por aplicação dos diferentes métodos e utilizando resultados de diferentes ensaios, confirma-se que as aluviões do rio Liz e na zona urbana de Leiria apresentam risco de liquefação quando sujeitos à ação de um sismo de intensidade elevada.

Em função do método utilizado os resultados da liquefação são variados. No entanto verificou-se a liquefação na camada de base, constituída por cascalheira, em todos os métodos utilizados.

Os solos constituídos por areias grossas e seixos apresentam elevada permeabilidade e foram, durante muitos anos, considerados como apresentando baixo potencial de liquefação. No entanto vários autores observaram e documentaram a liquefação de solos grosseiros quer no campo (e.g. Chang, 1978; Wong, 1984; Yegian *et al.*, 1994; Andrus, 1994) quer em laboratório (e.g. Evans e Seed, 1987). A liquefação neste tipo de solo pode ser potenciada caso a camada de solo grosseiro esteja limitada por camadas impermeáveis, impedindo a dissipação do excesso de

pressões neutras geradas. De acordo com os resultados obtidos também a camada de solo grosseiro na base das aluviões do rio Liz apresenta suscetibilidade à liquefação e está limitada inferiormente por material impermeável.

A aplicação dos resultados do SPT, SCPTU (pelo método de Andrus *et al.*, 2004) e CPTU evidencia também a suscetibilidade de liquefação das areias.

Comparando os resultados obtidos a partir dos métodos de avaliação que utilizam os valores do SCPTU e CPTU, verifica-se que a aplicação do método proposto no Eurocódigo 8 (1998) é a menos conservadora (admite menor probabilidade de ocorrência à liquefação) enquanto a de Andrus *et al.* (2004) é a que fornece resultados mais conservadores (admite maior probabilidade de ocorrência de liquefação).

A utilização dos dados obtidos nos ensaios CPTU e SCPTU parece oferecer resultados mais fiáveis que a utilização dos dados do ensaio SPT no estudo destes materiais. Os dados do SPT, por vezes, fornecem valores muito elevados de resistência, em particular em camadas de material grosseiro, o que pode não corresponder às verdadeiras condições de resistência, condicionando a avaliação do potencial de liquefação. No entanto face aos dados disponíveis a utilização dos dados do SPT revela-se da maior importância devido à sua distribuição espacial, enquanto os ensaios CPTU e SCPTU são relativos apenas a um local.

A construção nestes terrenos requer a utilização de técnicas que não sejam demasiado afetadas pelo fenómeno da liquefação. É comum a utilização de estacas na prática da construção nesta zona, algo que deve ser analisado com muita cautela por se poderem gerar impulsos laterais muito significativos e em particular pela dificuldade de quantificar com rigor a espessura e a localização das camadas ou estratos suscetíveis à liquefação (Santos, 2009).

8 BASE DE DADOS GEOLEIRIA

O reconhecimento geológico e geotécnico dos espaços urbanos é dificultado pela falta de afloramentos. No entanto o volume de dados obtidos de trabalhos de prospeção pode constituir uma mais-valia para o reconhecimento, não só em termos geotécnicos para o local, mas também geológicos e a nível regional. Os esforços desenvolvidos ao longo do presente trabalho proporcionaram um bom conhecimento das condicionantes actuais para a consulta dos elementos existentes, tendo servido como motivação para a procura de soluções mais eficientes.

8.1 Objetivos

A grande variabilidade litológica, a fraca aptidão geotécnica dos terrenos e o desenvolvimento de grandes obras na cidade de Leiria tem levado nas duas últimas décadas à realização de inúmeros trabalhos de prospeção geotécnica e consequentemente à execução de relatórios com informação geológica e geotécnica. A informação presente nestes relatórios assume grande importância no conhecimento do subsolo, encontrando-se no entanto dispersa por várias entidades, em particular pelos donos das obras (e.g. CML, IPL, PolisLeiria, Sonae Sierra), sendo de grande interesse a sua reunião, organização e tratamento.

Neste contexto procurou-se construir a base de dados GeoLeiria como uma solução de compilação, organização e armazenamento da informação para futuras utilizações. No processo de planeamento da base de dados GeoLeiria foram estudadas bases de dados homólogas já existentes, nomeadamente a base de dados desenvolvida no projeto GeoSIS_Lx (Almeida *et al.*, 2010) e a base de dados GeoData da Carta Geotécnica do Porto.

A GeoLeiria pretende ser uma base de dados simples e de fácil utilização mas completa e robusta. O principal objetivo é o armazenamento de dados geológicos e geotécnicos do espaço

urbano de Leiria, podendo estender-se à região, de modo a integrar a informação existente. Poderá futuramente ser integrada com um SIG, permitindo por exemplo a construção de modelos geológico/geotécnicos tridimensionais. Pretende-se que a GeoLeiria seja de fácil acesso, ultrapasse as fronteiras académicas e possa ser útil à comunidade, podendo ligar-se a outras bases de dados nacionais ou internacionais.

Será solicitada a colaboração na elaboração e ampliação da GeoLeiria a diversas entidades, nomeadamente ao Município de Leiria, a empresas da área da prospeção, gabinetes de projeto, associações empresariais e empresas da construção, para que possa ser útil. O contexto de utilização dos dados deve ter em conta todos os aspetos que se relacionam com questões de propriedade e direitos de autor, as quais deverão ser respeitadas. Os dados serão assim disponibilizados de forma progressiva à medida que se forem obtendo as autorizações escritas para o seu acesso público, garantindo eventuais restrições de utilização solicitadas pelos donos dos dados.

8.2 Implementação da base de dados

A estrutura da GeoLeiria foi ajustada ao tipo de informação mais comum e disponível para a zona urbana de Leiria. As principais fontes de informação disponíveis são relatórios de estudos geológicos e geotécnicos incluindo trabalhos de prospeção, designadamente sondagens, ensaios *in situ* e ensaios de laboratório.

Uma outra fonte de informação foi todo o trabalho de campo e laboratorial desenvolvido no presente trabalho: observações e descrições de afloramentos devidamente localizados, ensaios laboratoriais de identificação, de avaliação das propriedades físicas e mecânicas (resistência, deformabilidade e características de compactação).

Os dados armazenados estão organizados de forma estruturada e normalizada, e em linguagem comum. Dados calculados (e.g. N_{60} , $(N_1)_{60}$ que podem ser facilmente obtidos a partir dos dados) não são guardados na base de dados exceto os que resultam de expressões ou procedimentos complexos (e.g., t_{50} ou c_h nos ensaios de dissipação).

Não foram ainda implementados mecanismos de validação de dados. Este aspeto é importante a fim de minimizar erros associados à introdução manual dos dados (por exemplo a duplicação de registos, ou introdução de valores fora dos limites válidos para determinado campo).

Em termos de autorização de acessos, serão definidos diferentes perfis de utilizador com diferentes níveis de permissões para preenchimento, edição de dados e para consulta.

8.3 Estrutura do modelo de dados relacional

Analisados os dados disponíveis, foi identificado um conjunto inicial de entidades, respetivos atributos e relacionamentos entre elas. Estas entidades e relacionamentos conduziram depois a um conjunto de tabelas. Num processo iterativo, este modelo inicial foi sendo modificado e afinado com o objetivo de se caminhar para uma estrutura mais sólida e simples, de modo a facilitar futuras evoluções.

Descrevem-se de seguida as principais entidades e relacionamentos. Todas as tabelas têm uma chave primária simples, com numeração automática, com nome iniciado por ID seguido do nome da tabela. Na maioria das tabelas existem também uma ou mais chaves estrangeiras, que permitem expressar os relacionamentos entre entidades.

A entidade central e aglutinadora de toda a base de dados é o Relatório. Um Relatório pode ter vários Poços ou Valas, Sondagens, Pontos de Observação, Prospecções Geofísicas e Penetrómetros (Fig. 8-1). Cada Poço ou Vala, Sondagem, ou Ponto de Observação, pode ter associados vários Registos de Litologias e de Níveis de Água. Cada Litologia pode ter várias Amostras e cada Amostra vários Ensaios de Laboratório (Fig. 8-2).

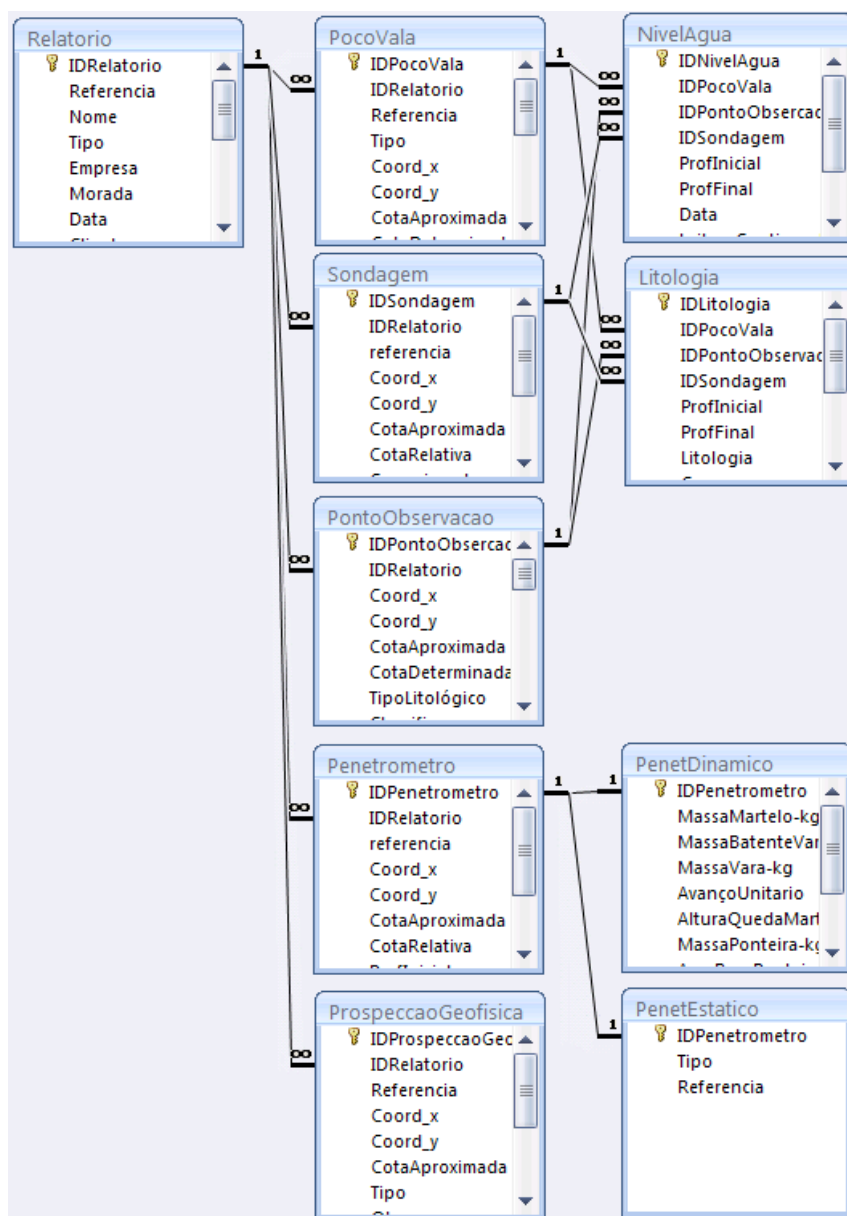


Fig. 8-1 – Entidades diretamente dependentes de Relatório e respectivos relacionamentos.

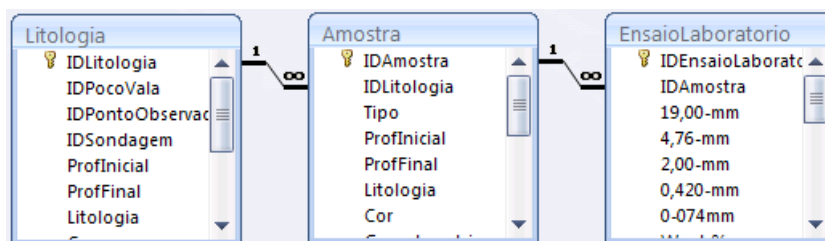


Fig. 8-2 – Entidades Litologia, Amostra, EnsaioLaboratório e respectivos Relacionamentos.

Um Penetrómetro pode ser Dinâmico ou Estático (Fig. 8-3). Quando Dinâmico, pode ter vários registos em função da profundidade. O Penetrómetro Estático pode ser de um de 2 tipos: CPT ou CPTU. Cada Penetrómetro Estático pode ter associado um conjunto de registos em função da

profundidade. Pode ainda ter registados vários SCPTU e várias Dissipações em função da profundidade. Cada Dissipação pode ter vários registos em função do tempo.

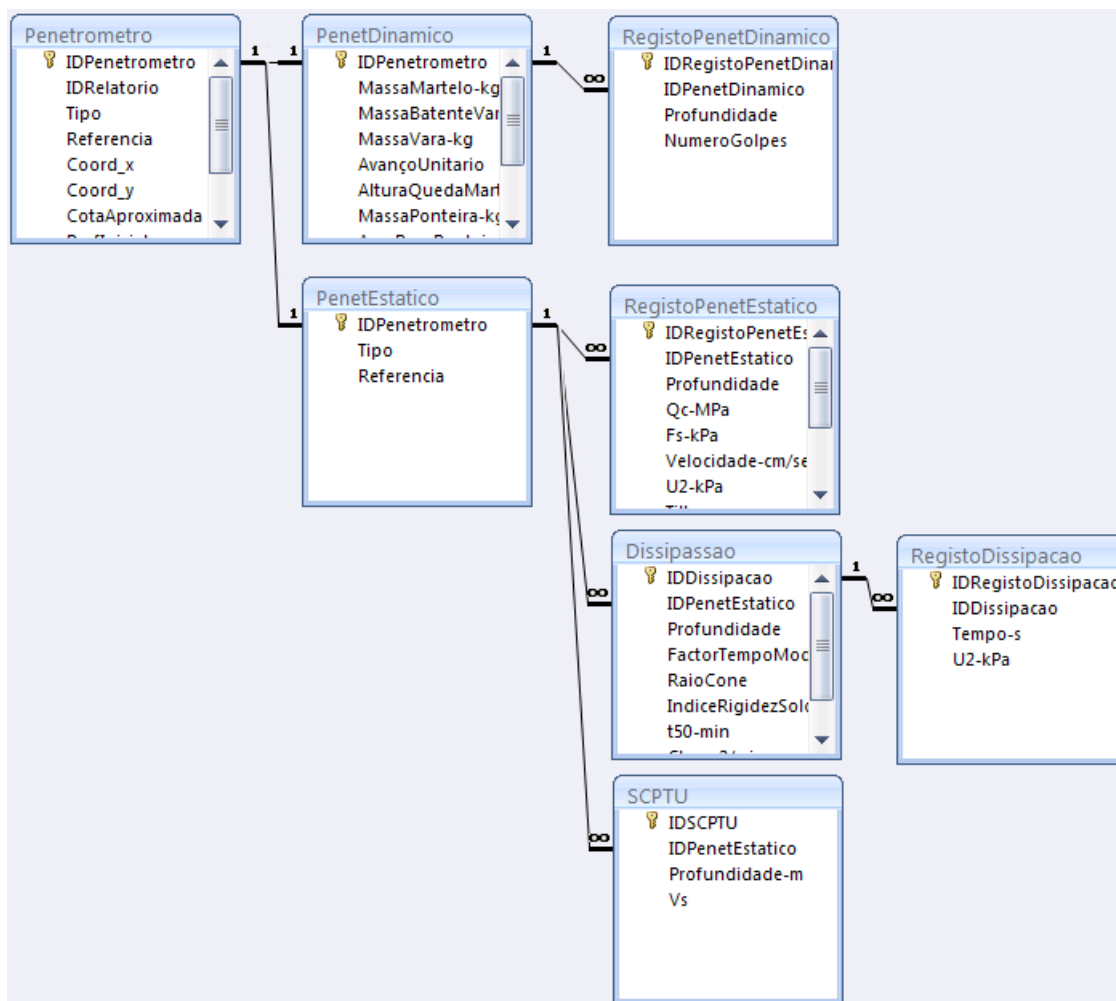


Fig. 8-3 - Entidades directamente dependentes de Penetrómetro e respectivos relacionamentos.

A Prospeção Geofísica pode ser de vários tipos. Atualmente estão definidos 5 tipos: Refração Sísmica, Reflexão Sísmica, Radar, Magnética e de Resistividade Eléctrica. A Refração Sísmica pode ter associado um conjunto de registos de valores de V_L em função de intervalos de profundidade (Fig. 8-4).

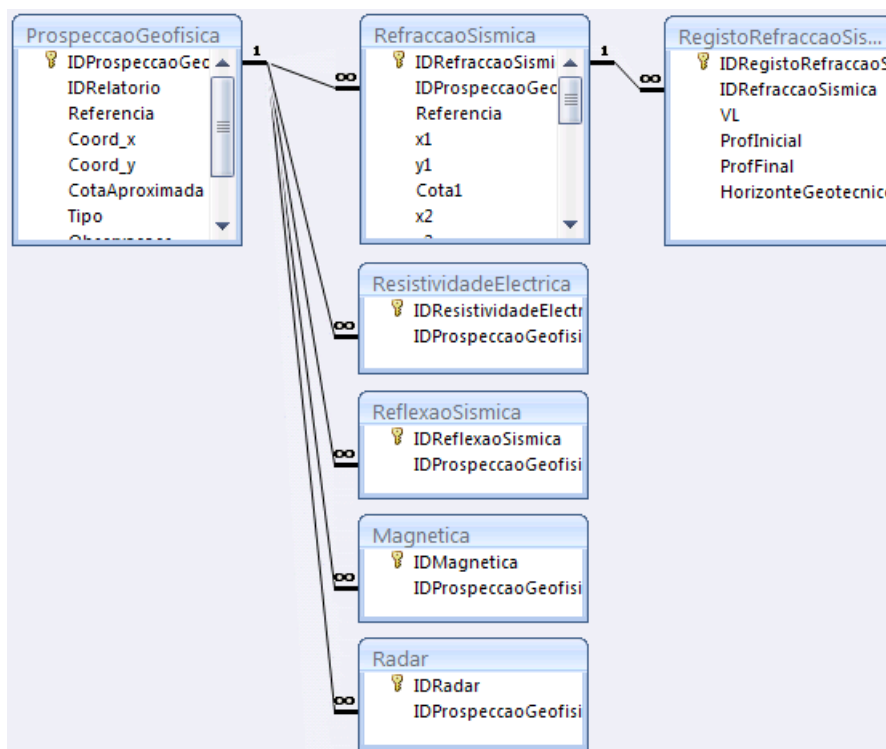


Fig. 8-4 - Entidades diretamente dependentes de Prospeção Geofísica e respetivos relacionamentos.

Uma sondagem pode ter registados vários SPT, RQD, Pressiómetros, Litologias e Níveis de Água (Fig. 8-5).

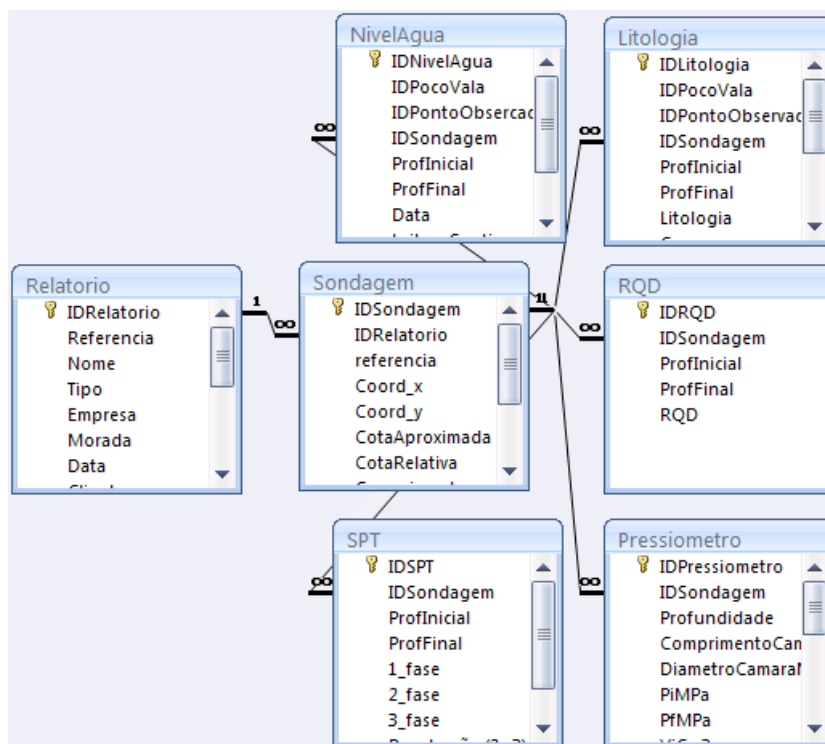


Fig. 8-5 – Entidades diretamente dependentes de Sondagem e respetivos relacionamentos.

Outras entidades podem facilmente ser criadas assim como atributos ou ainda o estabelecimento de novos relacionamentos.

Na Tab. 8-1 apresentam-se todas as tabelas da base de dados e respetivos atributos.

Tab. 8-1 – Tabelas da Geoleiria e respetivos atributos.

Tabela	Atributos
Amostra	IDAmostra, IDLitologia, Tipo, ProfInicial, ProfFinal, Litologia, Cor, Granulometria, DistribuicaoGranulometrica, Esfericidade, GrauArredondamento, Compacidade, Exsudacao, Rigidez, Idade, Observacoes
Dissipacao	IDDissipacao, IDPenetEstatico, Profundidade, FactorTempoModificado, RaioCone, IndiceRigidezSolo, t50-min, Ch-cm2/min, Permeabilidade-cm/s
EnsaioLaboratorio	IDEnsaioLaboratorio, IDAmostra, 19,00-mm, 4,76-mm, 2,00-mm, 0,420-mm, 0,074mm, wnat-%, LL-%, LP-%, IP-%, VBS, EA-%, Smax-kN/m3, wopt-%, Exp%, CBR%, AASHTO, ASTM, RTR, c-kPa, Cu-kPa, ϕ °, ϕ' °
Litologia	IDLitologia, IDPocoVala, IDPontoObservacao, IDSondagem, ProfInicial, ProfFinal, Litologia, Cor, Idade, Alteracao, Fracturacao, Recuperacao, Observacoes
Magnetica	IDMagnetica, IDProspeccaoGeofisica
NivelAgua	IDNivelAgua, IDPocoVala, IDPontoObsercacao, IDSondagem, ProfInicial, ProfFinal, Data, LeituraContinuada, N_piezometros, Observações
PenetDinamico	IDPenetrometro, MassaMartelo-kg, MassaBatenteVaraGuia-kg, MassaVara-kg, AvançoUnitario, AlturaQuedaMartelo, MassaPonteira-kg, AreaBasePonteira-cm2, NegaPancadas, NegaCravacao, Observacoes
PenetEstatico	IDPenetrometro, Tipo, Referencia
Penetrometro	IDPenetrometro, IDRelatorio, Tipo, Referencia, Coord_x, Coord_y, CotaAproximada, CotaRelativa, ProfInicial, ProfFinal, , Observações
PocoVala	IDPocoVala, IDRelatorio, Referencia, Tipo, Coord_x, Coord_y, CotaAproximada, CotaDeterminada, Profundidade, Largura, Comprimento, Observacoes, FicheirosAnexos, DescricaoFicheiros
PontoObservacao	IDPontoObsercacao, IDRelatorio, Coord_x, Coord_y, CotaAproximada, CotaDeterminada, TipoLitologico, Classificacao, Cor, Estado, Deformacao, Granulometria, DistribuicaoGranulometrica, Esfericidade, GrauArredondamento, Compacidade, Exsudacao, Rigidez, Idade, DirDiaclase, IncDiaclase, DirFalha, IncFalha, MatPreenchimento, Rugosidade, Estratificacao, DirEstrato, IncEstrato, EspessEstrato, Observacoes
Pressiometro	IDPressiometro, IDSondagem, Profundidade, ComprimentoCamara, DiametroCamaraMm, PiMPa, PfMPa, ViCm3, VfCm3, EMMPa, PIMPa, PiRecMPa, PfRecMPa, ViRecCm3, VfRecCm3, EMRecMPa, PIRecMPa, Observacoes
ProspeccaoGeofisica	IDProspeccaoGeofisica, IDRelatorio, Referencia, Coord_x, Coord_y, CotaAproximada, Tipo, Observacoes, FicheirosAnexos, DescricaoFicheiros
Radar	IDRadar, IDProspeccaoGeofisica
ReflexaoSismica	IDReflexaoSismica, IDProspeccaoGeofisica
RefracciaoSismica	IDRefracciaoSismica, IDProspeccaoGeofisica, Referencia, x1, y1, Cota1, x2, y2, Cota2, ComprimBase, Geofones, Espacamento, PontosImpacto, PosicaoPontosImpacto, Observacoes, FicheirosAnexos, DescricaoFicheiros
RegistoDissipacao	IDRegistoDissipacao, IDDissipacao, Tempo-s, U2-kPa
RegistoPenetDinamico	IDRegistoPenetDinamico, IDPenetDinamico, Profundidade, NumeroGolpes
RegistoPenetEstatico	IDRegistoPenetEstatico, IDPenetEstatico, Profundidade, Qc-MPa, Fs-kPa, Velocidade-cm/sec, U2-kPa, Tilt-grau, Temperatura, Rf, qT-Mpa, U0-kPa
RegistoRefracciaoSismica	IDRegistoRefracciaoSismica, IDRefracciaoSismica, VL, ProfInicial, ProfFinal, HorizonteGeotecnico
Relatorio	IDRelatorio, Referencia, Nome, Tipo, Empresa, Morada, Data, Cliente, LocalArquivo, GrauConfianca0-5, Observacoes, FicheirosAnexos,

	DescricaoFicheiros
ResistividadeElectrica	IDResistividadeElectrica, IDProspeccaoGeofisica
RQD	IDRQD, IDSondagem, ProfInicial, ProfFinal, RQD
SCPTU	IDSCPTU, IDPenetEstatico, Profundidade-m, Vs
Sondagem	IDSondagem, IDRelatorio, referencia, Coord_x, Coord_y, CotaAproximada, CotaRelativa, Comprimento, Observacoes, FicheiroAnexo, DescricaoAnexo, DiametroInt/Ext
SPT	IDSPT, IDSondagem, ProfInicial, ProfFinal, 1_fase, 2_fase, 3_fase, Penetração (2+3), Observacoes

8.4 Introdução dos dados

Os dados são introduzidos manualmente nas tabelas criadas na base de dados Access, a partir da informação selecionada em relatórios. Além do interface amigável do Access, está prevista a construção de formulários para mais fácil inserção e edição de dados e de pesquisas, consultas e relatórios úteis.

A tabela central é a tabela Relatório, esta tabela está associada a outras, diretamente dependentes que por sua vez se ligam a outras, numa hierarquia de dependência. Sendo a maior fonte de informação dada pelas sondagens, a tabela de Sondagens e a tabela dependente SPT, serão tabelas com grande volume de dados.

Na tabela SPT registam-se os valores de *N* correspondentes às três fases de penetração e o valor de penetração, em cm, para as duas últimas fases.

As tabelas dependentes da tabela Penetrómetro, que por sua vez é dependente da tabela Relatório, também apresentam um volume de dados bastante grande, em particular as tabelas Registo Penetrómetro Estático ou Dinâmico.

Para atributos ProfFinal, existente em várias tabelas, convencionou-se a utilização do valor zero sempre que se desconhece o valor da profundidade final, significando que não há valor limite.

Nesta fase foram colocados dados em todas as tabelas que permitiram testar a estrutura da base de dados, e avaliar a sua correção.

Estabeleceram-se algumas regras de introdução de dados, nomeadamente a não permissão de introdução de dados de sondagem cujo relatório não esteja já integrado na Base de dados, ou a introdução de dados de ensaios laboratoriais sem que já tenha sido integrados dados da amostra. Estas regras permitem uma melhor integridade dos dados e reduzem riscos relativos a erros de ligações.

8.5 Integração futura num SIG e modelação 3D

No seguimento de presente trabalho prevê-se a integração da base de dados GeoLeiria num SIG, o que permitirá a elaboração de diversas cartas de superfície com informação geológica e geotécnica diversa, ou específica para responder a um determinado fim. Quanto às aplicações padrão na análise 3D, os SIG apresentam ainda limitações, no entanto representam um contributo muito importante para as geociências na organização e análise de dados.

Independentemente das limitações, o SIG permite integrar e processar a informação contida na base de dados e a elaboração de modelos 3D, sendo sempre necessária uma avaliação da qualidade e validação dos modelos gerados.

O modelo 3D permitirá uma visualização da geologia em profundidade. Esta possibilidade de visualização permite testar hipótese sobre extensão e volume de unidades geológicas e geotécnicas, propor possíveis soluções para questões para os quais não se tem dados suficientes, e identificar e/ou colmatar lacunas nos dados e conhecimento. Os modelos gerados são da maior relevância no apoio ao ordenamento e planeamento do território e na investigação geotécnica.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho procurou-se mostrar a importância do conhecimento geológico e geotécnico dos terrenos onde se implanta e tem crescido a cidade de Leiria, em particular dos terrenos pertencentes à estrutura geológica do vale tifónico Parceiros-Leiria.

As técnicas utilizadas foram diversificadas, quer em termos de investigação de campo quer laboratorial. Face à natureza dos terrenos algumas das técnicas utilizadas foram mais eficientes que outras, quer na natureza dos resultados obtidos quer na duração do tempo da realização dos ensaios.

Verificou-se que o ensaio “in situ” mais utilizado para caracterizar geotecnicamente as formações ocorrentes é o ensaio SPT, nem sempre se revelando a melhor técnica de investigação, em particular nos terrenos aluvionares. Os estratos mais grosseiros são muitas vezes caracterizados por valores de N elevados, devido à presença de seixos, sem que isso corresponda a estratos de resistência elevada o que pode induzir em erro. Além disso estes estratos revelaram-se liquidificáveis para um sismo de magnitude 5,5, não constituindo portanto um nível de fundação seguro.

O ensaio CPTU revelou-se mais adequado que o SPT na investigação e obtenção de informação dos terrenos aluvionares. O ensaio CPTU carece de divulgação junto dos gabinetes de projeto de fundações pelo que é pouco solicitado às empresas de prospeção geotécnica. O ensaio DPSH revela-se de grande interesse ao permitir caracterizar rapidamente os materiais intercetados, mesmos a profundidades superiores a 10 m.

Uma das contribuições deste trabalho foi a criação de uma base de dados de informação geotécnica para armazenar de uma forma organizada e estruturada toda a informação recolhida, quer em relatórios de obras, quer em testes realizados especificamente para este trabalho.

Os materiais geológicos aflorantes na zona em estudo apresentam grande variabilidade litológica, tendo-se identificado em algumas das litologias propriedades geológicas e geotécnicas que conduzem a comportamentos diversos e a alguns problemas, face a solicitações externas ou

interações com a atividade antrópica. A análise geológica e geotécnica dos terrenos beneficia bastante com o conhecimento da génese e da história geológica das formações ocorrentes. De seguida apresentam-se resumidamente os modelos geológico e geomecânico elaborados para o vale tifónico Parceiros-Leiria, assim como uma avaliação preliminar relativamente ao que poderá ser a resposta dos terrenos estudados perante solicitações impostas por construções.

9.1 Modelo geológico do vale tifónico Parceiros-Leiria

As unidades litostratigráficas presentes no vale tifónico Parceiros-Leiria, e que foram estudadas, podem ser agrupadas, quanto à génese e evolução em: aterros; depósitos de vertente; alúvio-coluviões; complexo aluvionar (aluviões); série pliocénica e Quaternário Indiferenciado; Formação de Dagorda e solos residuais de rochas magmáticas. Os materiais pertencentes ao complexo aluvionar, série pliocénica e Quaternário Indiferenciado e Formação de Dagorda distribuem-se de acordo com a carta geológica representada na Fig. 9-1.

Nem todas as unidades litostratigráficas estudadas estão representadas na carta geológica da Fig. 9-1, devido ao seu carácter difuso tanto na distribuição vertical como horizontal: os depósitos de aterro distribuem-se por toda a zona construída; os depósitos de vertente e alúvio-coluvionares cobrem os relevos arredondados da Formação de Dagorda e as vertentes mais inclinadas dos corpos magmáticos, os solos de alteração das rochas magmáticas constituem uma capa sobre a maioria dos corpos magmáticos não tendo sido apenas identificado nas vertentes E e S do domo do castelo.

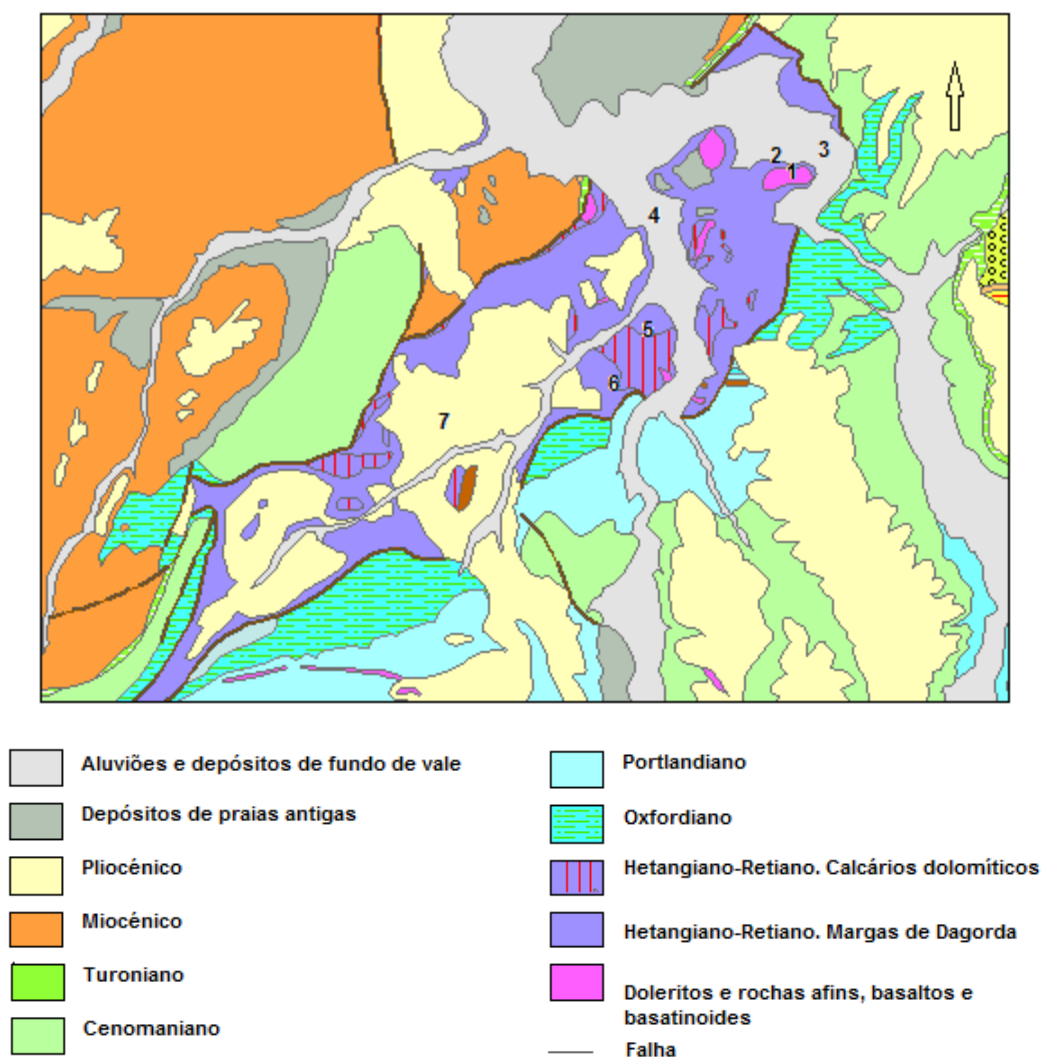
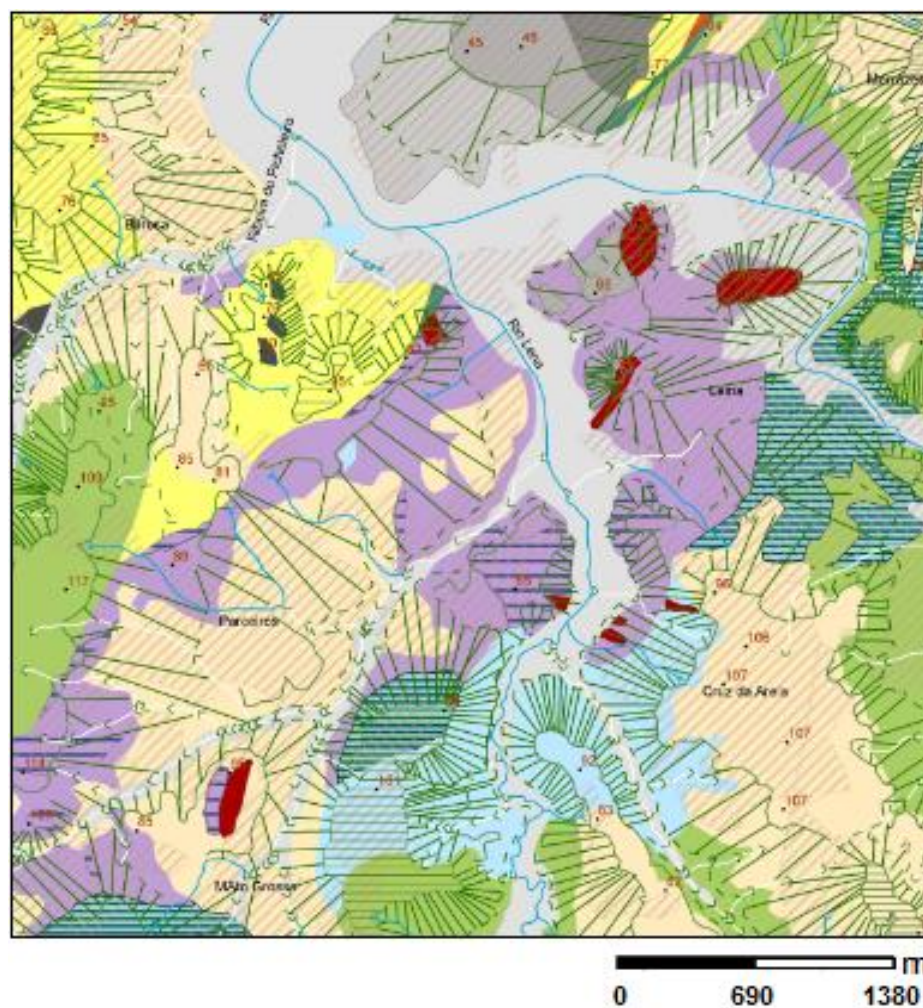


Fig. 9-1 – Carta geológica representativa do vale tifónico Parceiros-Leiria. Legenda: 1 – castelo; 2 – estádio; 3 – planície do rio Liz; 4 – Planície do rio Lena; 5 – ESTG; 6 – Continente; 7 – Parceiros.

Na Fig. 9-2 apresenta-se um esboço geomorfológico do vale tifónico caracterizado por uma variação altimétrica pouco significativa. Esta área ao ser atravessada por dois rios importantes gera pequenas planícies, confluindo para elas as águas provenientes das colinas adjacentes.



Legenda

- Pontos cotados
- Valor altimétrico máximo dos topos
- 55
- 100
- 143

- Vertentes
- Base de vertente
- Superfície da água
- Colo
- Base do colo
- Curso de água principal
- Barranco
- Valeiro
- Rechã
- Base da rechã
- Áreas humanizadas

Geologia

- Aluviões e depósitos de fundo de vale
- Depósitos de praias antigas e terraços fluviais 10-20m
- Depósitos de praias antigas e terraços fluviais 30-45m
- Depósitos de praias antigas e terraços fluviais 60-75m
- Pliocénico
- Miocénico
- Turoniano
- Cretácico inferior
- Portlandiano
- Oxfordiano
- Hetangiano-Retiano
- Doleritos e rochas afins, basaltos e basanitóides

Fig. 9-2 – Esboço Geomorfológico do vale tifónico Parceiros-Leiria e áreas envolventes. Adaptado de Jacinto (2009).

Ao longo deste trabalho foram estudadas as unidades litostratigráficas do tipo solo, mas o vale tifónico Parceiros-Leiria apresenta também rochas e estruturas tectónicas relevantes em termos geotécnicos. O diapiro Parceiros-Leiria é uma estrutura ativa (Cabral, 1993), sendo o vale tifónico intercetado por inúmeras falhas. Predominam duas orientações das estruturas tectónicas, NEN-SWS e NWN-SES, ocorrendo ainda estruturas alinhadas N-S e E-W.

À ocorrência de falhas e fraturas estão associados problemas geotécnicos como roturas, instabilidades, infiltrações e alterações (Vallejo, 2004). Além disso são zonas de acumulação de tensões e de percolação preferencial de água.

A Formação de Dagorda apresenta algumas falhas em zonas de contacto de materiais de diferentes resistências (Fig. 9-3) e as intrusões magmáticas estão associadas à ocorrência de falhas.



Fig. 9-3 – Falha a interceptar a Formação de Dagorda. Talude W do parque de estacionamento do edifício A da ESTG. Falha - - - -

Na Fig. 9-4 apresenta-se um esboço estrutural, onde estão representadas as falhas identificadas no campo e por observação e interpretação da fotografia aérea da região.



Fig. 9-4 – Esboço estrutural. Falhas ———

As observações mostram que predominam falhas com orientações N-S, E-W N25-35E, N40-50W. Algumas das falhas, inferidas a partir da observação da fotografia aérea, intercetam materiais do Pliocénico constituindo acidentes neotectónicos.

O Eurocódigo 8 refere que edifícios “não deverão em geral ser construídos na vizinhança próxima de falhas tectónicas identificadas como ativas” e “para áreas urbanas e estruturas importantes a construir, em zonas de sismicidade elevada, devem ser realizados estudos geológicos especiais destinados à avaliação do perigo em termos de rotura co-sísmica e de severidade das vibrações do terreno” (*in* Coelho, 2005).

Por sua vez, Coelho (2005) considera de baixo grau a atividade das falhas potencialmente ativas em Portugal continental, logo a questão do perigo de deslocamento superficial de uma falha não é relevante no caso de edifícios correntes e, em geral, de todos os equipamentos de risco potencial equivalente. Considera ainda não racional a exclusão de um local de construção de um empreendimento face à ocorrência de uma falha presumivelmente ativa, sem avaliação do perigo de rotura da falha à superfície.

No entanto, sendo o vale tifónico pertencente a uma estrutura diapírica ativa, apresentando uma densa rede de falhas (embora se desconheça o seu grau de atividade, podendo até ser consideradas inativas em termos de perigo sísmico à escala de tempo de obras humanas), estando localizada a região numa zona de risco sísmico moderado a elevado, e havendo registo de acidentes em zonas de falha na região (acidentes que se prenderam com a realização de escavações, uns de maior outros de menor gravidade, e.g., casos relatados no jornal Diário de Leiria, edições de 15 de Junho de 2007 e de 17 de Maio de 2011), a identificação, caracterização e localização das falhas deve ser um aspeto a ser acautelado nas zonas de construção, tanto por questões que se prendem com a segurança durante a realização de escavações, como com o desenho e localização de fundações, em particular, de obras de arte. A caracterização das falhas e a observação dos acidentes podem estimular o desenvolvimento de medidas defensivas de projeto e construção de estruturas (mais resistentes ou se necessário de estabilização) nestes locais.

Em termos hidrogeológicos podemos caracterizar os terrenos do vale tifónico Parceiros-Leiria de acordo com os elementos da Tab. 9-1.

Tab. 9-1 – Resumo das Propriedades hidrogeológicas das unidades litoestratigráficas.

Unidades litoestratigráficas	Propriedades hidrogeológicas
Aterros	Permeabilidade baixa a moderada. Caudais pouco significativos.
Complexo aluvionar recente	Complexo hidrogeológico multicamada, aquíferos livres, em que a permeabilidade tende a aumentar com a profundidade. Dependentes do escoamento superficial. Caudais pouco significativos. Níveis freáticos muito próximos da superfície. Má drenagem natural.
Série pliocénica e Quaternário Indiferenciado.	Complexos hidrogeológicos multicamada com permeabilidade e caudais variáveis, de um modo geral com permeabilidade média a baixa.
Formação de Dagorda	Formação com permeabilidade baixa a muito baixa.
Solos residuais de rochas magmáticas	Permeabilidade média a baixa dependente do grau de alteração.

As rochas, sejam elas carbonatadas ou magmáticas, exibem permeabilidade em grande, associada à fraturação.

9.2 Modelo geomecânico do vale tifónico Parceiros-Leiria

Os materiais identificados como solos foram caracterizados pelas principais propriedades geotécnicas em função dos meios disponíveis. Face à diversidade dos valores dos vários parâmetros geomecânicos, nem sempre foi fácil a tentativa de estabelecer intervalos de valores compatíveis com as características geológicas. De seguida apresentam-se os parâmetros geomecânicos obtidos para as diferentes unidades litostratigráficas estudadas e uma previsão do comportamento das unidades geológico-geotécnicas definidas.

9.2.1 Aterros

Os depósitos de aterro apresentam-se geralmente soltos e descompactados. A maioria dos materiais de aterro observados é constituída por argilas muitas vezes siltosas e arenosas ou com seixos e fragmentos de natureza variada. Os aterros foram classificados como CL e SC-SM de acordo com a classificação ASTM (1998), e como A-6 (4-9) e A-1-b (uma amostra) de acordo com a classificação AASHTO (E240, 1971). Na Tab. 9-2 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos nos depósitos de aterro identificados no vale tifónico Parceiros-Leiria.

Tab. 9-2 – Síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os Depósitos de aterro.

	Depósitos de aterro	
	Finos	Granulares
qu (MPa)	0,05 – 0,40 ⁽¹⁾	
ϕ' (°)	42 ⁽²⁾	40 ⁽³⁾
c_u (MPa)	21 ⁽²⁾	0,57
V_s (m/s)		94 - 156
V_L (m/s)		305 - 495
E (MPa) ⁽⁴⁾	10 – 15	
G_M (MPa) ⁽⁴⁾	0,5 – 4,0	
w_{opt} (%)		7,8
γ_{dmax} (kN/m ³)		20,7
CBR (%)		10
Expansibilidade (%)		1

⁽¹⁾Terzaghi e Peck (1967); ⁽²⁾Valores não drenados; ⁽³⁾Meyerhof (1956) e Hatanaka e Uchida (1996); ⁽⁴⁾Ensaio pressiométrico, valores obtidos para profundidades a variar entre 2,4 e 6,9 m.

9.2.2 Depósitos de vertente e colúvio-alúvionares e complexo aluvionar recente

Os depósitos de vertente e materiais colúvio-alúvionares são difíceis de distinguir apresentando características muito semelhantes entre si, e com as formações que lhes são subjacentes. De um

modo geral os materiais pertencentes a estes depósitos apresentam-se soltos e descompactados. As amostras colhidas de depósitos de vertente foram classificadas como SW-SC e SC-CL (ASTM, 1998) e como A-2-7 (E240, 1971), enquanto as amostras de materiais colúvio-alúvionares foram classificadas como CL e MH (ASTM, 1998) e como A-6 e A-7 (E240). Foi possível a obtenção de parâmetros de compactação para amostras destes depósitos, apresentando-se os mesmos na Tab. 9-3.

Tab. 9-3– Síntese dos parâmetros geotécnicos caracterizadores da compactação obtidos para depósitos de vertente e alúvio-colúvionares.

	Depósitos de vertente	Depósitos colúvio-alúvionares
w_{opt} (%)	13 - 14	11,2
γ_{dmax} (kN/m ³)	18,9 – 19,0	19,5
CBR (%)		6
Expansibilidade (%)		0

O complexo aluvionar recente é constituído pelos depósitos aluvionares dos rios Liz e Lena. Apresenta-se estratificado, logo os parâmetros geomecânicos que o caracterizam são variáveis dependendo dos estratos para os quais foram obtidos. Além da estratificação apresenta uma distribuição espacial muito heterogénea devido à sua natureza deposicional.

As aluviões do rio Lena distribuem-se por dois horizontes, um mais superficial e constituído por materiais mais finos e outro inferior constituído por materiais mais grosseiros. A maioria dos terrenos aluvionares do rio Lena intercetados em sondagens apresentam-se moles, de acordo com Terzaghi e Peck (1967). A maioria das amostras analisadas laboratorialmente foram colhidas no horizonte superior tendo 60% sido classificadas como CL e SM (ASTM, 1998) e de acordo com a classificação AASTHO em A-1-b, A-2-4, A-2-6(0-1), A-4(0-5) e A-7-6(3-17) (E240, 1971). A amostra classificada como A-1-b foi obtida no horizonte inferior das aluviões do rio Lena tendo sido classificada como SP-SM de acordo com a classificação ASTM (1998).

As aluviões do rio Liz apresentam em profundidade siltes argilosos, areias e cascalho. Predominam as areias constituindo o estrato mais espesso. Os solos granulares apresentam-se soltos a medianamente compactos segundo Terzaghi e Peck (1967) e Skempton (1986). Os solos finos apresentam, na sua maioria, consistência média a dura (Terzaghi e Peck, 1967).

Na Tab. 9-4 apresenta-se uma síntese de alguns parâmetros geotécnicos obtidos para as aluviões dos rios Liz e Lena.

Tab. 9-4 – Síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para o Complexo aluvionar recente.

	Aluviões do rio Lena		Aluviões do rio Liz	
	Solos granulares	Solos finos	Solos granulares	Solos finos
q_T (MPa) ⁽¹⁾	Maioria <2			
q_d (MPa)			<10	
q_u (MPa)		Maioria <0,2		Maioria <0,2
ϕ' (°) ⁽²⁾	22-30	30 - 44	18 - 35	35 - 43
c_u (kPa)		4		
E (MPa) ⁽³⁾	Maioria entre 0,5 - 3	8 - 13,5	<8	Cerca de 10
V_s (m/s) ⁽⁴⁾	43 - 223		94,8 – 172,5	
G_o (MPa)	30, 95 e 2 ⁽⁵⁾		Maioria entre 20 – 60 ⁽⁶⁾	
V_L (m/s)	1190	320 – 495		
γ_d (kN/m ³) ⁽¹⁾	12 - 14	14 - 16,24	11,78 – 15	15 - 16,24
w_{opt} (%) ⁽⁷⁾	10,3 – 20,3			
γ_{dmax} (kN/m ³) ⁽⁷⁾	17,2 – 21,1			

⁽¹⁾CPTU; ⁽²⁾CPTU segundo Kulhawy e Mayne (1990); ⁽³⁾CPTU segundo Schmertmann (1978); ⁽⁴⁾SCPTU; ⁽⁵⁾A partir do SCPTU às profundidades 2,5m, 3,5m e 4,5m; ⁽⁶⁾CPTU segundo Rix e Stokoe (1992); ⁽⁷⁾Proctor, amostras classificadas como areias siltosas (SM).

9.2.3 Série pliocénica e Quaternário Indiferenciado

Os depósitos do Pliocénico e do Quaternário Indiferenciado caracterizam-se pela alternância de leitos predominantemente granulares (muito heterogêneos granulometricamente) com continuidade lateral irregular, característica do ambiente deposicional. De um modo geral estes materiais ocupam depressões deixadas pela erosão dos materiais da Formação de Dagorda. Os materiais granulares sujeitos a ensaios SPT revelam predominância de solos densos a muito densos (Terzaghi e Peck, 1967; Skempton, 1986). Os solos finos apresentam consistência muito dura a rija (Terzaghi e Peck, 1967).

A maioria das amostras tratadas em laboratório são não plásticas e apresentam baixo teor em finos, correspondendo 54% das amostras a areias mal graduadas (ASTM, 1998) e 49% a solos A-3 (E240, 1971). Embora predominem os materiais granulares e com boas características geotécnicas é importante referir que tal não é extensível a toda a unidade, pois ocorrem níveis com elevados teores em finos e elevada expansibilidade. De notar que o ensaio de azul de metileno permitiu obter valores de SE para uma amostra de 73,35 m²/g o que lhe confere uma grande sensibilidade à água.

Na Tab. 9-5 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os solos dos depósitos do Pliocénico e Quaternário Indiferenciado.

Tab. 9-5 - Síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os solos da série pliocénica e Quaternário Indiferenciado.

	Solos granulares	Solos finos
q_u (MPa)		$> 0,2^{(1)}$; $> 0,38^{(2)}$
E (MPa)		$> 4,3^{(2)}$
ϕ (°)	70% $> 40^{(3)}$; 36,7° - 42,4° ⁽⁴⁾	
V_s (m/s) ⁽⁵⁾	149 - 363 ⁽⁶⁾	188 - 365 ⁽⁷⁾
V_L (m/s) ⁽⁸⁾		305 - 495
γ_d médio (kN/m ³) ⁽⁹⁾	20,26 - 20,84	
γ médio (kN/m ³) ⁽⁹⁾	20,83 - 21,15	
E_G (MPa) ⁽¹⁰⁾	99 e 268 ⁽¹¹⁾ ; 60 e 116 ⁽¹²⁾	
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³) ⁽¹³⁾	18 - 24,34	
$w_{\acute{o}pt}$ (%) ⁽¹³⁾	13 - 9	
CBR (%)	13 - 30	
Expansibilidade (%)	0 - 0,8	

⁽¹⁾Terzaghi e Peck, 1967; ⁽²⁾Behpoor e Ghahramani, 1989; ⁽³⁾Meyerhof (1956), Hatanaka e Uchida, (1996); ⁽⁴⁾Ensaio de corte direto em amostras soltas; ⁽⁵⁾Correlações a partir do SPT; ⁽⁶⁾Lee (1990); ⁽⁷⁾Carrubba e Maugeri (1988); ⁽⁸⁾Valores obtidos para um depósito estratificado e muito heterogéneo granulometricamente; ⁽⁹⁾Gamadensímetro em areias finas; ⁽¹⁰⁾GeoGauge; ⁽¹¹⁾Areias finas; ⁽¹²⁾Areias heterogéneas; ⁽¹³⁾Proctor.

9.2.4 Formação de Dagorda

A Formação de Dagorda caracteriza-se por ser constituída por argilas e siltes, por vezes margas e gesso, salgema e rochas calcárias. Os materiais mais superficiais encontram-se descomprimidos aumentando o seu estado de consolidação em profundidade, ocorrendo exceções em zonas de circulação de água. Os resultados dos ensaios SPT permitem afirmar que 90% dos materiais intercetados apresentam consistência muito dura a rija.

Os ensaios CPTU realizados nas aluviões intercetaram o topo da Formação de Dagorda, e o tratamento dos dados obtidos permitiu caracterizar os parâmetros da consolidação: os valores de K_0 e de OCR , independentemente do método de tratamento, correspondem a argilas sobreconsolidadas; os valores de σ'_p ao longo dos perfis verticais permitem verificar que não há um aumento linear com a profundidade, podendo mesmo ocorrer diminuição, este facto é indicador da heterogeneidade da resistência e deformabilidade destes materiais. Os valores de σ'_p e OCR são muito variados tendo-se obtido valores desde fracamente sobreconsolidados até francamente sobreconsolidados.

Os resultados, quer do ensaio de dissipação realizados a 9,51 m de profundidade, quer dos ensaios edométricos em amostras colhidas à superfície, revelaram valores de permeabilidade baixíssimos.

Os limites de consistência revelaram solos de baixa a média plasticidade, sensíveis à água (a partir do VBS) e com argilas pouco ativas a normais. Os solos colhidos na Formação de Dagorda são maioritariamente finos e predominantemente classificados como CL (ASTM, 1998) e

A-6 (E-240, 1971). A DRX permitiu a identificação dos minerais de argila em algumas amostras tendo-se verificado que nas argilas cinzentas o predomínio da ilite e em argilas vermelhas o predomínio da esmectite.

Na Tab. 9-6 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os solos da Formação de Dagorda.

Tab. 9-6 - Síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os materiais da Formação de Dagorda.

	De superfície e/ou descompactados	De profundidade e/ou sobreconsolidados
q_u (MPa) ⁽¹⁾		>0,2
q_T (MPa)		5 - 25 ⁽²⁾ ; 3-17 ⁽³⁾
σ'_p (MPa) ⁽⁴⁾		3-19 ⁽²⁾ ; 2-6 ⁽³⁾
K_0 ⁽⁴⁾		1,13-2,67 ⁽²⁾ ; 1,12-2,04 ⁽³⁾
V_s (m/s) ⁽⁵⁾	58 ⁽⁶⁾ - 279 ⁽⁷⁾	573 ⁽⁸⁾
G_0 (MPa) ⁽⁵⁾	5 ⁽⁶⁾ - 15 ⁽⁷⁾	718 ⁽⁸⁾
V_L (m/s)	735 - 1670	> 2015
c_h (cm ² /s) ⁽⁹⁾		8,33x10 ⁻⁴
k (cm/s) ⁽⁹⁾		2,61x10 ⁻¹⁰
E (MPa) ⁽¹⁰⁾	26 ⁽¹¹⁾ - 86 ⁽¹³⁾	86 ⁽¹³⁾ - 163 ⁽¹⁴⁾
G_M (MPa) ⁽¹⁰⁾	9,8 ⁽¹¹⁾ - 13 ⁽¹²⁾	43 ⁽¹³⁾ - 81,4 ⁽¹⁴⁾
c_u (MPa) ⁽¹⁰⁾	0,2 ⁽¹¹⁾ - 0,5 ⁽¹³⁾	>0,5 ⁽¹³⁾
q_d (MPa) ⁽¹⁵⁾		>10
γ_d médio (kN/m ³) ⁽¹⁶⁾	13,69 ⁽¹⁷⁾ - 25,18 ⁽¹⁸⁾	
γ médio (kN/m ³) ⁽¹⁶⁾	15,26 ⁽¹⁷⁾ - 27,19 ⁽¹⁸⁾	
E_G (MPa) ⁽¹⁹⁾	13 ⁽²⁰⁾ - 202 ⁽²¹⁾	
ϕ (°) ⁽²²⁾	Maioria entre 29-36	
C_c ⁽²³⁾	0,029 - 0,278	
c_v (cm ² /s) ⁽²³⁾	1,7x10 ⁻³ - 7,7x10 ⁻²	
M (MPa) ⁽²³⁾	2 - 13	
K (cm/s) ⁽²³⁾	6,21x10 ⁻⁷	
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³) ⁽²⁴⁾	13,5 - 21,9	
$w_{\acute{o}pt}$ (%) ⁽²⁴⁾	11 - 19	
CBR (%)	0 - 7	
Expansibilidade (%)	0,18 - 5,04	
Tensão de rotura (MPa)⁽²⁵⁾		0,7 - 21,4

⁽¹⁾ SPT segundo Terzaghi e Peck (1967); ⁽²⁾ CPTU, sob as aluviões do rio Liz entre os 8,2 e 9,51m; ⁽³⁾ CPTU, sob as aluviões do rio Lena entre os 5,5 e 8,68m; ⁽⁴⁾ CPTU, segundo Mayne (2005); ⁽⁵⁾ SCPTU; ⁽⁶⁾ 7,5m sob as aluviões do rio Lena; ⁽⁷⁾ 6,5m sob as aluviões do rio Lena; ⁽⁸⁾ 8,5m sob as aluviões do rio Liz; ⁽⁹⁾ Ensaio de dissipação a 9,55m de profundidade sob as aluviões do rio Liz; ⁽¹⁰⁾ Ensaio pressiométrico; ⁽¹¹⁾ 6,84m; ⁽¹²⁾ 9,93m; ⁽¹³⁾ 16m; ⁽¹⁴⁾ 9,94m; ⁽¹⁵⁾ DPSH sob as aluviões do rio Liz a partir do 8m de profundidade; ⁽¹⁶⁾ Gamadensímetro; ⁽¹⁷⁾ Argilas vermelhas; ⁽¹⁸⁾ Argilas cinzentas com laivos vermelhos e gesso; ⁽¹⁹⁾ GeoGauge; ⁽²⁰⁾ Argilas amarelas, vermelhas e cinzentas, campus 1 IPL; ⁽²¹⁾ Argilas cinzentas e vermelhas, Ponto 100; ⁽²²⁾ Ensaio corte direto; ⁽²³⁾ Ensaio edométrico; ⁽²⁴⁾ Proctor; ⁽²⁵⁾ Ensaio de compressão uniaxial.

9.2.5 Solos residuais de alteração de rochas magmáticas

Os solos de alteração das rochas magmáticas intercetados em sondagens verticais e sobre os quais foram realizados ensaios SPT apresentam, em média, comportamento de duro a rijo. A sua granulometria é variada desde finos a grossos, assim como a sua classificação. Embora

predominem os solos grosseiros, em termos de classificação ASTM (1998) variam desde SW e SP até CH e em termos de classificação AASTHO de A-1-b a A-7-6 (E240, 1971).

Na Tab. 9-7 apresenta-se uma síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os solos de alteração de rochas magmáticas.

Tab. 9-7- Síntese dos parâmetros geotécnicos obtidos para os solos de alteração de rochas magmáticas.

Solos de alteração de rochas magmáticas	
γ_d médio (kN/m ³) ⁽¹⁾	14,95 ⁽²⁾ -17,09
γ médio (kN/m ³) ⁽¹⁾	16,90 ⁽²⁾ -18,65
E_G (MPa) ⁽³⁾	29 ⁽⁴⁾ -228 ⁽⁵⁾
ϕ (°) ⁽⁶⁾	38-53
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³) ⁽⁷⁾	19,00-20,89
w_{opt} (%) ⁽⁷⁾	12,2-18,15
CBR (%) médio	11,5

⁽¹⁾Gamadensímetro; ⁽²⁾Solos muito alterados e decompostos; ⁽³⁾GeoGauge;

⁽⁴⁾Capuchos, ⁽⁵⁾Ponto 100; ⁽⁶⁾Corte direto; ⁽⁷⁾Proctor.

9.2.6 Síntese da caracterização geotécnica

Às unidades litostratigráficas apresentadas correspondem propriedades geotécnicas, que do ponto de vista geológico-geotécnico se podem organizar em 4 grupos:

- Solos de cobertura: correspondendo a depósitos de aterro, de vertente, colúvio-aluvionares, coluviões, aluviões e materiais finos e descomprimidos da Formação de Dagorda. De um modo geral apresentam fracas características geotécnicas, baixa resistência e elevada deformabilidade;
- Solos residuais das rochas magmáticas: com características geotécnicas muito variadas e dependentes do grau de alteração;
- Pliocénico e do Quaternário Indiferenciado (solos na maioria arenosos);
- Formação de Dagorda: constituída por solos finos, por vezes margosos e com gesso, margas e calcários, de um modo geral sobreconsolidados.

Considerando os agrupamentos das unidades, do ponto de vista geotécnico, apresentados acima, faz-se uma síntese da sua caracterização na Tab. 9-8.

A definição de tensões admissíveis implica o conhecimento da geometria da fundação e cota de implantação, requerendo o conhecimento das características do carregamento induzido pela estrutura.

Tab. 9-8 – Síntese da caracterização geotécnica.

Formação	Solos de cobertura				
	Aterros, depósitos de vertente, colúvio-aluvionares, aluviões e materiais finos e alterados da Formação de Dagorda	Pliocénico e Quaternário Indiferenciado	Solos na maioria arenosos	Formação de Dagorda. Siltes e argilas com gesso sobreconsolidados	Solos residuais das rochas magmáticas
Classificação	ASTM	CL; MH; ML; SC-SM; SW-SC; SC-CL; SP-SM; SM; SW-SM	GW-GM; SP; SP-SM; SM; SC; CH	CL; CL-ML; ML	SM; SW; SW-SM; SC; SP; SC-CH; ML; CL; CH
	AASTHO	A-6(4-9); A-1-b; A-2-7(0); A-7-6(3-19); A-4(0-5); A-2-4; A-2-6(0-1)	A-1-a; A-2-4; A-2-6; A-3; A-7-6(20)	A-4(0-8); A-6(1-10); A-7-5(8); A-7-6(11-15)	A-1-b; A-2-4; A-2-7; A-3; A-4(8); A-6(7); A-7-6(16)
Permeabilidade quando compactado	Baixa a moderada. Semipermeáveis a impermeáveis	Predomínio de permeáveis, indo até semipermeáveis a impermeáveis	Impermeáveis a semipermeáveis	De impermeáveis a permeáveis	
Compressibilidade quando compactado e saturado	Média a alta	Desprezável a muito baixa.	Média a baixa	Desprezável a alta	
Resistência ao corte quando compactado e saturado	Razoável a fraca	Predomínio do comportamento excelente a bom	Razoável	De fraca a excelente	
Trabalhabilidade quando compactado e saturado	Boa a razoável	Predomínio de solos com comportamento razoável a excelente	Boa a razoável	De fraca a excelente	
Comportamento da camada sob o pavimento	Na maioria de regular a muito mau	Predomínio de solos com comportamento excelente a bom	Predomínio do comportamento muito mau	Predomínio do comportamento excelente a bom	
Comportamento em aterros	Muito variável	Muito variável, na sua maioria bom	Apenas bom no núcleo de barragens	Muito variável	

9.2.7 Comportamento esperado das unidades geológico-geotécnicas

9.2.7.1 Solos de cobertura

9.2.7.1.1 Aterros, depósitos de vertente, depósitos colúvio-aluvionares e colúviões

Os aterros, depósitos de vertente, depósitos colúvio-aluvionares e colúviões apresentam uma distribuição difusa e irregular tanto na horizontal como em profundidade. De um modo geral são constituídos por materiais no estado solto e com uma componente argilosa importante embora muito heterogêneos na sua composição. Tendem a apresentar baixa resistência e elevada deformabilidade e devem ser removidos de qualquer zona na qual se pretenda construir ou então serem recompatados ou tratados até apresentarem propriedades satisfatórias.

9.2.7.1.2 Terrenos aluvionares

Os terrenos constituídos por materiais aluvionares apresentam uma grande heterogeneidade de litologias que se prende com a sua génese. Ocupam planícies de origem fluvial, logo apresentam dificuldades de drenagem natural e água muito próxima da superfície. Na Fig. 9-5 apresenta-se um perfil vertical, simplificado, das aluviões do rio Liz na zona da Fonte Quente, ilustrando a sequência litológica e estratigráfica característica destes terrenos no centro da cidade.

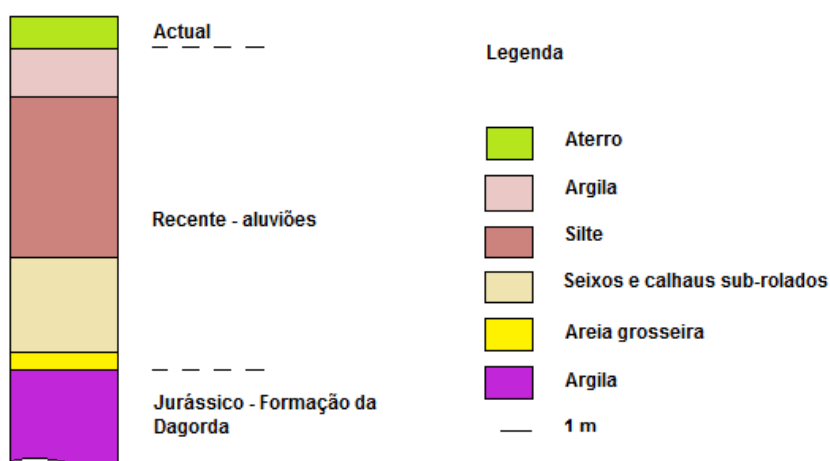


Fig. 9-5 – Perfil de sondagem realizada nas aluviões do rio Liz na zona da Fonte Quente.

Estratigraficamente estes terrenos são constituídos por materiais granulares em que os materiais mais grosseiros se encontram na base e os mais finos correspondem aos últimos materiais a serem depositados. Como são terrenos relativamente recentes, no contexto geológico, apresentam fraca consolidação e baixa compacidade pelo que geram dificuldades de

estabilização em escavações e constituem um nível com fraca aptidão para receberem fundações de edifícios.

Quando escavados é previsível a afluência de água à escavação. Os taludes devem apresentar inclinações devidamente ajustadas às condições e características locais. As escavações devem ser efetuadas ao abrigo de medidas de contenção adequadas à natureza dos materiais e à proximidade de arruamentos, pontes e edifícios. Um exemplo de estrutura de contenção pode ser ao abrigo de tecnologia tipo Munique, sendo os painéis ancorados ou escorados. No caso de necessidade de ancoragens é importante que sejam seladas em terrenos competentes.

Os níveis argilosos à superfície são constituídos por argilas compressíveis, de composição química variada (de um modo geral predomina a ilite, a clorite e a caulinite, Silva, 2010), que podem sofrer, sob a ação de cargas, grandes assentamentos por drenagem da água. Face à baixa resistência, solicitações repentinas podem levar à rotura. A construção de aterros sobre estes níveis deve implicar a utilização de cobertores drenantes e drenos verticais para assegurar, de modo controlado, assentamentos e aumento da resistência. Obras de arte devem procurar outros níveis de fundação, mais resistentes, devendo-se recorrer a estacas.

Face às propriedades mencionadas, estes terrenos são vulneráveis à liquefação sendo da maior importância o conhecimento e extensão dos estratos liquidificáveis. No capítulo 7 foi identificado como nível mais favorável à liquefação o nível constituído pelos materiais mais arenosos, a base das aluviões. Os solos granulares quando sujeitos a um sismo desenvolvem excessos de pressão de água nos poros e conseqüentemente perdem resistência, compactação e/ou perda de apoio de fundações. A utilização de estacas deve ser encarada com alguma cautela, uma vez que podem gerar impulsos laterais muito significativos. Estes estratos devem ser evitados como terrenos de fundação ou então serem sujeitos a tratamento para aumentar a sua resistência às vibrações sísmicas.

Em termos de fundações, a solução deverá ser definida em função do tipo de cargas a transmitir aos terrenos, (proximidade de arruamentos ou de construções), e da proximidade do nível freático da superfície e a baixa coesão destes terrenos. Face a estas condicionantes, o recurso a fundações especiais constituiu a melhor das opções devendo procurar-se horizontes de fundação em zonas geotécnicas mais favoráveis (e.g. solos de consistência rija da Formação de Dagorda).

De notar que os elevados valores do SPT, por vezes obtidos nas camadas grosseiras, poderão resultar quer da ocorrência de seixos quer de com um aumento da resistência dos terrenos.

As diversas pontes pedonais construídas sobre o rio Liz, apresentam as suas fundações em horizontes abaixo as aluviões tendo sido alcançados por método diretos, semi-diretos (pegões ou micro-estacas) e indiretos (estacas).

No caso de fundações de edifícios recomenda-se que sejam indiretas por exemplo através de estacas moldadas *in situ* até profundidades em que os terrenos revelem características compatíveis com uma boa capacidade de suporte e com a segurança necessária. Nas fundações do Edifício 2000 as estacas atingem profundidades entre 11 e 16 m.

A escavação realizada nestes terrenos, em condições hidrogeológicas desfavoráveis e no espaço urbano deve acautelar a integridade dos edifícios existentes. A possibilidade de ocorrerem deformações nos terrenos envolventes às escavações deve ser tida em atenção de modo a permitir a tomada de decisões atempadas sobre eventuais medidas corretivas que possam revelar-se oportunas. Recomenda-se a instalação de equipamentos de observação nos edifícios vizinhos tendo em vista o controlo dos deslocamentos durante a execução das obras.

9.2.7.2 Pliocénico e Quaternário Indiferenciado

Tanto os depósitos de material do Pliocénico como do Quaternário Indiferenciado apresentam continuidade lateral limitada. Os solos da série pliocénica apresentam espessuras máximas conhecidas a rondar os 70 m, sendo constituídos por alternâncias de materiais grosseiros e materiais mais finos, que permitem a acumulação de água constituindo aquíferos multicamada. Nos níveis argilosos há a necessidade de quantificar a deformabilidade e permeabilidade no sentido de quantificar assentamentos devidos à construção sobre estes terrenos. Os materiais granulares apresentam-se de um modo geral no estado solto.

9.2.7.3 Formação de Dagorda (níveis argilosos)

A Formação de Dagorda na área em estudo caracteriza-se por apresentar um topo ou limite superior de um modo geral descomprimido, de elevada compressibilidade e fraca resistência, que de um modo geral não se adequa à execução de fundações diretas. O nível mais profundo com valores de N_{spt} superiores a 60 constitui por excelência um horizonte competente para a execução de fundações diretas. Em algumas situações, zonas com valores de N_{spt} inferiores podem também considerar-se aceitáveis, dependendo da obra e devendo ser analisado pelo projetista caso a caso.

No entanto, os valores de N_{spt} não crescem linearmente com a profundidade, verificando-se em alguns locais, em níveis intermédios, valores de N_{spt} muito baixos, correspondendo a níveis argilosos muito débeis, caracterizados por baixa resistência e elevada deformabilidade. Isto

revela uma acentuada degradação mecânica em profundidade. Esta degradação pode ser induzida por interferência hidrogeológica em períodos mais húmidos. Esta debilidade pode condicionar o comportamento de estacas, quer lateralmente quer inferiormente caso venham a ocorrer abaixo dos níveis em que as estacas assentem. Podem surgir problemas como a dificuldade de enchimentos de estacas, comunicabilidade entre estacas relativamente próximas durante as operações de betonagem e a necessidade de utilizar grande diversidade de comprimentos em estacas próximas. Estes problemas tendem a aumentar bastante os consumos de betão, em particular nas situações em que não há revestimento do furo para a execução das estacas. A identificação dos níveis competentes para fundar estacas pode tornar-se uma tarefa difícil devido à variabilidade das propriedades geotécnicas destes materiais.

O gesso apresenta solubilidade que se acentua quando disseminado nas argilas, levando à formação de cavidades de dissolução. O desenvolvimento de cavidades pode levar à rotura dos terrenos, com a deformação das litologias subjacentes, ou mesmo o colapso originando solos soltos e meteorizados. As cavidades são difíceis de identificar sendo também difícil quantificar a sua extensão.

A circulação de água no seio do gesso e de outros materiais evaporíticos, promove a sua dissolução, tornando a água sulfatada e cloretada, sendo reativa com o betão: o cálcio é substituído pelo magnésio; o sulfato reage com o aluminato tricálcico hidratado dando lugar ao sulfo-aluminato hidratado. Estas reações são acompanhadas por um aumento do volume, provocando fissuras e a escamação do betão utilizado por exemplo nas estacas. O efeito será tanto maior quanto maior a área exposta e quanto maior for a circulação da água.

Quando expostas, as margas podem rapidamente sofrer intensa degradação sob a ação da água, pelo que deve ser tido em conta este problema.

A ocorrência de minerais expansivos, como a esmectite, assume importância em situações em que os solos estão parcialmente saturados. Se o solo está seco, a edificação com fundações superficiais implica uma redistribuição das tensões e a probabilidade de ocorrência de assentamentos é diminuta. Com o tempo o teor em água no solo redistribui-se podendo afluir água para debaixo da construção (por exemplo na época das chuvas). A sucção do solo diminuiu, recupera-se a tensão neutra, a variação da tensão efetiva é maior que a variação da tensão total e o solo expande exercendo tensões de expansão sobre as fundações cuja magnitude pode atingir valores muito elevados, levando à fissuração em pavimentos e paredes. Situações mais graves podem atingir elementos estruturais e colocar em risco a própria estabilidade do edifício caso não tenha sido dimensionado de acordo com a situação. A interação solo-estrutura deve

ser sempre tida em conta no projeto de fundações, em especial em solos expansivos, tendo em consideração as características geotécnicas do terreno, as condições climáticas da região e o tipo de edifício. As estruturas flexíveis tendem a suportar melhor os movimentos e as tensões do solo mesmo em situações em que o solo apresenta grande instabilidade. As estruturas rígidas também resistem aos esforços, sem fendilhar, embora possam estar sujeitas a distorções. As estruturas semi-rígidas são mais vulneráveis e mais sensíveis (e são estas as mais comuns em Portugal).

A edificação de baixo custo deve ser evitada em zonas onde ocorram minerais expansivos, e constitui um erro de planeamento urbano (Silva, 1974). A edificação de elevado valor que comporta o custo de estudos geotécnicos de projetos de fundações e construção das fundações já se justifica. Em termos de fundações é preferível a construção de estacas do que fundações superficiais. As estacas devem ser dimensionadas tendo em atenção a ação da variação volumétrica e das tensões de expansão.

A prospeção geotécnica deve caracterizar geológica e geotecnicamente estes terrenos, determinando perfis do teor em água ou da sucção em diferentes fases do ano hidrológico (final das chuvas e final do verão) delimitando a zona ativa do solo, ou o horizonte de interação com a água, aspeto particularmente importante quando relacionados com as alterações climáticas que podem levar a um aumento do teor em água na região.

Silva (2010) recomenda um conjunto de procedimentos elementares que podem minimizar problemas em solos pouco ou medianamente expansivos, uma vez bem identificada a situação do terreno: nunca construir um edifício em cima de um solo expansivo dessecado; definir bem a zona ativa e a situação geológica subjacente; proceder à humidificação controlada do substrato de fundação antes de iniciar a construção; efetuar o isolamento do terreno de fundação com barreiras impermeabilizantes, no sentido de minimizar as variações do teor de humidade do substrato geológico, após a construção.

Os taludes de escavação tendem a apresentar dificuldades de estabilização: a curto prazo devido à interação com a água (aumento do peso do talude, aumento das tensões neutras e movimento da água) e a longo prazo devido à descompressão e dissipação do excesso de tensão neutra quando do carregamento de solos sobreconsolidados.

Nos taludes resultantes de escavações é necessário ter em atenção a sua drenagem, em particular no que diz respeito às águas superficiais. Face à sua natureza argilosa, estão sujeitos a perdas significativas de resistência motivadas pela presença e acumulação de água. Assim, em todos os taludes deverá prever-se a implantação de um sistema de drenagem superficial nos

taludes, constituído por valetas de crista, ao longo das banquetas e respetivas descidas de talude. A Fig. 9-6 mostra um talude escavado na Formação de Dagorda onde é possível ver além do sistema de drenagem o efeito da erosão hidráulica superficial nestes terrenos.



Fig. 9-6 – Talude escavado na Formação de Dagorda.

Quando ocorrem nascentes nos taludes de escavação (quando o nível de água estiver acima da base da escavação) devem ser tomadas medidas no sentido de promover a drenagem dos taludes, adotando-se soluções do tipo esporão ou máscara drenante. Nas plataformas de escavação, caso ocorra a necessidade de rebaixar o nível da água recomenda-se a execução de drenos longitudinais ao longo da zona de escavação. A construção de aterros pode implicar a utilização de uma camada drenante na base, envolta em geotêxtil com funções de separação e de reforço.

De um modo geral, os materiais descomprimidos da Formação de Dagorda apresentam valores baixos de *CBR* não devendo servir de fundação a pavimentos. Em obras lineares, e.g. vias de comunicação, sugere-se a sua remoção e sua substituição por materiais granulares selecionados e devidamente compactados. A escavação deverá ser avaliada na fase de projeto. Face às propriedades de compactação pouco interessantes para utilizar como material de aterro (exceto em núcleo de barragens de aterro), por questões ambientais que se poderão prender com a não utilização destes materiais, o tratamento ou a ativação alcalina, com cal ou cinzas, poderão ser soluções a adotar quando não é possível evitar estas zonas.

De um modo geral os taludes de escavação devem proporcionar condições de estabilidade a longo prazo não devendo exceder 1:3 (V:H). Pode ser necessário recorrer a medidas de contenção para assegurar o bom comportamento dos taludes, tais como a execução de muros de contenção, de preferência ancorados quando de alturas significativas, e a drenagem interna.

É recomendável no cálculo das fundações diretas valores de tensão admissível baixos, valores a determinar com base nas reais dimensões das sapatas e nas características do carregamento. Os valores de tensões a considerar devem ainda ser limitados pelas características resistentes dos materiais que constituem a própria estaca e que deverá ter em atenção os esforços induzidos pelo terreno resultantes da ação sísmica.

9.2.7.4 Solos residuais das rochas magmáticas

Os domos doleríticos destacam-se da paisagem sob a forma de pontos mais elevados. A rocha, diaclasada face à tectónica e aos processos de alteração, fragmenta-se progressivamente originando pedaços de dimensões variadas, que tendem a deslizar ao longo das vertentes devido aos processos erosivos. Os blocos de maior dimensão podem constituir risco de queda em algumas encostas.

Os materiais mais finos resultantes da alteração, e que constituem parte dos solos residuais destas rochas magmáticas, são constituídos por minerais argilosos da família da montmorilonite o que lhes confere propriedades expansivas. Os terrenos com elevado teor de finos em zonas de alteração das rochas magmáticas devem ser evitados, ou deve ser definido o horizonte de interação com a água, no sentido de minimizar danos nas construções resultantes das variações volumétricas provocadas pela molhagem e secagem dos minerais argilosos expansivos.

Os solos residuais das rochas magmáticas permitem a adoção de fundações do tipo direto aconselhando tensões modestas.

9.3 Perspetivas futuras

Como balanço final do trabalho desenvolvido consideramos que o tema continua a necessitar da continuação da investigação, pois que a caracterização geotécnica de terrenos em espaço urbano é um assunto da maior relevância, e que se encontra em permanente evolução. Considerando o trabalho realizado e as propriedades identificadas nos diferentes tipos de

terrenos e os problemas geotécnicos a elas associados, existem alguns aspetos que devem ser desenvolvidos no futuro. Destacam-se os seguintes:

- A Formação de Dagorda carece, para cada caso de obra, de uma caracterização geotécnica cuidada e rigorosa que permita conhecer a anisotropia, quer lateral quer em profundidade, da sua resistência e deformabilidade. A presença de materiais evaporíticos exige uma identificação da localização de cavidades resultantes da sua dissolução assim como da identificação e delimitação de possíveis terrenos colapsáveis;
- Delimitar a zona ativa ou horizonte de interação com a água devido aos minerais expansivos nos terrenos em que se pretende construir. Esta é uma tarefa a realizar à escala da obra;
- Definição e delimitação dos horizontes de alteração das rochas magmáticas. Caracterizar geotecnicamente as rochas magmáticas quanto ao grau de alteração e fracturação;
- Avaliar o potencial aquífero dos terrenos pliocénicos, pois dentro dos terrenos pertencentes ao vale tifónico Parceiros-Leiria são os que revelam melhor capacidade de armazenamento de água. Este aspeto assume uma grande importância face às carências existentes na zona, em termos de água de qualidade;
- Na caracterização geotécnica das aluviões verificou-se que os ensaios SPT se revelam pouco adequados, embora muito utilizados e divulgados. Sugere-se para estes terrenos a utilização de ensaios CPTU. A existência de risco de liquefação torna necessária a identificação dos níveis de fundação dos edifícios construídos sobre as aluviões e o seu estado de conservação;
- Alertar para que em qualquer intervenção envolvendo escavações na parte antiga da cidade se exija uma cartografia geotécnica do local da obra, com caracterização geotécnica detalhada das unidades presentes, assim como a identificação das características dos terrenos e das fundações dos edifícios existentes nas imediações da obra a executar;
- Sensibilizar quer a autarquia quer outras entidades públicas e privadas, para os problemas ocorrentes e para a necessidade de se proceder à avaliação detalhada e antecipada das características geológicas e geotécnicas dos terrenos. Procurou-se contribuir para avaliar a necessidade de técnicas especiais de construção, numa tentativa de reduzir riscos, melhorar a qualidade de construção e reduzir custos;
- Continuar a preencher a base de dados GeoLeiria de modo a integrar a informação geológica e geotécnica existente, ou que venha a ser obtida, e proceder à sua integração num SIG. Implementar mecanismos de validação de dados e permitir a evolução da GeoLeiria de modo a permitir a inclusão de novos tipos de dados.

O vale tifónico Parceiros-Leiria não é a única estrutura geológica no país onde afloram materiais da idade da Formação de Dagorda e que apresentam comportamentos similares. Em outras regiões, estes terrenos ocupam áreas mais extensas e por vezes também em zonas urbanizáveis, por exemplo em Sesimbra, entre Tomar e Anegã (Aveiro) e ainda numa faixa que atravessa o Algarve desde a norte do Cabo de São Vicente até norte de Vila Real de Santo António. Seria interessante estender-se este estudo a essas áreas e proceder a uma caracterização cuidada do carácter evolutivo destes materiais. O estabelecer de um conjunto de procedimentos de prevenção, estabilização e remediação conduzirá a uma minimização de problemas geotécnicos decorrentes das deficientes propriedades geotécnicas deste tipo de terrenos.

O trabalho de caracterização geológica e geotécnica dos espaços urbanos é um trabalho contínuo que reverte para o bem das populações, em particular em zonas onde os terrenos sejam menos aptos à ocupação.

BIBLIOGRAFIA

- ABGEA. (2010). *7º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental: a cartografia como suporte para o planejamento e a gestão. Circular 2*. Obtido de <http://www.cbdb.org.br/documentos/circular-002-7SBCGG.pdf>
- ABNT. (1991). Norma MB 3406 Solo - Ensaio de Penetração do Cone in situ (CPT). Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Abu-Farsakh, M. Y., Alshibli, K., Nazzal, M. D., & Seyman, E. (2004). Assessment of in-situ test technology for construction control of base courses and embankments. *LTRC Project No. 02-1GT, State Project No. 736-02-0995*. Conducted for Louisiana Department of Transportation and Development Louisiana Transportation Research Center.
- Administração-da-Região-Hidrográfica-do-Centro. (2002). *Plano de Bacia Hidrográfica do rio Lis - 1ª Fase, Análise e Diagnóstico da Situação Actual*. Obtido de http://www.arhcentro.pt/website/ARH_do_Centro/Dep._de_Planeamento_Informa%C3%A7%C3%A3o_e_Comunica%C3%A7%C3%A3o/Planeamento_e_Informa%C3%A7%C3%A3o/Plan._Bacia_Hidrogr%C3%A1fica/PGH_-_Rio_Lis.aspx
- Aguilar, C. M. (1997). Contribuição para o conhecimento geotécnico do concelho da Anadia. *Dissertação de Mestrado*, 166. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.
- Allen, A. J. (1996). Development of a correlation between physical and fundamental properties of Louisiana soils. *Master's Thesis*. Baton Rouge: Dept. of Civil Engineering, Louisiana State University.
- Almeida, I. M. (1991). Características geotécnicas dos solos de Lisboa. *Tese de Doutoramento*. Lisboa: Universidade de Lisboa.
- Alshibli, K., Abu-Farsakh, M., & Seyman, E. (2005). Laboratory Evaluation of the GeoGauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control Tools. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17 n° 5, pp. 560-569.
- Alves, T. M., Gawthorpe, R. L., Hunt, D. W., & Monteiro, J. H. (2003). Cenozoic tectono-sedimentary evolution of the western Iberian margin. *Marine Geology*, 195, 75-108.
- Alves, T. M., Moita, C., Sandnes, F., Cunha, T., Monteiro, J. H., & Pinheiro, L. M. (2005). Mesozoic-Cenozoic evolution of North Atlantic continental-slope basins: The Peniche basin, western Iberian margin. *AAPG Bulletin*, 90 (1), 31-60.
- Amado, A. (2004). Estudo geotécnico da zona de Parceiros-Belo Horizonte (Leiria). Uma contribuição para o ordenamento urbano. *Dissertação de Mestrado*. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- Andrada, E. (1982). 80 anos de actividade na correcção torrencial - Hidráulica Florestal (1901-1980). Lisboa: Ministério da Agricultura, Comércio e Pescas - Direcção Geral das Florestas.
- Andrade, R. F. (2005). Mapeamento geotécnico preliminar em escala de semi-detalhe (1.25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia-MG. *Dissertação de mestrado* (http://www.bdtu.ufu.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=201). São Paulo: Universidade de São Paulo.
- Andrus, R. D. (1994). In situ characterization of gravelly soils that liquefied in the 1983 Borah Peak Earthquake. *Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin*.

- Andrus, R., & Stokoe, K. (1998). Guidelines for evaluation of liquefaction resistance using shear wave velocity. *Proceedings of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils (Report N^o NCEER-97-0022)*. Salt Lake City, Utah: T.L. Youd and I. M. Idriss.
- Andrus, R., & Stokoe, K. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 126(11), pp. 1015-1025.
- Andrus, R., Stokoe, K., & Juang, C. (2004). Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation. *Earthquake Spectra, EERI*, 20 (2).
- Ansal, A., Iyisan, R., & Ozkan, M. (1997). A Preliminary Microzonation study for the Town of Dinar. Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. In S. e. Pinto (Ed.), *14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 3-9). Hamburgo: Balkema.
- Antão, A. (2004). Comportamento geotécnico do granito da Guarda relacionado com a sua alteração. *Tese de Doutoramento*. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- Antoniou, A., Papadimitriou, A., & Tsiambaos, G. (December de 2008). A geographical information system managing geotechnical data for Athens (Greece) and its use for automated seismic microzonation. 47 (3). *Natural Hazards*, 47 (3), 369-395.
- Anttikoski, U., Niini, T., Ylinen, J., & Ruoppa, A. (1994). Bedrock resources and their use in Helsinki. *Tunneling and Underground Space Technology*, 9, n^o3, 365-372.
- Arnould, M., Broquet, J. F., Deveughele, M., & Usseglio Polatera, J. M. (1979). Cartographie Géotechnique de la Ville de Paris – Premieres Realisations (13^{ème} et 20^{ème} arrondissements). *Bulletin of the Intl. Ass. Of Engineering Geology*, 19, pp. 109-115.
- Assunção, C. F., & Brak-Lamy, J. (1951). Rochas basálticas e doleríticas da orla ocidental do maciço antigo. *Rev. da Fac. De Ciências de Lisboa, 2^a Série, C. Ciências Naturais*, 1, fasc. 2^a, pp. 307-210.
- ASTM. (1998). D2487-98 Standard classification of soils for engineering purposes (Unified soil classification system). *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM. (1986). D3441. Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Test of Soil. *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM. (1987). D4719-87. Standard Method for Pressuremeter Testing in Soils. *American Society for Testing and Materials*.
- Azerêdo, A. C., Duarte, L. V., Henriques, M. H., & Manuppella, G. (2003). Da dinâmica continental no Triásico aos mares no Jurássico Inferior e Médio. *Cadernos de Geologia de Portugal, Instituto Geológico e Mineiro*, +7Est., p. 43.
- Azzouz, A. S., Kriezok, R. J., & Corotis, R. B. (1979). Regression analysis of soil compressibility. *Soils Found.*, Vol. 16, n^o 2, Tokyo, pp 19-29. *Soils Found.*, 16, n^o 2, 19-29. Tokyo.
- Baguelin, F., Jezequel, J. F., & Shields, D. H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Clauthall: Trans. Tech. Publications.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & LoPresti, D. (1989). Modulus of sands from CPTs and DMTs. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, 1, pp. 165-170. Rio de Janeiro.
- Baligh, M., V., V., & Ladd, C. (1980). Cone penetration in soil profiling. *ASCE, J. Geotech. Engr. Div.*, 106, pp. 447-461.
- Barbosa, B. P., & Borges, L. (1991). Cartografia geotécnica – A Carta Geotécnica do Porto. *4^o Congresso Nacional de Geotecnia*, 1, pp. 39-46. Lisboa.
- Barenberg, E. (1970). Response of Subgrade Soils to Repeated Dynamic Loads-State of the Art. Proc. *Allerton Park Conference on Systems Approach to Airfield Pavements*. Champaign.
- Bartlett, S. F., & Youd, T. L. (1992). *Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads*. Tech. Rep. No. NCEER-92-0021. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
- Batista, L. C. (2007). Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo. *Dissertação de Mestrado, G.DM 159/07*, 182. Brasília: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

- Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Maniscalco, R. (1981). Piezometer Probe Test in Cohesive Deposits. *Cone Penetration Testing and Experience. Proc., ASCE National Convention*, (pp. 264–302). St. Louis, Mo.
- Been, K., & Jefferies, M. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), pp. 99-112.
- Been, K., Crooks, J., & Jefferies, M. (1988). Interpretation of Material State from the CPT in Sands and Clays. *Penetration Testing in the UK*. 215–218. Thomas Telford, London, United Kingdom.
- Been, K., Crooks, J., Becker, D., & Jefferies, M. (1986). The Cone Penetration Test in Sands: State Parameter. *Geotechnique*, Vol. 36, No. 2, pp. 239–249.
- Been, K., Jefferies, M., Crooks, J., & Rothemburg, L. (1987). The cone penetration test in sands. Part 2: General influence of state. *Geotechnique*, 37(3), pp. 285-299.
- Begemann, H. K. (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. *6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE, 2*, pp. 17-20. Montreal.
- Behpoor, L., & Ghahramaani, A. (1989). Correlation of SPT to Strength and Modulus of Elasticity of Cohesive Soils. *12 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro, Brazil.
- Bergdahl, U., Ottosson, E., & Malmborg, B. S. (1993). Plattgrundläggning (Spread foundations) (in Swedish). *AB Svensk Byggtjänst*, 282. Stockholm.
- Berthou, P. Y. (1973). Le Cénomanién de l'Espérance portugaise. *Mem. Serv. Geol. Portugal*, 23, p. 169.
- Berthou, P. Y., & Lauerjat, J. (1979). Essai de synthèse paléogéographique et paléobiostatigraphique du bassin occidental portugais au cours du crétacé supérieur. *Ciências da Terra (UNL) nº 5*, 121-144. Lisboa.
- Biscaye, P. E. (1965). Mineralogy and sedimentation of recent deep-sea clay in the Atlantic Ocean in the adjacent seas and oceans. *Geological Society of America Bulletin*, 76, pp. 803-832.
- Boivin, D. J. (1990). Underground Space Use and Planning in the Québec City Area. *Tunneling & Underground Spc. Tech.*, 5, n. 1/2, pp. 69-83.
- Bottino, G., & Civita, M. (1986). Engineering geological features and mapping of subsurface in the metropolitan area of Turin (north Italy). *5th Inter. IAEG Congress*, 6, pp. 1941 - 1751. Buenos Aires.
- Bowles, J. (1988). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill College.
- Briaud, J. L. (1992). *The Pressuremeter*. Rotterdam/Brookfield: A.A. Barkema.
- BS. (1990). 1377-9:1990 Methods of test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests.
- BS-EN. (2004). ISO 14688-2:2004. *Geotechnical investigation and testing. Identification and classification of soil. Part 2: Principles for classification*. International Organization for Standardization. Published January 2006.
- Burland, J. (1989). Small is beautiful: The stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26 (4), pp. 499-516.
- Burnham, T., & Johnson, D. (1993). In Situ Foundation Characterization Using the Dynamic Cone Penetrometer. Minnesota Department of Transportation.
- Burns, S., & Mayne, P. (2002). Interpretation of Seismic Piezocone Results for the Evaluation of Hydraulic Conductivity in Clays. *Geotechnical Testing Journal*, 25, No. 3, pp. 333–340.
- Cabral, J. (1993). Neotectónica de Portugal Continental. *Dissertação de Doutoramento*, 435. Universidade de Lisboa.
- Cabral, J. (1995). Neotectónica em Portugal Continental. *Mem. Inst. Geol. Min.*, 31, pp. 1- 256.
- Cabral, J. (1996). Sismotectónica de Portugal. *Revista de cultura científica*, 39-58. (F. C. Gulbenkian, Ed.)
- Cabral, J., & Ribeiro, A. (2010). A neotectónica em Portugal Continental. Estado da arte e perspectivas futuras. In J. M. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. M. Ramalho (Edits.), *Ciências Geológicas-Ensino, Investigação e sua História* (Vols. I, Geologia Clássica, pp. 433-442). Associação Portuguesa de Geólogos (APG).
- Cabral, J., & Ribeiro, A. (1988). Carta neotectónica de Portugal Continental, escala 1/1000000. (S. G. Portugal, Ed.) Lisboa.

- Calado, C. M. (1995). Notícia explicativa da Carta de nascentes minerais Ministério do Ambiente e Recursos Naturais. Lisboa: Direcção-Geral do Ambiente.
- Caldeira, L., Serra, J., Costa, A., & Sousa, M. (1999). Viabilidade de implantação do novo Aeroporto em Rio Frio. *LNEC – proc. 53/1/13899 Proc. Int 260/541/222* . LNEC – proc. 53/1/13899 Proc. Int 260/541/222.
- Callapez, P. M. (1998). Estratigrafia e Paleobiologia do Cenomaniano –Turoniano. O significado do eixo da Nazaré – Leiria – Pombal. *Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra* , 491. Coimbra.
- Câmara-de-Leiria. (s.d.). *Câmara de Leiria. Município de Leiria*. Obtido em 6 de Julho de 2007, de <http://www.cm-leiria.pt/>.
- Câmara-de-Leiria. (s.d.). *Conhecer Leiria – A Cidade – Situação geográfica*. Obtido em 16 de Abril de 2010, de www.cm-leiria.pt/pagegen.asp?SYS_PAGE_ID=814281
- Campanella, R. (1994). Field methods for dynamic geotechnical testing. *Dynamic Geotechnical Testing II (STP 1214), ASTM* , 3-23. Philadelphia.
- Campanella, R. G., Gillespie, D., & Robertson, P. K. (1982). Pore pressures during cone penetration testing. *2nd European Symposium on Penetration Testing, 2*, pp. 507 - 512. Amsterdam.
- Campanella, R., & Robertson, P. (1988). Current Status of the Piezocone Test. *First International Symposium on Penetration Testing, Orlando, Fla. (Penetration Testing 1988)* , 1 . Balkema, Rotterdam, TheNetherlands.
- Campanella, R., Robertson, P., & Gillespie, D. (1986). Seismic cone penetration test. *Proc. ASCE Spec. Conf. In Situ'86 on Use of In Situ Tests in Geotech. Engng.* , 116-130. Blacksburg.
- Campanella, R., Robertson, P., Gillespie, D., & Grieg, J. (1985). Recent Developments in In-Situ Testing of Soils. *XI Int. Conf. for Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2*, pp. 849-855. San Francisco: Balkema (U.B.C. Soil Mechanics Series nº 84).
- Canérot, J., Rey, J., Baptista, R., Manuppella, G., & Peybernès, B. (1995). Nouvelle interpretation structurale et géodynamique de la marge atlantique portugaise dans le secteur de Caldas da Rainha (Portugal). *Comp. Rend. Acad. Sc. Paris* , 320(II) , 523-530.
- Carrubba, P., & Maugeri, M. (1988). Determinazione delle Proprietà Dinamiche di un'Argilla Mediante Prove di Colonna Risonante. *Rivista Italiana di Geotecnica, N° 2* , 101-113.
- Casagrande, L. (1932). Naehierungsmethoden zur Bestmmung vpn Art und Menge der Sickerung dorch geschuettete Daemme. *thesis, Technische Hochschule* . (W. E. U.S. Corps of Engineers, Trad.) Vienna.
- Cavaleiro, V. M. (2001). Condicionantes geotécnicas à expansão do núcleo urbano da Covilhã. *Tese de Doutoramento* , 330. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- CEN. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *EN 1998-1:2004* .
- CEN. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. *EN 1998-3:2005* .
- CEN. (2004). Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. *EN 1998-5:2004* .
- CEN. (1999). Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 2. Projecto assistido por ensaios laboratoriais. *ENV 1997-2:1999* .
- CEN. (1999). Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 3. Projecto assistido por ensaios de campo. *ENV 1997-3. Pré-Norma Portuguesa* .
- CEN. (2004). ISO 17892-10:2004. *Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 10: Direct shear tests*.
- CEN. (2004). ISO/TS 17892-5:2004. *Geotechnical Investigation and Testing – laboratory testing of soil – Part 5: Incremental loading oedometer test* .
- Cetin, K. O., Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A., & Seed, R. B. (2009). Probabilistic models for the assessment of cyclically-induced reconsolidation (volumetric) settlements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 135 (3), pp. 387-398.

- Chandler, R. (1988). The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014* , 13-44. West Conshohocken/PA: American Society for Testing & Materials.
- Chang, K. T. (1978). An Analysis of Damage of Slope Sliding by Earthquake on the Paiho Main Dam and its Earthquake Strengthening, Tseng-hua Design Section. *Depth. Of Eartquake Resistat Design and Flood Control Command of Miyna Reservoir, Peoples Republic of China* .
- Chen, B. S.-Y., & Mayne, P. (1996). Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. *Canadian Geotechnical Journal* , 33 (3), pp. 488-498.
- Chen, D. H., Wu, W., He, R., Bilyeu, J., & Arrelano, M. (2000). Evaluation of In-Situ Resilient Modulus Testing Techniques. *Texas DOTD Report* . Austin, TX.
- Chen, J., Hossain, M., & Latorella, T. M. (1999). Use of Falling Weight Deflectometer and Dynamic Cone Penetrometer in Pavement Evaluation. *Transportation Research Record* , 1655 , 145-151.
- Chen, Y.-C., & Liao, T.-S. (1999). Dynamic Properties and State Parameter of Sand. *Ninth (1999) International Offshore and Polar Engineering Conference*. Brest, France, May 30-June 4.
- Choffat, P. (1927). Cartas e cortes geológicos dos distritos de Leiria e Coimbra. *Publ. Serv. Geol. De Portugal* . Lisboa.
- Choffat, P. (1889). Etude géologique du tunnel du Rocio. Contribution à la connaissance du sous-sol de Lisbonne. *Memórias da Comissão dos Trabalhos Geológicos de Portugal* , 106.
- Choffat, P. (1880). Étude stratigraphique et paléontologique des terrains jurassiques du Portugal. Première livraison - Le Lias et le Dogger au Nord du Tage. *Mem. Sec. Trab. Géol. Portugal* , 22 , 72. Lisboa.
- Choffat, P. (1903). L'Infralias et le Sinémurien au Portugal. *Com. Serv. Geol. Portugal* , V , 49-114. Lisboa.
- Choffat, P. (1882). Note sur les vallées tiphoniques et les eruptions d'ophite et de teschenites en Portugal. *Bull. Soc. Géol. France 3e sér.* , X , 267-295. Paris.
- Choffat, P. (1883-87). Nouvelles donnés sur les vallées typhoniques et sur les eruptions d'ophite et de teschénite au Portugal. *Com. Com. Geol. De Portugal* , T, I , 89-112.
- Choffat, P. (1891). Passeio geológico de Lisboa a Leiria. *Rev. D'Educ. e Ensino* , VI , nº7 .
- Choffat, P. (1900). Recueil de monographies stratigraphiques sur le Système Crétacique du Portugal - Deuxième étude - Le Crétacé supérieur au Nord du Tage. *Dir. Serv. Géol. Portugal* , 287. Lisbonne.
- Chon, H. T., Park, H. D., & Kim, J. Y. (1997). The application of geotechnical information system to the engineering geological assessment of rock mass for the development of Seoul subway lines. *Intnl. Symp. On Eng. Geol. And the Environ* , 2627-2631.
- Chou, Y. (1976). Evaluation of Nonlinear Resilient Modulus of Unbound Granular Materials from Accelerated Traffic Test Data. *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Final Tech. Rept. S-76-12* . Vicksburg, MS.
- Clarke, B. (1995). *Pressuremeters in Geotechnical Design*. Vancouver: International Thomson Publishing/UK, and BiTech Publishers.
- Coduto, D. P. (2001). *Foundation design principles and practices* (2nd ed.). New Jersey: Prentice-Hall.
- Coelho, A. G. (1980). A cartografia geotécnica no planeamento regional e urbano. Experiência de aplicação na região de Setubal. *Tese para Especialista (LNEC)* , 157. Lisboa.
- Coelho, A. G. (2008). O valor acrescentado da geologia nos estudos geotécnicos em áreas urbanas. *XI Congresso Nacional de Geotecnia, publicado em CD*. Coimbra.
- Coelho, M. G. (2005). O problema das falhas activas na engenharia civil. *Geotecnia nº 105* .
- Correia, A. G., & Correia, J. (2000). O ensaio CPTU na caracterização de solos moles . *VII Congresso Nacional de Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*. Porto.
- Cozzolino, V. M. (1961). Statical forecasting of compression index. *5th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng.*, 1, pp. 51-53. Paris.
- Crespellani, T., Ghinelli, A., & Vannucchi. (1989). An evaluation of the dynamic shear modulus of a cohesive deposit near Florence, Italy. *12th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng.* 27/3, pp. 1935-194. Rio de Janeiro, 13-18 August: Balkema.

- Crosaz-Galletti, R. (1979). Etude stratigraphique et micropaléontologique du cénomanién calcaire de la région de Vila Nova de Ourém. *Com. Serv. Geol. Portugal, tomo 65*, 47-104. Lisboa.
- CTCG. (2004). Diagnóstico preliminar da cartografia geotécnica e geoambiental no Brasil. *5ª Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental. São Carlos/SP*.
- Demers, D., & Leroueil, S. (2002). Evaluation of Preconsolidation Pressure and the Overconsolidation Ratio from Piezocone Tests of Clay Deposits in Quebec. *Canadian Geotechnical Journal, No. 39*, pp. 174-192.
- Dinis, J. M. (1990). Litotratigrafia e evolução dos sistemas deposicionais em depósitos continentais “pós-rift”. Os “grés belasianos” (Cretácico) a Este de Leiria (Portugal Central). (*unpub. MSc. Thesis*). Centro de Geociências Univ. Coimbra (INIC), 242. Coimbra.
- Dinis, P. (1996). Dinâmica sedimentar e evolução do estuário do Liz. *Dissertação de Mestrado. Universidade de Coimbra*. Coimbra.
- Douglas, J. B., & Olsen, R. S. (1981). Soil Classification using Electric Cone Penetrometer. *Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 209-227. St. Louis.
- Drumm, E., Reeves, J., Madgett, M., & Trolinger, W. (1997). Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 No.7, pp. 663-670.
- Duarte, I. M. (1993). Contribuição para a cartografia geotécnica da região de Águeda. *Dissertação de Mestrado, Univ. Nova de Lisboa*. Lisboa.
- Duarte, L. V. (2010). A contribuição dos isótopos estáveis de carbono no estudo das séries carbonatadas do Jurássico Inferior da Bacia Lusitânica. In J. M. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. M. Ramalho, *Ciências Geológicas: Ensino, Investigação e sua História* (Associação Portuguesa de Geólogos (APG) ed., Vols. I, Geologia Clássica, pp. 161-171).
- Duarte, L. V. (1995). O Toarciano da Bacia Lusitaniana. Estratigrafia e evolução sedimentogenética. *Tese de Doutoramento, Centro Geociências Univ. Coimbra*, 342.
- Duarte, L. V., & Soares, A. F. (2002). Litostratigrafia das séries margo-calcárias do Jurássico inferior da Bacia Lusitânica (Portugal). *Comum. Inst. Geol. Min.* 89, 115-134. Lisboa.
- El May, M., Dlala, M., & Chenini, I. (2010). Urban geological mapping: Geotechnical data analysis for rational development planning. *Engineering Geology* 116 (1-2), pp. 129-138.
- Engineers, U. S. (1999). Engineering and Design Guidelines on Ground Improvement for Structures and Facilities. Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000.
- Evans, M. D., & Seed, H. B. (1987). Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels – The effect of membrane compliance. *EERC Report No. UCB/EERC-87/08*. Univ. of Calif, Berkeley.
- Farrar, D., & Coleman, J. (1967). The correlation of surface area with other properties of nineteen British clays. *Journal of Soil Science*, 18(1), pp. 118–124.
- Ferreira, A. B., Rodrigues, M. L., & Zêzere, J. L. (1988). Problemas de evolução geomorfológica do maciço Calcário Estremenho. *Finisterra*, 23, 45, pp. 5-28.
- Folle, D. (2009). Análise e aplicações da geoestatística no contexto geológico-geotécnico urbano. *Tese de doutoramento. Universidade Federal de Rio Grande do Sul*, 202. Porto Alegre.
- Folque, J. (1987). Comportamento de maciços terrosos sob a acção de solicitações sísmicas. *Geotecnia* nº51, pp. 1-31.
- Gambin, M., & Rousseau, J. (1988). The Menard pressuremeter: interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design. *ISSMFE Technical Committee on Pressuremeter and Dilatometer Testing, General Memorandum, Sols Soils No. 26*, 50.
- Geological-Society. (2006). World and European clay deposits. *Engineering Geology Special Publications*, 21, 139-151. London.
- Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Pedroni, S., & Piccoli, S. (1995). Cone penetrometer tests in Po River sand. *The Pressuremeter and its Marine Applications*, 471-480. (G. B. Editor, Ed.)
- Gomes, L. M. (1992). Zonamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro. *Tese de doutoramento. Univ. Aveiro*, 531.

- Gomes, L. M., & Ladeira, F. L. (1991). Compressibilidade das "Argilas de Aveiro". *4^o Cong. Nac. De Geotecnia*, 1, pp. 197-208. Lisboa.
- Gomes, L. M., & Ladeira, F. L. (1995). Equações para determinar o índice de compressão. *Engenharia Civil – UM. Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Nº 2*.
- Gomes, S. A. (1995). Introdução à História do Castelo de Leiria. *Colecção Cidade de Leiria*. Leiria, Câmara Municipal de Leiria.
- Gorman, C., Drnevich, V., & Hopkins, T. (1975). Measurement of In-Situ Shear Strength. *In-Situ Measurement of Soil Properties, II*, 139–140. Reston, Va.: Engineers, American Society of Civil.
- Greig, J., Campanella, R., & Robertson, P. (1986). Comparison of Field Vane Results with Other In Situ Test Results. *Soil Mechanics Series No. 106*. Vancouver: Dept. of Civil Engineering, Univ. of British Columbia.
- Grieg, J., Campanella, R., & Robertson, P. (1988). Comparison of Field Vane Results with Other In-Situ Test Results. *Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014*, 247-263. (A. Richards, Ed.) Philadelphia.
- Gudishala, R. (2004). Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results. *Thesis of Master of Science in Civil Engineering in the Department of Civil and Environmental Engineering*. Faculty of the Louisiana State University.
- Guéry, F. (1984). Évolution sédimentaire et dynamique du basin marginal ouest-portugais au Jurassique (Province d'Estremadure, secteur de Caldas da Rainha, Montejunto). *Tese de Doutoramento, Univ. Claude Bernard*, 478. Lyon.
- Guéry, F., Montenat, C., & Vachard, D. (1986). Évolution tectono-sédimentaire du basin portugais au Mésozoïque suivant la transversal de Peniche (Estrémadure). *Bull. Centres Rech. Explor.-Prod. Elf-Aquitaine*, 10, pp. 83-94.
- Guimarães, C. (2008). Mapeamento geotécnico da bacia córrego da Barra, aplicação do penetrômetro de impacto em estudos de processos erosivos São Pedro - SP - escala 1:10.000. *Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo*.
- Hajela, R. B., & Bhatnagar, J. M. (1972). Application of Rheological Measurements to determine Liquid Limit of soils. *Soil Science*, 114, pp. 122-130.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetraion resistance and effective friction of sandy soil. *Soils & Foundations*, 36 (4), pp. 1-9.
- Hearn, G. J., & Massey, C. I. (2009). Engineering geology in the management of roadside slope failures: contributions to best practice from Bhutan and Ethiopia. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 42: Part 4, pp. 511-528.
- Hegazy, Y. (1998). Delineating geostratigraphy by cluster analysis of piezocone data. *PhD Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology*, 464. Atlanta.
- Hegazy, Y., & Mayne, P. W. (1995). Statistical Correlations Between Vs and CPT Data for Different Soil Types. *Symposium on Cone Penetration Testing*, 2, pp. 173-178. Linköping, Sweden.
- Helenelund, K. V. (1951). On consolidation and settlement of loaded soil layers. *Thesis for the degree of Doctor of Philosophy; Finland Technical Institute*. Helsinki.
- Ho, C. L., & Kavazanjian, E. (1986). Probabilistic study of SPT liquefaction analysis. *ASCE Conf. In situ testing*, (pp. 602-616). Blacksburg, Virginia.
- Hough, B. K. (1957). *Basic Soils Engineering*. New York: 1st Ed. The Ronald Press Company.
- Houlsby, G., & Teh, C. (1988). Analysis of the piezocone in clay. *Penetration Testing*, 2, 777-783. Rotterdam: Balkema.
- IAEG. (1979). Classification of Rocks and Soils for Engineering Geological Mapping. *Bulletin IAEG nº 19*.
- IAEG. (1981a). Recommended Symbols for Engineering Geological Mapping. *Bulletin. IAEG nº24*.
- IAEG. (1981b). Rock and Soil Description and Classification for Engineering Geological Mapping. *Bulletin IAEG nº 24*.
- IAEG. (2005). Special Purpose Mapping for Waste Disposal Sites. *Bulletin IAEG nº 64*.
- IAEG/Unesco. (1976). A guide to their preparation Engineering Geological Maps. *Earth Science Series nr. 15*, 79. Paris: Unesco Press.

- Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potencial. *TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration*.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2004). Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (ICSDEE) and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE)*. Berkeley, California, USA.
- Imai, T. (1977). P- and S-wave velocities of the ground in Japan. *9th Int. Conf. Soil Mech. And Foundn. Engg.*, (pp. 257–260). Tokyo.
- Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32, No. 1, pp. 173-188.
- Ishii, M., Ishimura, K., & Nakayama, T. (1992). Management and application of Geotechnical Data: The Geotechnical Data Information System of the Tokyo Metropolitan Government. *Environmental Geology*, 19, Nº 3, pp. 169-178.
- ISSMGE. (1999). International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU). *Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from In-situ Testing*.
- Iwasaki, T. (1986). Soil liquefaction studies in Japan: state-of-art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5, nº 1, pp. 2-70.
- Iwasaki, T., Arakawa, T., & Tokida, K. I. (1984). Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes. *Soil. Dynam. Earthq. Engng*, 3, nº 1, pp. 49-58.
- Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., & Sato, H. (1982). Topographical and soil conditions of sites where liquefaction has been observed. *Proc. 17th Annual meeting, JSSMFE*, 2, 21-24.
- Jacinto, R. (2009). As cheias na cidade de Leiria: Contributo dos SIG para o ordenamento do território. *Dissertação de mestrado. Faculdade de Letras da Universidade do Porto*. Porto.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R., & Paqualini, E. (1988). New correlations of penetration tests for design practice. *Proc. Int. Symp. of Penetration Testing, ISPT-1, Orlando*, 1, 263-296. Orlando.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C., Germaine, J., & Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engn.*, 1, pp. 57-153. San Francisco.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Tordella, L., & Battaglio, M. (1982). Undrained Strength from CPT. *Proc. of the European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II*, 2, 599-606. Amsterdam.
- Jamiolkowski, M., LoPresti, D., & Manassero, M. (2001). Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from Cone Penetration Test and Flat Dilatometer Test. *Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP 119)*, 201-238. Reston, Va.: American Society of Civil Engineers.
- Jarvis, A., Reuter, H., Nelson, A., & Guevara, E. (2008). *Hole-filled seamless SRTM data V4, International Centre for Tropical Agriculture (CIAT)*. Obtido de <http://srtm.csi.cgiar.org>.
- Jézéquel, J. F., Lemée, E., & Saintilan, D. (1974). Exploitation de l'Essai Pressiométrique Normal par Méthode Numérique. *Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées*, nº69.
- Johansson, J. (2000). *Soil Liquefaction Web site. Geotechnical Engineering Program at the University of Washington*. Obtido em Fevereiro de 2011, de Johansson, Jorgen (2000). Soil Liquefaction Web site. Ge <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html>
- Johnson, T. (1974). Is Graded Aggregate Base the solution in Frost Areas? *Conference on Utilization of Graded Aggregate Base Materials in Flexible Pavements*. Oak Brook, IL.
- Jorge, C. (2010). Potencial de liquefacção dos solos portugueses. In J. M. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. M. Ramalho (Edits.), *Ciências Geológicas: Ensino, Investigação e sua História* (Associação Portuguesa de Geólogos ed., Vols. II, Geologia Aplicada, pp. 331-342).
- Jorge, C. (1993). Zonamento do potencial de liquefacção. Tentativa de aplicação a Portugal. *Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa*. Lisboa.

- Juang, C. H., Yuan, H., Lee, D. H., & Ku, C. S. (2001). Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 (22), 241-258.
- Juang, C., Jiang, T., & Andrus, R. (2002). Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 128(7), pp. 580-589.
- Junior, A. F. (2007). Mapeamento geotécnico aplicado a análise de processos de movimentos de massa gravitacionais: Costa Verde - RJ - escala 1:10.000. *Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo*.
- Kalchegg, I. (1973). Rational Characterization of Granular Bases. *Kalchegg, I.V., Rational Characterization 1st Federally Coordinated Program on Research Progress Review*. San Francisco, CA.
- Karlsrud, K., Lunne, T., & Brattlien, K. (1996). Improved CPTU correlations based on block samples. *Nordic Geotechnical Conference*, 1, pp. 195-201. Reykjavik.
- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., & Coutinho, R. (1992). Evaluation of SPT-CPTU, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. *4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction*, 1, 177-204.
- Konrad, J. (1987). Piezo-friction-cone penetrometer testing in soft clays. *Can. Geotech. J.*, 24, pp. 645-652.
- Kramer, S. L., & Elgamal, A. (2001). Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering. *A report on research conducted under grant no. EEC-9701568 from the National Science Foundation. PEER Report 2001/13*. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
- Ku, C. S., & Juang, C. H. (2010). CPTU characteristics and liquefaction resistance of reclaimed land by dynamic compaction. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*. Huntington Beach, California.
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Report EL-6800, Electric Power Research Institute*, 306. Palo Alto, CA.
- Kullberg, J. C. (2000). Evolução tectónica mesozóica da Bacia Lusitaniana. *Tese Doutorado, Univ. Nova de Lisboa*, 361. Lisboa.
- Kullberg, J. C., Mouterd, R., & Rocha, R. (1997). Réinterprétation de l'histoire stratigraphique et tectonique de la structure de Serra de El-Rei (Portugal). *Cahiers Univ. Catho. Lyon*, 10, 191-208.
- Kullberg, J. C., Rocha, R. B., Soares, A. F., Rey, J., Terrinha, P., Callapez, P., et al. (2006). A Bacia Lusitaniana: Estratigrafia, paleontologia e Tectónica. *Geologia de Portugal no contexto da Ibéria, Universidade de Évora*, 317-368. (R. A. Dias, & J. C. Kullberg, Edits.)
- Ladd, C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., & Poulos, H. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-Art Report. *9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, 2, pp. 421-494. Tokyo.
- Ladeira, F. L. (2003). Sondagens - elementos básicos. *Documento não publicado*.
- Lamas, P. C. (1989). Carta de riscos de movimentos de terrenos dos taludes da margem sul do Tejo (Cacilhas-Trafaria). *Dissertação de mestrado, Univ. Nova de Lisboa*. Monte da Caparica.
- Lapa, M. L. (1979). Nota sobre os minerais de argila presentes em formações sedimentares da Orla Meso-Cenozóica Ocidental. *Mem. Not. Pub. Mus. Lab. Min. Geol. Univ. Coimbra*, 87, pp. 19-28.
- Lapa, M. L., & Reis, R. P. (1977). Contribuição para o estudo dos minerais argilosos em formações sedimentares da Orla Meso-Cenozóica Ocidental. *Mem. Not. Pub. Mus. Lab. Min. Geol. Univ. Coimbra*, 83, pp. 3-25.
- Lauverjat, J. (1982). Le Crétacé Supérieur dans le Nord du Bassin Occidental Portugais. *Thèse 3^e Cycle, Uni. Pierre et Marie Curie*, VI, 717. Paris.
- Lee, S. H. (1990). Regression models of shear wave velocities. *J. Chinese Institute of Engineers*, 13, 515-532.
- Lehane, B., & Cosgrove, E. (2000). Applying Triaxial Compression Stiffness Data to Settlement Prediction of Shallow Foundations. *Geotechnical Engineering*, 142, pp. 191-200.

- Leinfelder, R. R., & Wilson, R. C. (1989). Seismic and sedimentologic features of Oxfordian-Kimmeridgian synrift sediments on the eastern margin of the Lusitanian Basin. *Geologische Rundschau*, 78/1, pp. 81-104.
- Lemos, L. J. (2010). Resistência ao corte em obras de terra. *12º Congresso Nacional de Geotecnia*. Guimarães.
- Lenke, L. R., McKeen, R. G., & Grush, M. (2001). Evaluation of a Mechanical Stiffness Gauge for Compaction Control of Granular Media. *ATR Institute, University of New Mexico*.
- Leroueil, S., & Hight, D. (2003). Behaviour and properties of natural and soft rocks. *Charact. and Engng. Properties of Natural Soils*, 1, 29-254. Balkema.
- Leroueil, S., & Jamiolkowski, M. (1991). Exploration of soft soil and determination of design parameters. *GeoCoast'91, Vol. 2, Port & Harbor Res. Inst.*, 2, pp. 969-998. Yokohama.
- Liao, S., & Whitman, R. (1986). Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes. *Res. Rep., Dept. of Civ. Engrg., Massachusetts Institute Of Technology*. Cambridge, Mass.
- Lindner, E. N. (1993). Soft Rock Tunneling Conditions and Concerns in Downtown Minneapolis. *Intl. Journ. Rock Mech. And Mining Science*, 30(7), pp. 1473-1476.
- LNEC. (1974). Carta geotécnica da Área de Sines. *Relatório*. Lisboa.
- LNEC. (1979). Carta geotécnica da Área do Plano de Recuperação da Brandoa-Falagueira. *Relatório*. Lisboa.
- LNEC. (1976). Carta geotécnica do Plano Integrado de Setúbal. *Relatório*. Lisboa.
- LNEC. (1966). E196. Solos. Análise granulométrica.
- LNEC. (1966). E197. Solos. Ensaio de compactação.
- LNEC. (1967). E198. Solos. Determinação do CBR.
- LNEC. (1968). E220. Prospeção geotécnica de terrenos. Simbologia. 4. Lisboa.
- LNEC. (1971). E240. Solos. Classificação para fins rodoviários.
- LNEC. (1962). Elementos para a Carta Geotécnica de Lisboa.
- LNEC. (1973). Estudos geotécnicos para apoio ao plano urbanístico do Monte da Caparica. *Relatório*. Lisboa.
- LNEC. (1969). NP 143. Solos. Determinação dos limites de consistência.
- LNEC. (1974). NP1040 Pedras naturais. Determinação da tensão de rotura por compressão.
- LNEC. (1965). NP83. Solos. Determinação da densidade das partículas sólidas.
- LNEC. (1965). NP-84 Solos. Determinação do teor em água. *Norma Portuguesa Definitiva*, 2.
- Lopes, F. (1993). Estrutura salífera de Monte Real. Ensaio de interpretação sísmica e modelação gravimétrica. *Dissertação de Mestrado. Universidade de Coimbra*. Lisboa.
- Lopes, I. M. (2001). Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico – Aplicação à colina do Castelo de S. Jorge. *Dissertação de Mestrado. FCUL*.
- Lopes, I., Santos, J., & Almeida, I. (2006). Ondas sísmicas superficiais: a sua utilização na caracterização geotécnica. *10º Congresso Nacional de Geotecnia. Universidade Nova*.
- Lopes, I., Strobbia, C., Santos, J., & Almeida, I. (2003). O estudo das ondas sísmicas superficiais como método de caracterização dinâmica de solos. *VI Congresso Nacional de Geologia, Ciências da Terra (UNL)*, esp V, G38-G41. Lisboa.
- Lopes, L. (2005). Cartografia geotécnica da Encosta de São Romão e Urbanização Quinta do Rei. *Trabalho de estágio da licenciatura em Engenharia Geológica na Universidade de Aveiro*.
- LTRC. (s.d.). *Louisiana Transportation Research Center*. Obtido em Janeiro de 2009, de <http://www.coe/su.edu/CPT/>
- Lunne, T., & Kleven, A. (1981). Role of CPT in North Sea Foundation Engineering. *Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 49-75.
- Lunne, T., Long, M., & Forsberg, C. (2003). Characterization and Engineering Properties of Holmen, Drammen Sand. *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils (Proc. Singapore)*, 2, 1121-1148. Swets and Zeitlinger, Lisse, The Netherlands.

- Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. New York: Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publishers.
- Macpherson, J. (1883-1887). Estudo petrográfico das ofites e teschenites de Portugal. *Com. Com. Trab. Geol. Portugal, T. I*, 89-112. Lisboa.
- Madaï, C. (1999). Il manual internazionale TC4 per zonazione dei rischi geotecnici: un semplice de applicazione al caso italiano. *Problemi di ingegneria geotecnica nelle aree sismiche, International Centre of Mechanical Sciences, Advanced Professional Training*. (T. Crespellani, Ed.)
- Mair, R. J., & Wood, D. M. (1987). Pressuremeter testing: methods and interpretation. *CIRIA Ground Engineering Report: In-situ testing. Construction Industry Research and Information Association*. London and Butterworths.
- Marques, F. M. (1988). Contribuição para o conhecimento geológico e geotécnico do território de Macau. *Dissertação de Mestrado, Univ. de Lisboa*. Lisboa.
- Martins, A. H. (2005). Mapeamento geotécnico do setor norte do município de Goiânia-GO, em escala 1/25.000. *Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo*.
- Massarch, K. R., & Broms, B. B. (1981). Pile Driving in Clay Slopes. *International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm.
- Mayne, P. (1991). Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts. *Soils and Foundations*, 31 (2), pp. 65-76.
- Mayne, P. (2006). In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II (Proc. Singapore Workshop)*. Taylor & Francis Group, London, United Kingdom.
- Mayne, P. (2005). Integrated ground behavior: In-situ and laboratory tests. *Deformation Characteristics of Geomaterials*, 2, 155-177. UK: Taylor & Francis.
- Mayne, P. (1992). Interpretation of overconsolidation ratio from in situ tests in Recent clay deposits in Singapore and Malaysia: Discussion. *Can. Geotech. J.*, 29, pp. 166-167.
- Mayne, P. (2007). NCHRP Synthesis 368 on Cone Penetration Testing. *Transportation Research Board*, 117. Washington, DC.
- Mayne, P. (1995). Profiling yield stresses in clays by in-situ tests. *Transportation Research Record 1479*, 43-50. Washington, D.C.: National Academy Press.
- Mayne, P. (2001). Stress-strain strength flow characteristics of enhanced in situ testing. *Int. Conf. of In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*, 29-48. Indonesia.
- Mayne, P. (2006). The 2nd James K. Mitchell Lecture: Undisturbed Sand Strength from Seismic Cone Tests. *Geomechanics and Geoengineering*, 1 (4), pp. 239-247.
- Mayne, P., & Brown, D. (2003). Site Characterization of Piedmont Residuum of North America. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 2, pp. 1323-1339.
- Mayne, P., & Campanella, R. (2005). Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2 (Osaka)*, pp. 721-724. Rotterdam, The Netherlands: Millpress.
- Mayne, P., & Rix, G. (1995). Correlations Between Shear Wave Velocity and Cone Tip Resistance in Clays. *Soils & Foundations*, 35 (2), pp. 107-110.
- Mayne, P., & Rix, G. (1993). Gmax-qc relationships for clays. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 16 (1), pp. 54-60.
- Mayne, P., & Stewart, H. (1988). Pore Pressure Response of K0 Consolidated Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114 (11), pp. 1340-1346.
- Mayne, P., Christopher, B., & DeJong, J. (2002). Subsurface Investigation – Geotechnical Site Characterization. *Reference Manual*. National Highway Institute. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Mayne, P., Robertson, P., & Lunne, T. (1998). Clay stress history evaluated from seismic piezocone tests. *Geotechnical Site Characterization*, 2, pp. 1113-1118.
- Medina, J., & Mota, L. (2005). *Mecânica dos Pavimentos* (2ª ed.). Rio de Janeiro: UFRJ.

- Mesri, G. (1994). Settlement of Embankments on Soft Clays. *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, 1 (GSP 40), 8–56. American Society of Civil Engineers, Reston, Va.
- Mesri, G., & Abdel-Ghaffar, M. (1993). Cohesion intercept in effective stress stability analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119 (8), pp. 1229-1249.
- Meyerhof, G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE*, 82, No. SM1, pp. 1-19.
- Mitchell, J., & Gardner, W. (1975). In-Situ Measurement of Volume Change Characteristics. *In-Situ Measurement of Soil Properties, (Proc. Raleigh, N.C. Conference)*, . II, pp. 279–345. Reston, Va: American Society of Civil Engineers.
- Mohammad, L., & Puppala, A. (1995). Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils. *National Academy of Science*, 87-102. Transportation Research Record No. 1504.
- Mohammad, L., Huang, B., Puppala, A., & Allen, A. (1999). A Regression Model for Resilient Modulus of Subgrade Soils. *National Research Council Journal of the Transportation Research Board*, No. 1687, 47-54.
- Mohammad, L., Puppala, A., & Alavalli, P. (1994). Influence of Testing Procedure and LVDT Location on Resilient Modulus of Soils. 91-101. Transportation Research Record, No. 1462.
- Mohammad, L., Puppala, A., & Alavilli, P. (1994). Investigation of the Use of Resilient Modulus for Louisiana Soils in the Design of Pavements. *Project No. 92-2GT, FHWA/LA-94/283*. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge.
- Monismith, C. (1989). MR testing-Interpretation of Laboratory Results for Design Purposes. *Workshop on Resilient Modulus Testing*. Oregon State University, Corvallis.
- Monismith, C., Hicks, R., & Salam, Y. (1971). Basic Properties of Pavement Components. *Final Rept. FHWA-RD-72-19*. Federal Highway Administration, Berkeley, CA.
- Monismith, C., Seed, H., Mitry, F., & Chan, C. (1967). Prediction of Pavement Deflections from Laboratory Tests. *2nd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Ann Arbor, MI.
- Montenat, C., & Guéry, F. (1984). L'intrusion diapirique de Caldas da Rainha et l'halocinèse jurassique sur la marge portugaise. *Comp. Rend. Acad. Sci. Paris*, 298 (II, 20), 901-906. Paris.
- Montenat, C., Guéry, F., Jamet, M., & Berthou, P. (1988). Mesozoic evolution of Lusitanian Basin: comparison with the adjacent margin. *In Boillot, G. et al., Proc. O.D.P., Sci. Res.*, 103, 757-775.
- Mouterde, R., Ramalho, M., Rocha, R. B., Ruget, C., & Titant, H. (1971). Le Jurassique du Portugal: esquisse stratigraphique et zonale. *Bol. Soc. Geol. Port.*, 18, 73-104.
- Mouterde, R., Rocha, R., Ruget, C., & Tintant, H. (1979). Faciès, biostratigraphie et paléogéographie du jurassique portugais. *Ciencias da Terra (UNL)*, nº 5, 29-52. Lisboa.
- Nataatmadja, A., & Parkin, A. (1994). Characterization of Granular Materials for Pavements. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, No. 4, p. 33.
- National-Science-Foundation. (s.d.). *Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page*. Obtido em Fevereiro de 2011, de <http://opensees.berkeley.edu>
- Nazzal, M. (2003). Field Evaluation of In situ Test Technology for QC/QA During Construction of Pavement Layers and Embankments. *Master Thesis, Louisiana State University*.
- NCEER. (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report No. NCEER970022*. State University of New York at Buffalo, New York.
- Neto, E. T. (2001). Caracterização geotécnica do subsolo de Curitiba para o planejamento de ocupação do espaço subterrâneo. *Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.
- Netzel, H., & Kaalberg, F. J. (1999). Settlement risk management with GIS for the Amsterdam North/South Metroline. *World Tunnel Congress*, 1, 129-136. Oslo: Rotterdam, Balkema.
- Norman, L. (1958). A comparison of values of liquid limit determined with apparatus having bases of different hardness. *Géotechnique*, 8, pp. 79-85.
- NPEN. (2010). Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *NP EN 1998-1:2010*.

- NRC. (1985). Liquefaction of Soils During Earthquakes. Committee on Earthquake Engineering (NRC), Commission on Engineering and Technical Systems, National Research Council.
- Odell, R., Thornburn, T., & McKenzie, L. (1960). Relationships of Atterberg Limits to Some Other Properties of Illinois Soils. *Soil Science Society of America Proceedings*, 24, 297-300.
- Oliveira, R. (2005). Carta Geotécnica do Porto. *Câmara Municipal do Porto; Coba Workshop*. Porto.
- Oliveira, R. E. (1994). Geomecânica dos solos do concelho de Ovar. *Dissertação de Mestrado, Universidade de Lisboa*. Lisboa.
- Oliveira, R. (1978). Estudos geológicos e geotécnicos para o porto de Sines. *IAEG*. Madrid.
- Oliveira, R., Gomes, C., Noronha, F., & Borges, L. (1995). Características geológicas e geotécnicas da cidade do Porto (Carta Geotécnica do Porto). *5º Congresso Nacional de Geotecnia*, (pp. 119-132). Coimbra.
- Oliveira, R., Seco e Pinto, P., Rebelo, V., & Rodrigues, V. (1997). Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto da Ponte Vasco da Gama, em Lisboa. *Conferência Especial (versão provisória) 6º Congresso Nacional de Geotecnia*, (p. 34). IST, Lisboa.
- Otha, Y., & N., G. (1978). Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6.
- Parez, L., & Faureil, R. (1988). Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance de sols. *Revue Française de Géotech.*, 44, pp. 13-27.
- Petersen, L., Peterson, R., & Nelson, C. (2002). Comparison of Quasi-Static Plate Load Tests with the Humboldt Geogauge. *CNA Consulting Engineers Report*.
- Pinheiro, L. M., Wilson, R. C., Reis, R. P., Whitmarsh, R. B., & Ribeiro, A. (1996). The western Iberia margin: a geophysical and geological overview. *Proc. Ocean Drilling program Sc. Res.*, 149, 3-23. (L. M. Pinheiro, R. C. Wilson, R. P. Reis, & R. B. Whitmarsh, Edits.)
- Popov, I. V., Kats, R. S., Korikovskaia, A. K., & Lazareva, V. P. (1950). Metodika sostavlenia inzhenerngeologischesikekhikart. Gosgeolizdat, Moskva.
- Powell, J. J., & Lunne, T. (2005). Use of CPTU data in clays/fine grained soils. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXVII, No. 3-4.
- Powers, J. P. (1992). *Construction Dewatering*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Rad, N. S., & Lunne, T. (1988). Direct Correlation between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay. *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*. 2, pp. 911-917. Balkema, Rotterdam.
- Randolph, M., & Wroth, C. (1979). A simple pile approach to pile design and the evaluation of pile tests. *Behavior of Deep Foundations (STP 670)*, 484-499. West Conshohocken, PA: American Society of Testing & Materials.
- Rasmussen, E. S., Lomholt, S., Andersen, C., & Vejbaek, O. V. (1998). Aspects of the structural evolution of the Lusitanian Basin in Portugal and the shelf and slope area offshore Portugal. *Tectonophysics*, 300, pp. 199-225.
- Rauch, A. F. (1997). EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacement due to liquefaction-induced lateral spreading in earthquakes. *Ph.D. dissertation. Virginia Polytechnic Institute and State University*. Blacksburg, Va.
- Rauch, A. F. (1998). Personal Communication.
- Reekie, C. J., Coffey, J. R., & Marsden Ann, E. (1979). Techniques informatiques au service de la cartographie géotechnique en milieu urbain. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment. IAEG Symposium "Engineering Geological Mapping for Planning, Design and Construction in Civil Engineering, 19 (1)*, pp. 322-330. Newcastle Upon Tyne.
- Reiche, P. (1951). A survey of weathering processes and products. *Publ. Geol.*, 95. Univ. of New Mexico, N.º 3, Albuquerque (New Mexico).
- Reiche, P. (1943). Graphic representation of chemical weathering. *J. Geol. Petrol.*, 13, pp. 58-68.
- Reis, R. P., Corrochano, A., Bernardes, C., Cunha, P. P., & Dinis, J. L. (1992). O Meso-cenozóico da margem atlântica portuguesa. Guias de las excursiones geológicas. In U. d. Salamanca (Ed.), *VII Congresso Latinoamericano de Geologia e III Congresso Geológico de Espanha*, (pp. 115-138).

- Reuter, H., Nelson, A., & Jarvis, A. (2007). An evaluation of void filling interpolation methods for SRTM data. *International Journal of Geographic Information Science* , 21:9, pp. 983-1008.
- Ribeiro, A. (1984). Néotectonique du Portugal. In *Livro de Homenagem a Orlando Ribeiro* (pp. 173-182). Lisboa: C. E. G.
- Ribeiro, A., Antunes, M. T., Ferreira, M. P., Rocha, R. B., Soares, A. F., Zbyszewski, G., et al. (1979). *Introduction à la Géologie Générale du Portugal*. Lisboa: Serv. Geol. Portugal.
- Ribeiro, A., Pereira, E., & Gonçalves, L. S. (1980). Análise da deformação da zona de cisalhamento Porto - Tomar na Transversal de Oliveira de Azeméis. *Comum. Serv. Geol. Portugal* , 66 , 3-9.
- Ribeiro, A., Silva, J. B., Cabral, J., Dias, R., Fonseca, P., Kullberg, M. C., et al. (1996). Tectonics of the Lusitanian Basin. *Final Report* , 126 . Proj. MILUPOBAS, Contract nº JOU-CT94-0348, ICTE/GG/GeoFCUL.
- Ribeiro, C. (1857). Extracto do relatório das minas de carvão de pedra no distrito de Leiria. Memórias sobre as minas de carvão de pedra e ferro e estabelecimentos metalúrgicos no distrito de Leiria. Appendix. Lisboa.
- Ribeiro, C. (1858). Memórias sobre as minas de carvão dos distritos do Porto e Leiria e de carvão e ferro do distrito de Leiria. *I, parte II* . Lisboa.
- Ribeiro, C. (1891). Memórias sobre os carvões dos terrenos mesozóicos do distrito de Leiria e suas vizinhanças com uma introdução e anotações de Paul Choffat. *Obr. Publ. E Minas* , 264. ano XXII, tomo XXII.
- Ribeiro, C., & Delgado, N. (1876). Carte Géologique du Portugal au 1/500 000. Serv. Geol. Portugal.
- Rix, G., & Stokes, K. (1992). Correlation of initial tangent modulus and cone resistance. *Int. Symp. Calibration Chamber Testing*, (pp. 351-362). Potsdam, USA.
- Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the CPT: an update. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*. Huntington Beach, California.
- Robertson, P. K. (1990). Soil Classification Using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal* , 27 (1), pp. 151-158.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2010). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. *Gregg Drilling & Testing, Inc. 4th Edition July 2010* .
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1988). Guidelines for Geotechnical Design Using CPT and CPTU. *Soil Mechanics Series* , 120 . University of British Columbia, Vancouver, Department of Civil Engineering.
- Robertson, P. K., & Lisheng, S. (2010). Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT. *Fifth International Conference on Recent Advantages in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. San Diego, CA.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1997). Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. *Proceedings of the NCEER Workshop of Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022* , 41-87. State University of New York at Buffalo.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., & Greig, J. (1986). Use of Piezometer Cone Data. *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, (pp. 1263-1280). Blacksburg, Virginia.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., & Finn, W. D. (1992). Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. *Can. Geotech. J.* , 29, pp. 686-695.
- Robertson, P., & Campanella, R. (1983). Interpretation of cone penetration tests: Part I - sands; Part II - clays. *Canadian Geotechnical Journal* , 20 (4), pp. 719-745.
- Robertson, P., & Fear, C. (1995). Liquefaction of sands and its evaluation. *IS TOKYO 95, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Keynote Lecture*.
- Robertson, P., & Fear, C. (1995). Liquefaction of sands and its evaluation. *IS TOKYO 95, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Keynote Lecture.
- Robertson, P., & Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal* , 35(3), pp. 442-459.

- Rocha, M. E. (1998). Contribuição para a cartografia geotécnica de Bragança. *Dissertação de Mestrado*. UL., Lisboa.
- Rodrigues, C. M. (2006). Apontamentos sobre ensaios in situ, no domínio da mecânica dos solos. *Mestrado Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - FCTUC*, 140. Coimbra.
- Rodrigues, C. M. (2003). Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda. *Tese de Doutoramento*. Universidade de Coimbra.
- Rodrigues, C. M. (1995). Cartografia geotécnica no planeamento do concelho de Oliveira do Bairro. *Dissertação de Mestrado*. Univ. de Coimbra, Coimbra.
- Rodrigues, L. F. (1979). Método de Prospecção Sísmica em Geologia de Engenharia. A importância da onda de corte. *Tese apresentada ao concurso para especialista do LNEC*, 240.
- Rodrigues, V. L. (2008). Mapeamento geotécnico como base para o planeamento urbano e ambiental: município de Jaú/SP. *Dissertação de mestrado*. Universidade de São Paulo.
- Rodrigues-Carvalho, J. A., & Silva, A. P. (2010). Cinquenta anos de Geologia de Engenharia e a evolução da cartografia geotécnica em Portugal. In J. M. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. M. Ramalho (Eds.), *Ciências Geológicas: Ensino, Investigação e sua História* (Vols. II, Geologia Aplicada, pp. 367-375). Associação Portuguesa de Geólogos.
- Rodrigues-Carvalho, J. A., Silva, A. P., & Cavaleiro, V. P. (2004). Cartografia geotécnica e ambiental em Portugal. In N. Zuquette L. V. & Gandolfi (Ed.), *Proc. 5º simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica e Geoambiental* (p. 190). São Carlos, Brasil: Oficina de Textos, S. Paulo.
- Romero, S., & Pamukcu, S. (1996). Characterization of granular Systems by Digital Signal Processing of Low Strain Wave Response. *Transportation Research Record*, 1548, 38-45, TRB.
- Rosset, J., & Mouterde, R. (1971). La tectonique du Lias au Nord de Tomar. *Com. Serv. Geol. Portugal*, t LV, 49-53. Lisboa.
- RSAEEP. (2010). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. *Aprovado pelo Decreto-lei no235/83, de 31 de Maio*. Porto Editora.
- Ruget, C. (1961). Etudes stratigraphiques sur le Dogger et le Malm inférieur du Portugal au Nord du Tage. Bajocien, Bathonie, Callovien et Lusitanien. *Mem. Com. Serv. Geol. Port.*, N. S. 7, 1-197. Lisboa.
- Ruget, C., & Mouterde, R. (1964-65). Observations nouvelles sur le Dogger du District de Leiria (Pedrógão, Ervideira, Maceira). *Com. Serv. Geol. Portugal*, t. XLVIII, 93-95. Lisboa.
- Saawangsuriya, A. (2001). Evaluation of the Soil Stiffness Gauge. *M.S. Thesis*. University of Wisconsin-Madison-WI.
- Sanglerat, G. (1972). *The Penetration and Soil Exploration*. Amsterdam: Elsevier.
- Santamarina, J., Klein, K., Wang, Y., & Prencke, E. (2002). Specific surface: determination and relevance. *Can. Geotech. J.*, 39 DOI:10.1139/T01-077 NRC, pp. 233–241.
- Santos, J. (2009). Liquefacção dos solos (recomendações do EC8). *Apontamentos do Mestrado em Engenharia Civil: Engenharia Sísmica Geotécnica*.
- Saraiva, A. L. (1986). Caracterização e aptidão geotécnica dos terrenos envolventes das albufeiras da Agueira e do Coiço. *Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra*.
- Sawanguriya, A. (2002). Comparison of Moduli Obtained From The Soil Stiffness Gauge With Moduli From Other Tests. *Transportation Research Board 81st Annual Meeting*.
- Schmertmann, J. (1978). Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. *Report No. FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation*, 145. Washington, D.C.
- Schnaid, F. (2005). Geocharacterization and Engineering Properties of Natural Soils by In-Situ Tests. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 1*, pp. 3-47. Osaka, Japan: Millpress, Rotterdam, The Netherlands.
- Schnaid, F., & Yu, H. S. (2005). Theoretical Interpretation of the Seismic Cone Test in Granular Soils. *Geotechnique*.
- Schnaid, F., Lehane, B., & Fahey, M. (2004). In-Situ Test Characterization of Unusual Geomaterials. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Vol. 1 (Proc. ISC-2, Porto, Portugal)*, pp. 49-74.

- Seed, H. B., & Chan, C. K. (1964). Pulsating load tests on samples of clay and silt from Anchorage, Alaska. *Appendix D in Shannon & Wilson, Report on Anchorage area soil studies*, D1-D-18. Alaska. Seattle, Washington.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97 (SM9), pp. 1249-1273.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal Geotechnical Engineering, ASCE*, 109, nº 3, pp. 458-482.
- Seed, H., Chan, C., & Lee, C. (1962). Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. *1st Int. Conf. on the Struct. Design of Asphalt Pavements*. Ann Arbor, Mich.
- Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12), pp. 1425-1445.
- Seed, R. B., Lee, S. R., & Jong, H. (1988). Penetration and liquefaction resistances: prior seismic history effects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114, nº 6, pp. 691-697.
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., et al. (2001). Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation. *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Paper No. SPL-2.
- Senneset, K., Janbu, N., & Svano, G. (1982). Strength and deformation parameters from cone penetrometer tests. *2nd European Symp. on Penetration Testing*, 2, pp. 863-870. Amsterdam.
- Senneset, K., Sandven, R., & Janbu, N. (1989). Evaluation of soil parameters from piezocone tests. *Transportation Research Record 1235*, 24-37. National Research Council, Washington, DC.
- Senneset, K., Sandven, R., Lunne, T., By, T., & Amundesen, T. (1988). Piezocone testing in silty soil. *Penetration Testing 88*, 955-966. Balkema.
- Senos, M. L., & Carrilho, F. (2003). Sismicidade de Portugal Continental. *Física de la Tierra*, 15, pp. 93-110.
- Seyman, E. (2003). Laboratory Evaluation of In-situ Tests as Potential Quality Control/Quality Assurance Tools. *Master Thesis*. Louisiana State University-Baton Rouge.
- Silva, E., & Correia, A. G. (2000). A utilização do ensaio pressiométrico autoprefurador na determinação de parâmetros de comportamento mecânico em argilas. *VII Congresso Nacional de Geotecnia*. Porto.
- Silva, H. S. (1989). A importância das ciências geológicas no planeamento urbano. A zona litoral entre Faro e Olhão. *Geotecnia*, 57, pp. 75-82.
- Silveira, L. L. (2002). Elaboração de carta de susceptibilidade à erosão das bacias dos rios Araraquara e Cubatão-SP, escala 1:50000. *Dissertação de mestrado*. Universidade de São Paulo.
- Skempton, A. W. (1944). Notes on the compressibility of clays. *Quart. J. Geol. Soc.*, pp. 119-135.
- Skempton, A. W. (1953). Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory tests results. *Proc. ASCE*, 79, nº 311, 26. Zurique.
- Skempton, A. W. (1953). Soil mechanics in relation to geology. *Proc. Yorks. Geol. Soc.*, 29, 33-62.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sand of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, 36, nº 3, pp. 425-447.
- Skempton, A. W., & Northey, R. D. (1953). The sensitivity of clays. *Geotechnique*, 3, pp. 30-53.
- Smith, W. S., & Nair, K. (1973). Development of Procedures for Characterization of Untreated Granular Base Course and Asphalt-Treated Base Course Materials. *Final Rept. FHWA-RD-74-61*. Federal Highway Administration, Oakland, CA.
- Soares, A. F., & Rocha, R. B. (1984). Algumas reflexões sobre a sedimentação jurássica na Orla Meso-Cenozóica Ocidental de Portugal. *Memórias e Notícias*, 97, pp. 133-142.
- Soares, A. F., Rocha, R. B., Elmi, S., Henriques, M. H., Mouterde, R., Almeras, T., et al. (1993). Le sous-bassin nord-lusitanien (Portugal) du Trias au Jurassique moyen: histoire d'un "Rift avorté". *C. R. Acad. Sci. Paris*, 317, série II, 1659-1666. Paris.
- Sobreira, F. G. (1995). Cartografia geotécnica de Sesimbra e Santana. *5º Congresso Nacional de Geotecnia*, (pp. 149-165).

- Sousa, M. L., Oliveira, C. S., & Martins, A. M. (1992). Compilação de Catálogos Sísmicos da Região Ibérica. *Relatório 36/92, NDA, LNEC, Proc. 036/11/9295*, 250. Lisboa.
- Souza, G. B. (2001). Estruturação de banco de dados a partir do mapeamento geotécnico, aplicado à região de Ribeirão Preto (SP). *Tese de doutoramento*. Universidade de São Paulo.
- Spagnoli, G. (2007). An Empirical Correlation Between Different Dynamic Penetrometers. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 12, no. C.
- Sridharan, A., & Nagaraj, H. (2000). Liquid Limit of Soils from Equilibrium Water Content in One-Dimensional Normal Compression. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering*, 143, 165-169.
- Sykora, D. W. (1987). Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis. *Geotech. Lab. Misc. Paper GL-87-26*. U.S. Army Engr. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Tabatabaei, S. H., Salamat, A. S., Ghalandarszadeh, A., Riahi, M. A., Beitollahi, A., & Talebian, M. (2010). Preparation of Engineering Geological Maps of Bam City Using Geophysical and Geotechnical Approach. *Journal of Earthquake Engineering*, 14, Issue 4, pp. 559-577.
- Takasaki, H., Chikahisa, H., & Yuasa, Y. (2000). Planning and Mapping of Subsurface Space in Japan. *Tunneling and Underground Space Technology*, 15, nº 3, pp. 287-301.
- Tanaka, H., Tanaka, M., & Iguchi, H. (1994). Shear modulus of soft clay measured by various kinds of tests. *Proc. Symp. On Pre-Failure Deformation of Geomaterials*, 1, pp. 235-240. Sapporo.
- Tatsuoka, F., & Shibuya, S. (1992). Deformation characteristics of soils & rocks from field & lab tests. *Report of the Institute of Industrial Science*, 37 (1), Serial No. 235, 136. University of Tokyo.
- Tavares, A. M. (1990). Caracterização geotécnica da zona sudeste da cidade de Coimbra. *Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica*. Univ. de Coimbra, Coimbra.
- Tavenas, F., & Leroueil, S. (1987). State-of-the-Art on "Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays". *Proc. Int. Symp. on Geotech. Engng. of Soft Soils*, 2, pp. 1-46. Mexico City.
- Teh, C. I., & Houlsby, G. T. (1991). An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay. *Geotechnique*, 41, nº 1, pp. 17-34.
- Teixeira, C., & Gonçalves, F. (1980). *Introdução à Geologia de Portugal*. Instituto Nacional de Investigação Científica.
- Teixeira, C., Zbyszewski, G., Torre de Assunção, C., & Manuppella, G. (1968). Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50 000. Notícia explicativa da folha 23-C (Leiria). (S. G. Portugal, Ed.) Lisboa.
- Teles, I., & Fernandes, M. M. (1994). Uma Base de dados para Sondagens Geotécnicas. *Revista de Geotécnica*, 71.
- Temple, W., & Shah, S. (1987). Louisiana Experimental Base Project. *Research Project No.74-1G, FHWA/LA-87/192*. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge.
- Terrinha, P., Kullberg, J. C., Alves, T., & Lourenço, N. (2010). A tectónica do Meso-Cenozóico e da margem continental oeste-ibérica a partir de 1960. In J. M. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. M. Ramalho (Eds.), *Ciências Geológicas: Ensino, Investigação e sua História* (Vols. I, Geologia Clássica, pp. 417-432). Associação Portuguesa de Geólogos.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (2ª ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Thorez, J. (1976). *Practical identification of clay minerals* (1 ed.). Belgium: G. Lelotte.
- Tokimatsu, K., & Seed, H. B. (1984). Simplified procedures of the evaluation of settlements in clean sands. *Report No. UCB/GT-(S)/16*. University of California, Berkeley, California.
- Tumay, M. T., AbuFarsakh, M. Y., & Zhang, Z. (2008). From Theory to Implementation of a CPT-Based Probabilistic and Fuzzy Soil Classification. *Proceedings of From Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress 2008*.
- USACE. (1999). Engineering and Design - Guidelines on Ground Improvement for Structures and Facilities. *United States Army, Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers Washington*. DC 20314-1000.
- USGS. (s.d.). *Introduction - Liquefaction*. Obtido em Dezembro de 2010, de <http://geomaps.wr.usgs.gov/sfgeo/liquefaction>

- USGS. (s.d.). *science for a changing world , Welcome to the USGS - U.S. Geological Survey*. Obtido de <http://www.usgs.gov/>
- USGS. (s.d.). *U. S. Geological Survey*. Obtido de <http://geomaps.wr.usgs.gov/sfgeo/liquefaction>
- Vähäaho, I. (1996). From Geotechnical Maps to Three-dimensional Models. *Tunneling and Underground Space Technology*, 13, nº 1, pp. 51-56.
- Vallejo, L., Ferre, M., Ortuno, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación ISBN: 84-205-3104-9.
- Veiga, A. Q. (2000). Contribuição das geociências para o ordenamento do território – aplicação à vila da Batalha. *Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra* . Coimbra.
- Veiga, A., & Quinta Ferreira, M. (2010). Caracterização geotécnica das margas da Dagorda do diapiro Parceiros-Leiria. *VIII Congresso Nacional de Geologia, e-Terra*, 9, nº 22, p. 4.
- Veiga, A., & Quinta Ferreira, M. (2009). Importância da geologia na geotecnia do vale tifónico de Parceiros-Leiria. *5ª Conferência de Engenharias, UBI*. Covilhã.
- Veiga, A., Armindo, D., & Quinta Ferreira, M. (2008). Geological and geotechnical characterization of the diapiric valley of Parceiros-Leiria, Portugal. *Euroengeo*. Madrid.
- Velho, J., Amado, C., Veiga, A., & Quinta Ferreira, M. (2003). Processo de alteração química do dolerito de Belo Horizonte. *Livro de Actas IV Congresso Ibérico de Geoquímica, Univ. Coimbra*, (p. 3). Coimbra.
- Vesic, A. (1972). Expansion of cavities in infinite soil mass. *J. of Geotch. Engng. Div., ASCE*, 98 (3), pp. 265-290.
- Wakamatsu, K. (1992). Evaluation of liquefaction susceptibility based on detailed geomorphological classification. *Technical Paper of Annual Meeting Architecture Institute of Japan*, B, 1443-1444.
- Wakamatsu, K. (1980). Geomorphological considerations of site conditions of soil liquefaction caused by earthquake. *Asikan Profile*, 8, nº3, 279-297.
- Wang, J. G., & Law, K. T. (1994). *Siting in earthquake zones*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Wilson, R. C., & Leinfelder, R. R. (1990). Third order sequences stacking pattern in an Upper Jurassic rift-basin fill, West Central Portugal. *Liverpool Sequence Strat. Conference*, (pp. 256-261.).
- Wilson, R. C., Hiscott, R. N., Willis, M. G., & Gradstein, F. M. (1989). The Lusitanian Basin of West Central Portugal: Mesozoic and Tertiary Tectonic, Stratigraphic, and Subsidence History. *Extensional tectonics and stratigraphy of the North Atlantic margins. AAPG Memoir*, 46, 341-361. Tulsa: Tankard, A. J. & Balkwill, H.
- Winge, M., Crósta, A., Neves, B., Alvarenga, C., Schobbenhaus, C., Carneiro, C., et al. (2001). *Glossário Geológico Ilustrado*. Obtido em 9 de Fevereiro de 2011, de <http://www.unb.br/ig/glossario>
- Withjack, M. O., & Callaway, S. (2000). Active Normal Faulting Beneath a Salt Layer: An Experimental Study of Deformation Patterns in the Cover Sequence. *AAPG Bull*, 84 (5), 627-651. Tulsa.
- Wong, W. (1984). Earthquake damage to earth dams and levees in relation to soil liquefaction and weakness in soft clays. *Proceedings, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, 1, pp. 511-521.
- Woods, R. D. (1978). Measurement of soil properties - state of the art report. *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 1, 91-178. Pasadena, CA: ASCE.
- Wroth, C. P., & Wood, D. M. (1978). The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (2), pp. 137-145.
- Wroth, C. (1984). The interpretation of in situ soil test. 24th Rankine Lecture. *Géotechnique*, 34 (4), pp. 449-489.
- Wu, W., Arellano, M., Chen, D., Bilyeu, J., & He, R. (1998). Using a Stiffness Gauge as an Alternative Quality Control Device in Pavement Construction. Texas Department of Transportation, Austin, TX.
- Yasuka, S. (1985). Applicability of PI- value to mapping liquefaction potencial. *Proc. 40th Annual meeting, JSCE*, 3, pp. 87-88.
- Yegian, M. K., & Whitman, R. V. (1978). Risk analysis for ground failure by liquefaction. *Jl. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 107, nº GT7, pp. 921-938.
- Yegian, M. K., Ghagraman, V. G., & Harutinunyan, R. N. (1994). Liquefaction and embankment failure case histories. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, nº 3, pp. 581-596.

- Yoder, E., & Witczak, M. (1975). *Principles of Pavement Design* (2nd ed.). New York: Wiley.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (1997). *Proceedings of a Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Salt Lake City, USA.
- Youd, T. L., & Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *ASCE. JI. Of Geotech. And Geoenvironmental Engineering* , 127, pp. 297-313.
- Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997). Magnitude scaling factors. *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils* , 149-165. Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo.
- Youd, T. L., & Perkins, D. H. (1978). Mapping Liquefaction Induced Ground Failure Potential. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* , 104, GT4, pp. 267-278.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., et al. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE* , 127(10) , 817-833.
- Zbyszewski, G. (1947). Estudos da sondagem de Parceiros (Leiria). *Com. Serv. Geol. de Portugal, T. XXVIII* , 111-123.
- Zbyszewski, G. (1958). Etude structurale de l'aire typhonique de Caldas da Rainha (Portugal). *Thèses. Fc. Sc. Paris* , Série A, nº 4311 , 327. Paris.
- Zebera, K. (1947). Geologie in der regionalen planung. *Geotechnica* , p. 4.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. *Can. Geotechnical Journal* , 39, pp. 1168-1180.
- Zhang, Z., & Tumay, M. (1999). Statistical to Fuzzy Approach toward CPT Soil Classification. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 125, No. 3, pp. 179-186.
- Zuquette, L. V. (1981). Mapeamento geotécnico preliminar na região de São Carlos. *Dissertação de Mestrado* , 86. EESC/USP. São Carlos – SP.







Relatórios geológicos e geotécnicos consultados

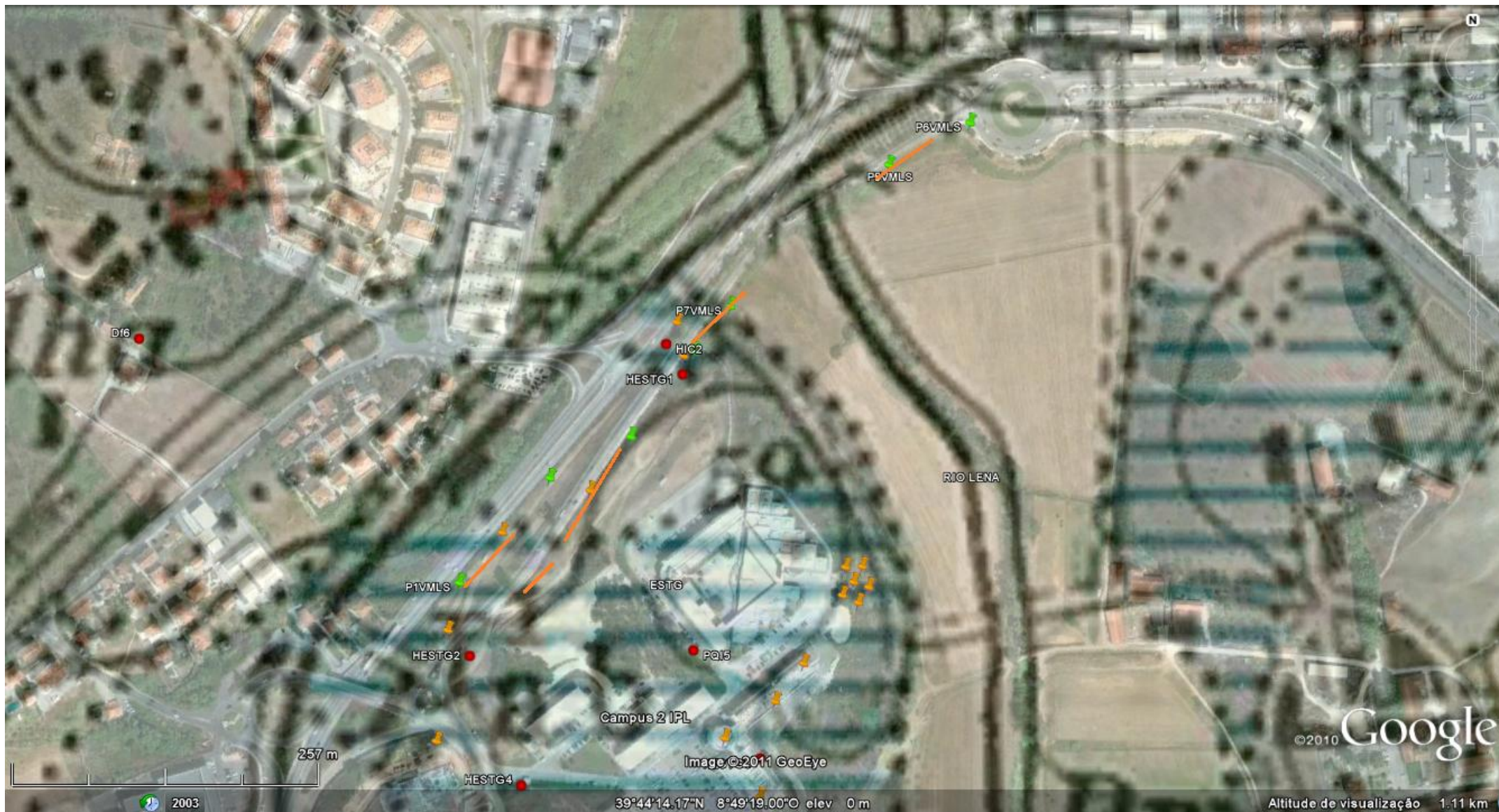
- Belbetões (1997). Mercado de Santana, Leiria. Reconhecimento geotécnico, relatório.
- Cêgê (1987). Prospecção edifícios Leiria. Relatório. Agosto 1987.
- Construções Técnicas, S.A. (1993). Reconhecimento geotécnico do terreno destinado a residência de estudantes, em Leiria. Relatório. A Encosta, Sociedade de Construções, LDA. Setembro 1993.
- Engil (2001) – Novas instalações comerciais e serviços em Barruivo – Leiria. Reconhecimento geotécnico do terreno, relatório.
- Fundações Frankl, LDA. (1971). Prospecção Caixa de Previdência Leiria.
- Geocontrolo (2000). Edifício Sede e Serviço de Acção Social. Estudo geotécnico. Instituto Politécnico de Leiria. Setembro 2000.
- Geocontrolo (2001a). Edifício 1 – nas instalações do I.P.L. Morro do Lena – Alto Vieiro – Leiria. Estudo geotécnico. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria. Janeiro 2001.
- Geocontrolo (2001b). Edifício 2 – Morro do Lena – Alto Vieiro – Leiria. Estudo geotécnico. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria. Janeiro 2001.
- Geocontrolo (2002a). Edifício cantina na ESTG, estudo geotécnico. Instituto Politécnico de Leiria. Abril 2002.
- Geocontrolo (2002b). Edifício 2, reconhecimento geotécnico complementar. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria. Maio 2002.
- Geocontrolo (2003). Edifício da associação de estudantes, estudo geotécnico. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria. Fevereiro 2003.

- Geotest (2003). Parque de estacionamento subterrâneo em Leiria. Escavação e contenção periférica. Projecto de execução. Junho de 2003
- Geotest (2008a). Ampliação do centro comercial de Leiria. Estudo geológico e geotécnico, relatório. Sonae Sierra, S.A. Março 2008.
- Geotest (2008b). Ampliação do centro comercial de Leiria. Estudo geológico e geotécnico complementar, relatório. Sonae Sierra, S.A. Agosto 2008.
- Geotest (2009a). Centro comercial de Leiria – 1ª fase, zona da contenção periférica. Estudo geológico e geotécnico complementar, relatório. Projecto Sierra Portugal VI – Centro comercial, S. A.. Junho 2009.
- Geotest (2009b). Centro comercial de Leiria – 2ª fase, zona da contenção periférica. Estudo geológico e geotécnico complementar, relatório. Projecto Sierra Portugal VI – Centro comercial, S. A.. Junho 2009.
- IPNLabgeo (2010). “Variante de Capuchos e Via Distribuidora Local” Câmara Municipal de Leiria. Estudo geológico – geotécnico. Leiria, Julho de 2010.
- Perspectiva (1997a). Variante sul de Leiria (1º e 2º troços). Estudos geológicos e geotécnicos. Câmara Municipal de Leiria.
- Perspectiva (1997b). Variante sul de Leiria (3º troço). Câmara Municipal de Leiria.
- Rodio (2000). Urbanização Nova Leiria, lote 23. Estacas de fundação. Projecto de execução. David & Oliveira, LDA. Maio 2000.
- Rodio (2002). ESTG – Leiria, edifício cantina e edifício D, reconhecimento geológico e geotécnico, relatório. Instituto Politécnico de Leiria. Setembro 2002.
- Sopecate (2002). Escola Superior de Educação, Leiria. Relatório geotécnico. Tecnozem. Abril 2002.
- Sopecate (2005). Edifício pedagógico da Escola de Saúde – Leiria. Relatório geotécnico. Junho 2005.
- Tecnasol FGE (2001a). Estádio Dr. Magalhães Pessoa. Relatório prospecção geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Abril 2001.
- Tecnasol FGE (2001b). Estádio Dr. Magalhães Pessoa. Projecto de execução. Relatório geológico-geotécnico do maciço de fundação. Câmara Municipal de Leiria. Setembro 2001.
- Tecnasol FGE (2001c). Envolvente ao estádio Dr. Magalhães Pessoa. Relatório prospecção geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Maio 2001.
- Tecnasol FGE (2001d). Parque de estacionamento subterrâneo da Fonte Quente, Leiria. Relatório prospecção geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Setembro 2001.
- Tecnasol FGE (2001e) - Muros de contenção dos parques e acessos ao estádio Dr. Magalhães Pessoa, Leiria. Relatório geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Outubro 2001.
- Tecnasol FGE (2001f). Parque de estacionamento subterrâneo Dr. Serafim Lopes Pereira, Leiria. Relatório prospecção geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Outubro 2001.
- Tecnasol FGE (2001g). Parque de estacionamento subterrâneo no Largo Infantaria nº 7, Leiria. Relatório prospecção geológico-geotécnico. Câmara Municipal de Leiria. Outubro 2001.
- Tecnasol FGE (2002a). Campanha de prospecção geotécnica da zona de intervenção do programa Polis em Leiria – 2ª fase. Parque de estacionamento subterrâneo na praça Paulo VI, relatório. LeiriaPolis, Sociedade para o desenvolvimento do programa Polis em Leiria, S.A..
- Tecnasol FGE (2002b). Campanha de prospecção geotécnica da zona de intervenção do programa Polis em Leiria – 2ª fase, relatório. LeiriaPolis, Sociedade para o desenvolvimento do programa Polis em Leiria, S.A.
- Teixeira Duarte (1999). Remodelação e restauração do edifício dos paços do Concelho, Leiria, reconhecimento geotécnico, relatório. Câmara municipal de Leiria.
- Teixeira Duarte, Engenharia e construções, S.A. (2006). Edifício garagem, Leiria. Projecto de estabilização de fachada, escavação e contenção periférica.

ANEXO I – Localização dos trabalhos de campo

Legenda do mapa do Anexo I

- Sondagens Hetangiano 
- Sondagens aluviões 
- Amostras 
- Ensaio CPTU 
- Ensaio DPSH 
- Poços 



— Perfis de refração sísmica

ANEXO II – Dados e resultados de ensaios laboratoriais

Amostra	Unidade	w (%)	Distribuição granulométrica					Limites			G	VBS (g/100g)	c _u (kPa)	Ø (°)	γ _{dmax} (kN/m ³)	w _{opt} (%)	CBR	Exp. (%)	Classificação		
			% <#4	% <#10	% <#40	% <#200	% <2μm	w _L	w _p	I _p									ASTM	AASHTO	
AT1	Aterro	18,3	96,2		87,5	57,1		26	14	12			42	21					CL***	A-6(4)	(1)
AT2	Aterro	13,9	71,3		44,8	21,9		21	15	6	2,4			20,7	7,8	10	1	SC-SM**	A-1-b(0)	(1)	
AT3	Aterro	24,4	91,5		64,5	53,3		39	24	15								CL*	A-6(5)	(2)	
AT4	Aterro	14,3	100		96,8	85		29	17	12								CL*	A-6(8)	(2)	
AT5	Aterro	18,4	99,4	98,2	93,7	76,4		33	19	14								CL*	A-6(9)	(2)	
AT6	Aterro	15,9				70,9		31	12	19								CL	A-6(7)	(2)	
DV1	DV					8		49	14	35		3,27		18,9	13,5			SW-SC**	A-2-7(0)	(3)	
DV2	DV					14		43	22	21		2,31		19	13			SC-CL**	A-2-7(0)	(3)	
DV3	DV					15		44	21	23		3,32		18,5	14			SW-SC**	A-2-7(0)	(3)	
A-C1	DA-C	26	99,5		86,7	80		41	20	21								CL*	A-7-6(16)	(1)	
A-C2	DA-C	17	95,2		81,1	56		32	15	17								CL*	A-6(6)	(1)	
A-C3	DA-C	19	96,3		86,7	70		29	15	14				19,9	11,2	6	0	CL*	A-6(7)	(1)	
A-C4	DA-C	26	99,8		95,8	87		50	31	19				19,502				MH	A-7-5(19)	(1)	
ALe1	ALe	25,4	98,7		90,5	80,4		43	21	22								CL*	A-7-6(17)	(1)	
ALe2	ALe	26,2	100		99,8	73,7		27	18	9			4	37				CL*	A-4(5)	(1)	
ALe3	ALe	16,4	81,3		45,7	5,2				NP								SP-SM	A-1-b(0)	(1)	
ALe4	ALe	22,3	100		99	51,7				NP								ML***	A-4(0)	(1)	
ALe5	ALe		98,99	96,97	78,79	33,33				NP		1,47						SM	A-2-4	(3)	
ALe6	ALe		98	95	71	23				NP		2,67						SW-SM*	A-1-b	(3)	
ALe7	ALe		99,5	97	77	18				NP		2,24		21,06	10,26			SM	A-2	(3)	
ALe8	ALe		89	75	43	13		28,4	17,2	11		2,37						SC-CL	A-2-6	(3)	
ALe9	ALe		98	96	80	34		59	34	25				17,19	20,3			SM	A-2-7(3)	(4)	

Amostra	Unidade	w (%)	Distribuição granulométrica					Limites			G	VBS (g/100g)	c _u (kPa)	φ (°)	γ _{dmax} (kN/m ³)	w _{opt} (%)	CBR	Exp. (%)	Classificação		
			% <#4	% <#10	% <#40	% <#200	% <2μm	w _L	w _P	I _P									ASTM	AASHTO	
ALe10	ALe		99	96	83	33		21	6	15									CL	A-2-6(1)	(4)
PQI1	PQI	10,14	99,81	99,02	80,62	11,77				NP	2,53	0,7							SP-SM	A-1-a	
PQI2	PQI	1,7	69,55	52,04	28,65	11,67				NP	2,72	0,7	42	24,34	8,95				SP-SM	A-1-a	
PQI3	PQI	3,43	99,34	97,5	67,05	22,54		19	16	3	2,5	2,05	37	19,9	10				SM	A-2-4	
PQI4	PQI	0,52	100	99,8	62,73	0,04				NP		0,35	37						SP	A-3	
PQI5	PQI	6,98	100	100	98,4	7,74				NP	2,52	0,89	37						SP	A-3	
PQI6	PQI		100	99,99	92,05	5,65				NP									SP		
PQI7	PQI		100	100	75,27	0,85				NP	2,55	0,35	39						SP	A-3	
PQI8	PQI		100	99	97	19		23		NP				18,9	11,5	13-17	0		SM	A-2-4	(4)
PQI9	PQI		93,5	91	65	14		21		NP									SM	A-2-4	(4)
PQI10	PQI		100	99	97	26		25		NP				19	13,8	24-30	0,4-0,8		SM	A-2-4	(4)
PQI11	PQI		47,12	30,77	17,31	7		15		NP									GW-GM	A-3	(4)
PQI12	PQI	5,94	100	99,71	95,88	78,28		65	23	42	2,62	3,6							CH(I)	A-7-6(20)	
PQI13	PQI		100	100	87	9,9				NP		1,36			-	-			SP	A3	(3)
PQI14	PQI		100	99	85	11				NP		0,47		20,1	11				SP	A-3	(3)
PQI15	PQI		97	93	49,5	5				NP		0,64		19,95	10,4				SP	A-3	(3)
PQI16	PQI		100	100	63	0,2				NP		0,47							SP	A-3	(3)
PQI17	PQI		100	100	38	5				NP		0,65		20,62	11,2				SP	A-3	
PQI18	PQI							29	19	10		2,62		37	18	13	22	0	SC	A-2-6	
PQI19	PQI	13,6	96,1		90,1	27,4				NP									SM	A-2-4(0)	(1)
HPM1	FmD	7,23	100	96,88	95,72	94,33	53,78	49		22	2,6	4,4	34						CL	A-7-6	
HPM2	FmD	3,03		100	97,78	92,92	19,66	37,4	25,6	12	2,65	2,5	34						CL	A-6	
HC	FmD	7,77		100	99,95	99,76	48,59	46,4	25,5	21	2,6	2	15						CL	A-7-6	

Amostra	Unidade	w (%)	Distribuição granulométrica					Limites			G	VBS (g/100g)	c _u (kPa)	Ø (°)	γ _{dmax} (kN/m ³)	W _{opt} (%)	CBR	Exp. (%)	Classificação		
			% <#4	% <#10	% <#40	% <#200	% <2μm	w _L	w _p	I _p									ASTM	AASHTO	
HR1	FmD	5,46	100	81,97	71,03	56,04	22,73	34	24,2	9,8	2,6	2							CL c cascalho	A-4	
HR2	FmD	3,91		100	91,43	62,73	18,15	37,5	23,5	14	2,55	3,8		34					CL arenoso	A-6	
HR3	FmD	10,72		100	97,25	88,27	36,07	36,9	29,1	7,8	2,67	3,59		29					CL	A-7-6	
HPM3	FmD	9,58		100	99,7	97,11	44,91	41,4	25,1	16	2,85	3		36					CL	A-6	
HPM4	FmD	11,06	100	98,03	97,21	93,77		32	27,6	4,4	2,63	3,733333		31					ML	A-4	
HL	FmD	14,5	100	87,6	83,65	73,46		28,6	20,4	8,2	2,63	1,4		21					CL c areia	A-4	
HESTG1	FmD	21,34		100	96,91	83,91	32,68	38,3	25,4	13	2,52	5,6			21,9	15,7	6	3,009	CL c areia	A-6	
HESTG2	FmD	13,1		100	99,98	97,43	18,73	21,2	16,9	4,3	2,46	0,96		29					CL-ML	A-4	
HESTG3	FmD			100	97,74	93,99	52,73	46,7	25,9	21	2,63	3,15		32					CL	A-7-6	
HSC1	FmD	3,12		98,18	96,66	89,03	24,47	42	23,4	11	2,6	3,25		13					CL	A-7-5	
HSC2	FmD	8,43		100	99,73	97,09	38,98	41	24	17	2,83	3,05			21,4	18	1	3,99	CL	A-7-6	
HIPL	FmD	30,7		100	99,84	99,45	45,82	40	24,9	14	2,52	3		11					CL	A-6	
HESTG4	FmD	4,18		100	98,99	93,13	30,86	31		15	2,85	1,7							CL	A-6	
HSC3	FmD		100	98	73	8		33	23	10		1,63			20,2	12,2			CL	A-4	
HSC5	FmD		100	100	73	32		48	24	24	2,85	2,85			18,15	19,3					
HEMP1	FmD		100	95,11	90,93	84,23	37,51	33	18	15	2,76	2,4							CL c areia	A-6	(5)
HEMP2	FmD		99,74	77,03	60,45	48,7	25,16	30	21	9	2,79	2,1							SC	A-4	(5)
HEMP3	FmD		100	79,48	65,59	46,05	27,85	35	19	16	2,73	2,8							SC	A-6	(5)
HEMP4	FmD		99,82	80,31	65,61	45,02	24,32	32	16	16	2,72	2,9							SC	A-6	(5)
HEMP5	FmD		99,68	83,54	67,3	37,61	19,31	27	16	11	2,73	2,8							SC	A-6	(5)
HEMP6	FmD		99,15	81,67	60,45	36,35	11,49	29	19	10	2,83	1,5							SC	A-4	(5)
HEMP7	FmD		98,78	80,92	62,57	43,72	26,44	36	20	16	2,78	2,6							SC	A-6	(5)
HEMP8	FmD		100	89,96	74,53	45,41	19,02	33	19	14	2,85	2,8							SC	A-6	(5)

Amostra	Unidade	w (%)	Distribuição granulométrica					Limites			G	VBS (g/100g)	c _u (kPa)	∅ (°)	γ _{dmax} (kN/m ³)	w _{opt} (%)	CBR	Exp. (%)	Classificação		
			% <#4	% <#10	% <#40	% <#200	% <2μm	w _L	w _P	I _P									ASTM	AASHTO	
HEMP9	FmD		78,61	68,27	58,55	31,51	9,38	28			2,95	2,6							SC c cascalho	A-2-4	(5)
HEMP10	FmD		83,39	67,91	57,53	37,53	10,03	25	17	8	2,65	1,3							SC c cascalho	A-4	(5)
HEMP11	FmD							45	24	21		2,4								A-7-6	(5)
HSC9	FmD							43,6	24,5	19		2,97									
HSC11	FmD							27	20,2	6,8		1,7									
HRA	FmD			100	99,74	99,06					2,6			23							
HIC2	FmD	13,4		100	95,43	23,99		25	7	18	2,66								CL	A-6	
HC1	FmD			100	67,1	85,79	42,96												CL	A-7-6	
HSV1	FmD				100	51		38	20	18									CL c areia	A-6	(4)
HSV2	FmD		95	93	83	71		33	19	14									CL c areia	A-6	(4)
HSV3	FmD		94	92	75	44		32	20	12									SC	A-6	(4)
HSCC1	FmD	17,7	98,5	96,9	90,8	81,4		27	17	10									CL*	A-4(6)	(2)
HSCC2	FmD	12,5	100	99,9	95,7	81,4		26	17	9									CL*	A-4(5)	(2)
HSCC3	FmD	14,5	100	97,3	93,7	85,3		30	17	13									CL*	A-6(10)	(2)
HSCC4	FmD	8,3	98,2	92	78,4	57,7		24	17	7									CL-ML	A-4(1)	(2)
HSCC5	FmD	18,5	92		80,8	71,5		30	17	13				63	28				CL*	A-6(7)	(1)
HSCC6	FmD	3,2	56,8		20,5	4,2		np											SP**	A-1-a(0)	(1)
HSCC7	FmD	15,7	98,7		85,1	55,2		35	19	16				18,1	14,2	3	4		CL	A-6(6)	(1)
DPM1	SRRM	3,8		100	81,9	18,44	6,32			np	2,7	-		47					SM	A-2-4	
DPM2	SRRM	3,9		100	55,66	1,03						1							SW	A-3	
DC5	SRRM	12,82	100	99,29	98,29	94,79	1,1			NP	2,71	2,9		44					ML		
DC2	SRRM	8,16	100	98,44	96,53	88,12		51	24	27	2,62	3,5		53					CH	A-7-6(16)	
DC3	SRRM	17,46	94,77	90,05	65,49	17,32				NP	-	2,16		38					SW-SM	A-1-b	

Amostra	Unidade	w (%)	Distribuição granulométrica					Limites			G	VBS (g/100g)	c _u (kPa)	Ø (°)	γ _{dmax} (kN/m ³)	w _{opt} (%)	CBR	Exp. (%)	Classificação	
			% <#4	% <#10	% <#40	% <#200	% <2μm	w _L	w _p	w _p									ASTM	AASHTO
DC4	SRRM	7,63	100	89,93	89,93	89,93	27,06	30		NP	2,62	2,7		46					ML	A-4(8)
DR1	SRRM	7,56	100	99,36	78,11	20,53		37	29	8	2,65	2,2		43	20,85	18,7			SC	A-2-4
DSC1	SRRM	1,87		100	32,26	0,84				NP	2,63	0,5		49					SP	A-1-b
DBH4	SRRM	-	93	77	48,5	12				NP	-	5,58							SC-CH	A-2-7
D4	SRRM							54,2	23,2	31		5,583			19	15			SC-CH**	A-2-7

(3)

%<#4 – percentagem de solos que passa no peneiro 4; %<#10 – percentagem de solos que passa no peneiro 10; %<#40 – percentagem de solos que passa no peneiro 40; %<#200 – percentagem de solos que passa no peneiro 200; %<2μm – percentagem de solos de granulometria inferior a 2μm; DV – depósito de vertente; DA-C – depósito coluvio-aluvionar; Ale – aluviões do rio Lena; PQI – Pliocénico e Quaternário Indiferenciado; FmD – Formação de Dagorda; SRRM – solo residual de rochas magmáticas; Exp. – expansibilidade; *com areia; **com seixo; ***arenoso;(1) Geotest, 2008a; (2) Geotest, 2009b; (3) Amado, 2004; (4) Perspectiva, 1997a; (5) Tecnasol, 2001.

Ensaio edométricos

Amostra	Preparação da amostra	e _o	S (%)	γ _d (kN/m ³)	γ _s (kN/m ³)	a _v (kPa ⁻¹)	m _v (kPa ⁻¹)	M (MPa)	σ' _p (kPa)	C _c	c _v (cm ² /min)
HPM1	moldada	0,6841	85,74	15,1	25,5						
HPM2	moldada	2,1812	80,42	8,3	26,5	0,00029	0,00019	5,26	38	0,0828	0,01212
HC1	intacta	0,9943	46,96	12,6	25,2	0,000132	9,16E-05	10,91		0,1143	0,0197
HC1	moldada	0,3546	99,65	18,6	26	0,000222	0,000141	7,1	250	0,102286	0,0197
HPM3	moldada	1,1563	81,73	13,2	28,5	0,00047	0,00027	3,7	40	0,1855	0,0197
HPM4	moldada	0,7282	88,15	15,2	26,3	0,00016					
HPM4						0,000215	0,000114	8,77	67	0,191658	0,013825
HESTG3	intacta	0,76	90,69	14,6	25,8						
HESTG3	moldada	1,252	53,71	11,5	25,8	0,00042	0,00023	4,35	46	0,1653	0,01126
HSC2	moldada	1,391	86,27	11,8	28,3	0,000822	0,000466	2,14	50	0,2781	0,021297
HIPL	moldada	0,3913				0,000239	0,00017	5,88	59	0,1189	0,013586
HESTG2	moldada	0,1441	59,91	19,8	24,6						
HSC1	moldada	1,048	91,01	12,7	26	0,00049	0,00028	3,57			
HESTG1	moldada	0,8594	46,92	13,6	25,2	0,00063	0,00037	2,7			
HRA	intacta	0,7371				0,000131	7,51338E-05	1,33	200	0,173792	0,010944

ANEXO III - Procedimento para avaliação de CRR para todo o tipo de solos (Robertson & Cabal, 2010)

