



**Universidade de  
Aveiro 2008**

Departamento de Geociências

**David Alexandre da  
Silva Felizardo**

**Manual interactivo de ensaios *In Situ*  
para caracterização de maciços.**



**Universidade de  
Aveiro 2008**

Departamento de Geociências

**David Alexandre da  
Silva Felizardo**

**Manual interactivo de ensaios *In Situ*  
para caracterização de maciços.**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Professor Nuno Bravo de Faria Cruz, Auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

*Alguns homens vêem as coisas como são, e dizem: Porquê? Eu sonho com as coisas que nunca foram e digo: Porque não?*

*(George Bernard Shaw)*

*Dedico este trabalho a todos os amigos que não  
me deixaram desistir.*

## **O júri**

Presidente

**Doutor Eduardo Anselmo Ferreira da Silva**

Professor catedrático no Departamento de Geociências da  
Universidade de Aveiro

Orientador

**Mestre Nuno Bravo de Faria Cruz**

Engenheiro na Mota-Engil e Professor auxiliar convidado da  
Universidade de Aveiro

Vogal

**Doutora Cristina Maria de Almeida Bernardes**

Professora associada no Departamento de Geociências da  
Universidade de Aveiro

Vogal

**Agostinho António Rocha Correia e Almeida da  
Benta**

Professor Auxiliar no Departamento de Engenharia Civil da  
Universidade de Aveiro

## **Agradecimentos**

Através deste último documento, da minha vida académica, gostaria de agradecer a todos os que me criaram, educaram, acompanharam, rasteiraram, levantaram, amaram, e apoiaram pois sou a soma de todos, dando...

...uma palavra de saudade a todos os meus companheiros de jornada, esperando que não fiquem para trás – Gabriel, João, Manel, Esmeralda, afillhado, etc.

...uma palavra de conforto para todos aqueles que em mim viram uma diferença e me englobaram nas suas vidas – gémeo Neu, Lia, Marcito, Leo, Dri, Preta, Ana, Peralta e Puff

...uma promessa de caminhada ao meu (para sempre) professor, querendo não seguir as suas pegadas, mas vir a marcar as minhas ao seu lado – Nuno Cruz

...uma palavra de gratidão para quem, sem pensar duas vezes, se aprontou a fazer sacrifícios para que o seu filho prosseguisse os estudos até aqui – Felizardos

...uma palavra de amizade ao meu companheiro de vida - André

...uma palavra de amor, à estrela mais brilhante que me ilumina todos os dias e que será a última a ver apagar – Ana

...um silêncio sorridente, visto não ter palavras, para as minhas duas “muletas”, em todos os sentidos – Mike e Catarina

**Palavras-chave**

Ensaio *in situ*, CPT, DMT, PMT, Multimédia

**Resumo**

O presente trabalho propõe-se divulgar alguns ensaios *in situ* na área da Geotecnia de um modo alternativo, mais apelativo, e com a finalidade de ser um recurso didáctico na construção do conhecimento, quer por operários de empresas da área, quer por alunos que tenham seguido a área de Geotecnia no ensino superior.

Este trabalho é composto por uma ligeira abordagem os métodos de ensino e a sua evolução, explicando de seguida as mais-valias deste projecto e as suas finalidades, e por um manual de carácter geral, listando os equipamentos, preparação, execução, tratamento de resultados, e vantagens de alguns ensaios. Os ensaios apresentados são três: Pressiómetro de Menard, Dilatómetro de Marchetti e Ensaio de Penetração Estática.

**keywords**

*In situ* test, CPT, DMT, PMT, Multimedia

**Abstract**

The present work is about some “in situ” experiences in geotechnical area trying to be, in an alternative and enjoyable way, useful as a didactic resource to laborers and students of the area.

This work is composed by a fast explanation of education methods and its evolution showing the utility of this project, and by a manual listing equipments, preparation, execution, results treatment and advantages of the Pressimeter of Menard Test, Dilatometer Marchetti's Test and the Cone Penetration Test.

## Índice

<b>CAPÍTULO I – ENQUADRAMENTO GERAL</b>	<b>1</b>
1.1. Introdução	1
1.2. Exposição do problema	3
1.3. Finalidades e objectivos	3
1.4. Enquadramento do projecto	4
<b>CAPÍTULO II - ENSAIO COM DILATÓMETRO DE MARCHETTI, DMT</b>	<b>6</b>
2.1. Ensaio com dilatómetro de Marchetti, DMT	6
2.2. Equipamento de Ensaio	6
2.2.1. Ponteira	7
2.2.2. Unidade de controlo	7
2.2.3. Circuitos	8
2.2.4. Fonte de pressão	9
2.2.5. Varas de cravação	10
2.2.6. Equipamento de cravação	11
2.2.7. Piezómetro	11
2.3. Preparação do ensaio	11
2.3.1. Calibração	14
2.4. Realização do ensaio	15
2.4.1. Pressões de expansão	17
2.4.2. Índices dilatométricos	18
2.4.3. Parâmetros obtidos	18
2.5. Interpretação de resultados	19
2.5.1. Identificação e parâmetros físicos	20
2.5.1.1. Tipos de solo	20
2.5.1.2. Baridade total do solo	21
2.5.2. História e estado de tensões	22
2.5.2.1. Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$	22
2.5.2.2. Grau de sobreconsolidação, OCR	26
2.5.3. Parâmetros de resistência	29
2.5.3.1. Coesão não drenada, $C_u$	29
2.5.3.2. Ângulo de atrito efectivo, $\phi'$	34
2.5.3.3. Resistências em solos residuais	35
2.5.4. Parâmetros de deformabilidade	39
2.5.4.1. Módulo de deformabilidade confinado, $M$	40
2.5.4.2. Módulo distorsional, $G_0$	42
2.6. Vantagens e limitações	43
2.6.1. Vantagens	43
2.6.2. Desvantagens	45
<b>CAPÍTULO III - ENSAIO COM PENETRAÇÃO DE CONE, CPT/CPTU/SCPTU</b>	<b>46</b>

---

<b>3.1.</b>	<b>Ensaio de penetração estática, CPT/ CPTU/ SCPTU</b>	<b>46</b>
<b>3.2.</b>	<b>Equipamento de ensaio</b>	<b>47</b>
3.2.1.	Tipo de ponteira	47
3.2.1.1.	<b>CPT</b>	47
3.2.1.2.	<b>CPTU</b>	49
3.2.1.3.	<b>SCPTU</b>	51
3.2.1.4.	<b>Outras ponteiras</b>	52
3.2.2.	Equipamento geral	52
3.2.2.1.	<b>Ligações e varas</b>	52
3.2.2.2.	<b>Equipamento de cravação</b>	55
3.2.2.3.	<b>Material suplente e de execução</b>	56
3.2.3.	Equipamento de CPTU	57
3.2.4.	Equipamento de SCPTU	59
<b>3.3.</b>	<b>Preparação e execução do ensaio</b>	<b>62</b>
3.3.1.	Procedimentos executivos do ensaio	62
3.3.2.	Equipa técnica do ensaio	62
<b>3.4.</b>	<b>Execução do ensaio</b>	<b>63</b>
3.4.1.	Procedimentos e noções iniciais	63
3.4.2.	Montagem do equipamento	64
3.4.2.1.	<b>CPTU</b>	64
3.4.2.2.	<b>SCPTU</b>	69
3.4.3.	Preparação do software	74
3.4.3.1.	<b>CPTU</b>	74
3.4.3.2.	<b>SCPTU</b>	79
3.4.4.	Execução do ensaio	82
3.4.4.1.	<b>CPTU</b>	82
3.4.4.1.1.	<b>Ensaio de dissipação</b>	84
3.4.4.2.	<b>Módulo sísmico</b>	85
3.4.5.	Tratamento e Apresentação de Resultados	88
<b>3.5.</b>	<b>Registo e interpretação</b>	<b>89</b>
3.5.1.	Manutenção preventiva	91
3.5.2.	Parâmetros do ensaio	91
3.5.3.	Expressões de cálculo	92
3.5.4.	Representação gráfica e tabelas	94
<b>3.6.</b>	<b>Dedução de Parâmetros Geotécnicos</b>	<b>96</b>
3.6.1.	Identificação de solos	96
3.6.2.	Resistência	98
3.6.2.1.	<b>Solos Arenosos</b>	98
3.6.2.2.	<b>Solos Argilosos</b>	99
3.6.3.	Deformabilidade	101
<b>3.7.</b>	<b>Calibração</b>	<b>102</b>
<b>3.8.</b>	<b>Vantagens e desvantagens</b>	<b>103</b>
<b>CAPÍTULO IV - ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS</b>		<b>106</b>
<b>4.1.</b>	<b>Introdução</b>	<b>106</b>
<b>4.2.</b>	<b>Equipamento</b>	<b>107</b>

---

4.2.1. Sonda pressiométrica	107
<b>4.2.1.1. Tipos de pressiómetros e de penetração</b>	108
4.2.2. Unidade de controlo	111
4.2.3. Fonte de pressão	112
4.2.4. Circuitos	113
4.2.5. Varas de posicionamento e varas de perfuração	113
4.2.6. Tubo indeformável	114
4.2.7. Cronómetro	114
<b>4.3. Procedimento de Ensaio</b>	<b>115</b>
4.3.1. Parâmetros de ensaio	115
<b>4.3.1.1. Pressão Inicial, <math>P_0</math></b>	116
<b>4.3.1.2. Pressão de Fluência, <math>P_f</math></b>	116
<b>4.3.1.3. Módulo Pressiométrico, <math>E_M</math></b>	116
<b>4.3.1.4. Pressão Limite, <math>P_L</math></b>	117
<b>4.4. Preparação e procedimentos a ter em conta</b>	<b>117</b>
4.4.1. Encher e saturar os circuitos	117
4.4.2. Realização de furo	117
4.4.3. Calibração da sonda	118
4.4.4. Correções por perdas de pressão	120
4.4.5. Colocar a sonda no furo	121
<b>4.5. Realização do ensaio</b>	<b>122</b>
4.5.1. Início do ensaio	122
4.5.2. Esvaziar e mover a sonda	123
4.5.3. Ensaio cíclicos	123
4.5.4. Fim do ensaio	123
<b>4.6. Interpretação dos dados</b>	<b>124</b>
4.6.1. Tensão horizontal	124
<b>4.6.2. Parâmetros Geotécnicos</b>	<b>124</b>
<b>4.6.2.1. Módulo distorsional</b>	124
<b>4.6.2.2. Ângulo de atrito, Ângulo de dilatação</b>	125
<b>4.6.2.3. Coesão não drenada</b>	125
<b>4.7. Vantagens e desvantagens</b>	<b>126</b>
4.7.1. Vantagens	126
4.7.2. Desvantagens	126
<b>CAPÍTULO V – MANUAL INTERACTIVO</b>	<b>128</b>
5.1. Conteúdo do DVD	128
<b>CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES</b>	<b>132</b>
<b>CAPÍTULO VII – BIBLIOGRAFIA</b>	<b>135</b>

---

## Índice de figuras

FIGURA 1 - EQUIPAMENTO GERAL	6
FIGURA 2 – LÂMINA DO DILATÓMETRO	7
FIGURA 3 – MEMBRANA DO DILATÓMETRO	7
FIGURA 4 - UNIDADE DE CONTROLO	8
FIGURA 5 - CABO P-E	8
FIGURA 6 – CABO - TERRA	9
FIGURA 7 - DEPÓSITO DE GÁS PRESSURIZADO	9
FIGURA 8 - VARAS DE CRAVAÇÃO	10
FIGURA 9 - ADAPTADOR	10
FIGURA 10 - EQUIPAMENTO DE CRAVAÇÃO	11
FIGURA 11 – PASSAGEM DO CABO P-E PELO INTERIOR DAS VARAS	12
FIGURA 12 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO EQUIPAMENTO	12
FIGURA 13 - BOTÃO DE TESTE DO CIRCUITO	13
FIGURA 14 – ESQUEMA DE VÁLVULAS	13
FIGURA 15 - ESQUEMA DE CALIBRAÇÃO (MARCHETTI P. S., 2001)	14
FIGURA 16 - CRAVAÇÃO DA LÂMINA	15
FIGURA 17 - VÁLVULAS DE FLUXO E DESCARGA	16
FIGURA 18 - ESQUEMA REPRESENTATIVO	17
FIGURA 19 - DIAGRAMA PARA OBTENÇÃO DA BARIDADE (MARCHETTI & CRAPPS, 1981)	21
FIGURA 20 - AVALIAÇÃO DE $K_D$ (POWELL E UGLOW, 1988)	23
FIGURA 21 - AVALIAÇÃO DE $K_D$ (LACASSE E LUNNE, 1988)	24
FIGURA 22 - DIAGRAMA PARA DETERMINAÇÃO DE $\Phi'$ COM BASE NAS TEORIAS DE DURGONUĞLU E MITCHELL (1975)	25
FIGURA 23 - $K_D$ TÍPICO EM ARGILAS (MARCHETTI, 1980)	27
FIGURA 24 - CORRELAÇÃO ENTRE $CU / \sigma'V$ E $K_D$ (MARCHETTI, 1980)	30
FIGURA 25 - CORRELAÇÃO ENTRE $CU / \sigma_v$ E $K_D$ (POWELL E UGLOW, 1988)	31
FIGURA 26 - CORRELAÇÕES ENTRE $CU / \sigma'V$ E $K_D$ : A) MOLINETE B) COMP. TRIAXIAL C) CORTE SIMPLES (LACASSE E LUNNE, 1988)	32
FIGURA 27 - PRECISÃO NA DETERMINAÇÃO DE $CU$ (LUTENEGGER, 1988)	33
FIGURA 28 - CORRELAÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DE $\Phi'$ COM BASE EM $K_D$ (CAMPANELLA E ROBERTSON, 1991)	34
FIGURA 29: PERFIS $K_D$ , $VOCR$ E $M/Q_C$ . (CRUZ, N. ET AL. 2008)	37
FIGURA 30 - CORRELAÇÕES $C'$ E $C'/\sigma'V_0(X100)$ – $K_D$ . (CRUZ, N. ET AL. 2008)	37
FIGURA 31 - CORRELAÇÕES $C'$ E $C'/\sigma'V_0(X100)$ – $VOCR$ . (CRUZ, N. ET AL. 2008)	38
FIGURA 32 - CORRELAÇÕES $C'$ E $C'/\sigma'V_0(X100)$ – $M/QT$ . (CRUZ, N. ET AL. 2008)	38
FIGURA 33 - CORRELAÇÕES $(\Phi'_{DMT} - \Phi'_{TRIAX}) - C'$ E $C'/\sigma'V_0(X100)$ . (CRUZ, N. ET AL. 2008)	39
FIGURA 34 - ESTUDO COMPARATIVO BASEADO NOS ENSAIOS DMT E EDOMÉTRICO (CRUZ ET AL., 2006)	42
FIGURA 35 - PERTURBAÇÃO NO SOLO CAUSADA POR UM CPT E DMT (MARCHETTI P. S., 2001)	45
FIGURA 36 - PONTEIRA MECÂNICA	47
FIGURA 37 - CÉLULA DE CARGA	48
FIGURA 38 – ESQUEMA DE PONTEIRA ELÉCTRICA	48
FIGURA 39 - ESQUEMA DO PIEZOCONE	49
FIGURA 40 - CONES COM PEDRAS POROSAS	49
FIGURA 41 – EXEMPLO DE PONTEIRA CPTU	50
FIGURA 42 - ESQUEMA DE ALGUMAS CONFIGURAÇÕES POSSÍVEIS DE CPTU (ROCHA, R., 2005)	50
FIGURA 43 - FOTOGRAFIA DE ALGUMAS CONFIGURAÇÕES POSSÍVEIS DE CPTU (ROCHA, R., 2005)	50
FIGURA 44 - ESQUEMA DE SCPT (ROCHA, R., 2005)	51
FIGURA 45 – SISTEMA DE MEDIÇÃO SÍSMICO	51

FIGURA 46 - PONTEIRA SCPT	51
FIGURA 47 - PONTEIRA COM MÓDULO DE CONDUTIVIDADE ELÉCTRICA	52
FIGURA 48 – IMAGEM DE UMA PONTEIRA COM MÓDULO DE CAPTURA DE VÍDEO	52
FIGURA 49 – ADAPTADOR DE PONTEIRA E ESQUEMA DE ENCAIXE	53
FIGURA 50 - CABO DE TRANSMISSÃO DE DADOS	53
FIGURA 51 - CABO DE LIGAÇÃO A PASSAR PELO INTERIOR DOS TUBOS	54
FIGURA 52 – PONTEIRA SEM FIOS (TRANSMISSÃO POR ONDAS RÁDIO)	54
FIGURA 53 – EQUIPAMENTOS DE LAGARTAS DE PENETRAÇÃO EM POSIÇÃO CENTRAL	55
FIGURA 54 - CAMIÃO COM EQUIPAMENTO DE PENETRAÇÃO EM POSIÇÃO CENTRAL	55
FIGURA 55 - CAMIÃO COM EQUIPAMENTO DE PENETRAÇÃO NA TRASEIRA	56
FIGURA 56 - CAIXA DE CONTROLO DE PROFUNDIDADE E CABO DE LIGAÇÃO DE PROFUNDIDADE (ROCHA, R., 2005)	57
FIGURA 57 - <i>DATA-LOGGER</i> CPTU (ROCHA, R., 2005)	57
FIGURA 58 - CABO DE TRANSMISSÃO DE DADOS (ROCHA, R., 2005)	58
FIGURA 59 - ADAPTADOR PARA <i>DATA-LOGGER</i> (ROCHA, R., 2005)	58
FIGURA 60 - CABO DE ALIMENTAÇÃO (ROCHA, R., 2005)	58
FIGURA 61 - MENU INICIAL DO PROGRAMA <i>CPT-LOG</i> (ROCHA, R., 2005)	59
FIGURA 62 - <i>DATA-LOGGER</i> SCPT (ROCHA, R., 2005)	59
FIGURA 63 - <i>PC-CARD</i> (ROCHA, R., 2005)	60
FIGURA 64 - MARTELO COM CABO DE DISPARO (ROCHA, R., 2005)	60
FIGURA 65 – PLACA DE ONDA S E P (ROCHA, R., 2005)	61
FIGURA 66 - CABO DE TRANSMISSÃO <i>DATA-LOGGER</i> SCPT-CPTU (ROCHA, R., 2005)	61
FIGURA 67 - COLOCAÇÃO DO CABO DE TRANSMISSÃO POR ENTRE OS TUBOS	64
FIGURA 68 - ESQUEMA DE DESMONTAGEM DE PONTEIRA CPTU (ROCHA, R., 2005)	64
FIGURA 69 - PEÇAS EM RECIPIENTE COM GLICERINA LÍQUIDA	65
FIGURA 70 - FUNIL COLOCADO NA PONTEIRA	65
FIGURA 71 - ESQUEMA DE MONTAGEM (ROCHA, R., 2005)	66
FIGURA 72 - INJEÇÃO DE GLICERINA	66
FIGURA 73 - MANTER A PONTEIRA EM GLICERINA ATÉ A ALTURA DE PENETRAR NO SOLO	67
FIGURA 74 - LIGAÇÕES NO <i>DATA-LOGGER</i> CPTU	67
FIGURA 75 - CAIXA DE CONTROLO DE PROFUNDIDADE (ROCHA, R., 2005)	68
FIGURA 76 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO CPTU	68
FIGURA 77 - ESQUEMA EM PERFIL DAS PLACAS DE ONDAS S (ROCHA, R., 2005)	69
FIGURA 78 - ESQUEMA EM PLANTA DAS PLACAS DE ONDAS S (ROCHA, R., 2005)	70
FIGURA 79 - PLACAS DE ONDAS S COLOCADAS NO TERRENO, EM PERFIL (ROCHA, R., 2005)	70
FIGURA 80 - ESQUEMA EM PERFIL DA PLACA DE ONDAS P (ROCHA, R., 2005)	71
FIGURA 81 - ESQUEMA EM PLANTA DA PLACA DE ONDAS P (ROCHA, R., 2005)	71
FIGURA 82 - PLACA DE ONDAS P COLOCADA NO TERRENO, EM PERFIL (ROCHA, R., 2005)	72
FIGURA 83 - MONTAGEM NO <i>DATA-LOGGER</i> SCPT (ROCHA, R., 2005)	72
FIGURA 84 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO SCPTU	73
FIGURA 85 - MONTAGEM DE EQUIPAMENTO SCPTU (ROCHA, R., 2005)	74
FIGURA 86 - MENU INICIAL DO <i>CPT-LOG</i> (ROCHA, R., 2005)	75
FIGURA 87 - CARACTERÍSTICAS DA PONTEIRA CPTU (ROCHA, R., 2005)	75
FIGURA 88 - JANELA “PENETRATION” (ROCHA, R., 2005)	76
FIGURA 89 - “INTERFACE OPTIONS” (ROCHA, R., 2005)	76
FIGURA 90 - MENU INTERFACE OPTIONS (ROCHA, R., 2005)	77
FIGURA 91 - SELECÇÃO DO CONE CPTU (ROCHA, R., 2005)	77
FIGURA 92 - OPÇÃO “VIEW OPTIONS” (ROCHA, R., 2005)	78
FIGURA 93 - “REGISTRATION OF DISSIPATION” (ROCHA, R., 2005)	78
FIGURA 94 - “TEST INFO” – INFORMAÇÃO DO ENSAIO (ROCHA, R., 2005)	79
FIGURA 95 - ESCOLHA DE <i>PC-CARD</i> (ROCHA, R., 2005)	79
FIGURA 96 - BOTÃO “OK - AD” (ROCHA, R., 2005)	80

---

FIGURA 97 - CALIBRAÇÃO TERMINADA (ROCHA, R., 2005)	80
FIGURA 98 - SAMPLE CONTROL (ROCHA, R., 2005)	81
FIGURA 99 - "PENETRATION" (ROCHA, R., 2005)	82
FIGURA 100 - MENSAGEM DE INÍCIO DO TESTE DE ZEROS (ROCHA, R., 2005)	82
FIGURA 101 - TESTE DOS ZEROS (ROCHA, R., 2005)	83
FIGURA 102 - INÍCIO DO ENSAIO (ROCHA, R., 2005)	83
FIGURA 103 - ENSAIO DE DISSIPAÇÃO (ROCHA, R., 2005)	84
FIGURA 104 - PROGRAMA SCPT-GRAPH (ROCHA, R., 2005)	85
FIGURA 105 - IMPACTO HORIZONTAL EM PLACA DE ONDAS DE S	86
FIGURA 106 - IMPACTO VERTICAL EM PLACA DE ONDAS P	87
FIGURA 107 - GRÁFICO REPRESENTANDO AS VELOCIDADES SÍSMICAS (VELOCIDADE VS PROFUNDIDADE)	88
FIGURA 108 - PENETROGRAMAS DE UM ENSAIO CPTU COM REGISTO DE $Q_C$ , $F_S$ , $U_2$ E $R_{FT}$	89
FIGURA 109 - VALOR DA PROFUNDIDADE DE ACORDO COM A INCLINAÇÃO DO PENETRÓMETRO	92
FIGURA 110 - INTERPRETAÇÃO DOS PENETROGRAMAS E ELABORAÇÃO DE UM PERFIL DO SUBSOLO	95
FIGURA 111 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS A PARTIR DO CPT COM PONTEIRA MECÂNICA (SCHMERTMANN, 1969)	96
FIGURA 112 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COM BASE NO CPTU DE ACORDO COM ROBERTSON ET AL (1986)	97
FIGURA 113 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COM BASE CPT/CPTU DE ACORDO COM ROBERTSON (1990)	97
FIGURA 114 - ÂNGULO DE ATRITO (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	98
FIGURA 115 - AVALIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO COM BASE NAS TEORIAS DE DURGONUĞLU E MITCHELL (MARCHETTI, 1988)	99
FIGURA 116 - EQUIPAMENTO DE CALIBRAÇÃO PARA PENETRÓMETRO DE CONE	102
FIGURA 117 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA LEI DA EXPANSÃO DE CAVIDADES CILÍNDRICAS (ROCHA, R., 2005)	106
FIGURA 118 - SONDA PRESSIOMÉTRICA	108
FIGURA 119 - ESQUEMA DO TIPO E	108
FIGURA 120 - ESQUEMA DO TIPO GB	109
FIGURA 121 - ESQUEMA DO TIPO GC	109
FIGURA 122 - PRESSIÓMETRO DE MENARD - MPM	110
FIGURA 123 - PRESSIÓMETRO AUTO-PERFURADOR - SBP	110
FIGURA 124 - CONE - PRESSIÓMETRO (PIP)	111
FIGURA 125 - UNIDADE DE CONTROLO	112
FIGURA 126 - FONTE DE PRESSÃO	112
FIGURA 127 - CORTE DE UM CIRCUITO. NO TUBO INTERIOR CIRCULA ÁGUA, ENQUANTO NO EXTERIOR, GÁS	113
FIGURA 128 - VARAS DE POSICIONAMENTO E DE PERFURAÇÃO	113
FIGURA 129 - TUBO INDEFORMÁVEL	114
FIGURA 130 - CRONÓMETRO	114
FIGURA 131 - CURVA PRESSIOMÉTRICA CORRIGIDA	115
FIGURA 132 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE ENSAIO A PARTIR DA CURVA PRESSIOMÉTRICA	116
FIGURA 133 - REALIZAÇÃO DO FURO	118
FIGURA 134 - CORRECÇÃO DA ALTURA PIEZOMÉTRICA	121
FIGURA 135 - MENU INICIAL COM AS OPÇÕES DISPONÍVEIS	128
FIGURA 136 - OPÇÕES DISPONÍVEIS EM CADA ENSAIO	129
FIGURA 137 - EXEMPLO DE CONTEÚDO DE UM DOS ENSAIOS (CPT)	129
FIGURA 138 - APRESENTAÇÃO DE UM VÍDEO (DMT)	130
FIGURA 139 - EXEMPLO DE UMA FOLHA DE CÁLCULO	130
FIGURA 140 - JOGO DE RESPOSTAS MÚLTIPLAS (QUIZZ)	131

---

---

FIGURA 141 - PALAVRAS – CRUZADAS	131
FIGURA 142 – EXCERTO DE <i>CALVIN &amp; HOBBS</i> (WATTERSON, B., 2004)	133

---

## Índice Quadros

QUADRO 1 -VALORES OBTIDOS USANDO AS FÓRMULAS ANTERIORMENTE ENUNCIADOS	94
QUADRO 2 - PRINCIPAIS FONTES DO ERRO NO ENSAIO (KULHAWY, 1983)	104
QUADRO 3 - PATAMARES DE CARGA	122
QUADRO 4 - PERTURBAÇÕES NOS RESULTADOS DE ENSAIO (ORCHANT ET AL, 1988)	127

---

## Simbologia

**ASTM** – American Society for Testing and Materials (órgão Americano de normalização de vários materiais, produtos, sistemas e services).

**C'** – Intercepção de coesão efectiva

**CC** – Câmaras de Calibração

**cm** – Centímetros

**CPT** – Cone Penetration Test (Ensaio de penetração de cone)

**CPTU** – Piezocone Penetration Test (Ensaio de penetração de piezocone)

**DMT** – Dilatómetro de Marchetti

**DP** – Ensaio de penetração dinâmica

**ED** – Módulo Dilatométrico

**EM** – Módulo pressiometrico

**f<sub>s</sub>** – Resistência por atrito lateral

**I<sub>D</sub>** – Índice de Material

**ISSMGE** – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

**K<sub>0</sub>** – Coeficiente de impulso em repouso

**K<sub>D</sub>** – Índice de tensão horizontal

**kPa** – Quilopascal

**mm** – Milímetros

**m** – Metro

**e** – Índice de vazios

**MPa** – Megapascal

**MPM** – Pressiómetro de Menard

**NC** – Normalmente consolidadas

**OC** - Sobreconsolidadas

**OCR** – História de tensões

**PC** – Personal computer

**PIP** – Pressiómetro cravados

**PMT** – Ensaio Pressiométrico

**PVC** – Policloreto de Vinilo

**q<sub>c</sub>** – Resistência à penetração da ponta

**SBP** – Pressiómetro auto – perfurador

**SBPT** – Ensaio Pressiometrico

**SCPT** – Seismic Cone Penetration Test (Ensaio com penetração de cone sísmico)

**SCPTU** – Seismic Piezocone Penetration Test (Ensaio com penetração de piezocone sísmico)

**SPT** – Standard Penetration Test (Ensaio de penetração estática)

**TA** – Ângulo de inclinação

---

**$U_2$**  – Poro pressão com pedra porosa localizada na base do cone

**$U_D$**  – Índice de tensão Neutra

$\gamma$  – Peso específico aparente

$\phi'$  – Ângulo de atrito efectivo

% - Percentagem

$\nu$  - Coeficiente de Poisson

## Capítulo I – Enquadramento Geral

---

### 1.1. Introdução

A tecnologia pode estar presente, desde a tarefa mais simples e banal, até à mais complexa e até então pensada impossível. O seu crescente avanço tem vindo a facilitar o desenvolvimento social da humanidade. Esta evolução também se fez notar ao nível da aprendizagem.

O ensino das ciências, até à segunda metade dos anos 70, tinha como principal tarefa a transmissão da informação, regras e valores, por parte de quem formava. O formando era, assim, um simples receptor passivo de informação, a qual funcionava como uma série de conhecimentos organizados numa ordem lógica, funcionando como uma certeza absoluta não questionada. Não era fornecida a possibilidade de escolha sobre o método de aprendizagem.

À medida que a evolução social se foi evidenciando, foi, também, surgindo a necessidade de se encontrarem novas formas de transmissão de conhecimentos, adequando-os ao desenvolvimento técnico-científico de crescimento exponencial. Cada vez mais, há uma diminuição do tempo necessário para a introdução de inovações tecnológicas no mercado e, do mesmo modo, uma rápida desactualização dos mesmos. Como o progresso gera mais progresso, a aprendizagem tem de seguir, a par, dessa evolução.

Com toda esta evolução, criou-se um universo de diversão e de entretenimento, onde, frequentemente, vamos à procura de objectos ou casos que nos possam facilitar o dia-a-dia. A aquisição de conhecimentos não pode ser colocada de parte por ser monótona ou difícil. Se, a aquisição de conhecimentos é feita através de um longo e monocórdico monólogo, certamente fará com que, quem o está a ouvir, perca facilmente a atenção. O problema não poderá ser visto como o facto de não serem psicologicamente capazes de concentrar a atenção, mas, possivelmente, o problema pode estar na forma como se está a fornecer o conhecimento, podendo estar a formar do mesmo modo como foi formado, não tendo a noção a evolução e das novas necessidades. Sem o interesse natural, a surpresa, a provocação pela curiosidade, o formando comum recorre à memorização de forma parcelar, e por vezes sem significado, em vez da desejada aprendizagem de forma qualitativa e de ideias estruturadas.

Desta forma, o que se pretende transmitir tem de proporcionar ao receptor uma posição activa de descoberta, visto que só desta forma se conseguirá cativar e orientar para a procura e compreensão dos saberes. O interesse está no manuseamento de objectos, na interacção.

Com tudo o que já foi referido anteriormente, entende-se que o diálogo e os documentos didácticos escritos perderam alguma da sua importância, relativamente aos documentos acessíveis noutros suportes que têm como potencial a criação de hábitos de auto-aprendizagem com características interactivas. Esses suportes são o vídeo, a imagem, o áudio e a informática. O ensino através do vídeo, e tendo consciência do tempo dispendido pela população em torno da televisão, tem que ser encarado como uma possibilidade de veículo didáctico. A imagem tem um enorme potencial para a transmissão de informação, visto que centraliza a atenção e induz raciocínio para a sua compreensão. O áudio é um meio de transmissão por excelência visto ser bastante portátil e se encontrar em quase todo o lado, como no carro, no supermercado, no local de trabalho, em casa, entre outros. A informática, nos dias de hoje, é o processo educacional de maior potencial no que se refere à interactividade. Com o seu uso, para além de se aprender a funcionar com esta tecnologia, desenvolve-se todo um conhecimento através da procura e reflexão de um modo intuitivo.

Não se pode olhar para estes meios como uma parafernália tecnológica que surgiu do nada e que são apenas máquinas e circuitos criados para repetir procedimentos. É o progresso, e deve ser acompanhado.

Com este tipo de aprendizagem, para além de ser dado num ambiente mediático idêntico ao que nos rodeia no quotidiano, pode ser consultado em qualquer parte desde que se tenha um terminal para utilização, não ficando a perder com o formato de documento escrito. Com esta interacção, não é necessário um formador com presença física para a transmissão de conhecimentos, acabando por se tornar num veículo privilegiado e adequado à transmissão de conhecimentos formal ou informal de adultos, bem como o desenvolvimento da formação permanente de todas as camadas profissionais.

Como reverso da medalha, tem-se o excessivo volume de informação produzida e disponibilizada pela sociedade actual. Deste modo, torna-se difícil o seu processamento e selecção.

Por tudo isto, as novas tecnologias da informação e da comunicação ocupam um lugar insubstituível no processo de aprendizagem. O conhecimento e o saber fazer passam hoje, cada vez mais, pelas capacidades de aceder à informação, das mais diversificadas fontes e de a saber seleccionar, manipular, analisar e sintetizar.

*Diz-me e eu esqueço, ensina-me e eu recordo, envolve-me e eu aprendo*

*Benjamin Franklin*

Com todo o equipamento já ao nosso dispor, e alguma motivação, é possível reforçar a utilização dos meios tecnológicos de comunicação.

Assim, de modo a dinamizar e facilitar a percepção e transmissão dos conteúdos deste trabalho, para além do documento escrito, este assume uma segunda vertente, a multimédia.

## **1.2. Exposição do problema**

Tendo em conta o que foi referido no ponto anterior, é fundamental contextualizar a problemática deste projecto e a razão pela qual foi realizado em suporte multimédia.

Hoje em dia, nas empresas, ocorre uma grande rotatividade de funcionários. Devido há falta de estabilidade destas e dos trabalhadores, ocorre um "vai e vem" de novos contratados. No caso das empresas de geotecnia, acontece o mesmo, logo, têm de apostar na formação desses novos elementos. Como ainda há uma grande percentagem de trabalhadores sem nível elevado de formação académica e por essa razão, dar-lhes para as mãos um manual de instruções de formação teórica para assimilarem os conceitos de ensaios geotécnicos pode não ser viável, existindo neste documento uma alternativa.

De igual modo, há lacunas nas aulas dos cursos de engenharia, onde ocorre uma falta da componente prática no estudo dos equipamentos. Somado a este facto há ainda o facto das revisões curriculares trazerem para o ensino superior uma sucessiva redução no tempo presencial dos alunos, e uma tentativa de levar os mesmos a despender uma parte do seu tempo, em casa, para pesquisa, logo, um menor apoio físico dos discentes.

## **1.3. Finalidades e objectivos**

Levantados os problemas que levaram à criação de um DVD interactivo de três ensaios *in situ*, surge a necessidade de falarmos acerca das finalidades e objectivos deste projecto.

A grande finalidade deste trabalho incide na execução do DVD e na sua exequibilidade enquanto recurso didáctico, para estudantes na área da geotecnia, ou apoio à formação prévia de operários, de modo dinâmico, interactivo, funcional e, conseqüentemente, facilitando a capacidade de apreensão dos mesmos.

A par da finalidade advêm alguns objectivos, embora a longo prazo, uma vez que só se poderão verificar conclusões deste projecto no final de alguns meses de implementação do recurso elaborado. São objectivos do estudo:

- Fornecimento de DVD's à Universidade, destinados preferencialmente para aos alunos da disciplina de Sondagens, de modo a verificar se os mesmos adquirem o conhecimento de modo indutivo e com menor necessidade de pesquisa em livros/ artigos relacionados, e aos professores, de modo a ser uma ferramenta de complemento à matéria que será dada ao longo do ano lectivo;
- Construir novos recursos para outros ensaios ou assuntos relevantes para a disciplina/ curso;
- Apresentar o projecto a uma empresa do ramo, e verificar se será uma aposta na formação de recém contratados/trabalhadores/estagiários.

#### **1.4. Enquadramento do projecto**

A geotecnia é um domínio de actividade que assenta em 3 áreas fundamentais: a Geologia de Engenharia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas. A primeira interessa aos aspectos da geologia que importam nas situações de engenharia, nomeadamente a geomorfologia, litologia (petrologias), tectónica, hidrogeologia e a formação de solos. As duas restantes debruçam-se sobre a avaliação do comportamento mecânico dos maciços (terrosos e rochosos), traduzindo-o através de parâmetros numéricos que permitem o cálculo, isto é, a simulação e previsão de comportamentos face à introdução de solicitações externas. Por outras palavras poderíamos dizer que na geotecnia importa IDENTIFICAR, CARACTERIZAR, CALCULAR.

Neste trabalho, abordam-se sobretudo questões relacionadas com a caracterização numérica dos maciços através de ensaios *in situ* que envolvem tecnologias recentes, nomeadamente o Ensaio com Dilatómetro de Marchetti (DMT), o ensaio de Penetração Estática com medição de pressão neutra e velocidades sísmicas (SCPTU) e o ensaio com Pressiómetro de Menard (PMT). Neste contexto, procura-se apresentar os equipamentos, normas de referência, modos de funcionamento, parâmetros de ensaio e fundamentação e dedução de parâmetros geotécnicos. Além disso, introduzem-se ainda folhas de cálculo, em formato *Excel* que permitem a dedução dos diferentes parâmetros e respectiva apresentação gráfica. Os formandos poderão então deduzir parâmetros para dimensionar fundações, calcular assentamentos, projectar

escavações, avaliar estabilidade de taludes e muros de contenção, entre outros.

Resta acrescentar que este é um trabalho que resulta de uma simbiose entre orientando (David Felizardo) e orientador (Nuno Cruz) e que ambos esperamos que se possa tornar numa ferramenta útil, divertida, apetecível e, realmente esclarecedora. Foi essa a verdadeira razão da nossa aposta.

## Capítulo II - Ensaio com dilatómetro de Marchetti, DMT

---

### 2.1. Ensaio com dilatómetro de Marchetti, DMT

O ensaio com Dilatómetro de Marchetti, ou dilatómetro plano, vulgarmente designado por DMT, foi desenvolvido em Itália por Silvano Marchetti, professor na Universidade de Áquila, Roma, tendo sido apresentado pela primeira vez em 1980.

Aquando da sua construção, Marchetti idealizou um equipamento de fácil manuseamento, robusto, de simples reparação *in situ*, independente relativamente a sondagens e, por fim, que ao inserir, produzisse perturbações inferiores às observadas noutros ensaios de penetração. Por outro lado, com o intuito de manter o comportamento do solo em fase elástica, elaborou o ensaio para que as deformações da membrana fossem pequenas na fase de expansão.

Partindo de correlações semi-empíricas é possível a obtenção de uma variada gama de parâmetros geotécnicos relacionados com a resistência, deformabilidade e história de tensões do solo.

### 2.2. Equipamento de Ensaio

O ensaio é composto por uma ponteira dilatométrica, unidade de controlo, fonte de pressão, varas e equipamento de cravação (figura 1).



Figura 1 - Equipamento geral

### 2.2.1. Ponteira

A ponteira dilatométrica é plana e biselada na extremidade inferior, tendo 14mm de espessura, 96mm de largura e 220mm de comprimento (figura2). Numa das faces, da também denominada lâmina, encontra-se uma membrana de aço flexível de 60mm de diâmetro e 0,20mm de espessura (0,25mm para solos em que a anterior não resista) que se encontra fixa por um anel de retenção. Sob a membrana existe um dispositivo de medida que, conforme abre ou fecha um circuito, activa ou desactiva uma buzina e um galvanómetro (figura 3).



Figura 2 – Lâmina do dilatómetro



Figura 3 – Membrana do dilatómetro

### 2.2.2. Unidade de controlo

A unidade de controlo (figura 4) é constituída por dois manómetros para leitura de pressões, sendo que o primeiro manómetro serve para leitura de pequenas pressões, enquanto o segundo é para leituras que excedam os 6bar. Para além destes, contém uma ligação para a fonte de pressão, uma ligação para o cabo pneumático-eléctrico, uma ligação para o cabo-terra do circuito eléctrico, uma

ligação para a seringa de calibração, um galvanómetro, um sinalizador sonoro e válvulas para o controlo do fluxo de gás e para ventilação do sistema.



Figura 4 - Unidade de controlo

### 2.2.3. Circuitos

A ligação, entre a unidade de controlo e o dilatômetro, é promovida através de um cabo pneumático-eléctrico (cabo P-E) (figura 5). É constituído por um fio eléctrico que passa pelo interior de um tubo condutor de gás pressurizado, e ligações metálicas nas extremidades. Podem ser de dois tipos, extensível ou não extensível, variando apenas o tipo de ligação existente nas extremidades e o comprimento.



Figura 5 - Cabo P-E

Há ainda o cabo-terra (figura 6) que faz a ligação eléctrica entre as varas e a unidade de controlo, permitindo o retorno à unidade de controlo do sinal eléctrico enviado à lâmina através do cabo P-E. Uma das extremidades tem a forma de garra.



Figura 6 – Cabo - terra

#### 2.2.4. Fonte de pressão

De modo a fazer expandir a membrana de aço flexível, recorre-se a um depósito de gás pressurizado com regulador de pressão e respectivas válvulas de controlo (figura 7). O gás utilizado pode ser ar comprimido, nitrogénio, hélio ou outro qualquer gás que não seja inflamável tóxico ou corrosivo, e que através do regulador de pressão seja capaz de debitar uma pressão regulada de pelo menos 7 a 8 MPa.



Figura 7 - Depósito de gás pressurizado

### 2.2.5. Varas de cravação

Ambos os tubos são conduzidos pelo interior das varas utilizadas na cravação da lâmina (figura 8). Essas varas são unidas à lâmina e presas ao equipamento de cravação, sendo necessário um adaptador (figura 9). O número de varas necessárias vai depender da profundidade final de ensaio.



Figura 8 - Varas de cravação



Figura 9 - Adaptador

### 2.2.6. Equipamento de cravação

O equipamento de cravação deve permitir reacção à força resultante das forças de atrito e de ponta que se desenvolvem ao longo das varas sem ocorrer o levantamento deste (figura 10). Deve então ser pesado ou com capacidade de se auto-ancorar, podendo ser complementado com massas de reacção extra. Vulgarmente são móveis, podendo-se mover por rodas ou lagartas, dependendo do tipo de solo.



Figura 10 - Equipamento de cravação

### 2.2.7. Piezómetro

O piezómetro é usado para determinar o nível freático das águas subterrâneas.

## 2.3. Preparação do ensaio

Depois de verificar se todo o material se encontra disponível, posiciona-se o equipamento de cravação no local desejado e verticaliza-se a torre.

O cabo P-E tem de passar pelo interior de todas as varas necessárias (figura 11) e pelo adaptador, tendo o cuidado de proteger as extremidades de modo a manter intactas as ligações.

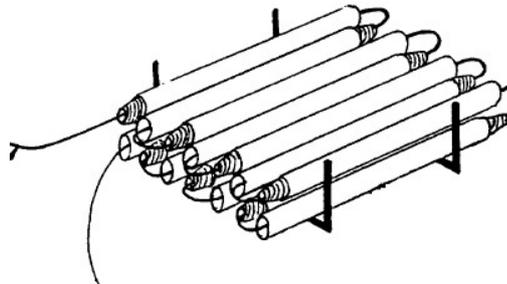


Figura 11 – Passagem do cabo P-E pelo interior das varas

A lâmina é ligada a uma das extremidades do cabo P-E utilizando a chave fornecida na unidade de controlo, enquanto a outra extremidade é ligada à unidade de controlo.

Assim, já se pode ligar o restante equipamento. As primeiras varas são enroscadas umas às outras. A primeira leva a lâmina, e como a ligação é feita através de rosca, a lâmina irá manter-se estática sendo a vara a sofrer torsão para não danificar o cabo. A última vara é encaixada no adaptador, sendo este fixo à unidade de cravação. O cabo-terra é conectado à unidade de controlo e ao adaptador (figura 12).

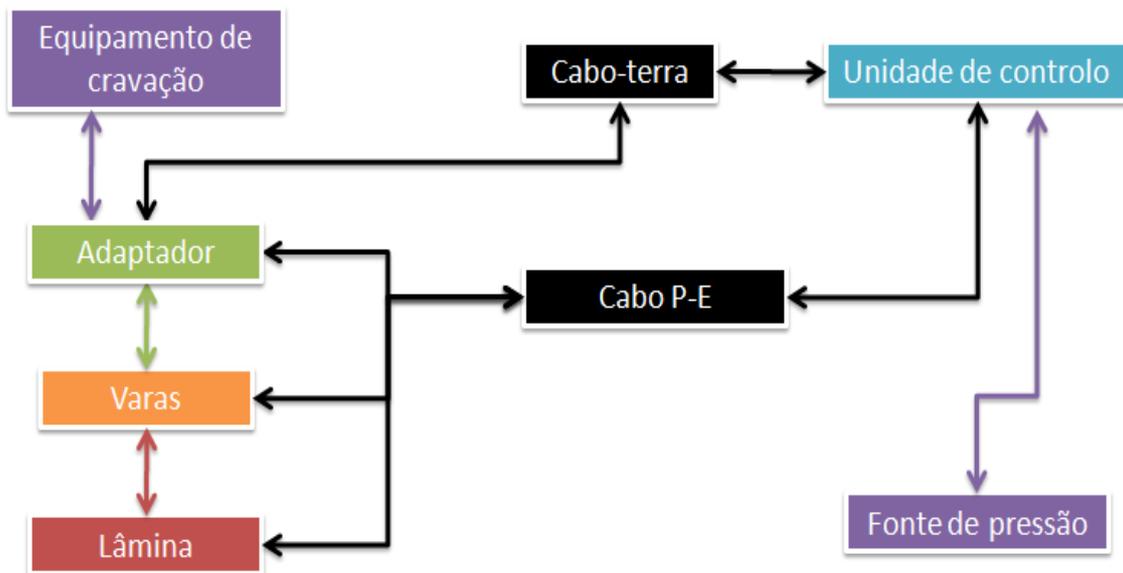


Figura 12 – Esquema de montagem do equipamento

Com o circuito estabelecido, deve verificar-se a sua validade pressionando o botão de *CIRCUIT TEST* (figura 13) ou exercendo força directamente na membrana da lâmina. Ambas as operações, se estiver tudo correcto, accionarão um sinal sonoro.



Figura 13 - Botão de teste do circuito

O passo seguinte é a calibração com a obtenção dos parâmetros  $\Delta A$  e  $\Delta B$ . Este processo é referido no ponto 2.3.1. (Calibração).

Com a válvula da fonte de pressão fechada, coloca-se o regulador de pressão desta a zero.

A válvula principal e as de descarga devem estar fechadas, enquanto a de regulação de fluxo deve estar aberta (figura 14).

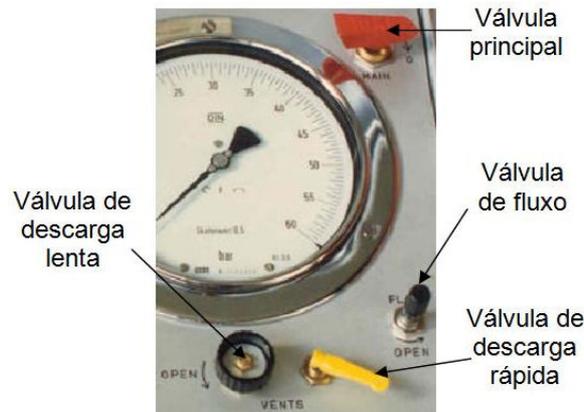


Figura 14 – Esquema de válvulas

Regula-se a pressão de saída, da fonte de pressão, para um valor próximo de 3 MPa. Se for necessário, este valor pode vir a ser aumentado durante o ensaio. Neste momento já se pode abrir a válvula da fonte de pressão e a válvula principal da unidade de controlo, que permanecerá aberta durante todo o ensaio.

### 2.3.1. Calibração

No início e final de cada ensaio são efectuadas duas leituras,  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , que correspondem às situações A e B na condição de não confinamento. Estas leituras equivalem à calibração porque simula o ensaio à superfície avaliando a rigidez da membrana.

Este procedimento é realizado com o auxílio de uma seringa que funciona como fonte de pressão externa. O  $\Delta A$  equivale à pressão necessária para a membrana se mover da sua posição inicial e  $\Delta B$  à pressão necessária para o centro da membrana se mover 1,1 mm.

Estes valores são utilizados para corrigir as leituras A e B de forma a determinar as leituras de pressão  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ .

Na figura 15 encontra-se o esquema de calibração do equipamento, durante a execução da calibração.

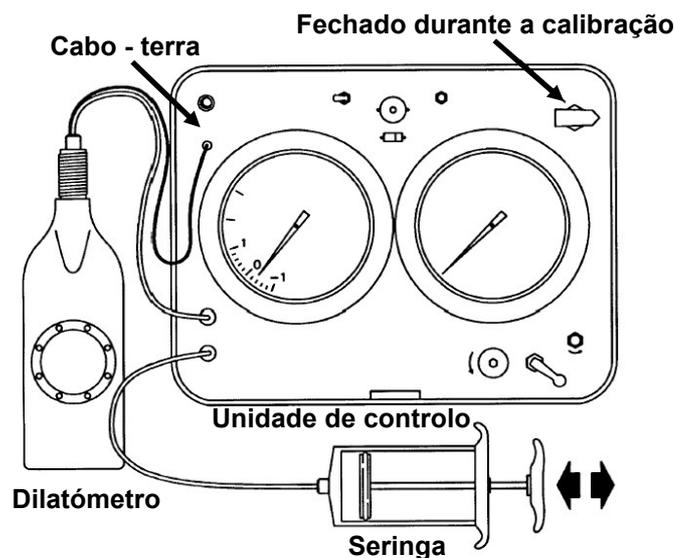


Figura 15 - Esquema de calibração (Marchetti P. S., 2001)

Em primeiro lugar deve ser verificado o valor de  $Z_m$ , sendo o zero. Esta leitura deve ser realizada sem a seringa inserida e a válvula aberta.

Para se obter o valor inicial de  $\Delta A$ , já com a seringa fechada e a válvula fechada, puxa-se rapidamente o êmbolo da seringa e segura-se na posição máxima durante 5 segundos, activando o sinal sonoro. Liberta-se lentamente e lê-se o valor no manómetro que tem como graduação mínima 0,05. Este procedimento deve ser repetido três vezes.

Para se obter o  $\Delta B$  inicial, deve empurrar-se o êmbolo da seringa até ocorrer o deslocamento de 1,1mm. Abre-se a válvula, enche-se a seringa de ar, fecha-se a válvula e empurra-se o êmbolo lentamente até se ouvir o sinal sonoro, registando o valor. Este processo deve ser efectuado três vezes no sentido de conferir o resultado. Os valores  $\Delta A$  devem estar compreendidos entre 5 e 30 kPa enquanto  $\Delta B$  entre 5 e 80. Caso não se verifique, dever-se-á mudar a membrana, repetindo a calibração.

Para obter os valores de  $\Delta A$  e  $\Delta B$  finais, efectua-se o mesmo procedimento, no final do ensaio. A diferença entre o valor final e inicial não pode exceder os 25 kPa, uma vez que, se for o caso, os valores do ensaio não são válidos.

#### 2.4. Realização do ensaio

O ensaio consiste na cravação da lâmina (figura 16) de modo, preferencialmente, estático, efectuando-se a cada 20cm de profundidade a expansão da membrana flexível através do incremento de pressão por intermédio do gás pressurizado.



Figura 16 - Cravação da lâmina

A velocidade de penetração situa-se habitualmente entre 2 e 4cm/s, embora não pareça haver grande influência da mesma nas determinações das características do solo (Marchetti, 1980).

A expansão da membrana permite a obtenção de duas leituras:

- Leitura A: corresponde ao momento em que a membrana deixa de estar em contacto com o disco sensor onde se encontra alojada, equivalendo a um deslocamento de 0,05mm.
- Leitura B: corresponde ao momento em que o centro da membrana se desloca 1,1mm na direcção normal ao plano da mesma.
- Leitura C: Esta leitura foi recentemente introduzida (Campanella, 1985) e corresponde ao momento em que, em descarga lenta, a membrana volta a estar em contacto com o disco sensor.

Para obter estas leituras, com a válvula de fluxo fechada e a válvula de descarga rápida aberta, insere-se a lâmina no terreno até à profundidade das primeiras leituras (20cm). Durante a penetração o sinal sonoro deve ser ouvido. Quando a lâmina se encontrar à profundidade desejada, deve fechar-se a válvula de descarga rápida (figura 17) e abrir lentamente a válvula de fluxo, mantendo os dedos em posição de a voltar a fechar.

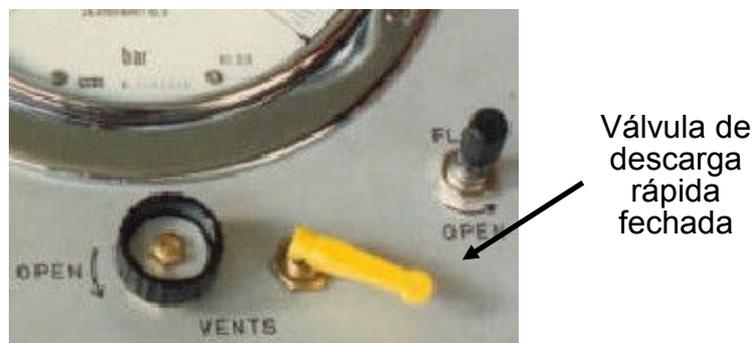


Figura 17 - Válvulas de fluxo e descarga

Quando o sinal sonoro for interrompido efectua-se a leitura A no manómetro. Mantendo o fluxo de ar, a membrana continua a expandir mas, desta vez, sem sinal sonoro. Quando este voltar a ser ouvido regista-se a leitura B e fecha-se imediatamente a válvula de fluxo e abre-se a válvula de descarga rápida. Se for necessária a leitura C, o procedimento é o mesmo mas após a leitura B, em vez de se abrir a válvula de descarga rápida, deve abrir-se a de descarga lenta (o sinal sonoro permanece desligado), quando o sinal sonoro activar retira-se o valor de C. Todos estes valores são registados na folha de campo.

Para o próximo patamar, mantém-se a válvula de descarga rápida aberta, desce-se em profundidade mais 20cm e repete-se todo o processo.

No final do ensaio retira-se a lâmina do terreno, efectua-se a calibração final, desmonta-se o equipamento, limpa-se e coloca-se na caixa de transporte.

Já com as leituras A, B e C, procede-se a uma correcção em função da rigidez da membrana e determina-se as pressões  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$  (2.4.1). Com estas pressões podem calcular-se os índices dilatométricos ( $E_D$ ,  $I_D$ ,  $K_D$  e  $U_D$ ) que podem ser correlacionados com os principais parâmetros geotécnicos do solo (2.4.2).

### 2.4.1. Pressões de expansão

A correcção das leituras A, B, e C em função da rigidez da membrana permite a determinação de  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ , que correspondem à pressão inicial da expansão da membrana ( $P_0$ ), à pressão final da expansão da membrana ( $P_1$ ) e à pressão final na descarga ( $P_2$ ) (figura 18).

A determinação destas pressões é realizada utilizando seguintes expressões:

$$P_0 = 1,05 ( A - Z_m - \Delta A ) - 0,05 ( B - Z_m - \Delta B ) \quad (1)$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2)$$

$$P_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (3)$$

em que:

$\Delta A$  e  $\Delta B$  - correcções devido à rigidez da membrana;

A, B e C - leituras efectuadas no decurso do ensaio;

$Z_m$  - zero do manómetro de medição de pressão.

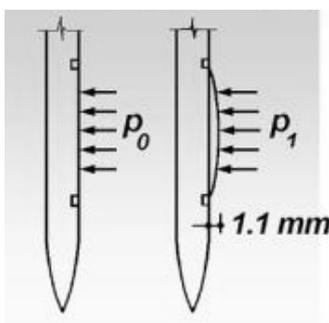


Figura 18 - Esquema representativo

A pressão  $P_0$  é correlacionável com a tensão horizontal *in situ*. A diferença entre  $P_0$  e  $P_1$ ,  $\Delta P$ , é correlacionável com o módulo de Young,  $E$ , e com o módulo de deformabilidade confinado,  $M$ . Por outro lado, a pressão  $P_2$  parece fornecer indicações sobre a pressão da água nos poros, em solos arenosos e o excesso de pressão neutra causado pela cravação da lâmina em solos de granulometria fina.

### 2.4.2. Índices dilatométricos

Com base nas pressões  $P_0$  e  $P_1$ , Marchetti (1980) definiu três índices,  $I_D$  (índice de material),  $E_D$  (módulo dilatométrico) e  $K_D$  (índice de tensão horizontal), que reflectem os tipos de solos atravessados, deformabilidade, história de tensões e resistência, respectivamente:

$$I_D = \Delta P / (P_0 - u_0) \quad (4)$$

$$E_D = E / (1 - \nu^2) = 34.7 \Delta P \quad (5)$$

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'v \quad (6)$$

em que:

$u_0 = P_2$  e  $\sigma'v$  corresponde à tensão efectiva vertical.

Outro índice dilatométrico é o de pressão neutra ( $U_D$ ). Lutenegeger e Kabir (1988) relacionam a pressão  $P_2$  com a pressão inicial,  $P_0$ , ambas corrigidas da pressão hidrostática, conforme a expressão seguinte:

$$U_D = (P_2 - u_0) / (P_0 - u_0) \quad (7)$$

### 2.4.3. Parâmetros obtidos

Com base nos índices dilatométricos, é possível estabelecer correlações entre os valores obtidos do ensaio e os principais parâmetros geotécnicos.

Para além destes índices obtidos directamente do ensaio, é necessário conhecer o nível freático à data de execução e a força aplicada para cravação da lâmina, não sendo esta última indispensável. A partir destes dados é possível obter correlações com os seguintes parâmetros:

- Identificação do tipo de solo, ( $I_D$ )
- Baridade total do solo ( $I_D$ ,  $E_D$ )
- Grau de sobreconsolidação, OCR ( $I_D$ ,  $K_D$ )
- Tensão de pré - consolidação,  $\sigma_p$  (OCR,  $\sigma'v$ )
- Coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$  ( $K_D$ )
- Ângulo de atrito efectivo, em solos arenosos,  $\phi'$  ( $K_D$ )
- Coesão não drenada, em solos argilosos,  $C_u$  ( $K_D$ ,  $\sigma'v$ )
- Coesão efectiva e ângulo de atrito corrigido em solos residuais,  $c'$  e  $\phi'$  (OCR)
- Módulo de elasticidade,  $E$  ( $E_D$  ou  $M$ )
- Módulo de deformabilidade confinado,  $M$  ( $I_D$ ,  $E_D$ ,  $K_D$ )
- Módulo Distorsional,  $G_0$  ( $E_D$ ,  $I_D$ )

## 2.5. Interpretação de resultados

O ensaio é reconhecidamente versátil na obtenção de vários parâmetros de interesse geotécnico. De uma forma geral, a aplicabilidade do ensaio pode ser descrita da seguinte forma:

- Avaliação de estratigrafia e história de tensões
- Perfis de coesão não drenada e módulo de deformabilidade confinado
- Estimativa de assentamentos
- Monitorização de melhoramento de solos
- Verificação de superfícies de deslizamento no interior de maciços

Para além disso, permite também informação útil, mas menos precisa, sobre:

- $K_0$  em areia e argila
- Coeficiente de consolidação e permeabilidade
- Distinção de camadas drenantes e não drenantes
- Curvas P-Y para estacas sujeitas a carga lateral
- Liquefacção de solos arenosos
- Ângulo de atrito de solos arenosos

Em seguida apresentam-se os métodos e correlações mais significativos utilizados na interpretação dos resultados.

## 2.5.1. Identificação e parâmetros físicos

### 2.5.1.1. Tipos de solo

Apesar de este ensaio não permitir a recolha de amostra, é possível estabelecer um perfil estratigráfico dos solos atravessados com base no índice de material,  $I_D$ . A bibliografia da especialidade mostra um reconhecimento unânime relativamente à elevada precisão da correlação de  $I_D$  com a granulometria do solo, embora tenham sido assinalados desvios a este comportamento em solos altamente sobreconsolidados (Powell e Uglow, 1988).

Marchetti (1980) identificou  $I_D$  como um índice extraordinariamente constante em formações homogéneas, reflectindo com grande precisão eventuais variações na formação, sendo habitual que o mesmo índice se situe entre dois ciclos logarítmicos, 0,1 e 10. Na realidade,  $I_D$  está relacionado com a fracção granulométrica prevalecente, parecendo ser independente de outros factores. Evidentemente que nos casos em que existem duas fracções dominantes, é possível acontecerem desvios ao exposto.

Deste modo, a identificação dos solos mostra-se consistente com:

- $I_D > 3,30$  - solos arenosos;
- $1,80 < I_D < 3,30$  - solos areno-siltosos;
- $1,20 < I_D < 1,80$  - solos silto-arenosos;
- $0,90 < I_D < 1,20$  - solos siltosos;
- $0,60 < I_D < 0,90$  - solos silto-argilosos;
- $0,35 < I_D < 0,60$  - solos argilo-siltosos;
- $0,10 < I_D < 0,35$  - solos argilosos;
- $I_D < 0,10$  - argilas sensíveis.

**2.5.1.2. Baridade total do solo**

Marchetti e Crapps (1981) estabeleceram o diagrama da figura 19 baseado nos valores de  $I_D$  e  $E_D$ , que permite uma estimativa da baridade total do solo. Os comentários acerca deste assunto são quase inexistentes na bibliografia da especialidade parecendo, contudo, ser uma ferramenta preciosa na independência do DMT relativamente a outros trabalhos de prospecção em profundidade. A experiência em solos portugueses confirma a grande precisão (+ 1kN/m<sup>3</sup>) na avaliação deste parâmetro (Cruz, 1995). A possibilidade desta determinação toma uma importância fundamental, dado que muitas das correlações com parâmetros geotécnicos necessitam da quantificação da tensão efectiva vertical e assim poderão obter-se resultados de precisão muito superior, quando comparadas com aquelas resultantes de estimativas efectuadas sobre cada unidade geológico-geotécnica particular.

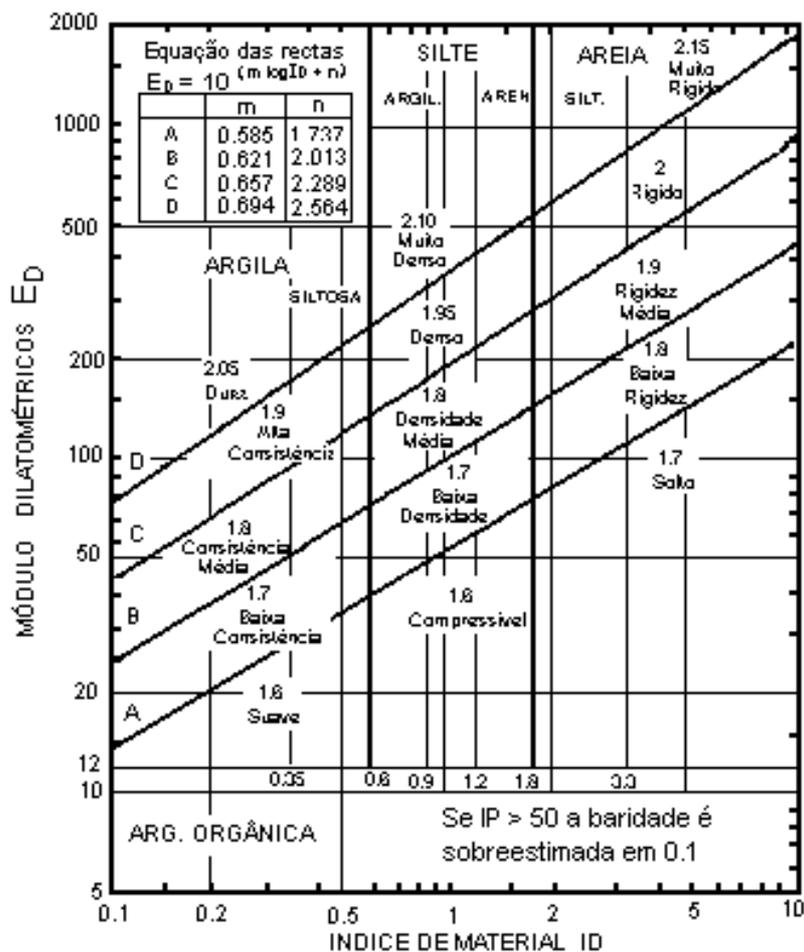


Figura 19 - Diagrama para obtenção da baridade (Marchetti & Crapps, 1981)

## 2.5.2. História e estado de tensões

### 2.5.2.1. Coeficiente de impulso em repouso, $K_0$

O coeficiente de impulso em repouso foi inicialmente correlacionado por Marchetti (1980) com  $K_D$ , embora atendendo a que o mesmo é influenciado por alguns factores, para além de  $\sigma'_h$  (tensão efectiva horizontal), que em seguida se destacam:

- Cimentação e envelhecimento;
- Ciclos de tensão a que o solo esteve sujeito, independentemente do incremento de  $\sigma'_h$ ;
- Densidade relativa em solos arenosos;
- Vibrações, em solos arenosos;
- Sobreconsolidação natural resultante da remoção superficial.

Para solos da natureza argilosa, Marchetti (1980) apresentou a seguinte correlação:

$$K_0 = (K_D / 1,5) 0,47 - 0,6 \quad (8)$$

Indicando as seguintes condições de validade:

- $K_0 > 0,3$ ;
- Solos não sujeitos a fenómenos de cimentação, envelhecimento ou endurecimento tixotrópico, e cujo grau de sobreconsolidação se deva apenas a remoção superficial.

Em solos que não respeitem a segunda condição,  $K_D$  reflectirá, para além de  $\sigma'_h$ , a combinação de efeitos causados por qualquer dos outros fenómenos em causa.

O mesmo autor correlacionou  $K_0$  com  $I_D$ , concluindo que este último não exercia influência sobre o primeiro.

Sob o ponto de vista qualitativo, Marchetti (1980) afirmou ainda que no caso de os valores se situarem fora dos limites do intervalo de 1,8 a 2,3, mas

mantendo-se constantes com a profundidade, é provável a ocorrência de qualquer dos fenómenos limitativos apontados.

Jamiolkowski (1988), com base em 21 ensaios DMT comparados com 21 caracterizações laboratoriais, recomenda a limitação da equação (8) a solos brandos a medianamente duros que apresentem valores de  $I_D$  inferiores a 1,2.

Powell e Uglow (1988), executando ensaios SBP e DMT em solos argilosos, brandos a médios e sobreconsolidados, no Reino Unido, obtiveram os resultados apresentados na figura 20.

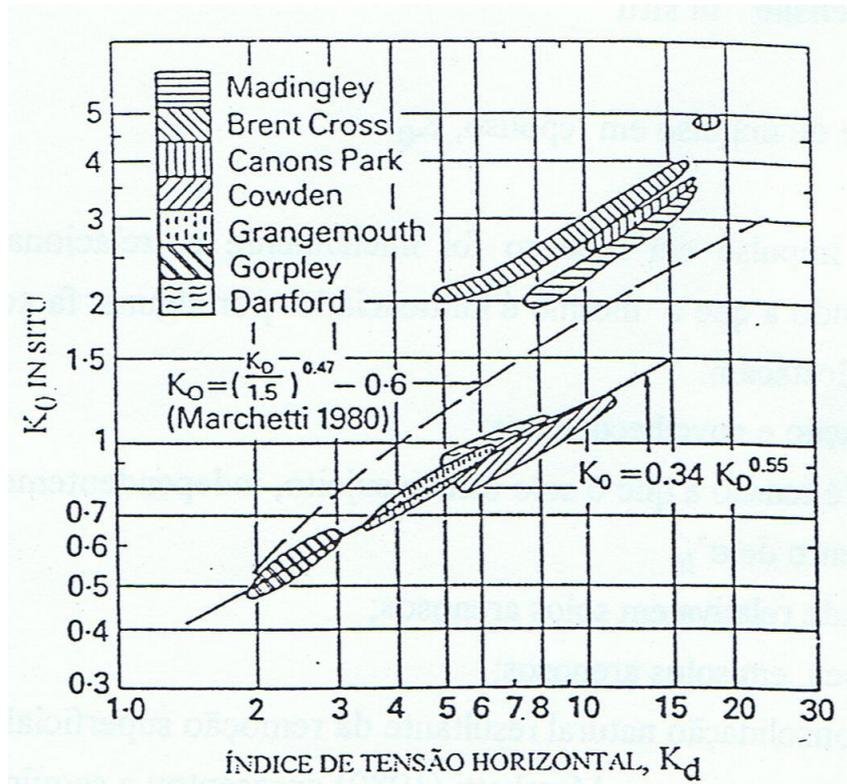


Figura 20 - Avaliação de  $K_0$  (Powell e Uglow, 1988)

Com base nesses dados sugeriram uma divisão entre argilas recentes (idade inferior a 60 mil anos) e argilas envelhecidas (idade superior a 70 milhões de anos). Assim, para argilas recentes:

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,55} \quad (9)$$

Resultados idênticos foram conseguidos por Lacasse e Lunne (1988), com base em ensaios realizados em dez locais diferentes na Noruega (figura 21). Para argilas envelhecidas afirmaram ser necessário estabelecer correlações

locais, sugerindo a determinação de 2 ou 3 valores, pelos quais se traçou uma recta paralela à linha de Marchetti.

Lunne et al. (1990) propõe:

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,54} \quad \text{se} \quad Cu / \sigma'v \leq 0,8 \quad (10)$$

$$K_0 = 0,68 K_D^{0,54} \quad \text{se} \quad Cu / \sigma'v > 0,8 \quad (11)$$

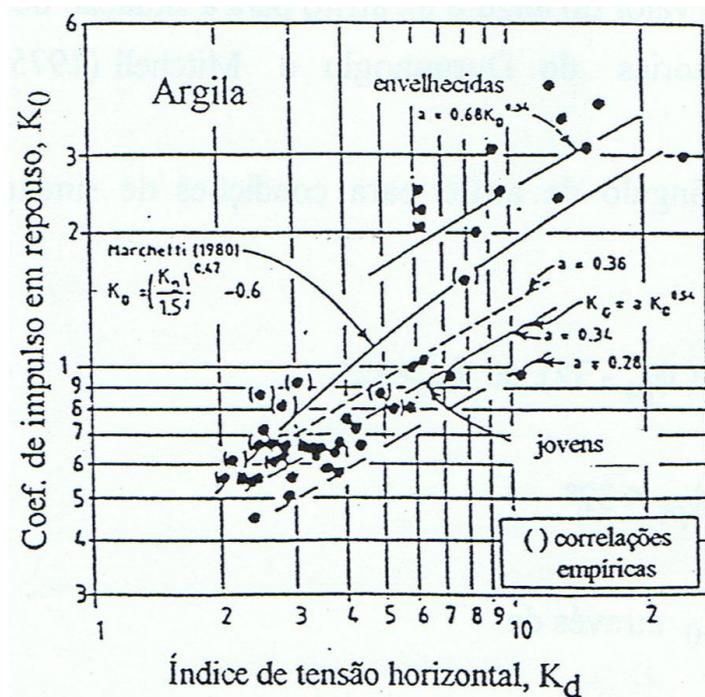


Figura 21 - Avaliação de  $K_0$  (Iacasse e Lunne, 1988)

Em relação a solos de natureza arenosa, as equações apresentadas não são contudo realistas. Com efeito, nestes solos  $K_D$  é controlado por  $\sigma'_h$  e pela densidade relativa, pelo que será necessário separar os efeitos causados por estes dois factores (Jamiolkowski, 1979; Marchetti, 1980; Campanella e Robertson, 1983). Entre 1980 e 1983 foi claramente demonstrada, através de ensaios em câmaras de calibração, CC, a necessidade de introduzir, na correlação  $K_0 / K_D$ , a densidade relativa ou o ângulo de atrito  $\phi'$ , uma vez que os dois se encontram intimamente relacionados.

Baseado em ensaios CC, Schmertmann (1983) propôs um método para avaliar  $K_0$  em função de  $K_D$  e do ângulo de atrito,  $\phi'$ , válida para solos com  $I_D > 1,2$ , isto é, solos arenosos. Resumidamente, o método consiste no seguinte:

- a) Obtenção de  $K_D$  através do ensaio DMT;
- b) Determinação da resistência de ponta obtida do ensaio CPT,  $q_c$ , à mesma profundidade;
- c) Assumir um valor de  $K_0$ ;
- d) Estimativa do valor do ângulo de atrito para a situação de deformação plana,  $\phi_{ps}$ , de acordo com as teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975), segundo a figura 22;

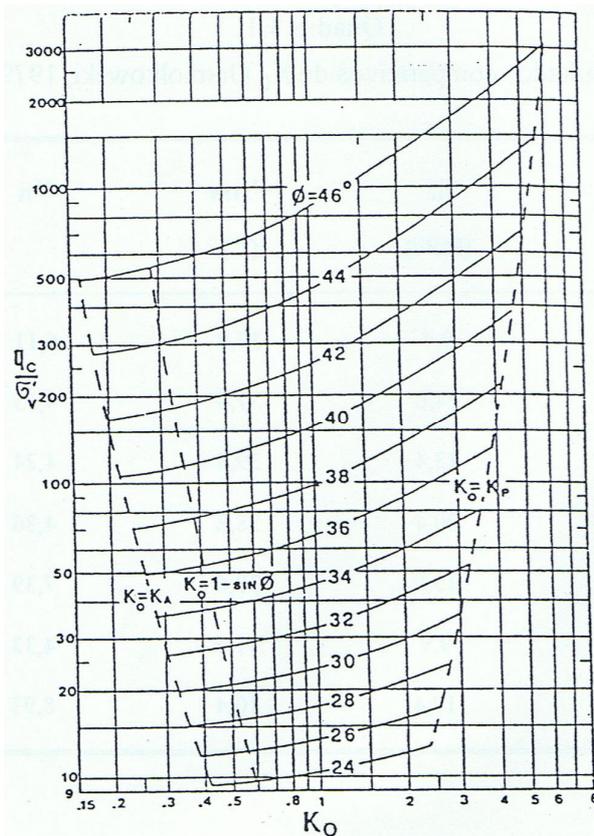


Figura 22 - Diagrama para determinação de  $\phi'$  com base nas teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975)

- e) Cálculo do ângulo de atrito para condições de simetria axial  $\phi_{ax}$ , pelas seguintes expressões:

$$\phi_{ax} = \phi_{ps} - 1/3 (\phi_{ps} - 32) \quad \text{se} \quad \phi_{ps} > 32^\circ \quad (12)$$

$$\phi_{ax} = \phi_{ps} \quad \text{se} \quad \phi_{ps} < 32^\circ \quad (13)$$

f) Cálculo de  $K_0$  através de:

$$K_0 = (40 + 23K_D - 86K_D(1 - \sin\phi_{ax}) + 152(1 - \sin\phi_{ax}) - 717(1 - \sin\phi_{ax})^2) / (192 - 717(1 - \sin\phi_{ax})) \quad (14)$$

g) Comparação do valor de  $K_0$  assim determinado, com aquele outro assumido em c), Caso os valores se afastem em percentagem superior a 10%, iterar até que a variação dos dois caia dentro da margem referida.

Baldi (1986), baseado em ensaios CC efectuados sobre solos arenosos, sugeriu que  $K_0$  fosse determinado com base em  $K_D$  e  $q_c$ , obtido do CPT, através da seguinte equação:

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - 0,00172 q_c / \sigma'v_0 \quad (15)$$

Embora a precisão dos resultados, comparativamente com a situação real, seja difícil de estabelecer dada a dificuldade latente na medição directa de  $K_0$  ou  $\sigma'_h$ , e apesar dos métodos apresentados necessitarem de validação mais intensa sobre um leque de solos mais variado, ressalta desde já a possibilidade de utilização do DMT no estudo comparativo da variação das tensões horizontais em situações de escavação, escorregamentos em taludes, entre outros, de uma forma rápida e pouco dispendiosa.

#### 2.5.2.2. Grau de sobreconsolidação, OCR

Em argilas não cimentadas, a forma ideal dos perfis de  $K_D$  é aquela apresentada na figura 23, da qual se faz notar o seguinte:

- Para argilas normalmente consolidadas,  $K_D$  varia entre 1,8 e 2,3;
- Para argilas sobreconsolidadas,  $K_D$  decresce com a profundidade de forma mais abrupta no início, tendendo no final para a franja de valores relativos a argilas normalmente consolidadas;
- Quanto maior for o grau de sobreconsolidação causado por remoção superficial, mais os perfis se movem para a direita.

Assim, Marchetti (1980) concluiu que os perfis  $K_D$  se apresentam como um auxiliar precioso na obtenção de indicações acerca da história de tensões do solo. Nesse sentido são de realçar os seguintes aspectos:

- Se  $K_D$  é sensivelmente constante com a profundidade e o seu valor se situa entre 1,8 e 2,3, então a argila é NC;
- Se  $K_D$  é constante mas de valor superior a 2,3 a argila é NC, mas possivelmente envelhecida ou cimentada;
- Se o perfil  $K_D$  é do tipo da figura 23, então o depósito está em condições de descarga simples;
- Caso o perfil não se enquadre nas três situações anteriores, então a contribuição dos vários fenómenos relativos a envelhecimento, cimentação, etc., é uma possibilidade acentuada.

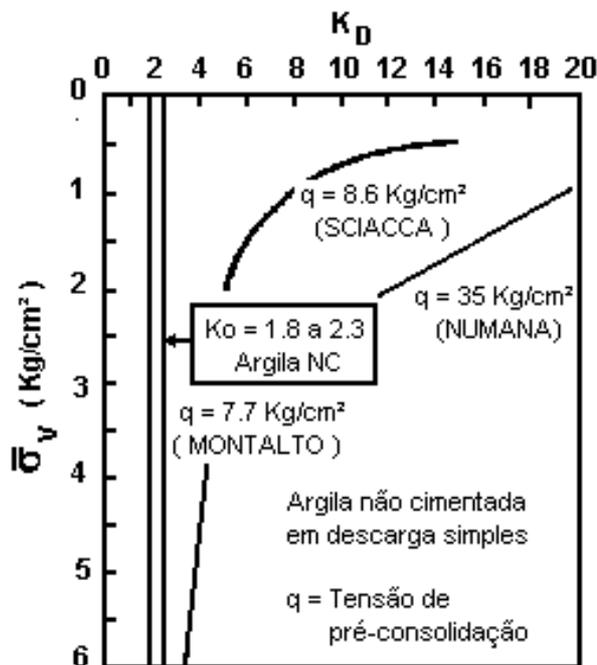


Figura 23 -  $K_D$  típico em argilas (Marchetti, 1980)

O grau de sobreconsolidação foi inicialmente correlacionado por Marchetti (1980), com base em ensaios edométricos, através da equação:

$$OCR = (0,5 K_D) 1,56 \quad (16)$$

cuja utilização Marchetti restringiu a solos com  $I_D$  compreendido entre 0,2 e 2,0.

O tipo de questões que foram levantadas relativamente à correlação  $K_0 / K_D$  colocam-se agora de novo para a correlação no  $OCR / K_D$ . Com efeito, o campo da aplicação desta equação encontra-se restringido a solos com histórias de tensões simples e que não tenham sido sujeitos a fenómenos de envelhecimento, cimentação ou endurecimento tixotrópico os quais, a acontecerem, conduzem a valores claramente sobrestimados.

Em 1981, Marchetti e Crapps, em *Flat Dilatometer Manual*, já apresentam correlações mais elaboradas para todo o tipo granulométrico de solos, isto é, para qualquer valor de  $I_D$ , embora mantendo as outras limitações de Marchetti. As correlações, válidas para valores de OCR superiores a 0,8, são as seguintes:

$$I_D < 1,2 \quad \text{OCR} = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (17)$$

$$I_D > 2 \quad \text{OCR} = (0,67 K_D)^{1,91} \quad (18)$$

$$1,2 < I_D < 2 \quad \text{OCR} = (m K_D)^n \quad (19)$$

em que:

$$m = 0,5 + 0,17 P \quad (20)$$

$$n = 1,56 + 0,35 P \quad (21)$$

$$P = (I_D - 1,2) / 0,8 \quad (22)$$

Powell e Uglow (1988), no mesmo estudo referido em 2.5.2.1., comparando os valores OCR obtidos de ensaios de consolidação, estabeleceram a mesma diferenciação dos solos, resultando para argilas jovens:

$$\text{OCR} = 0,24 K_D^{1,32} \quad (23)$$

Para argilas maduras o processo é idêntico ao seguido para a determinação de  $K_0$ .

Lunne et al (1989), por seu lado, propõem as seguintes correlações, a aplicar a solos argilosos, com grau de incerteza de cerca de 30%:

$$\text{OCR} = 0,3 K_D^{1,17} \quad \text{se} \quad C_u / \sigma'_v \leq 0,8 \quad (24)$$

$$\text{OCR} = 2,7 K_D^{1,17} \quad \text{se} \quad \text{Cu} / \sigma'v > 0,8 \quad (25)$$

Schmertmann (1988), adaptando a relação de  $K_0$  - OCR de Mayne e Kulhawy (1982), propôs para solos arenosos, com  $I_D > 1,2$ , não afectados por fenómenos de envelhecimento e/ou cimentação, e com grau de incerteza de 16%:

$$\text{OCR} = (K_0 / 1 - \text{sen } \phi_{ax})^{1/0,8} \text{sen } \phi_{ax} \quad (26)$$

### 2.5.3. Parâmetros de resistência

#### 2.5.3.1. Coesão não drenada, $C_u$

A forma habitual de representação da coesão não drenada é normalizada em relação a  $\sigma'v$ , isto é,  $C_u / \sigma'v$ .

A dependência de  $C_u / \sigma'v$  com OCR é bem reconhecida, sendo legítimo esperar que, se existe uma relação  $\text{OCR} / K_D$ , então deverá existir também uma correlação  $(C_u / \sigma'v) / K_D$ .

Ladd et al (1977) apresentaram a seguinte equação, frequentemente utilizada nos dias de hoje:

$$(C_u / \sigma'v)_{oc} = (C_u / \sigma'v)_{nc} \text{OCR}^m \quad (27)$$

com:

$$m = 0,8.$$

Marchetti (1980) combinou as equações anteriores e aquela equivalente à correlação de  $\text{OCR} / K_D$ , obtendo:

$$(C_u / \sigma'v)_{oc} = (C_u / \sigma'v)_{nc} (0,5 K_D)^{1,25} \quad (28)$$

O cálculo deste parâmetro só é viável em solos de granulometria fina, isto é, com  $I_D < 1,2$ . Considerando ainda válida a sugestão de Mesri (1975), de que:

$$(C_u / \sigma'v)_{nc} = 0,22 \quad (29)$$

obteve a equação actualmente utilizada:

$$(C_u / \sigma'v) = 0,22 (0,5 K_D)^{1,25} \quad (30)$$

Ressalta do exposto que os valores de  $C_u$  obtidos não são correlações directas, mas apenas um restabelecimento das relações com OCR apresentadas por Mesri (1975) e Ladd et al (1977).

Comparando os resultados obtidos no conjunto inicial de ensaios com a curva resultante da equação dada (figura 24), Marchetti (1980) concluiu que:

- Existe uma aproximação muito razoável entre os dados;
- Alguma variação pode ser explicada pela grande variedade de ensaios de calibração utilizados;
- A curva resultante da equação é sempre conservativa;
- Existem indicações de que a equação se aplica também a argilas OC, independentemente dos fenómenos envolvidos na sobreconsolidação, o que implica que a um valor de  $K_D$  elevado se sucede um valor de  $C_u / \sigma'v$  também elevado, independentemente da origem de  $K_D$ .

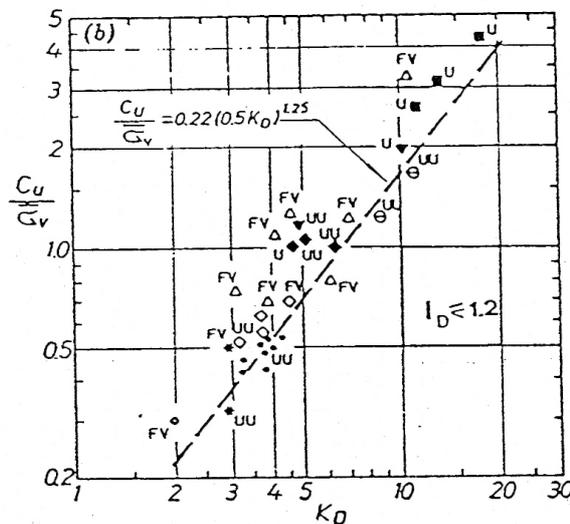


Figura 24 - Correlação entre  $C_u / \sigma'v$  e  $K_D$  (Marchetti, 1980)

A estimativa de  $C_u$  é assim, no DMT, obtida via OCR através da correlação com  $K_D$ , que por sua vez está directamente relacionada com  $P_0$ .

Hayes (1983) verificou que na generalidade os valores obtidos do DMT são conservativos relativamente àqueles obtidos com o ensaio de molinete, e que

tendem a ser mais realistas nas situações de análise de estabilidade de obras de terra fundadas em solos de natureza orgânica.

Diversos estudos comparativos (Lacasse e Lunne, 1983; Fabius, 1985; Grieg et al, 1986; Lutenegger e Timian, 1986; Ming e Fang, 1986), citados por Lutenegger (1988), revelaram que os resultados obtidos para  $C_u$  em argilas brandas a médias saturadas são coincidentes com os valores obtidos pelo ensaio de molinete após aplicada a correcção de Bjerrum. Em solos sobreconsolidados, como a expansão necessária à rotura é bastante superior, a correlação apresenta precisões inferiores.

Powell e Uglow (1988), com base em ensaios triaxiais realizados sobre amostras recolhidas nos mesmos locais onde efectuaram o estudo sobre correlações já apresentadas de  $K_D$  com  $K_0$  e OCR, verificaram que os valores obtidos para argilas recentes correspondem à linha de Marchetti, enquanto os valores referentes a argilas envelhecidas alinham paralelamente à linha de Marchetti (figura 25).

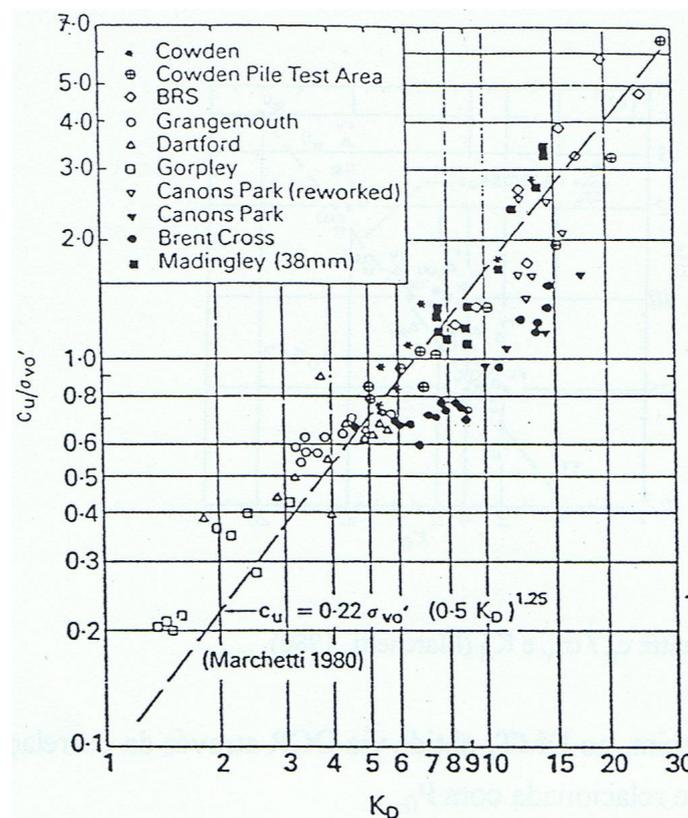


Figura 25 - correlação entre  $C_u / \sigma_v$  e  $K_D$  (Powell e Uglow, 1988)

Lacasse e Lunne (1988) procuraram estabelecer relações entre  $K_D$  e  $C_u$  que fossem dependentes do ensaio utilizado para estabelecer a resistência não

drenada (figura 26). Assim, são apontadas correlações, todas adaptadas da correlação de Marchetti, para a resistência não drenada corrigida do ensaio de molinete e resistências obtidas dos ensaios de corte simples e compressão triaxial:

$$\text{Molinete} - c_u / \sigma'v = (0,17 \text{ a } 0,21) (0,5 K_D)^{1,25} \quad (31)$$

$$\text{Comp. Triaxial} - c_u / \sigma'v = 0,20 (0,5 K_D)^{1,25} \quad (32)$$

$$\text{Corte Simples} - c_u / \sigma'v = 0,14 (0,5 K_D)^{1,25} \quad (33)$$

Deste modo, a correlação a utilizar deverá ser escolhida de acordo com a trajectória de tensões predominantes no problema em análise.

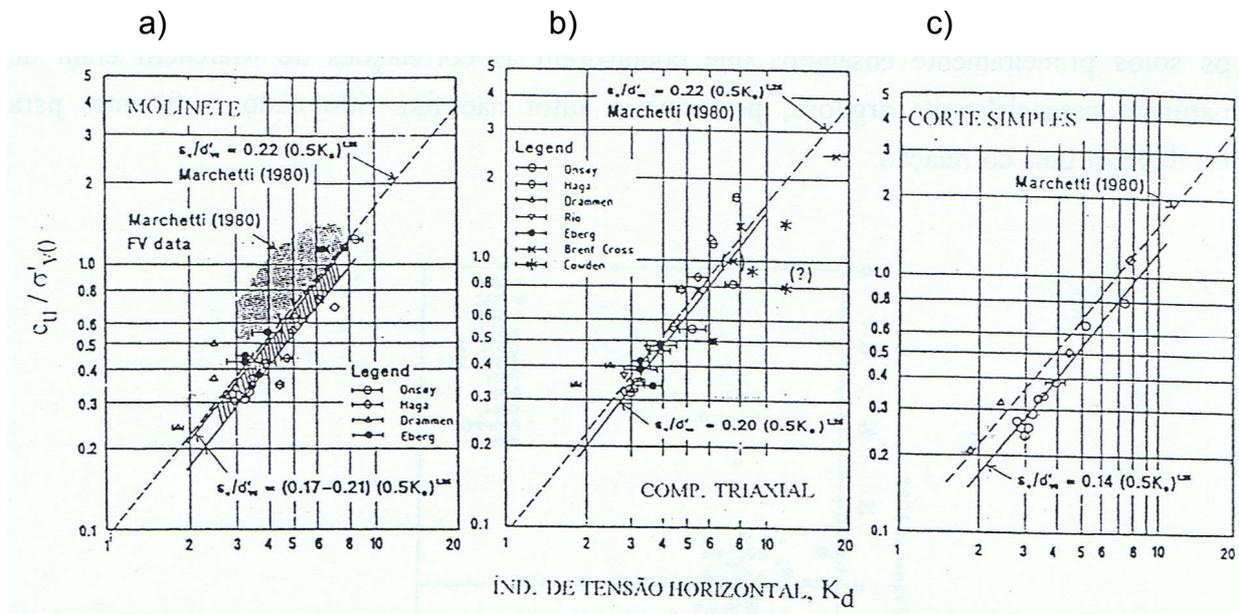


Figura 26 - Correlações entre  $c_u / \sigma'v$  e  $K_D$ : a) molinete b) comp. Triaxial c) corte simples (Lacasse e Lunne, 1988)

Roque et al. (1988), baseando-se num trabalho efectuado em ensaios de compressão triaxial sobre argilas de Glava (Noruega), propõem a utilização das fórmulas clássicas de capacidade de carga:

$$c_u = ( P_1 - \sigma_{h0} ) / N_c \quad (34)$$

em que  $\sigma_{h0}$  representa a tensão total horizontal e é calculada a partir de  $K_0$  obtido do DMT, e  $N_c$  é um factor que depende da fragilidade e plasticidade do solo, igual a 5 para argilas frágeis, 7 para argilas médias e 9 para argilas plásticas.

Cruz (1995) verificou em experiências nos solos aluvionares do Vouga, Mondego e Tejo, que quando o teor de humidade natural é superior ao limite de liquidez, a resistência ao corte avaliada pela expressão de Roque et al (34) corresponde à resistência de pico obtida no ensaio de molinete, enquanto a resistência residual obtida do mesmo ensaio é comparável com os valores baseados na expressão de Marchetti (28).

Um aspecto igualmente importante refere-se ao controlo de precisão dos resultados. O parâmetro  $I_D$ , indicador do tipo de solo pode ser utilizado com grande eficácia para aferir o tipo de comportamento (drenado, parcialmente drenado ou não drenado) exibido por cada solo particular, resultando numa mais-valia importante na interpretação de resultados. A figura 27 resultante de um estudo efectuado por Lutenegger (1988) é ilustrativa desse facto.

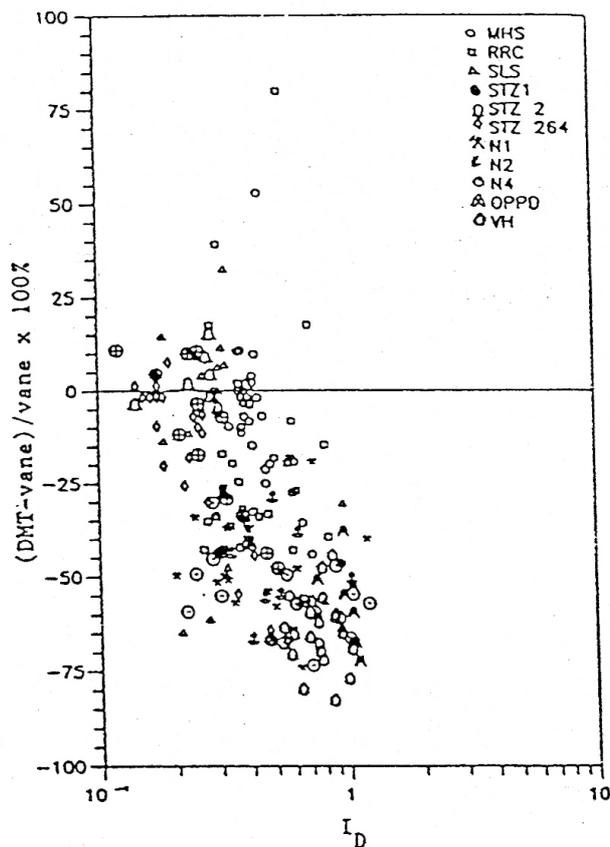


Figura 27 - Precisão na determinação de  $C_u$  (Lutenegger, 1988)

### 2.5.3.2. Ângulo de atrito efectivo, $\phi'$

A expressão mais utilizada na avaliação de  $K_0$  é aquela apresentada por Baldi (1986) que baseado em ensaios CC efectuados sobre solos arenosos, sugeriu que  $K_0$  fosse determinado com base em  $K_D$  e  $q_c$ , obtido do CPT, através da seguinte equação:

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - 0,00172 q_c / \sigma'_{v0} \quad (35)$$

Marchetti (1986), tendo em conta as teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975), apresentou um método para a determinação deste parâmetro baseando-se em  $K_D$  e na resistência de ponta  $q_c$  obtida do CPT.

Calculando o coeficiente de impulso em repouso a partir da expressão anterior e conhecendo os valores de  $q_c / \sigma'_v$  determina-se o ângulo de atrito para condições de deformação plana,  $\phi_{ps}$ , a partir do gráfico apresentado na figura 22 (Durgunoglu & Mitchell, 1975).

Campanella e Robertson (1991), encontrando o valor para a relação entre  $q_c / \sigma'_v$  e  $K_D$ , propõem a escala do lado direito representada na mesma figura para que a determinação deste parâmetro possa ser efectuada somente com base no DMT. É de realçar a necessidade de estimar  $K_0$ , embora uma aproximação grosseira deste valor não tenha grande significado sobre o valor de  $\phi'$ , conforme se pode observar directamente da figura 28.

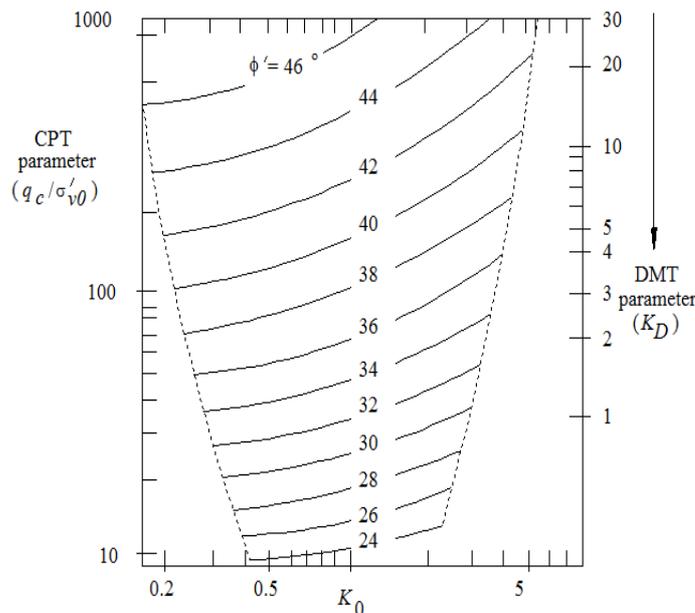


Figura 28 - Correlação para determinação de  $\phi'$  com base em  $K_D$  (Campanella e Robertson, 1991)

Finalmente Marchetti (1996) apresenta a correlação experimental, reconhecidamente, conservativa:

$$\phi' = 28 + 14,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad (36)$$

Ressalta de todos estes métodos a estreita dependência que  $K_0$  e  $\phi'$  exibem um do outro. Pelo que a sua análise deve ser efectuada em conjunto.

### 2.5.3.3. Resistências em solos residuais

Devido à presença de uma estrutura de cimentação, os solos residuais mostram um comportamento diferente dos solos sedimentares e, deste modo, as teorias clássicas de solos apresentam algumas limitações na interpretação de parâmetros geotécnicos. Com efeito, o comportamento de solos residuais está profundamente marcado pela presença duma estrutura de cimentação representada pelo desenvolvimento de  $c'$  e  $\phi'$ , de acordo com o critério de Mohr – Coulomb. Esta realidade traz as seguintes implicações para deduzir os parâmetros resultantes a partir do ensaio DMT.

- i. A coesão efectiva não era um parâmetro dedutível nos formulários associados aos solos sedimentares, pelo que foi necessário estudar uma relação original.
- ii. O ângulo de atrito quando avaliado a partir das correlações de solos sedimentares, traduz-se por um valor sobreavaliado já que engloba a resistência total (coesão + ângulo de atrito).

Tendo em conta estes pressupostos, Cruz et al (2006) desenvolveram um trabalho de pesquisa, a grande escala, que incluiu 15 programas experimentais (num total de 40 furos com ensaios SPT, 36 ensaios DMT, 22 ensaios CPT(U), 4 ensaios PMT, 5 ensaios DPSH e 10 ensaios triaxiais).

#### 2.5.3.3.1. Avaliação da coesão

É razoável esperar a possibilidade de derivar  $c'$  e  $\phi'$ , e assim foi experimentado por Cruz et al (2004) conforme apresentado em seguida.

De acordo com as referências básicas do DMT (Marchetti, 1980), o perfil  $K_D$  segue a forma clássica do perfil OCR e apresenta semelhanças típicas em função de comportamentos tipificados:

- Solos NC tendem a apresentar valores à volta de 2.
- Solos com baixo a médio OC mostram  $K_D$  superior a 2 e geralmente decrescem com a profundidade até atingirem o valor de NC.
- Solos NC, afectados pela cimentação ou pelo tempo, apresentam perfis de  $K_D$  estáveis com a profundidade e superiores a 2.

Os perfis  $K_D$  do presente estudo mostram uma geral tendência para manter estável com a profundidade, mostrando valores significativamente superiores a 2, nomeadamente entre 5 e 15. Assim, seguindo as considerações acima referidas, Cruz et al (2004) concluem que  $K_D$  reflecte claramente os efeitos da cimentação, embora o intervalo de resultados foi muito estreito para sentir variações de  $c'$ . Contudo, o OCR (o qual é uma amplificação numérica de  $K_D$ ) pode ser tido como parâmetro de referência.

Com efeito, mesmo que o conceito de sobreconsolidação não tenha o mesmo significado para solos sedimentares e residuais, a presença de uma estrutura naturalmente cimentada dá largas a um comportamento semelhante. De facto, a pressão de pré-consolidação (designada de pressão de pré-consolidação virtual) representa agora não a tensão máxima aplicada, mas a quebra da estrutura da cimentação, e a relação com a tensão vertical é chamada de “grau de sobreconsolidação virtual (vOCR)”, diferenciando-o do sustentado no processo de geração de solos sedimentares com “memória de tensões”. Assim, OCR derivado do ensaio DMT em solos residuais (vOCR) reflecte a resistência resultante da estrutura de cimentação, normalizada em relação ao esforço efectivo vertical. Além disso, deve notar-se que a avaliação de OCR é dependente de  $I_D$  e  $K_D$  (dependentes de  $P_0$  e  $P_1$ ), permitindo confiança na determinação de ambos os parâmetros.

Em solos com a complexidade mecânica de solos residuais é útil ter informação de fontes distintas. Assim, o par de ensaios DMT+CPTu tem sido adoptado frequentemente. Seguindo o mesmo critério que para OCR, outra aproximação foi também considerada para deduzir  $c'$  baseado nesta combinação, dado que a relação  $M/q_c$  tem sido usada com sucesso para determinar OCR em solos granulares (Marchetti, 1997). Os dados disponíveis mostram valores de  $M/q_c$  situados na fronteira de NC/OC (10-12), frequentemente a tender para OC (12 a 15), o que deve ser interpretado como um efeito da estrutura matricial do cimento.

A figura 29 ilustra a representativa evolução de  $K_D$ ,  $vOCR$  e  $M/q_c$  com a profundidade, obtido deste estudo. Os resultados mostram claramente a maior sensibilidade de  $vOCR$  e  $M/q_c$  a variações, comparativamente com  $K_D$ .

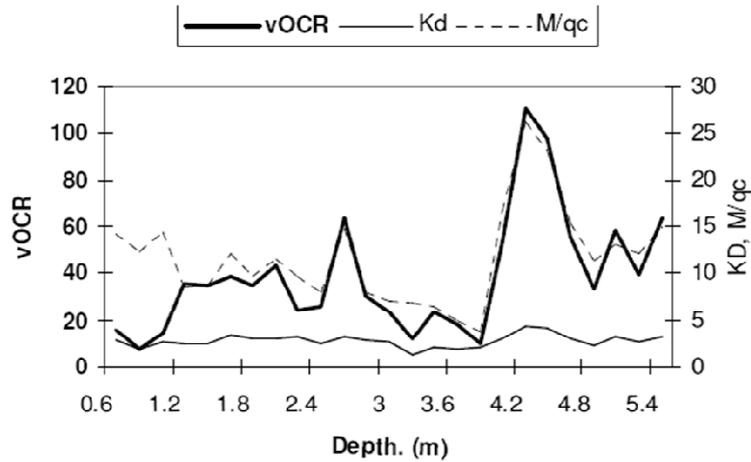


Figura 29: Perfis  $K_D$ ,  $vOCR$  e  $M/q_c$ . (Cruz, N. et al. 2008)

A comparação destes três parâmetros com testes triaxiais confirma que a convergência com  $c'$  é superior com  $vOCR$  (DMT) e  $M/q_c$  do que com  $K_D$  (figura 30, 31 e 32) como era esperado. Nas mesmas figuras também se representa as correlações com  $c'/\sigma'_{v0}$  (valores deste foram multiplicados por 100 para serem representados à mesma escala).

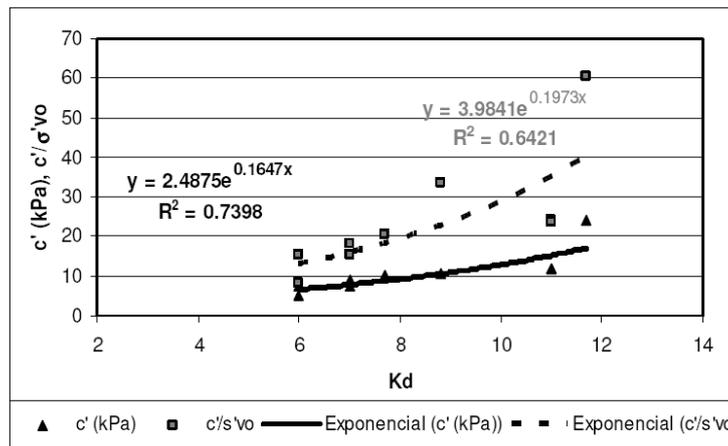


Figura 30 - correlações  $c'$  e  $c'/\sigma'_{v0}(x100) - K_D$ . (Cruz, N. et al. 2008)

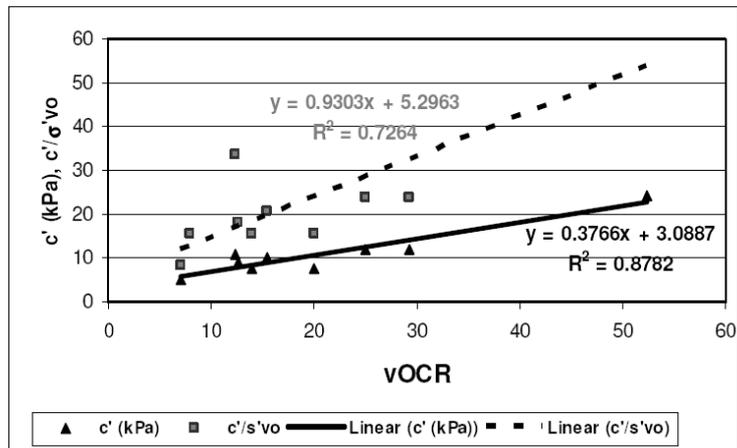


Figura 31 - correlações  $c'$  e  $c'/\sigma'v_o(x100)$  – vOCR . (Cruz, N. et al. 2008)

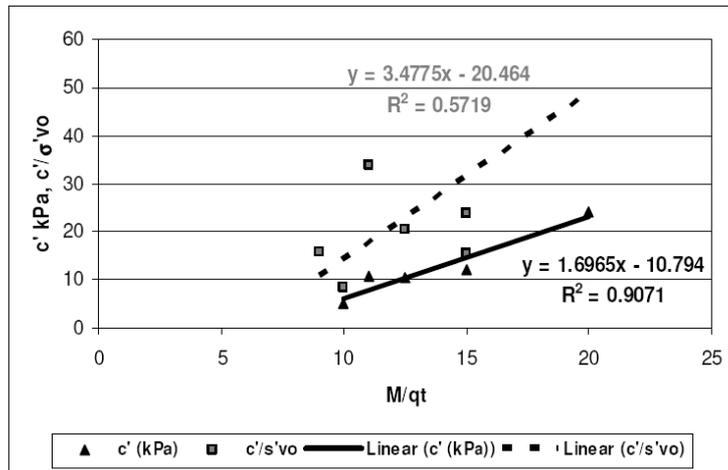


Figura 32 - correlações  $c'$  e  $c'/\sigma'v_o(x100)$  – M/qt . (Cruz, N. et al. 2008)

### 2.5.3.3.2. Correção do ângulo de atrito

Uma vez que  $c'$  foi obtido, é razoável esperar que possa ser usado para corrigir o sobreavaliado  $\phi'$ , determinado pelas expressões de solos sedimentares. Assim, com a diferença entre  $\phi'_{DMT}$  (representa a resistência global) e  $\phi'_{triaxial}$  (representa  $\phi'$  unicamente) e comparando-o com  $c'$ , fica claro (figura 33) a boa correlação entre eles (Cruz et al, 2004).

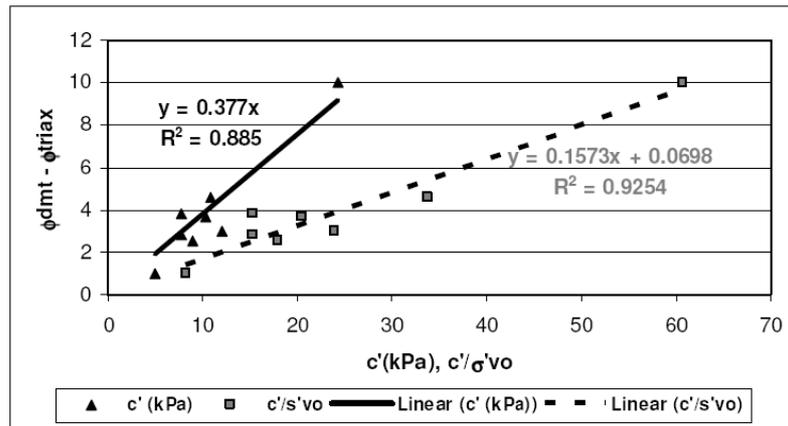


Figura 33 - correlações  $(\phi'_{DMT} - \phi'_{triax})$ -  $c'$  e  $c'/\sigma'v_0$  ( $\times 100$ ). (Cruz, N. et al. 2008)

Assim, a correcção do ângulo de atrito avaliado a partir do ensaio DMT através das expressões associadas aos solos sedimentares pode ser corrigida através da expressão seguinte:

$$\phi'_{(corrigido)} = \phi'_{DMT} - 0,138 \text{ OCR} - 1,16 \quad (37)$$

#### 2.5.4. Parâmetros de deformabilidade

As principais tentativas de correlação de  $E_D$  com os parâmetros de deformabilidade visaram a quantificação do módulo de Young,  $E$ , e do módulo de deformabilidade confinado,  $M$ , comparável ao módulo edométrico,  $E_{oed}$ , e mais recentemente com o módulo distorsional,  $G_0$ . Os resultados obtidos são discutidos em seguida.

Com base na teoria da elasticidade, a diferença de pressões,  $P$ , pode ser convertida no módulo de elasticidade do solo e, conseqüentemente no seu módulo distorsional. Para este problema, a solução é conseguida se for considerado que o espaço envolvente da lâmina forma dois semi-espacos elásticos em contacto através do plano de simetria da lâmina.

Para um semi-espaco elástico, caracterizado por um módulo de elasticidade,  $E$ , um coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e sujeito a condições de assentamento externo nulo, vem (Gravesen, 1970):

$$S_0 = (2D \Delta P / \pi)(1-\nu^2) / E \quad (38)$$

em que:

$S_0$  – deslocamento na direcção normal ao plano da membrana, igual a 1,1 mm no DMT;

$D$  – diâmetro da membrana, igual a 60 mm no DMT;

$\Delta P$  – diferença entre as pressões  $P_0$  e  $P_1$ .

Resolvendo para os valores dados,

$$E / (1 - \nu^2) = 34,7 \Delta P \quad (39)$$

O termo  $E / (1 - \nu^2)$  é denominado módulo dilatométrico,  $E_D$ .

#### 2.5.4.1. Módulo de deformabilidade confinado, $M$

A primeira tentativa de correlação entre índices dilatométricos e a deformabilidade dos solos foi efectuada por Marchetti (1980), que procurou estabelecer uma ligação entre  $E_D$  e módulo de deformabilidade tangente confinado, definido como:

$$M = \Delta \sigma'_v / \Delta \varepsilon_v \quad (40)$$

Partindo do princípio que a relação  $E_D / M$  deveria depender de uma grande variedade de parâmetros, entre os quais se destacam tipo de solo, anisotropia, pressão neutra, condições de drenagem, etc., concluiu que não devia ser esperada uma relação única. Por outro lado, o ensaio DMT fornece mais dois índices,  $I_D$  e  $K_D$ , que encerram informação sobre o tipo de solo e a respectiva história de tensões.

Com base nos dados obtidos das campanhas de caracterização geotécnica, Marchetti (1980) apontou as seguintes particularidades:

- Não existe uma proporcionalidade única entre  $M$  e  $E_D$ , isto é,  $R_M = M/E_D$  não é constante;
- O valor  $R_M$  tende a aumentar com o incremento de  $K_D$ , parecendo desde logo importante a sua inclusão na correlação;
- Embora não tenha sido objecto de estudo exaustivo,  $I_D$  parece ter menor influência na correlação, salvo nos casos em que  $K_D$  apresenta valores

muito reduzidos. Assim, os módulos de deformabilidade dos diferentes tipos de solo devem ser calculados segundo leis de variação similares;

- A correlação pode ser escrita do seguinte modo:

$$M = R_M E_D \quad (41)$$

$$R_M = 0,14 + 2,36 \ln K_D \quad \text{para } I_D < 0,6 \quad (42)$$

$$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \ln K_D \quad \text{para } 0,6 < I_D < 3,0 \quad (43)$$

$$R_M = 0,5 + 2 \ln K_D \quad \text{para } I_D > 3,0 \quad (44)$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 \ln K_D \quad \text{para } K_D > 10 \quad (45)$$

$$R_{M0} = 0,14 + 0,36 (I_D - 0,6) / 2,4 \quad (46)$$

O valor mínimo admissível de  $R_M$  é 0,85, pelo que se o cálculo fornecer valores inferiores, deverá ser tomado  $R_M = 0,85$ ;

- Em solos arenosos exibindo cimentação, o formulário apresentado responde favoravelmente, o que parece reflectir a dependência de  $R_M$  em relação a  $K_D$ , independentemente da origem do mesmo;
- Os valores de  $M$  aplicam-se para pequenos incrementos de carga, até valores próximos da tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ . Para valores de incrementos superiores, o valor  $M$  subestima o comportamento real do solo.

Lacasse e Lunne (1982), Hayes (1983), Campanella e Robertson (1983) e Aas et al (1984) testaram a correlação apresentada por Marchetti, e verificaram que a mesma se aplica com grande razoabilidade em solos argilosos brandos a médios e em solos arenosos NC com predominância de minerais siliciosos.

Jamiolkowski (1985), numa revisão dos dados obtidos até à data, apresenta o seguinte quadro de conclusões:

- a) A correlação de  $M / E_D$  de Marchetti (1980) parece ser razoavelmente precisa na determinação do módulo tangente confinado para solos argilosos brandos a médios, a níveis de tensão próximos de  $\sigma'_{v0}$ ;

- b) Conclusão idêntica é apresentada relativamente a solos arenosos, mas o nível de tensão limite não é necessariamente  $\sigma'_{v0}$ ;
- c) No que se relaciona com depósitos OC a experiência é demasiado escassa para que sejam obtidas conclusões suficientes.

O mesmo autor alerta ainda para o facto dos parâmetros de deformação obtidos do DMT apresentar as seguintes limitações:

- a) A penetração do equipamento implica que a medição seja efectuada numa situação de recarga, o que conduz a uma menor adequabilidade para avaliar módulos de deformabilidade quando o nível de tensão ultrapassa  $\sigma'_p$ ;
- b) Quase toda a experiência acumulada refere-se a depósitos do tipo argiloso, marinho ou fluvial, siltosos e arenosos predominantemente quartzosos.

Cruz et al (2006) apresenta os resultados obtidos em campos experimentais portugueses (rios Vouga, Mondego e Tejo) evidenciados na figura 34.

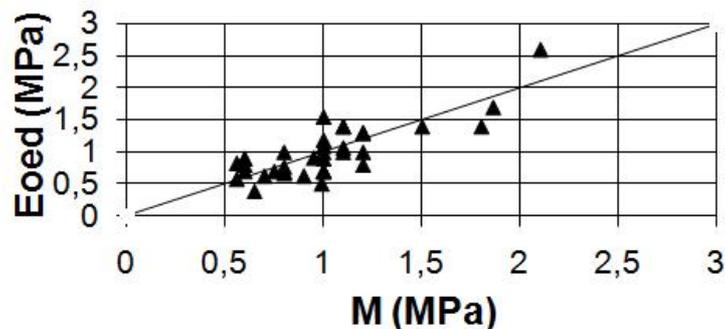


Figura 34 - Estudo comparativo baseado nos ensaios DMT e edométrico (Cruz et al, 2006)

#### 2.5.4.2. Módulo distorsional, $G_0$

Os trabalhos de referência relativamente a este parâmetro evidenciam duas aproximações distintas, que em seguida se discutem.

A primeira procura relacionar  $G_0$  directamente com  $E_D$ . Neste contexto, a relação geral  $G_0/E_D$  ( $=R_G$ ) seria de 7,5 para solos argilosos (Tanaka & Tanaka, 1998) e de cerca de 2,5 para solos arenosos (Jamiolkowski, 1985; Baldi, 1986). Cruz et al. (2006), procurando uma correlação mais generalista com enquadramento para todo o tipo de solos, propõem a introdução do parâmetro dilatométrico  $I_D$  (identificador do tipo de solo) na expressão de cálculo, tomando esta a seguinte forma:

$$G_0 / E_D = 3,94 I_D^{-0,6117} \quad (47)$$

Note-se que a atribuição de valores de  $I_D$  associados a argilas puras e areias limpas conduz a valores convergentes com as correlações de Tanaka & Tanaka (1998), Jamiolkowski (1985) e Baldi (1986).

Por outro lado, Hryciw, R.D. (1990) indicou que as correlações baseadas em ED seriam afectadas pelos diferentes níveis de deformação associados à determinação de  $G_0$  e de  $E_D$ . Assim o autor propôs um novo método para todos os tipos de solo, desenvolvido a partir do método indirecto de Hardin & Blandford, substituindo as variáveis  $\sigma'_0$  e índice de vazios ( $e$ ) por  $K_0$ ,  $\gamma$  e  $\sigma'_{v0}$  todos derivados do DMT conforme expresso na equação 48.

$$G_0 = \frac{530}{1 + 0,25} \frac{\left(\frac{V_D}{V_W}\right)^{-1}}{1 + \gamma} K_0^{0,25} (\sigma'_{v0} Pa)^{0,5} \quad (48)$$

## 2.6. Vantagens e limitações

### 2.6.1. Vantagens

As principais vantagens do ensaio são:

- Equipamento robusto, mas de sensibilidade elevada
- Rapidez de execução
- Execução simples e fácil reparação
- Grande reprodutibilidade de resultados
- Perfis quase contínuos
- Sensível às tensões horizontais

- Obtenção de uma gama variada de parâmetros
- Possível determinar o tipo de solo através do parâmetro índice de material ( $I_D$ )
- Correlações com parâmetros geotécnicos, o que permite a comparação directa com outros ensaios, nomeadamente de laboratório.

Davidson e Boghrat (1983), após a realização de uma série de ensaios de laboratório, sobre materiais arenosos, concluíram que as deformações causadas pelo cone do ensaio de penetração estática representam uma perturbação no solo. Os instrumentos com a forma de uma lâmina e com o dispositivo de medição localizado nas faces, conduzem a um rigor superior, quando comparados com elementos cónicos. Esta conclusão é compartilhada por Huang (1989) após criação de um modelo numérico específico para o efeito.

A figura 35 mostra as deformações causadas por elementos com ângulos apicais de 20° (DMT) e 60° (CPT e DP). Ressalta da figura que a concentração de deformações de corte se dá, preferencialmente, junto às arestas, apresentando-se, as mesmas, inferiores para os elementos que exibem menor ângulo de abertura. Deste modo, as perturbações induzidas na fase de cravação da lâmina dilatométrica são, substancialmente, reduzidas em relação ao que acontece nos ensaios de penetração, quer pelo seu menor ângulo de abertura como também, pelo facto das pressões serem determinadas na face lateral, onde a concentração de deformações é inferior. A esse respeito, verifica-se que o elemento do solo experimenta um incremento inicial das tensões à medida que a aresta se move no seu interior, reduzindo-se posteriormente com o restante avanço da lâmina, o que significa que o solo adjacente ao diafragma experimenta um ciclo de carga / descarga anterior à execução do ensaio (Clarke, 1988).

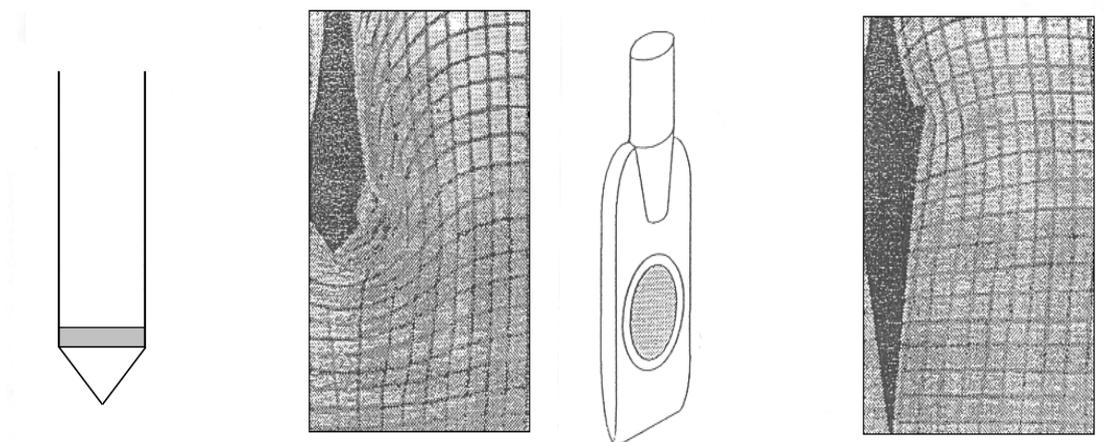


Figura 35 - Perturbação no solo causada por um CPT e DMT (Marchetti P. S., 2001)

### 2.6.2. Desvantagens

Como limitações há o facto da pressão da água ser assumida como hidrostática e do tempo dispendido entre a cravação da lâmina e a expansão da membrana.

Outro aspecto, salientado por Robertson e Campanella (1983), está relacionado com o facto da expansão da membrana não se efectuar imediatamente após a cravação, o que conduz à variação dos resultados pelo efeito da dissipação da pressão neutra após a cravação que, evidentemente, varia com a composição granulométrica de cada solo. Os mesmos autores apontam, ainda, a não verticalidade na cravação do equipamento com potencial influência na determinação de  $P_0$ . Este efeito pode ser minorado com uma cuidadosa inserção inicial e limitando as profundidades de ensaio a 15m. Um pequeno desvio à superfície poderia equivaler a vários metros em profundidade, podendo mesmo chegar à sua quebra e respectiva perda de material.

## Capítulo III - Ensaio com penetração de cone, CPT/CPTU/SCPTU

### 3.1. Ensaio de penetração estática, CPT/ CPTU/ SCPTU

O ensaio de penetração estática, conhecido como cone holandês, baseia-se na introdução de um cone normalizado no terreno, avaliando a resistência que este oferece, tanto ao nível da sua ponta, como das superfícies laterais.

Foi criado em 1929 nos Estados Unidos da América, mas foi no laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda, que se desenvolveu. Na década de 60 ocorre a generalização do penetrómetro eléctrico, no qual a resistência à penetração é medida por transdutores colocados imediatamente acima do cone e em que o atrito lateral é medido de forma semelhante. Mesmo assim, só na década de 80 é que se dá a explosão comercial derivado do desenvolvimento de piezocones (CPTU), que são cones munidos de uma zona porosa ligada a um transdutor, onde é possível obter a pressão da água nos poros correspondente ao nível hidrostático somado do excesso, criado pela penetração da ponteira cónica no terreno.

Os objectivos deste ensaio são a determinação do perfil de solo e da capacidade de carga de fundações, simular o comportamento de estacas e avaliar parâmetros geotécnicos baseados na medição da resistência oferecida pelo solo à penetração do cone ( $q_c$ ) e do atrito mobilizado ao longo de uma manga cilíndrica ( $f_s$ ). No caso do CPTU ainda se obtêm o parâmetro de pressão neutra ( $u$ ), e se o equipamento estiver munido de um geofone (SCPTU) obtém-se ainda as velocidades das ondas sísmicas ( $V_s$  e  $V_p$ ) que permitem avaliar os módulos de deformabilidade confinado ( $M_0$ ) e distorsional ( $G_0$ )

O ensaio encontra-se normalizado em ASTM D3441 / 86, no procedimento de referência emitido pelo comité técnico de ensaios de penetração, TC 16, e há ainda os procedimentos recomendados pelas sociedades geotécnicas Sueca (SGF, 1993), Norueguesa (NGF, 1994), Holandesa (NEN 5140, 1996).

De entre as várias normas ainda se pode referir as seguintes:

- EN-ISO 22476-1 - *Electrical cone penetration tests*
- EN-ISO 22476-15 - *Mechanical cone penetration test*
- MB 3.406 - *Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)*
- PSP002 e PIE015 - *CPT*
- ASTM-D-3441-95 - *Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil.*
- ASTM D-5778-95 - *Standard Test Method for Performing Eletronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*

## 3.2. Equipamento de ensaio

### 3.2.1. Tipo de ponteira

Existem vários tipos de ponteira que permitem diferentes determinações, conforme se apresenta em seguida. No entanto, é possível evidenciar uma base comum de referência constituída por um cone com abertura apical de  $60^\circ$ , com  $10\text{cm}^2$  de área e uma manga de atrito, localizada acima da ponteira, de  $150\text{cm}^2$  de área.

A ponteira pode ter várias formas e funções, dependendo de onde é e de quem a criou. A referência é constituída por um cone com abertura apical de  $60^\circ$ , com  $10\text{cm}^2$  de área e uma manga de atrito, localizada acima da ponteira, de  $150\text{cm}^2$  de área.

#### 3.2.1.1. CPT

Esta é a forma do ensaio no seu estado mais simples, ocorrendo em duas formas divergindo no modo de funcionamento: penetrómetros de cone móvel (mecânicos) e penetrómetros de cone fixo (eléctricos).

O equipamento associado ao modelo mecânico, o primeiro a ser criado, é constituído por uma ponteira cónica telescópica (figura 36), munida de uma manga de atrito, um conjunto de varas duplas para carregamento e posicionamento, uma célula de carga (figura 37) e um dispositivo para medição das forças aplicadas. Os cones são cravados estaticamente, medindo separadamente a resistência de ponta,  $q_c$ , e a resistência lateral,  $f_s$ . Com este modelo, o ensaio é quasi-contínuo.



Figura 36 - Ponteira mecânica



Figura 37 - Célula de carga

Este equipamento evoluiu e hoje, graças a sistemas eléctricos e electrónicos, permite monitorização contínua com um registo muito detalhado das grandezas em profundidade e evitando erros em perfis com grandes heterogeneidades em profundidades. Este modelo eléctrico é constituído por uma ponteira eléctrica, conforme a figura 38.

As medições dos parâmetros  $q_c$  (resistência de ponta) e  $f_s$  (resistência lateral) são efectuadas através de transdutores. O  $q_c$  é então reconhecido por células de carga no seu interior que, quando cravada sofre um aperto e reconhece o valor da força. O  $f_s$  é obtido através da manga de atrito que ao ser apertada pelo solo ao seu redor, dá um valor do atrito por este provocado.

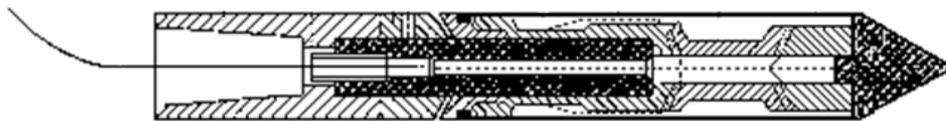


Figura 38 – Esquema de ponteira eléctrica

As principais vantagens da utilização deste segundo tipo, face ao primeiro, são enumeradas em seguida (Lunne, 1997):

- Eliminação dos problemas resultantes de atritos parasitas desenvolvidos ao longo do conjunto de varas internas / externas;
- Ensaio realizado de modo contínuo sem interrupções ou movimentos alternativos;
- Medições feitas de modo mais simples e mais credível, efectuadas de modo contínuo;

- Permite a utilização de instrumentos de medida (células de carga) de sensibilidade muito superior, de grande importância sobretudo em solos muito moles.

### 3.2.1.2. CPTU

O CPTU, ou também denominado "piezocone" (figura 39), tem como base o CPT mas permite, adicionalmente, a aquisição dos valores de pressão da água no solo. A pressão neutra ( $u$ ) gerada na interface entre a ponteira e o solo é medida por um sensor de pressão (pedra porosa) (figura 40) situado na proximidade do cone e reflecte, no seu crescimento ou decréscimo, a compressão ou dilatação do solo saturado à sua volta (figura 41).

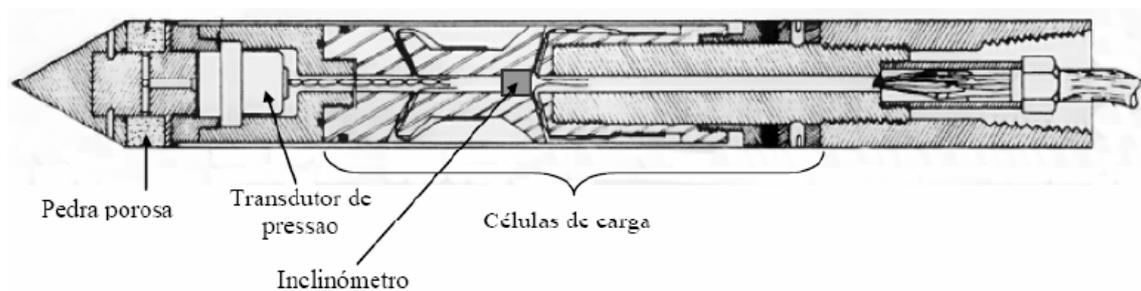


Figura 39 - Esquema do piezocone



Figura 40 - Cones com pedras porosas



Figura 41 – Exemplo de ponteira CPTU

O elemento poroso pode localizar-se na ponta ( $u_1$ ), na base do cone ( $u_2$ ) ou na manga de atrito ( $u_3$ ), o que se traduz em valores distintos (figura 42 e 43).

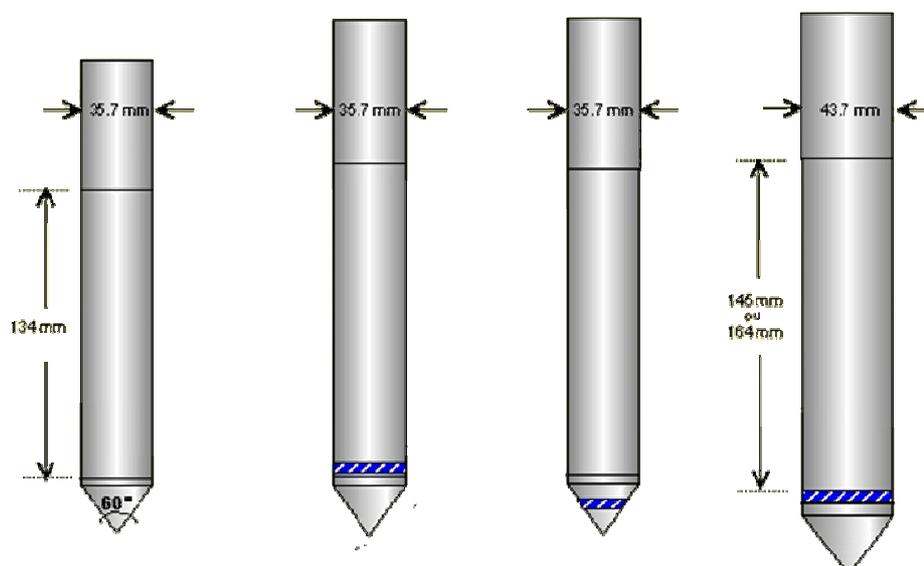


Figura 42 - Esquema de algumas configurações possíveis de CPTU (Rocha, R., 2005)



Figura 43 - Fotografia de algumas configurações possíveis de CPTU (Rocha, R., 2005)

### 3.2.1.3. SCPTU

A introdução da sigla *S* é referente à possibilidade de avaliação de velocidades sísmicas. Os ensaios com o piezocone sísmico são um bom complemento ao CPTU, ou apenas ao CPT, e estão estabelecidos em pré-norma (*international reference test procedures*) pelos comités da ISSMGE TC16 e TC10.

O equipamento contém um sistema de medição sísmico triaxial composto por três acelerómetros dispostos perpendicularmente entre si (x, y, z), podendo utilizar cerâmica como elemento sensetivo (figura 44, 45 e 46).

O que se determina é a velocidade de propagação das ondas sísmicas de tipo S (Tangenciais) e de tipo P (Compressivas) através da diferença de tempos de chegada das ondas sísmicas para um intervalo de profundidade constante.



Figura 44 - Esquema de SCPT (Rocha, R., 2005)



Figura 45 – Sistema de medição sísmico



Figura 46 - Ponta SCPT

### 3.2.1.4. Outras ponteiros

A constante evolução do ensaio tem visto a introdução no mercado de outros módulos destinados a obter outro tipo de informação, de que são exemplo o cone-resistivímetro (condutividade eléctrica) (figura 47), *VisionCone* (filme do solo atravessado) (figura 48) ou cone ambiental (Ph, temperatura, etc).



Figura 47 - Ponteira com módulo de condutividade eléctrica

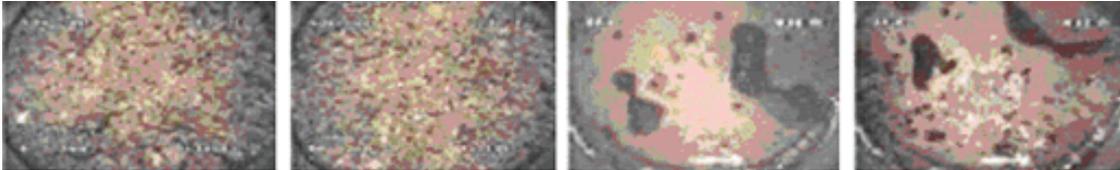


Figura 48 – Imagem de uma ponteira com módulo de captura de vídeo

## 3.2.2. Equipamento geral

### 3.2.2.1. Ligações e varas

Para os diversos transdutores da ponteira serem ligados ao equipamento de aquisição localizado na superfície é necessário um adaptador (figura 49), ao qual se liga a cablagem de transmissão de dados (figura 50).



Figura 49 – Adaptador de ponteira e esquema de encaixe



Figura 50 - Cabo de transmissão de dados

Esta cablagem passa pelo interior de um conjunto de varas ocas (figura 51) que, para além de proteger o cabo, vai permitir à ponteira descer em profundidade. Podem ser adicionadas ou subtraídas varas ao conjunto, dependendo da profundidade desejada para o ensaio.

A extremidade superior dos tubos tem um rasgo para o cabo passar sem dobrar, visto que é onde se vai exercer a força de cravação. O mesmo cabo terá de passar pelo interior de todos os tubos em série, dificultando o manuseamento.



Figura 51 - Cabo de ligação a passar pelo interior dos tubos

De modo a facilitar a montagem, estes cabos podem ser substituídos por transmissão via rádio (figura 52), com boas provas de precisão na avaliação dos três índices ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$ ). Deste modo, a ponteira guarda os dados em memória interna durante a penetração, enviando também em tempo real todas as medições através de ondas de rádio. Na extremidade das varas, encontra-se um microfone que captura as leituras, podendo ser representado em simultâneo um diagrama com os parâmetros, no ecrã. Os dados são também guardados no *Data-logger* (3.1.4.), e esta dupla gravação é necessária já que pode ocorrer erros na transferência, ruídos e lacunas na emissão.

Note-se que este sistema não pode ser utilizado no caso de se estar a usar o módulo sísmico.



Figura 52 – Ponteira sem fios (transmissão por ondas rádio)

### 3.2.2.2. Equipamento de cravação

Tratando-se de uma penetração estática, é necessário um dispositivo de reacção capaz de suportar as cargas a aplicar, através do seu próprio peso ou da utilização de trados de fixação.

O equipamento de cravação deve permitir reacção à força resultante das forças de atrito e de ponta que se desenvolvem ao longo das varas sem ocorrer o levantamento deste. Deve então ser pesado ou com capacidade de se auto-ancorar, podendo ser complementado com massas de reacção extra. São necessárias, geralmente, capacidades de reacção na ordem das 10-20 toneladas.

Vulgarmente são móveis, podendo-se mover por rodas ou lagartas, dependendo do tipo de solo (figura 53). Nos Estados Unidos da América usa-se maquinaria concebida para o efeito e camiões com o braço de penetração no centro (figura 54), onde a eficiência é maior.



Figura 53 – Equipamentos de lagartas de penetração em posição central



Figura 54 - Camião com equipamento de penetração em posição central

Já em Portugal, é usual recorrer a camiões de caixa aberta e transformá-los de modo a servir para o efeito, instalando, na sua traseira, a maquinaria de penetração, o que reduz significativamente a capacidade de penetração (figura 55).



Figura 55 - Camião com equipamento de penetração na traseira

Este deve ser dotado de bomba hidráulica com um curso do macaco suficiente para usar varas com 1m de comprimento. A capacidade de cravação é variável, sendo mais comumente requerida a de 100 a 200kN. O sistema hidráulico é accionado por um motor que garanta uma posição de cravação estática a uma velocidade contínua normalizada (2cm/s).

### 3.2.2.3. Material suplente e de execução

É essencial ter disponíveis peças suplentes, tais como ponteiros e cabeças centralizadoras para aplicação de carga, visto que são elementos sujeitos a possíveis quebras.

Ferramentas diversas, como chaves para tubos de 457mm (18") e saca-tubos, são necessários de modo a poder manejar o restante equipamento.

É ainda necessário um piezómetro de modo a ler o valor do nível freático.

O uso de sistema de aquisição automática de dados é opcional.

### 3.2.3. Equipamento de CPTU

Associado ao piezocone há todo um conjunto de equipamentos indispensáveis ao seu funcionamento:

- a) Caixa de controlo de profundidade - regista a posição do cone e sincroniza a informação com as resistências de ponta, atrito lateral, e pressões neutras (figura 56).



Figura 56 - Caixa de controlo de profundidade e cabo de ligação de profundidade (Rocha, R., 2005)

- b) *Data-logger* - é uma caixa de aquisição onde é armazenada toda a informação proveniente da ponteira e da caixa de controlo de profundidade (figura 57).



Figura 57 - *Data-logger* CPTU (Rocha, R., 2005)

Estes dados podem ser guardados num computador através de um cabo de transmissão de dados (figura 58). Para proceder à ligação entre o cabo de transmissão e o *Data-logger*, é necessário um adaptador para *Data-logger* (figura 59). É também necessário um cabo de alimentação (figura 60) ligado ao *Data-logger* e a uma bateria para fornecimento de energia.



Figura 58 - Cabo de transmissão de dados (Rocha, R., 2005)



Figura 59 - Adaptador para *Data-logger* (Rocha, R., 2005)



Figura 60 - Cabo de alimentação (Rocha, R., 2005)

Para obtenção e manipulação dos dados, é necessário recorrer a um software, e um dos exemplos é o *CPT-LOG* (figura 61). Com ele pode-se registar, armazenar e visualizar toda a informação referente ao ensaio.

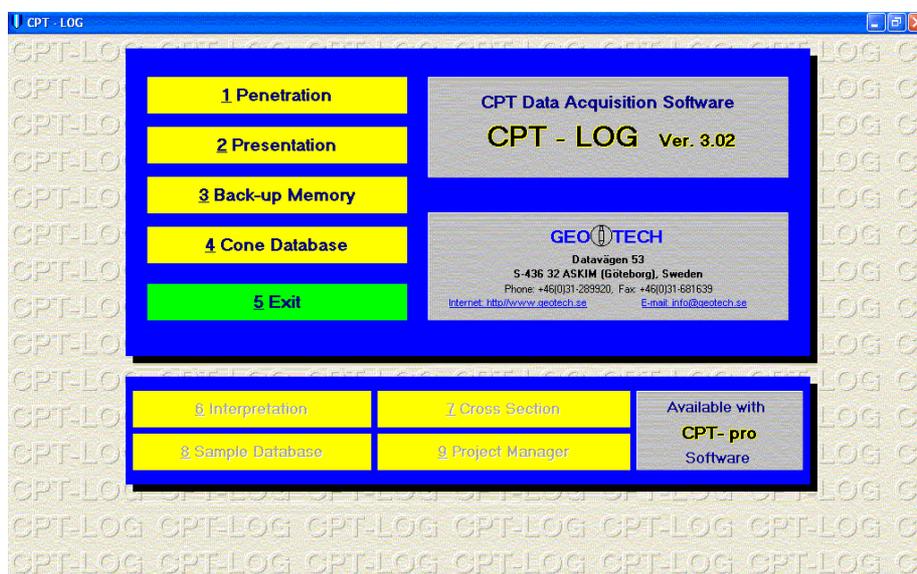


Figura 61 - Menu inicial do programa *CPT-LOG* (Rocha, R., 2005)

### 3.2.4. Equipamento de SCPTU

Tal como o CPTU, atrás apresentado, este necessita de cabo de transmissão de dados e também de um *Data-logger* CPTU (figura 62) para enviar toda a informação mecânica referente a  $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$ . Adicionalmente vai necessitar de um *Data-logger* SCPT, que recebe e transmite para o PC toda a informação sísmica e mecânica proveniente da ponteira.



Figura 62 - *Data-logger* SCPT (Rocha, R., 2005)

É necessário um *PC-Card* (figura 63) para converter a informação sísmica analógica do *Data-logger* SCPT para digital e enviá-la para o PC.



Figura 63 - *PC-Card* (Rocha, R., 2005)

O equipamento que vai permitir a emissão da onda sísmica é o martelo (figura 64).

O cabo de disparo é o que informa, ao *Data-logger* SCPT, o momento da geração da onda sísmica.

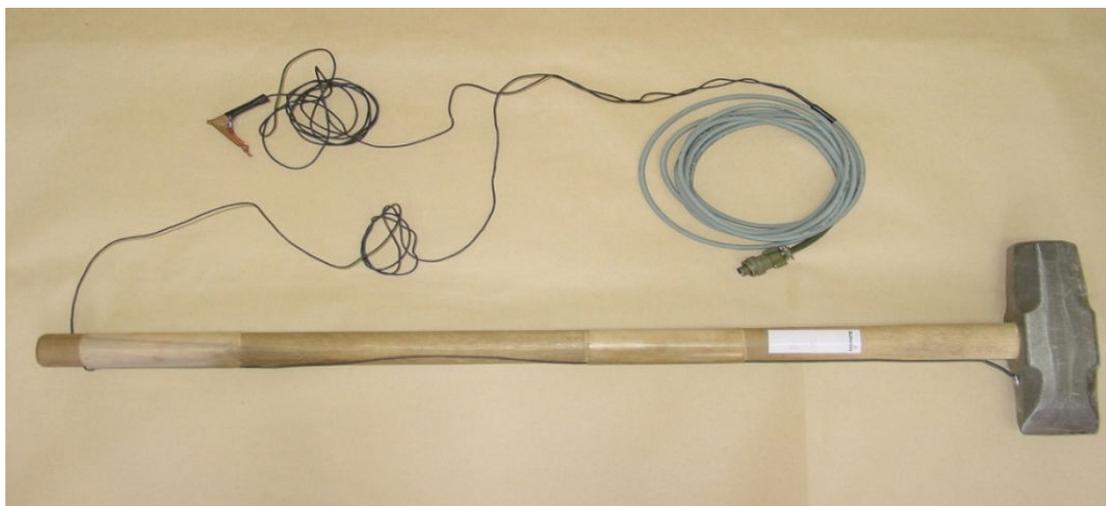


Figura 64 - Martelo com cabo de disparo (Rocha, R., 2005)

A pancada é aplicada em placas cravadas no terreno, e dependendo do tipo de ondas sísmicas pretendidas, variam na sua concepção (figura 65).



Figura 65 – Placa de onda S e P (Rocha, R., 2005)

O cabo de transmissão *Data-logger* SCPT/CPTU (figura 66). Este transmite a informação mecânica ( $q_c$ ,  $f_s$  e  $u$ ) do Data-logger SCPT para o Data-logger CPTU.



Figura 66 - Cabo de transmissão Data-logger SCPT-CPTU (Rocha, R., 2005)

Tal como o CPTU, este ensaio necessita de:

- *Data-logger* CPTU
- Caixa de controlo de profundidade
- Cabo de ligação de profundidade
- Cabo de alimentação
- Cabo de transmissão para PC
- Programa de aquisição de dados *CPT-LOG*

### **3.3. Preparação e execução do ensaio**

A preparação e execução do ensaio, tal como qualquer outro tipo de ensaio, é determinada por uma norma, que já referida, onde são definidas todas as particularidades do ensaio, tais como, dimensões do cone, ou simplesmente como avaliar os resultados finais (parâmetros de saída).

#### **3.3.1. Procedimentos executivos do ensaio**

A execução de um ensaio CPT prevê a realização das seguintes etapas:

- Localização dos pontos de ensaio e nivelamento;
- Instalação;
- Execução do ensaio;
- Preparação do boletim individual dos ensaios;
- Preparação dos cortes geológicos ou perfis do subsolo;
- Elaboração e aprovação do relatório final.

#### **3.3.2. Equipa técnica do ensaio**

A equipa técnica mínima para execução do ensaio CPT é constituída por um operador e um ajudante de serviços gerais, à qual se junta uma equipa de acompanhamento técnico.

Quanto ao nível de formação e experiência da equipa, o operador deve ter o nível secundário completo, de preferência em curso técnico.

O ensaio deverá ter como responsável técnico um geólogo ou engenheiro, o qual além de exercer a função de supervisor e orientador dos serviços de campo e de escritório, deverá ser o responsável pelo programa de treino e pela reciclagem do pessoal envolvido. O responsável técnico tem ainda a seu cargo o reconhecimento e o levantamento dos locais de ensaio, cabendo também a este profissional interpretar os resultados das medições feitas no campo

Por se tratar de um trabalho de equipa, em que cada um é um elemento indispensável e com tarefas específicas, existem grelhas de responsabilidade definindo as de cada um dos elementos intervenientes.

### **3.4. Execução do ensaio**

Este é um ensaio sem limitações quanto à profundidade a estudar, mas o que mais é pedido comercialmente ronda os 30m de profundidade. Profundidades maiores poderão exigir controlos especiais, tais como o controle da verticalidade das varas usando pêndulos magnéticos.

O procedimento de ensaio descrito, de seguida, é o com medição da pressão neutra e da componente sísmica.

#### **3.4.1. Procedimentos e noções iniciais**

- Manter o local do ensaio limpo e livre de interferências que possam dificultar o manuseamento das ferramentas e dos equipamentos, evitando acidentes;
- Em locais urbanos quando o local de ensaio possuir instalações de serviços públicos (água, luz, telefone, esgoto, rede lógica, etc.), aéreas ou enterradas, devem ser tomadas precauções adicionais para evitar danos a estes serviços. A existência destes serviços deverá ser informada pelo cliente contratante. Recomenda-se uma pré-escavação e a cravação cuidadosa da ponteira até os primeiros 4m de perfuração;
- A execução do ensaio requer um equipamento de cravação estático ou quase estático, usando um sistema hidráulico de cravação;
- Garantir uma adequada ancoragem do equipamento de cravação de modo a obter a capacidade máxima;
- Garantir o nivelamento horizontal em duas direcções do equipamento de cravação, para a torre de cravação estar perfeitamente vertical;
- Inspeccionar a integridade das várias partes do equipamento;
- Funcionamento do sistema hidráulico sem sobrecarga;
- Evitar quebra e/ou danos na ponteira forçando sua cravação (um bloco ou uma camada mais rígida são intransponíveis). Ocorre dificuldade em cravação e para ultrapassar esta dificuldade pode-se executar pré-furação, devendo ser assinalada a opção no boletim de ensaio;
- Dependendo do tipo de obra, das cargas a serem transmitidas às fundações e da natureza do solo, desde que haja justificativa por parte do engenheiro consultor, pode-se prever a necessidade de ensaios mais profundos do que aqueles que foram contratados.

### 3.4.2. Montagem do equipamento

Deve começar-se por fazer passar o cabo de transmissão pelo interior das varas ocas, com bastante cuidado, de modo a estarem em série e encaixarem correctamente (figura 67).



Figura 67 - Colocação do cabo de transmissão por entre os tubos

#### 3.4.2.1. CPTU

Para garantir o bom funcionamento do transdutor de pressão neutra, deve saturar-se com um líquido viscoso (por exemplo glicerina) a pedra porosa e os veios de comunicação. É necessário desmontar a ponteira (figura 68) e retirar o cone (9), a pedra porosa (8), o X-ring (7) e o anel de suporte para o X-ring (10). Os outros elementos representados são o número de série da ponteira (1), o-ring (2), x-ring (3), manga de atrito (5) e os o-ring da manga de atrito (4 e 6).

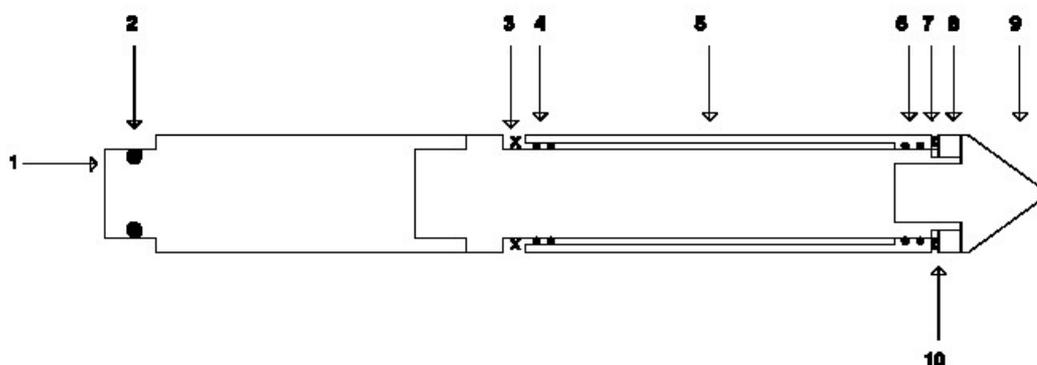


Figura 68 - Esquema de desmontagem de ponteira CPTU (Rocha, R., 2005)

Com a ponteira desmontada, a pedra porosa é fervida em glicerina (se possível previamente em laboratório) e posteriormente colocam-se as peças mergulhadas num recipiente com o mesmo líquido (figura 69).



Figura 69 - Peças em recipiente com glicerina líquida

De modo a continuar com o sistema saturado, este é montado imerso. É necessário colocar um funil na ponteira desmontada (figura 70), garantindo a estanquidade entre este e a ponteira.



Figura 70 - Funil colocado na ponteira

Enche-se o funil com glicerina líquida, até à extremidade da ponteira ficar submersa. Com a atenção de proceder sempre de modo imerso, coloca-se o x-ring, o suporte e a pedra porosa. Enrosca-se ligeiramente o cone, deixando os orifícios de saturação acessíveis (figura 71).

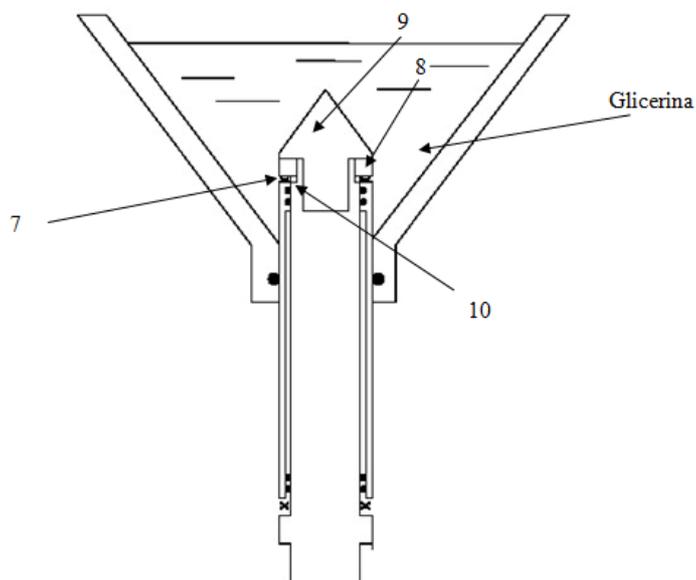


Figura 71 - Esquema de montagem (Rocha, R., 2005)

Enrosca-se o cone, e com uma seringa, injecta-se glicerina para o interior da pedra porosa através dos orifícios de saturação (figura 72). Este procedimento faz com que o ar, que foi aprisionado nos poros durante a montagem, seja expelido.



Figura 72 - Injecção de glicerina

Retira-se o funil e coloca-se a ponteira numa tina com glicerina (figura 73), de modo a manter-se saturada.



Figura 73 - Manter a ponteira em glicerina até a altura de penetrar no solo

Com a ponteira CPTU pronta, esta é conectada ao adaptador de ponteira, e o adaptador de *Data-logger* ao *Data-logger*. A ligação entre os dois adaptadores é realizada através de um cabo de transmissão de dados.

A vara é enroscada ao adaptador da ponteira, e este conjunto é inserido na cabeça de cravação da máquina

Ao *Data-logger* é ainda ligado a caixa de controlo de profundidade (figura 74) através do cabo de profundidade, o computador através do cabo de transmissão para PC e a bateria através do cabo de alimentação. O computador deve ser ligado a uma fonte de energia externa de modo a garantir alimentação até ao final do ensaio.



Figura 74 - Ligações no Data-logger CPTU

A caixa de controlo de profundidade é montada numa parte fixa do equipamento de cravação (figura 75), e a sua argola presa à cabeça de cravação.



Figura 75 - Caixa de controlo de profundidade (Rocha, R., 2005)

As ligações deverão respeitar o seguinte esquema (figura 76):

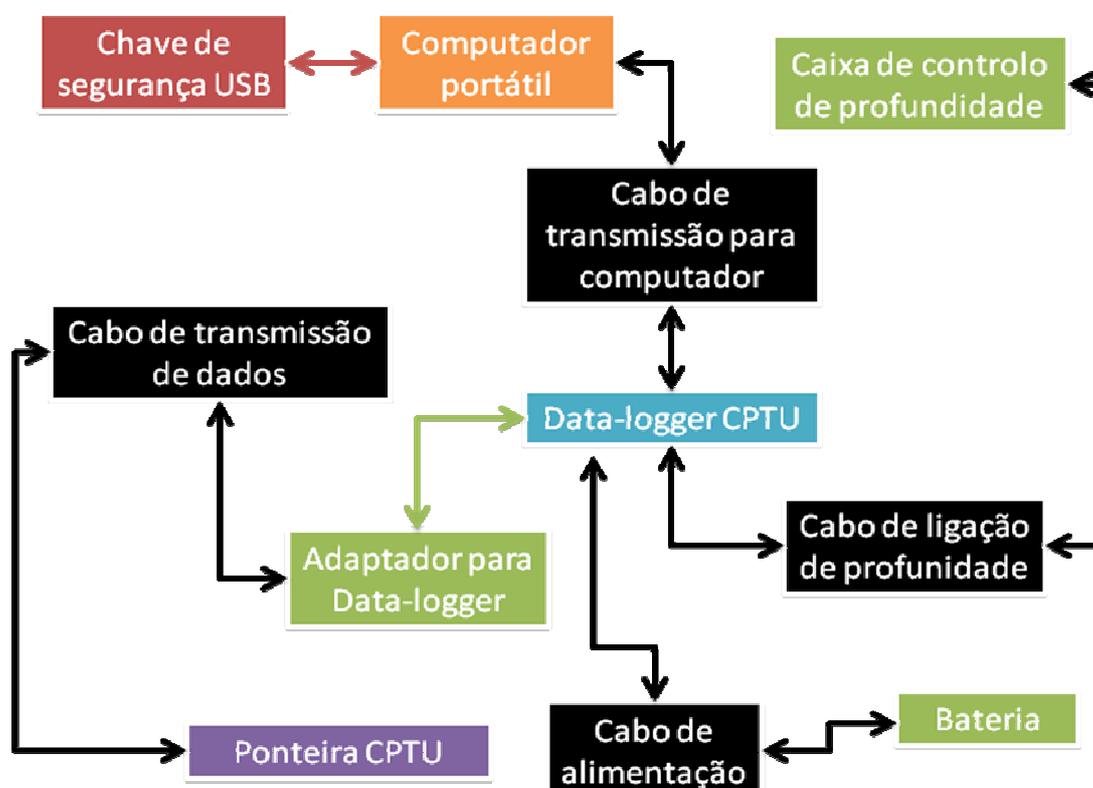


Figura 76 - Esquema de montagem do CPTU

Depois de todo o equipamento montado, liga-se o *software* de aquisição e inicia-se o ensaio.

### 3.4.2.2. SCPTU

A preparação do equipamento para realização do ensaio inclui a montagem do equipamento, preparação do software de aquisição e saturação do sistema de medição de pressões neutras.

O equipamento é posicionado como se do ensaio CPTU se tratasse. Em acréscimo, dispõe-se as placas de ondas S (figura 77 e 78) paralelas à traseira do camião e alinhadas com o furo a uma distância de 2m.

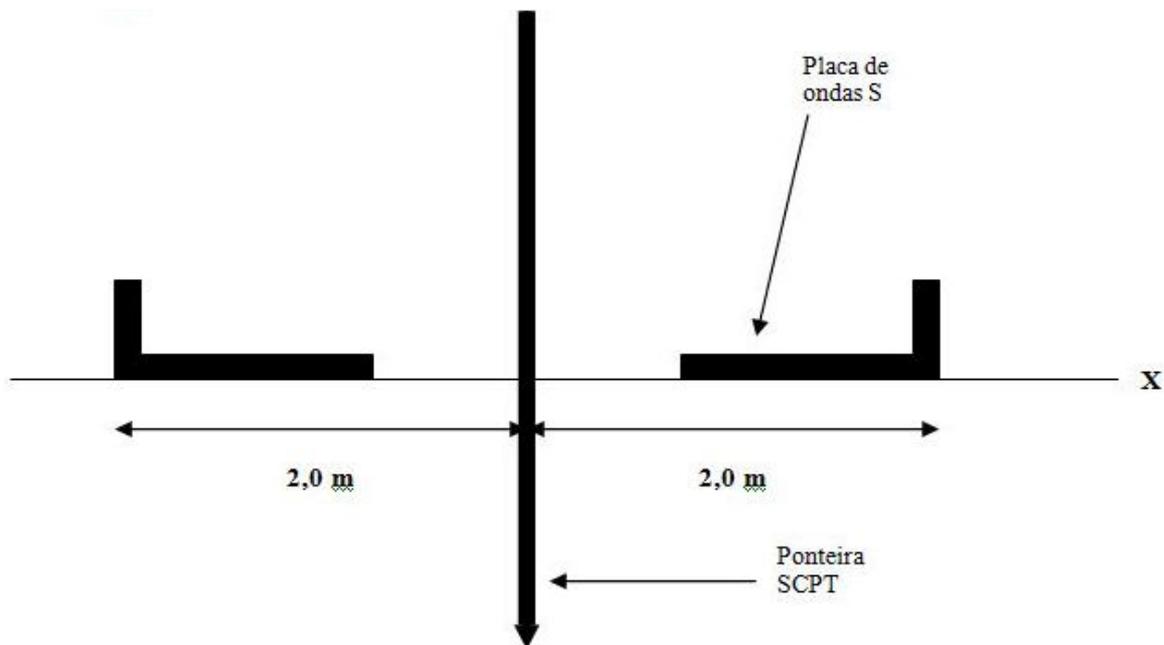


Figura 77 - Esquema em perfil das placas de ondas S (Rocha, R., 2005)

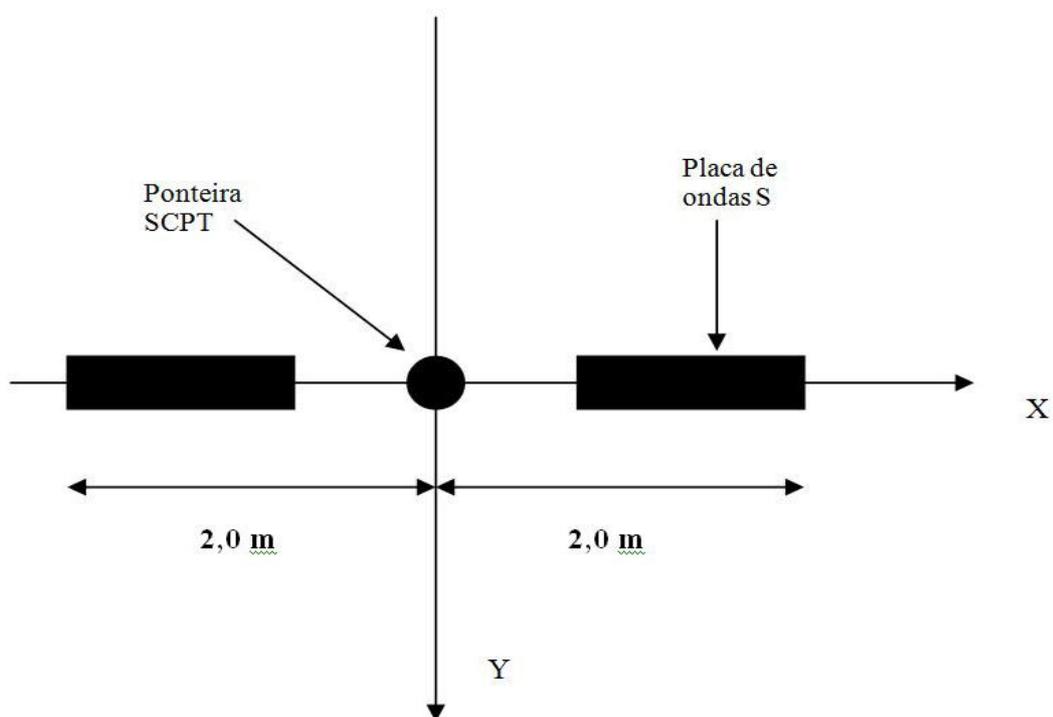


Figura 78 - Esquema em planta das placas de ondas S (Rocha, R., 2005)

Os dentes da base das placas S (figura 79) devem ser enterrados no terreno usando, para tal, os apoios hidráulicos do caminhão ou escavando um buraco de 6cm de profundidade com a forma e dimensões da placa.

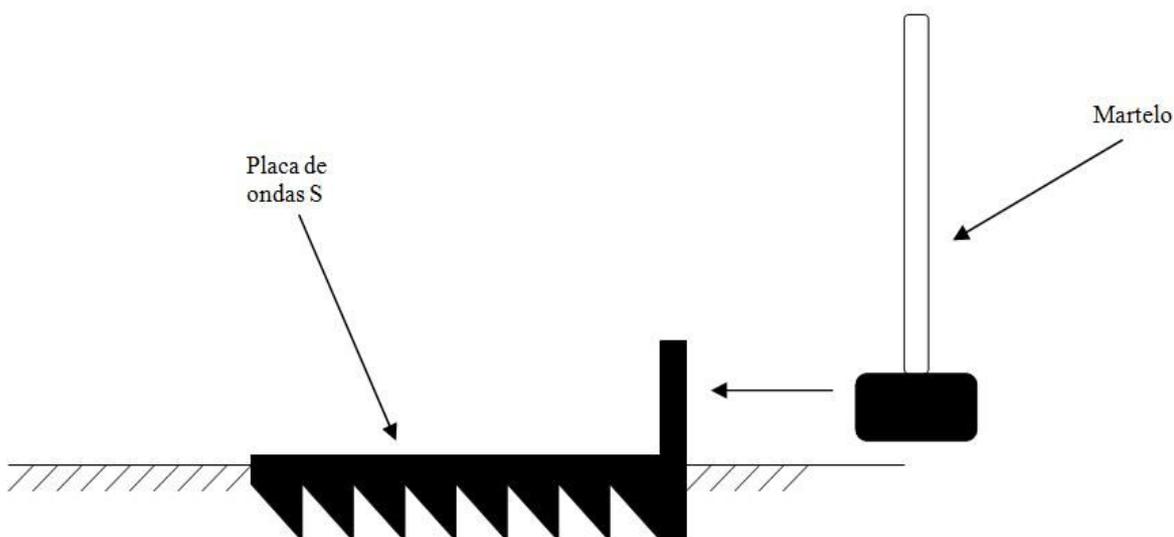


Figura 79 - Placas de ondas S colocadas no terreno, em perfil (Rocha, R., 2005)

A placa P (figura 80, 81 e 82) é colocada perpendicularmente às placas S, e com a parte cilíndrica enterrada no terreno com o auxílio do camião.

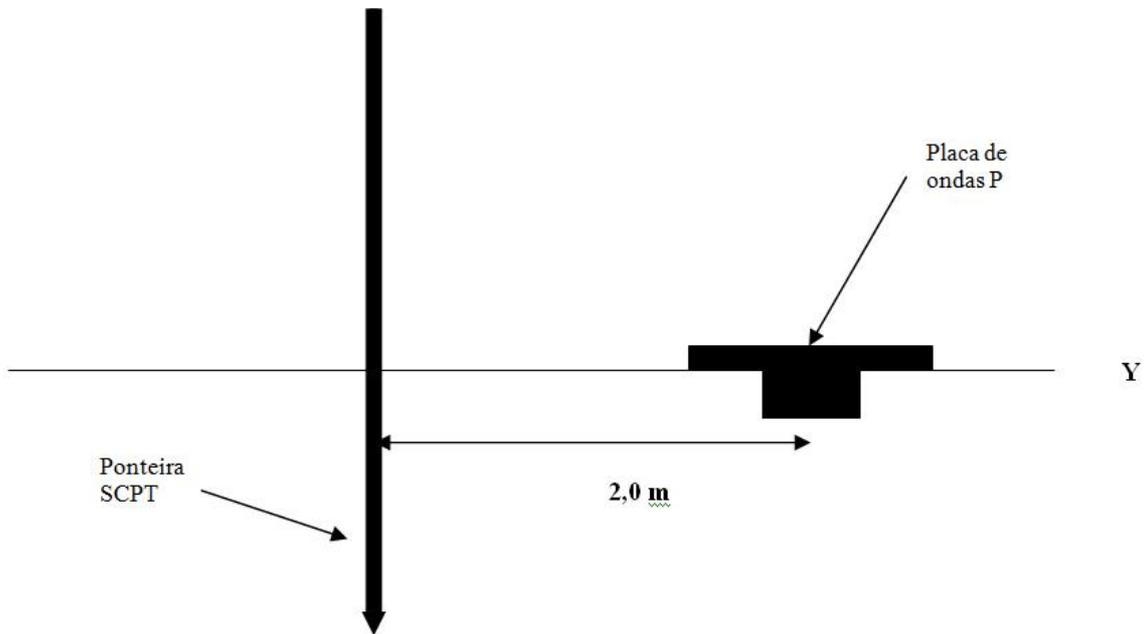


Figura 80 - Esquema em perfil da placa de ondas P (Rocha, R., 2005)

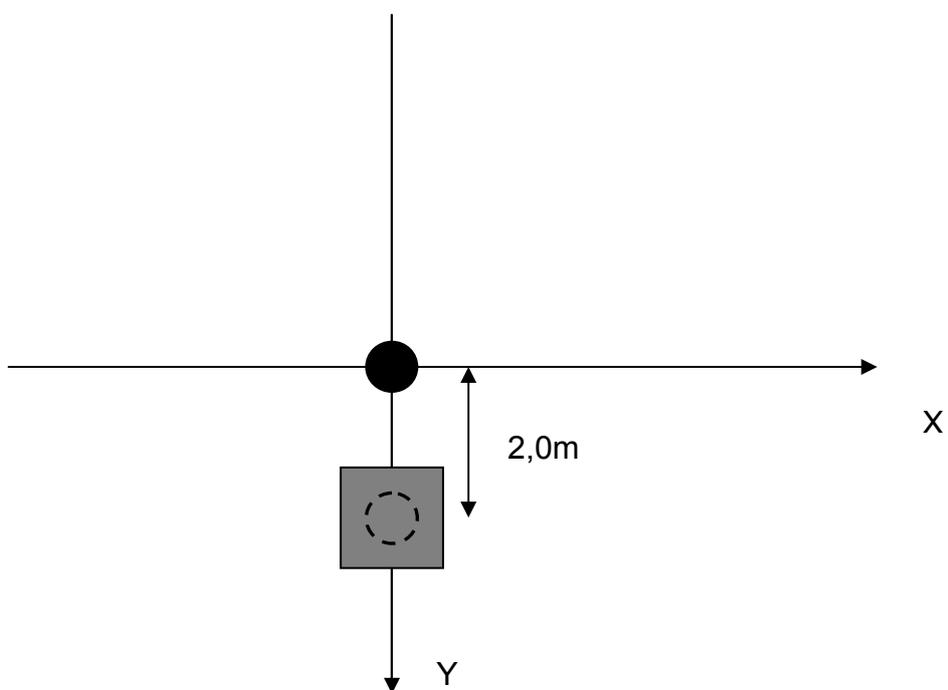


Figura 81 - Esquema em planta da placa de ondas P (Rocha, R., 2005)

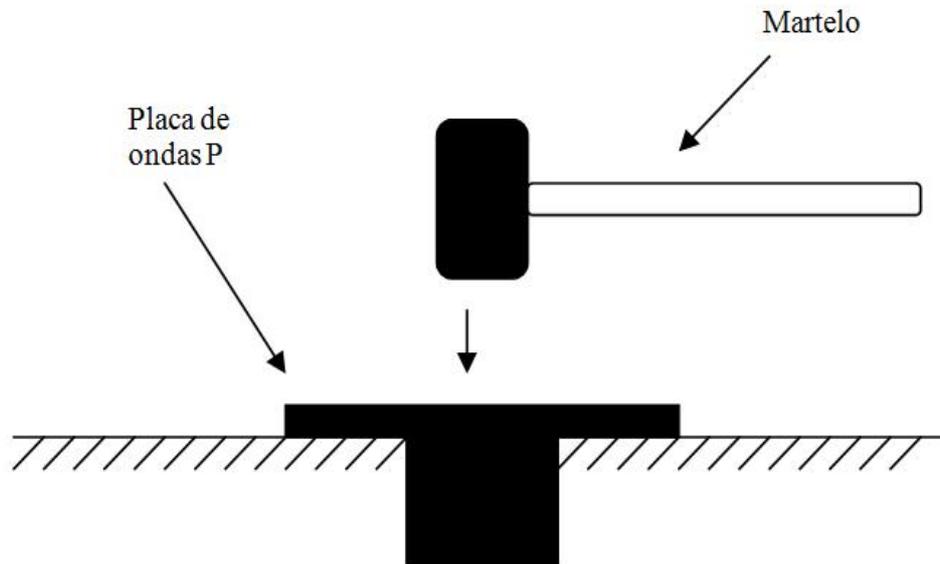


Figura 82 - Placa de ondas P colocada no terreno, em perfil (Rocha, R., 2005)

O cabo de transmissão SCPT-CPTU é ligado ao *Data-logger* SCPTU, tal como o cabo de disparo do martelo (figura 83).



Figura 83 - Montagem no Data-logger SCPT (Rocha, R., 2005)

A caixa de controlo de profundidade é fixa ao camião, prepara-se o *software* de aquisição e dá-se início ao ensaio.

Conecta-se o *PC-Card* ao cabo do *Data-logger* SCPT, e insere-se no *card-slot* do computador.

Prepara-se o software como em 3.3.3.

Os outros procedimentos como a montagem e preparação da ponteira são semelhantes ao CPTU (figura 84 e 85).

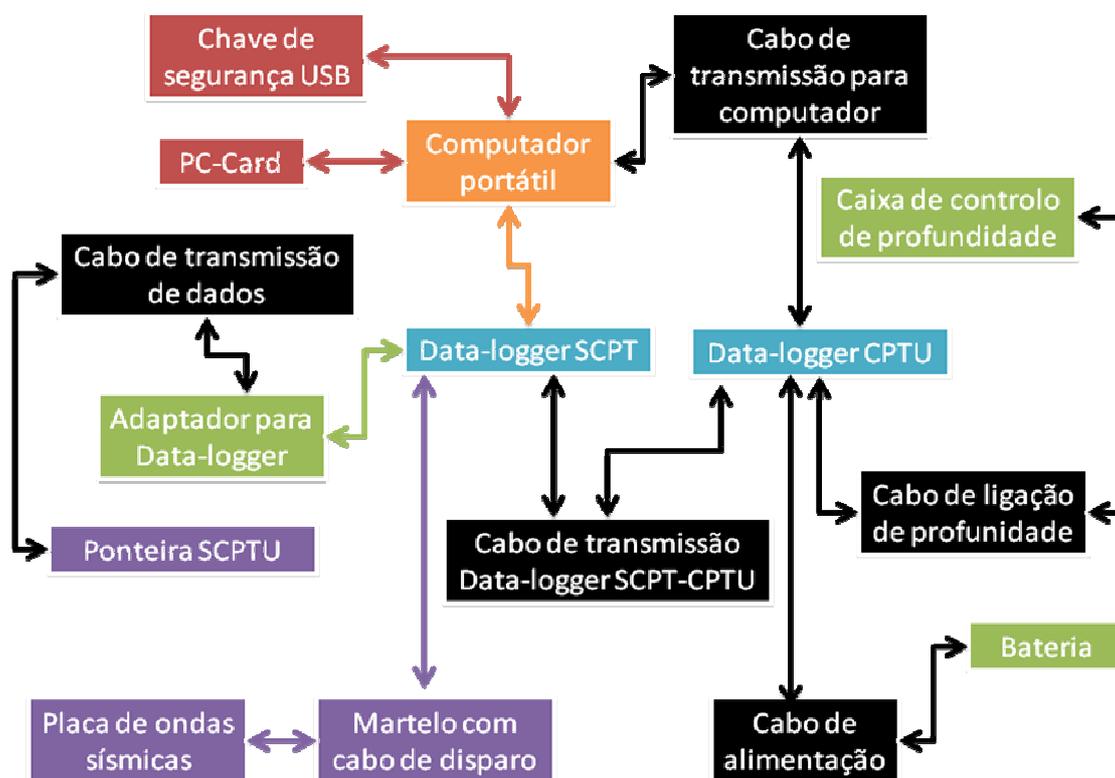


Figura 84 - Esquema de montagem do ensaio SCPTU



Figura 85 - Montagem de equipamento SCPTU (Rocha, R., 2005)

### 3.4.3. Preparação do software

De modo a exemplificar os procedimentos realizados no software de aquisição de dados, vai ser explicado passo-a-passo um dos softwares disponíveis no mercado, o *CPT-LOG Ver.3.02.*, segundo Rocha, R., (2005).

#### 3.4.3.1. CPTU

Depois de aberto o programa (figura 86), selecciona-se a opção número 4, referente ao *Cone Database*.

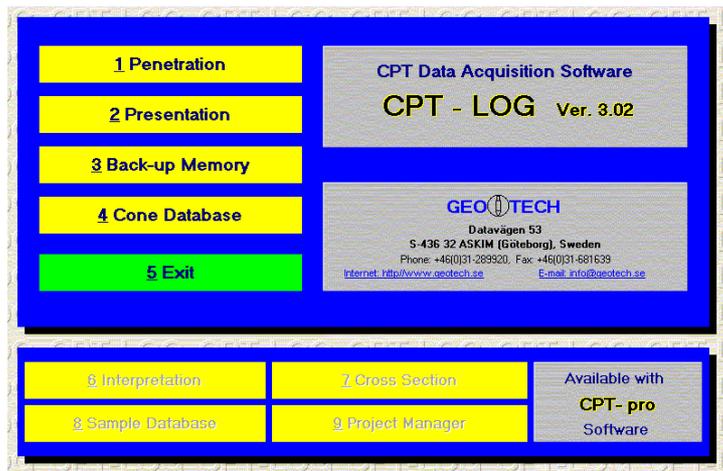


Figura 86 - Menu inicial do CPT-LOG (Rocha, R., 2005)

No campo *Cone name*, selecciona-se a ponteira CPTU a utilizar confirmando as suas características através do certificado de calibração (figura 87).

Botão de selecção da ponteira CPTU a ser utilizado no ensaio

Distância até à próxima calibração

Ranges	Geometric parameters	Scaling factors
Point resistance: 50 [MPa]	Area factor a: 0,49	Point resistance: 1219
Local friction: 0,5 [MPa]	Area factor b: 0,01	Local friction: 6288
Pore pressure: 2,5 [MPa]	Tip area: 10 [cm <sup>2</sup> ]	Pore pressure: 2194
Tilt sensor: 5 [DEG]	Sleeve area: 150 [cm <sup>2</sup> ]	Tilt sensor: [ ]
Temperature: [ ] [°C]		Temperature: [ ]
Elect. conductivity: [ ] [mS/m]		Elect. conductivity A: [ ]
		Elect. conductivity B: [ ]

Tests	Summary length
Date of test: 17-05-2004	764.82 [m]
Hour start of test: 12:08:17	Length from last calibration: 764.82 [m]
Operator: [ ]	Length to next calibration: 735.18 [m]
Length of test: 0,635	Nominal length between calibration: 1500 [m]

Figura 87 - Características da ponteira CPTU (Rocha, R., 2005)

Clica-se em *Close*, voltando ao menu inicial e desta vez prime-se no menu *Penetration* (figura 88), abrindo a seguinte janela:

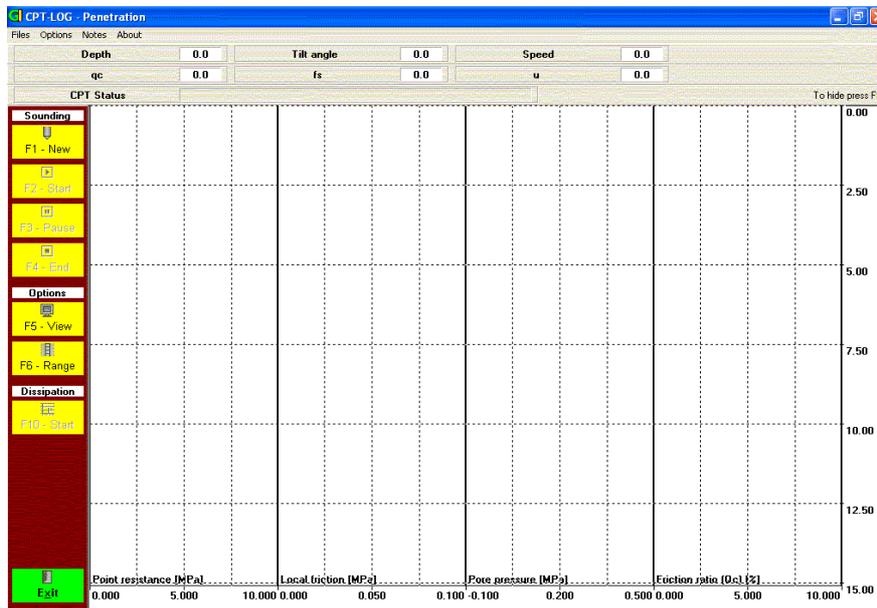


Figura 88 - Janela “Penetration” (Rocha, R., 2005)

Na barra superior, clica-se em *Options* e de seguida *Interface options*, que corresponde às opções de comunicação (figura 89).

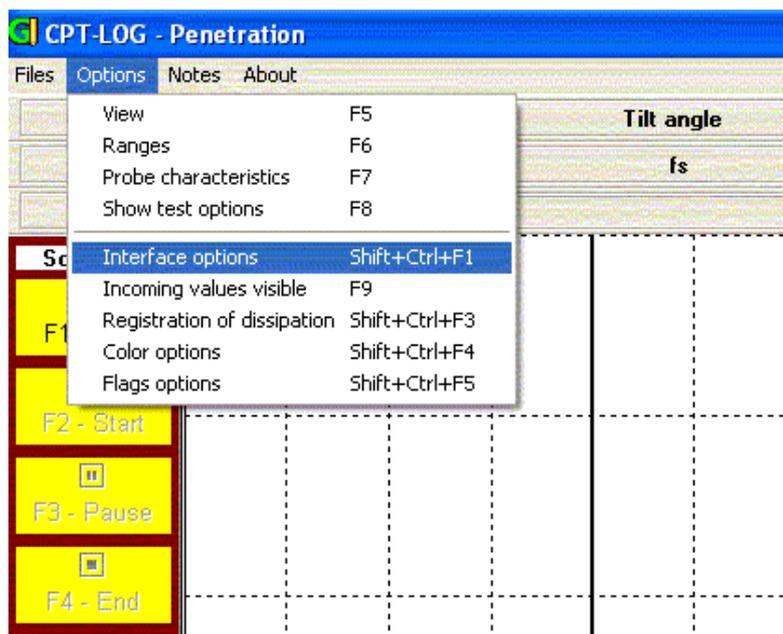


Figura 89 - “Interface options” (Rocha, R., 2005)

Dentro deste menu, selecciona-se a *COM1* e conecta-se em *CONNECT* (figura 90).

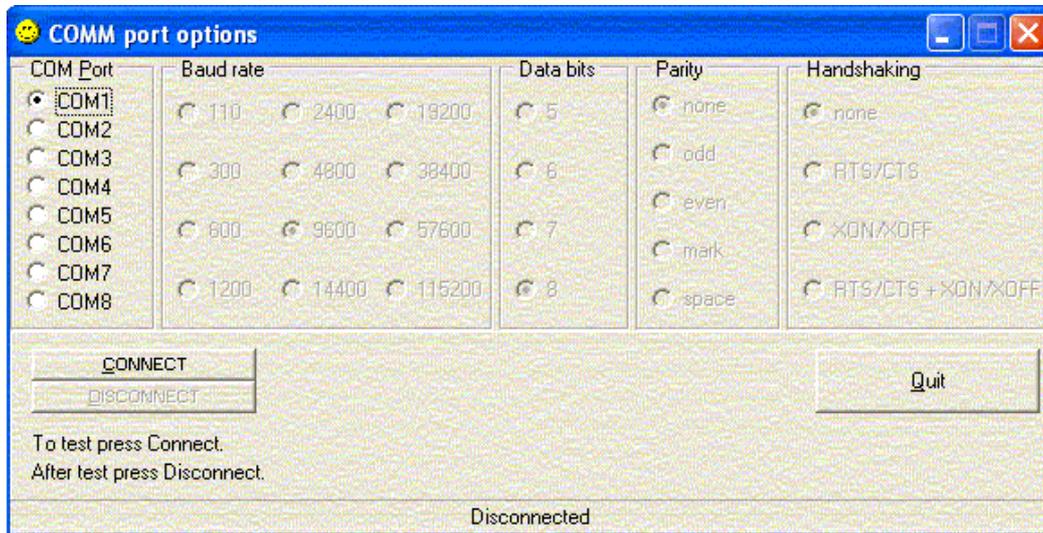


Figura 90 - Menu Interface options (Rocha, R., 2005)

Fecha-se a janela para voltar ao menu anterior do *PENETRATION*. Então, de novo em *Options*, selecciona-se *Probe characteristics* e confirma-se se a ponteira e as características que aparecem são as mesmas que a utilizada. Se coincidir, carrega-se em *OK* (figura 91).

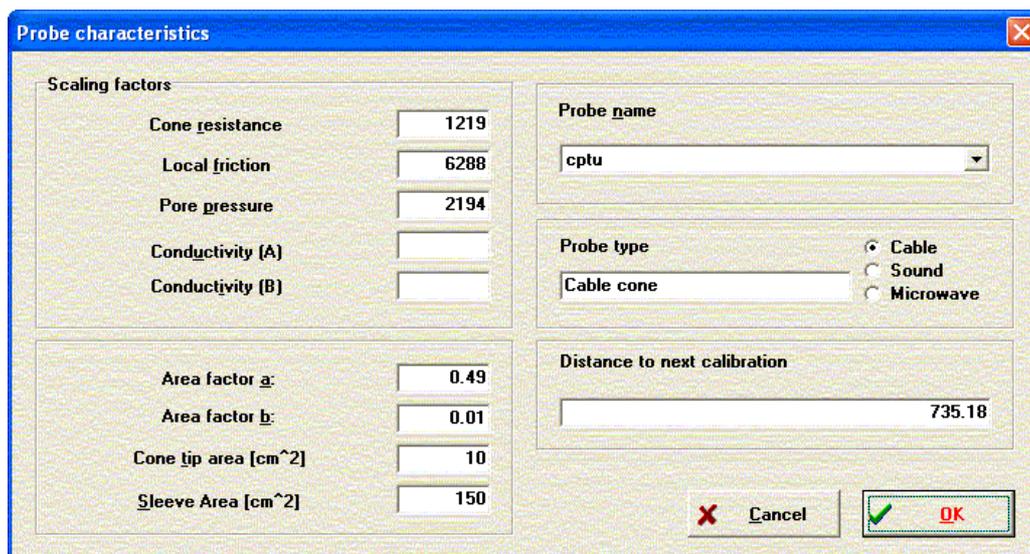


Figura 91 - Selecção do cone CPTU (Rocha, R., 2005)

De novo em *Options*, escolhe-se *View*. A unidade a utilizar terá que estar em metros, logo (*m*) em *Unit*, e introduz-se a profundidade inicial e final estimada em *Depth range Min* e *Depth range Max* respectivamente. No campo de *Graphs*, escolhe-se o número de gráficos a serem apresentados durante o ensaio e em *Channel name* quais os parâmetros. No campo *Depth autoscaling*, selecciona-se *Move range*, finalizando com *OK* (figura 92).

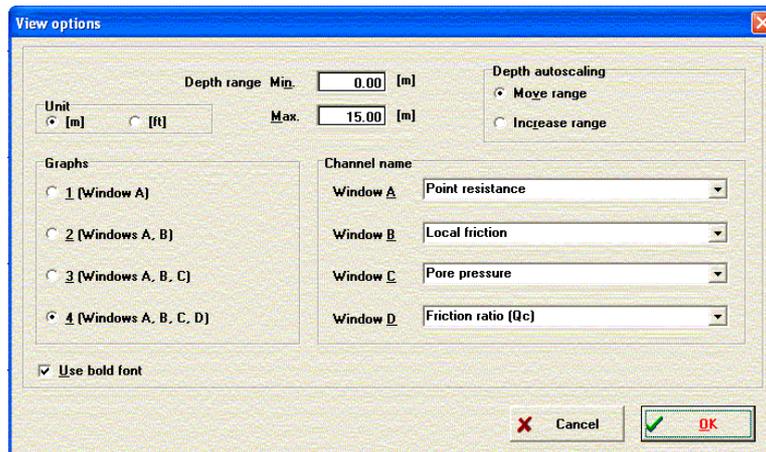


Figura 92 - Opção “View options” (Rocha, R., 2005)

Se for desejável executar ensaios de dissipação durante a penetração, de novo em *Options* do menu *Penetration*, selecciona-se *Registration of dissipation*. Escolhe-se *Set default* ou então insere-se os tempos de leitura que se pretendem, finalizando com *OK* (figura 93).

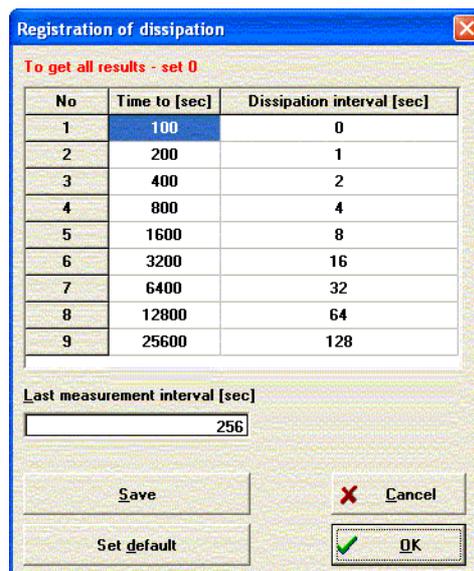


Figura 93 - “Registration of dissipation” (Rocha, R., 2005)

Ainda no menu *Options*, selecciona-se *Show test options* e preenche-se os diferentes campos com os dados do ensaio. Em *Logging options*, na parcela de *File directory* deve-se escolher onde guardar os dados que vão ser recolhidos. No fim, *OK*, voltando ao menu *Penetration* (figura 94).

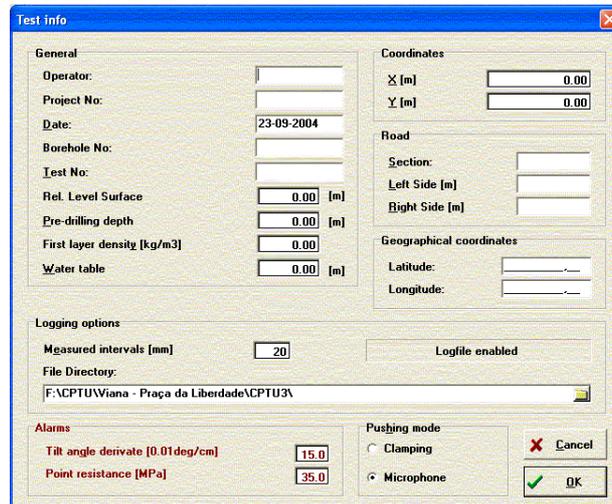


Figura 94 - “Test info” – Informação do ensaio (Rocha, R., 2005)

### 3.4.3.2. SCPTU

Inserir-se o PC-Card no computador, sendo que se for a primeira vez terá que se esperar pela sua instalação que se procede de modo automático. Entretanto pode-se iniciar o programa *Instacal* para a calibração e teste. Clica-se sobre *PC Board list* e escolhe-se na lista o *PC-Card* utilizado (figura 95).

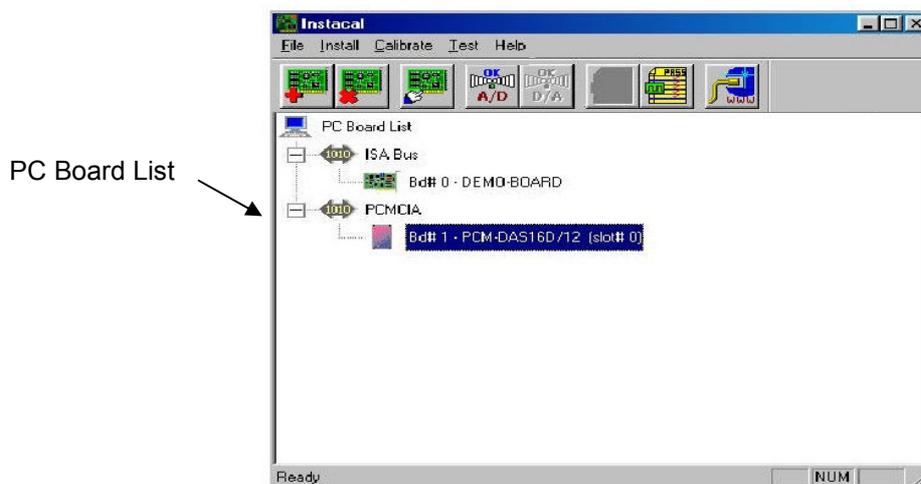


Figura 95 - Escolha de PC-Card (Rocha, R., 2005)

Pressiona-se o botão *OK - A/D*, na barra superior, para começar a calibração (figura 96).

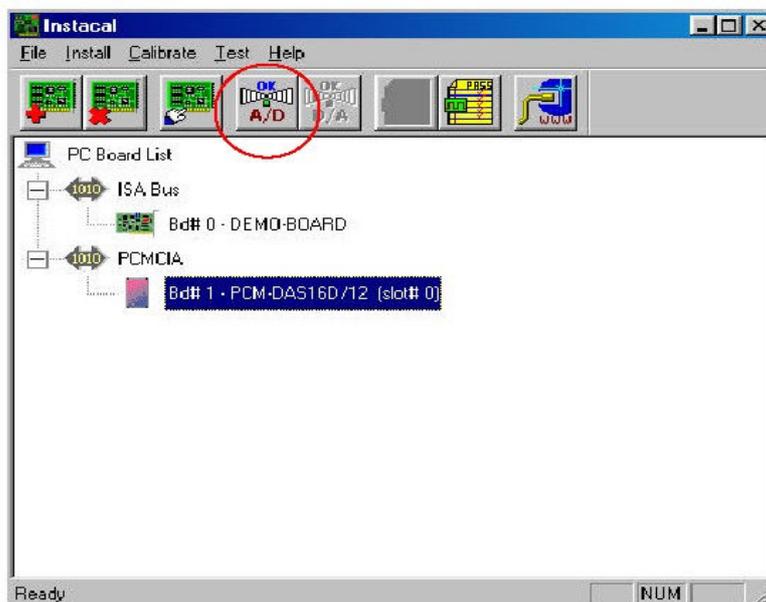


Figura 96 - Botão "OK - AD" (Rocha, R., 2005)

Quando a barra de processamento chegar ao fim, indica que a calibração terminou e pressiona-se *OK* (figura 97).



Figura 97 - Calibração terminada (Rocha, R., 2005)

Para o software de aquisição, inicia-se o programa SCPT-LOG e abre-se o separador *Sample Control* (figura 98).

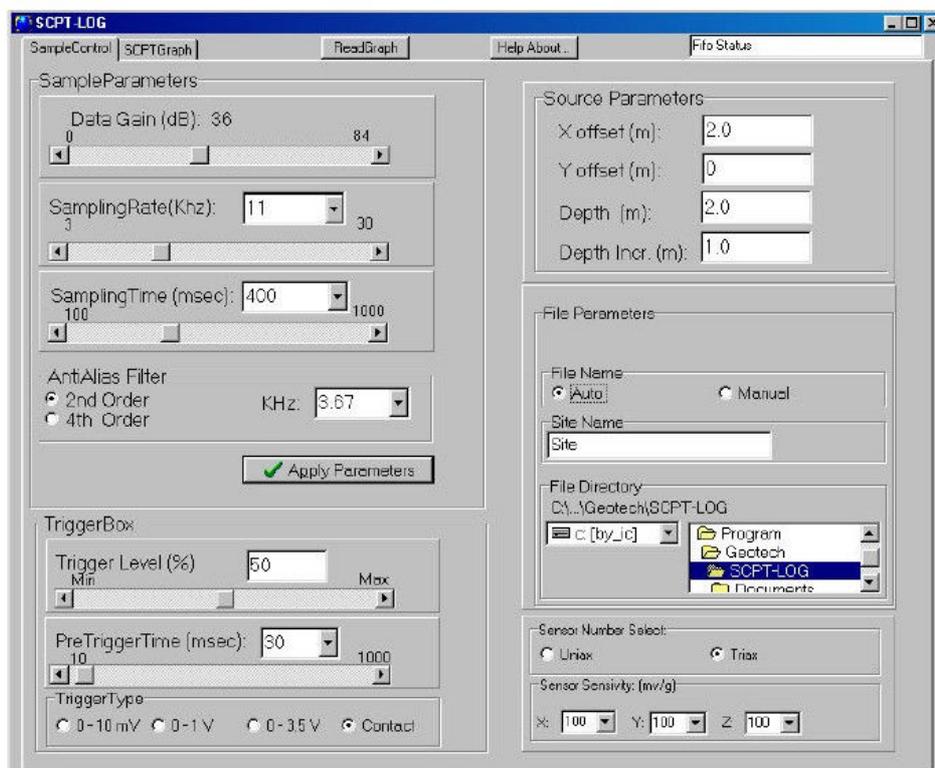


Figura 98 - Sample Control (Rocha, R., 2005)

No canto inferior esquerdo, em *Trigger Type*, selecciona-se a opção *Contact*, de seguida, no campo *Source Parameters*, introduz-se a distância da placa S ao furo em *X offset (m)*, a distância da placa P ao furo em *Y offset (m)*, a profundidade a que se vai efectuar o primeiro ensaio sísmico em *Depth (m)*, e a distância entre profundidades de ensaio em *Depth Incr. (m)*.

Em *File parameters*, no campo *File name* selecciona-se *Manual*, no campo *Site Name* introduz-se o tipo de obra, e no campo *File Directory* escolhe-se a pasta onde vão ser guardados os dados.

Em *Sensor Number Select* deve estar seleccionado *Triax*.

Aplicar as escolhas em *Apply Parameters*.

### 3.4.4. Execução do ensaio

#### 3.4.4.1. CPTU

Coloca-se verticalmente todo o sistema, incluindo a ponteira sem estar em contacto com a superfície do terreno.

No *software*, dentro do menu *Penetration*, selecciona-se *F1 – NEW*, na lateral, de modo a iniciar um novo ensaio (figura 99).

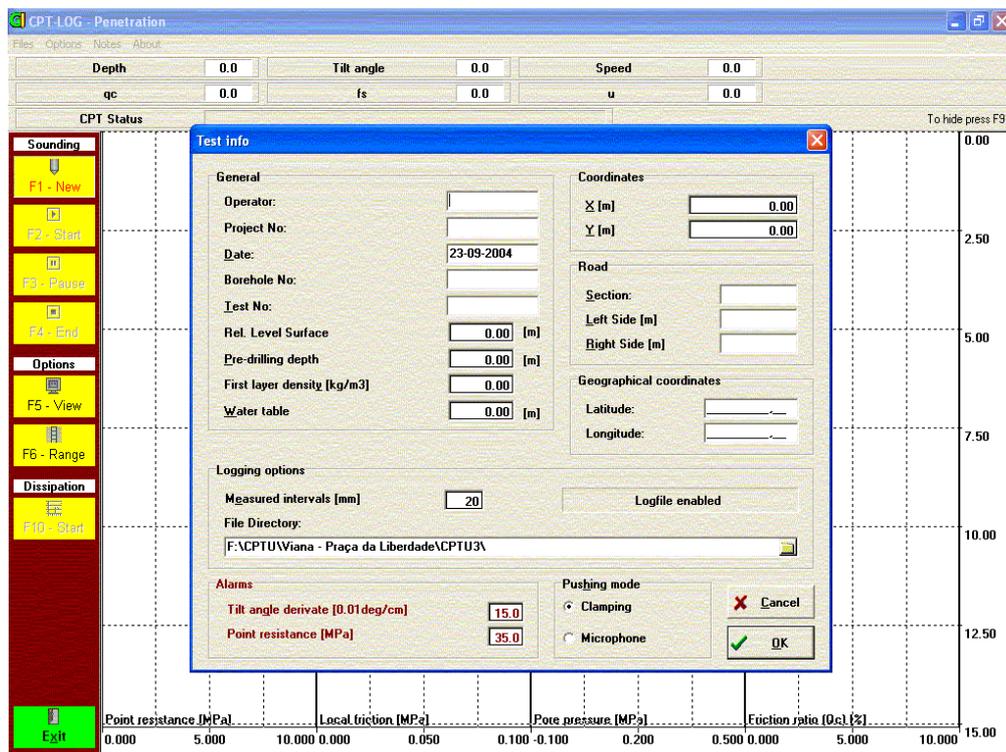


Figura 99 - “Penetration” (Rocha, R., 2005)

Escolhe-se, e introduz-se, um nome para o ficheiro com o máximo de 8 caracteres, no qual vão ser gravados os dados recolhidos. Pressiona-se *OK*, e depois *OK* novamente quando aparecer a seguinte mensagem (figura 100):

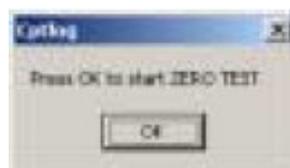


Figura 100 - Mensagem de início do teste de zeros (Rocha, R., 2005)

Com o teste dos zeros a processar, deixa-se estabilizar os valores na primeira linha e selecciona-se OK. Nesse momento, o programa volta ao menu *Penetration* (Figura 101).



Figura 101 - Teste dos zeros (Rocha, R., 2005)

Agora pode iniciar-se o ensaio, seleccionando *F2 – START*.

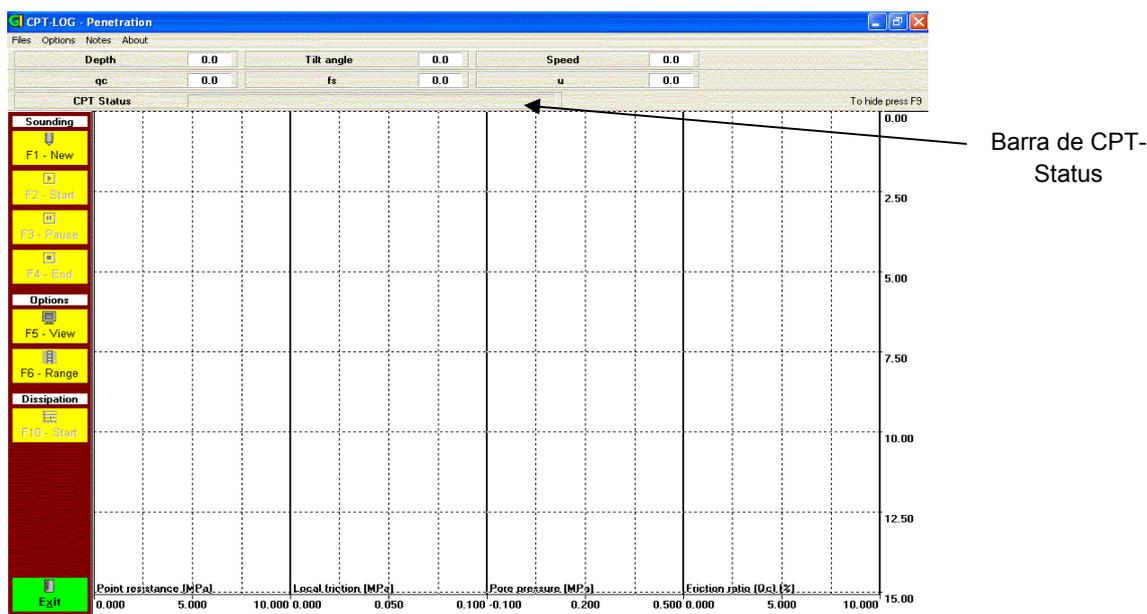


Figura 102 - Início do ensaio (Rocha, R., 2005)

Visualizar a barra que tem inscrito *CPT Status* (figura 102) e quando se encontrar de cor verde, intermitente e indicando *CPT-Sounding*, pode-se iniciar a cravação.

A velocidade de cravação da ponteira deverá ser de 2cm/s.

Os dados vão sendo desenhados nos diferentes gráficos em tempo real.

Quando for desejado dar por concluído o ensaio, selecciona-se *F3 – Pause*, recolhe-se a ponteira até à superfície, sempre em posição vertical, prime-se *F4 – End*, e com este procedimento refaz o teste de zeros. Procedese do mesmo modo neste novo teste, e quando estabilizar, prime-se *OK* voltando para o menu *Penetration*. Selecciona-se *EXIT*, e o ensaio termina. Todos os dados recolhidos estão no ficheiro e localização escolhida.

No final do ensaio, deve-se garantir uma operação de retirada dos tubos externos com limpeza e sem acidentes.

### 3.4.4.1.1. Ensaio de dissipação

No caso de se pretender realizar ensaios de dissipação, deve-se parar a cravação quando a ponteira se encontrar à posição pretendida, e selecciona-se *F10 – Dissipation Start* do menu *Penetration* (figura 103). Este determina as pressões de água em intervalos de tempo pré-definidos até a leitura estabilizar. Pode-se acompanhar os resultados em tempo real no software.

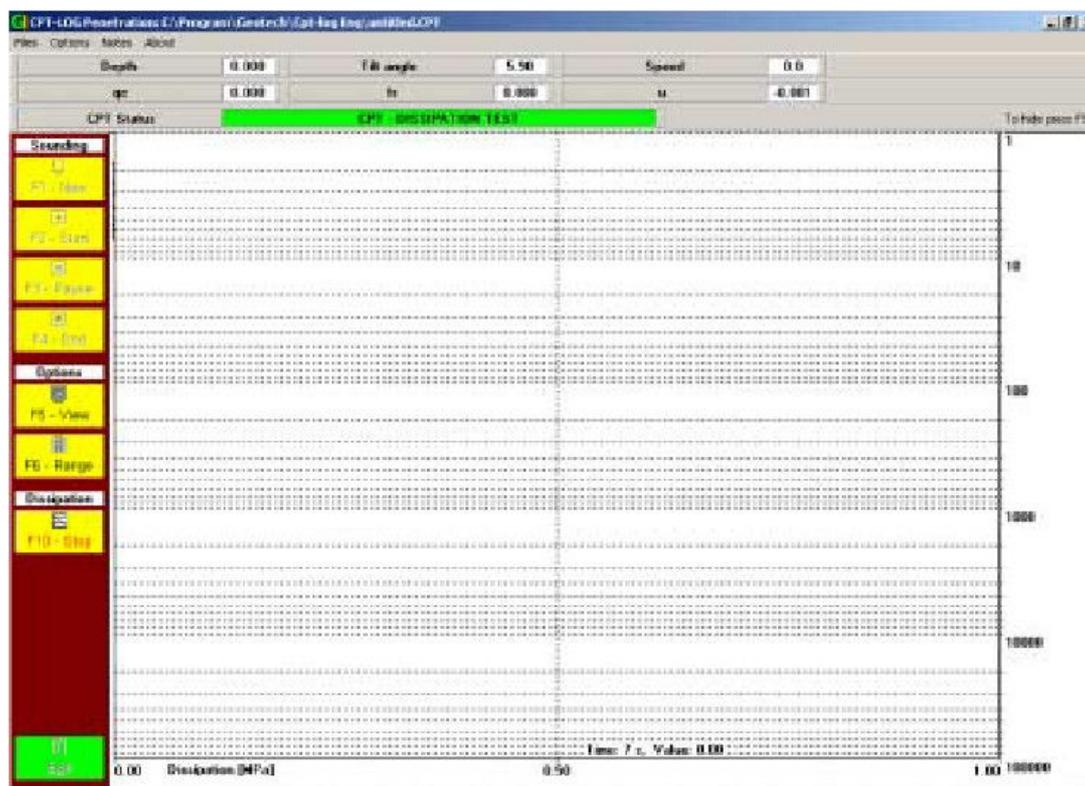


Figura 103 - Ensaio de dissipação (Rocha, R., 2005)

Quando a evolução das pressões com o tempo estabiliza, selecciona-se *F10 – Dissipation Stop*, e *F2 – START* para se retomar o ensaio CPTU.

### 3.4.4.2. Módulo sísmico

Para se realizar a vertente sísmica, tem que se parar a penetração do cone à profundidade desejada e provocar no terreno ondas sísmicas.

Quando a ponteira atingir a cota de execução do primeiro ensaio sísmico, pára-se a cravação e desliga-se a máquina. Para interromper o ensaio CPTU, no programa *CPT-LOG*, no menu *Penetration* selecciona-se *F3 – Pause*.

Maximiza-se a janela do programa *SCPT-LOG* e selecciona-se o menu *SCPT-Graph* (figura 104).

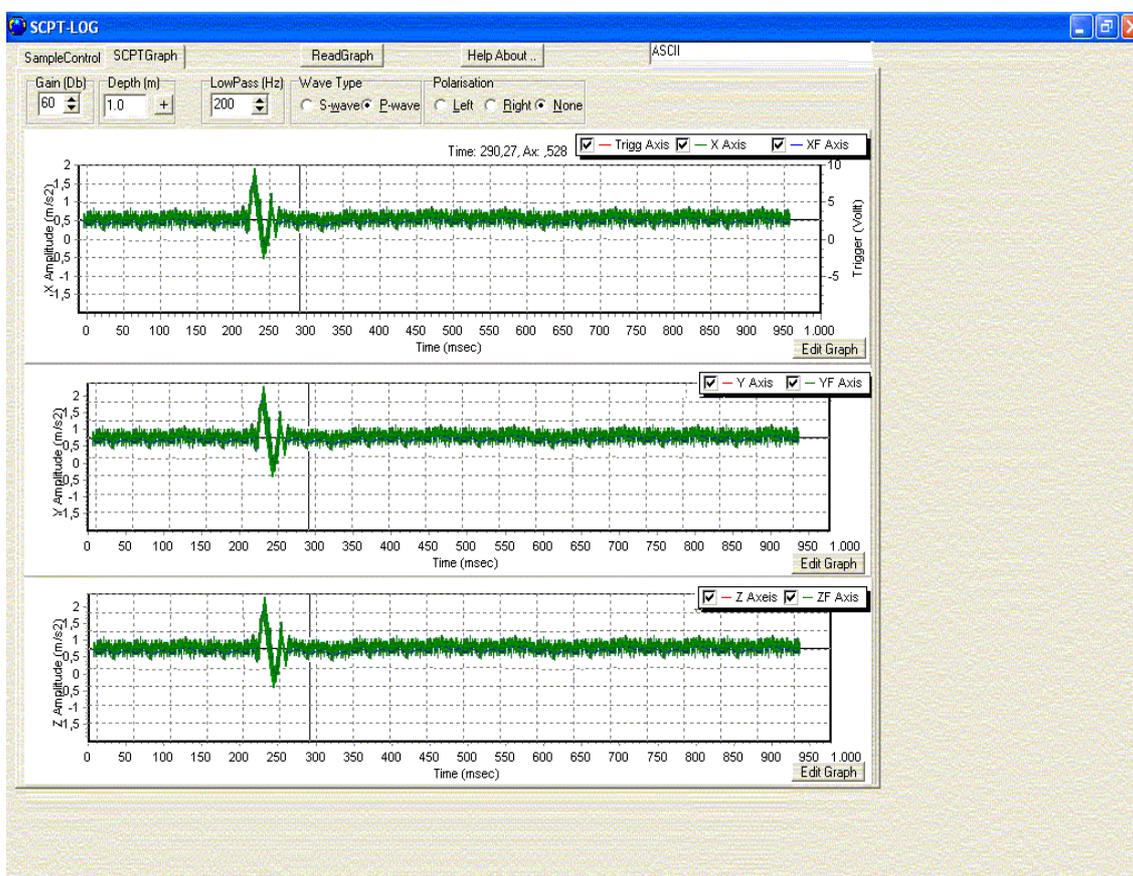


Figura 104 - Programa SCPT-Graph (Rocha, R., 2005)

A garra do cabo de disparo é presa à placa de ondas S, ou numa das placas caso se efectue prospecção com ondas polarizadas.

Na opção *Depth* deve estar a profundidade inicial que foi inserida na janela de *SampleControl*.

Em *Wave type*, selecciona-se *S-wave*, em *Polarization* selecciona-se *Left* ou *Right* no caso de se estar a efectuar uma prospecção polarizada, ou *None* no caso de se utilizar apenas uma placa S.

Quando tudo estiver pronto, prime-se *Start* e dá-se a pancada na placa logo de seguida (figura 105). A pancada deve ser forte, seca e perpendicular ao batente, de modo a gerar as ondas de corte e a não haver sinais de pancadas sucessivas, mascarando o resultado.



Figura 105 - Impacto horizontal em placa de ondas de S

No caso do registo sísmico obtido ser aceitável, selecciona-se *Save* guardando com um nome à escolha. No caso de não ser aceitável, selecciona-se *Abort*, verifica-se as ligações para verificar se foi esse o motivo, e volta-se a realizar o mesmo procedimento, carregando em *Start* e dando a pancada.

Procede-se do mesmo modo na outra placa de ondas S, colocando a garra e só alterando em *Polarization* o lado.

Para as ondas P, selecciona-se *P-wave* no menu *Wave type* e, quando pronto, carrega-se em *Start* e dá-se a pancada (figura 106). Se for satisfatório, salva-se escolhendo *Save* e um nome para o ficheiro.



Figura 106 - Impacto vertical em placa de ondas P

Deve-se verificar se os ficheiros guardados têm como extensão *ACI* e se estão localizados na pasta escolhida. Se for o caso, minimiza-se a janela do programa *SCPT-LOG* e maximiza-se a do *CPT-LOG*.

Liga-se a máquina de cravação, selecciona-se, no menu *Penetration*, *F2 – Start* para retomar o ensaio CPTU.

O ensaio CPTU é realizado normalmente até a ponteira atingir a nova profundidade de ensaio sísmico, parando-se a cravação e desligando-se a máquina. Ainda no programa *CPT-LOG* e menu *Penetration*, selecciona-se *F3 – Pause* para interromper o ensaio CPTU.

Volta-se ao programa *SPT-LOG*, e selecciona-se *SCPT-Graph*. Na opção *Depth* pressiona-se o botão *+* para incrementar a profundidade de ensaio

Estes procedimentos são repetidos até se atingir a profundidade definida como fim do ensaio.

Ao longo do ensaio, é possível que o sinal sísmico se vá dissipando visto que a profundidade vai aumentando. Ao acontecer, antes de proceder à pancada, deve-se aumentar o ganho em *Gain (DB)*.

### 3.4.5. Tratamento e Apresentação de Resultados

Depois dos dados obtidos, estes são passados para um *software* de análise de modo a calcular as velocidades sísmicas. Neste caso vai ser exemplificado o *SCPT-Analysis*. Utiliza os ficheiros de com extensão *ACI* para calcular as velocidades através de dois métodos: Um deles é o *Cross Correlation* que necessita de um registo sísmico para cada profundidade, enquanto que o *Reverse Polarity* necessita de dois registos sísmicos inversos para cada profundidade. Os valores das velocidades sísmicas em função da profundidade podem ser apresentados em gráfico (figura 107) ou em folha de cálculo.

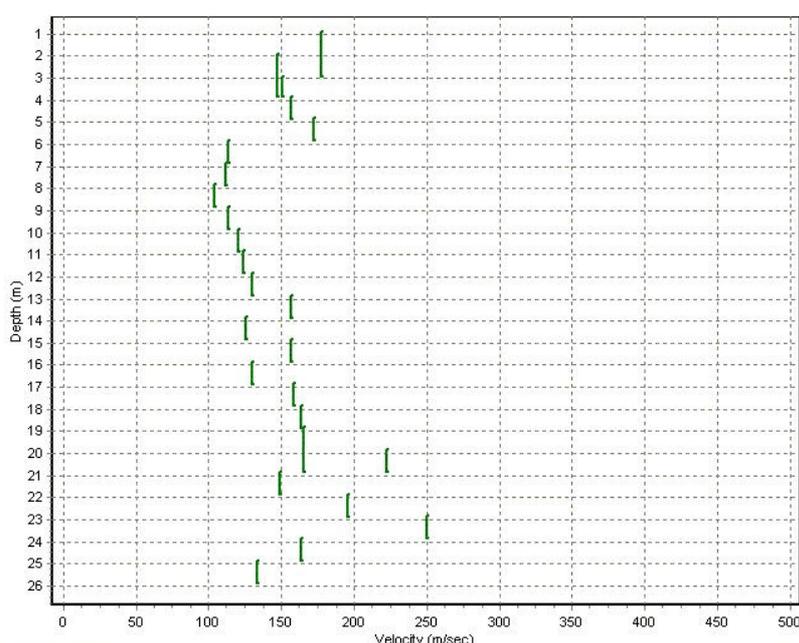


Figura 107 - Gráfico representando as velocidades sísmicas (velocidade Vs profundidade)

As constantes de elasticidade do solo são calculadas a partir das seguintes expressões:

$$G_0 = \rho * V_s^2 \quad (49)$$

$$M_0 = \rho * V_p^2 \quad (50)$$

Em que,  $V_s$  e  $V_p$  correspondem às velocidades das ondas S e P, respectivamente, e  $\rho$  corresponde à densidade do solo.

### 3.5. Registo e interpretação

A obtenção de leituras e medições deve ser acompanhada de grande atenção para evitar erros na interpretação dos resultados. Todas as ocorrências fora do esperado também deverão ser registadas, estando a cargo do responsável pelo ensaio a sua verificação e interpretação.

Os registos de ensaio deverão ser apresentados de forma gráfica (figura 108) com a profundidade no eixo das ordenadas e em abcissas os valores dos parâmetros determinados ao longo do ensaio.

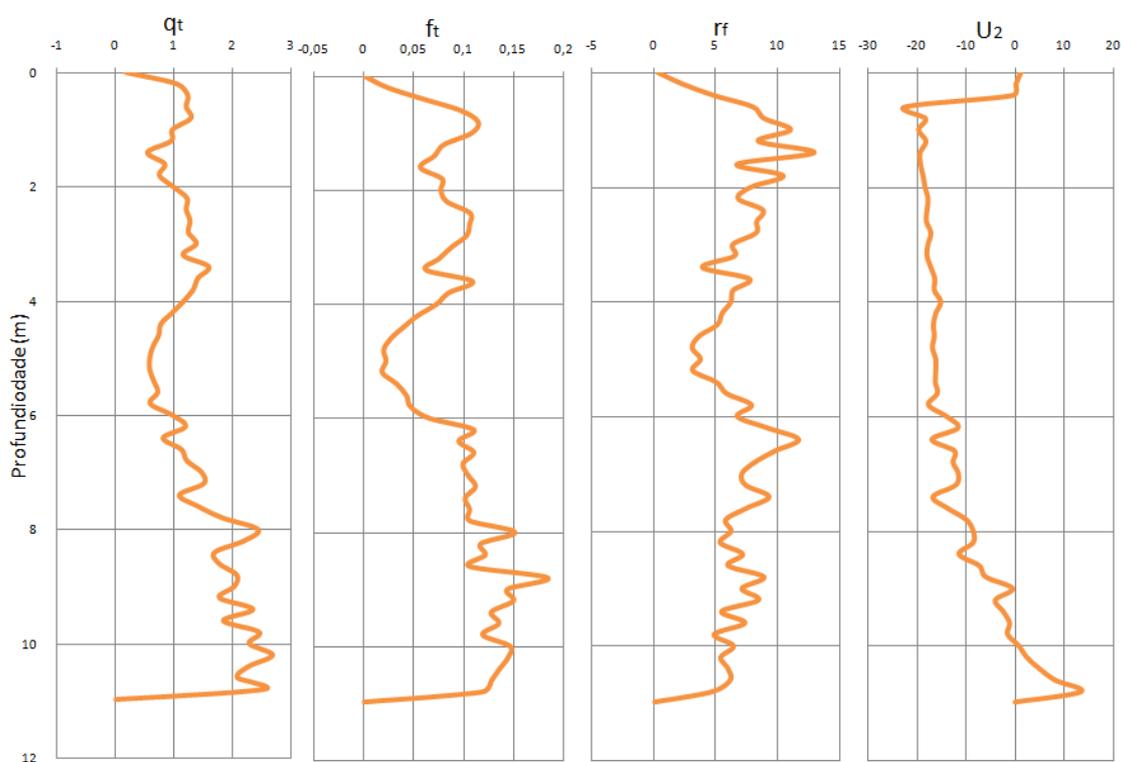


Figura 108 - Penetrogramas de um ensaio CPTU com registo de  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $U_2$  e  $R_{ft}$

O estudo deste tipo de apresentação permite verificar, de uma só vez, todas as particularidades do solo.

Cada gráfico deverá conter, ainda, as seguintes informações:

- Datas de início e de conclusão do ensaio
- Localização em planta do ensaio
- Características do aparelho e do seu sistema de medida

- Nível da água observado após extracção da sonda
- Registo de eventuais interrupções, com a indicação das profundidades em que elas ocorrem e das suas durações
- Registo de eventuais acidentes no decurso do ensaio
- Nome do executante e de quem verificou.

A frequência mínima de registo dos parâmetros, deve estar de acordo com a classe de ensaio a realizar, devendo considerar intervalos de profundidade de 20mm a 50mm, sendo que esta distância pode ser modificada tendo em conta a necessidade de detectar camadas muito finas.

O registo de dados deve ser acompanhado do registo do factor tempo.

Para o registo do comprimento de penetração, o nível de base do cone deve ser determinado relativamente ao nível do terreno ou relativamente a outra referência fixa. A resolução do sensor de medição deve ser no mínimo 10mm.

O comprimento de penetração deve ser verificado e registado no mínimo a cada 5m, para ensaios da classe 1 e 2. No caso das classes 3 e 4 apenas é necessário realizar este procedimento no fim do ensaio.

O comprimento da penetração deve ser confirmado por métodos alternativos ao uso do sensor de profundidade, por exemplo, pelo número de varas introduzido.

No caso de o penetrómetro apresentar uma inclinação significativa, os parâmetros medidos podem ser bastante diferentes dos que seriam obtidos caso estivesse vertical, razão pela qual são normalmente referidas correcções para os valores.

Associado ao registo digital deverá existir sempre um boletim de campo, que deve conter a seguinte informação:

- Nome do cliente
- Número do ensaio (denominação)
- Existência de um pré-furo (profundidade)
- Indicação de ocorrência de perda de água (se for detectada)
- Profundidade de horizonte impenetrável
- Nome do operador
- Equipamento (marca, modelos)
- Outras informações relevantes.

Os registos originais de campo, sejam eles manuscritos ou impressos a partir de informações digitais, deverão ser guardados por pelo menos um ano.

### 3.5.1. Manutenção preventiva

Os equipamentos do ensaio CPT precisam ser verificados nos seguintes itens:

- Posicionamento do equipamento de cravação de maneira a garantir o nivelamento horizontal em duas direcções ortogonais para garantir a verticalidade das varas.
- Sistema hidráulico de cravação: Devem ser observados vazamentos no sistema hidráulico e o rendimento da bomba hidráulica e do equipamento como um todo, durante o ensaio.
- Controle de aberturas e juntas, limpando possíveis vestígios de solo que ai se coloquem.
- Rugosidade e danos na ponteira e manga de atrito O desgaste destas peças têm que ser controlado para garantir que as formas geométricas se mantêm dentro da tolerância admitida.
- Controle do sistema de pressões neutras. O filtro usado deve ser suficientemente permeável, assim como o sistema de medição se deve encontrar completamente saturado desde o início da penetração até que atinja o nível freático ou o solo saturado.
- Calibração dos dispositivos de medida (ponta, atrito e pressão neutra).

### 3.5.2. Parâmetros do ensaio

Os resultados obtidos directamente do ensaio são os seguintes:

- a) Resistência de ponta,  $q_c$ ,
- b) Atrito lateral unitário,  $f_s$ ,
- c) Pressão da água nos poros,  $U$  – caso dos ensaios CPTU / SCPTU,
- d) Velocidade das ondas S e P – caso do ensaio SCPTU,
- e) Ângulo de inclinação (parâmetro de controlo).

A resistência da ponta, o atrito lateral e a pressão da água nos poros exprimem-se em MPa, enquanto, a velocidade das ondas S e P em m/s.

Com base nos parâmetros de ensaio podemos determinar outros parâmetros que serão úteis na interpretação de resultados. Nomeadamente:

- Excesso de pressão dos poros,  $\Delta u_n$  em MPa
- Razão de atrito,  $R_{ft}$ , em %
- Índice de atrito,  $I_{ft}$
- Parâmetros de tensões neutras,  $Bq$
- Resistência de ponta normalizada,  $Q_t$
- Razão de atrito normalizado,  $f_r$  em %.

### 3.5.3. Expressões de cálculo

A resistência da ponta e o atrito lateral dependem da área do penetrómetro e da pressão da água. Sendo assim é necessário efectuar uma correcção nestes dois parâmetros:

$$q(t) = q(c) + u_n(1-a) \quad f(t) = f(s) + u_n(1-b) \quad (51)$$

Onde  $u_n$  representa a pressão da água nos poros e  $a$  e  $b$  correspondem a factores área que dependem do penetrómetro (equipamento e fabricante). Estas correcções só podem ser realizadas nos ensaios CPTU, uma vez que necessitam da pressão da água nos poros.

A velocidade das ondas S é uma medição descontínua ao contrário dos outros parâmetros de ensaio, uma vez que só se obtém valores da velocidade quando se acrescenta tubos ao cone (é nessa altura que se dá o impacto à superfície que vai originar a onda sísmica).

Por outro lado, deve efectuar-se a correcção da profundidade em função da inclinação registada no decurso do ensaio (figura 109).

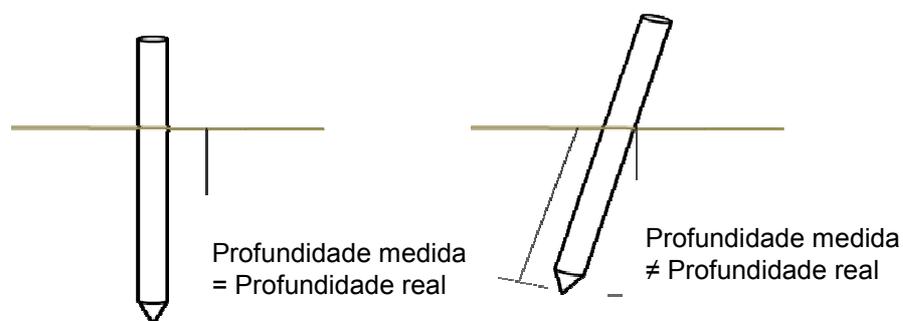


Figura 109 - Valor da profundidade de acordo com a inclinação do penetrómetro

No primeiro caso (esquerda), em que o penetrómetro está totalmente na vertical, a correcção a efectuar é:

$$z = \int_0^l \cos .\alpha .dl \quad (52)$$

No caso do penetrómetro não estar na vertical (direita) a correcção a efectuar é:

$$z = \int_0^l (1 + \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta)^{-1/2} \quad (53)$$

onde  $\alpha$  representa o ângulo entre o penetrómetro e o eixo vertical e  $\beta$  corresponde ao ângulo perpendicular à  $\alpha$  .

Quanto aos parâmetros determinados com base nos parâmetros obtidos no ensaio, como a razão de atrito,  $R_{ft}$ , o parâmetro de tensões neutras,  $B_q$ , a resistência de ponta normalizada,  $Q_t$ , e a razão de atrito normalizada,  $Fr$ , as fórmulas são:

$$\Delta u_n = u_n - u_0 \quad (54)$$

$$Q_t = \frac{(q(t) - \sigma_{v0})}{\sigma_{v0}} \quad (55)$$

$$I_{ft} = \frac{f(s)}{q(t)} \quad (56)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q(t) - \sigma_{v0})} \quad (57)$$

$$R_{ft} = \frac{f(s)}{q(t)} \times 100\% \quad (58)$$

$$Fr = \frac{f(s)}{(q(t) - \sigma_{v0})} \times 100\% \quad (59)$$

Onde  $u_0$  corresponde a tensão hidrostática e  $\sigma_{v0}$  tensão vertical.

O excesso de pressão dos poros ( $\Delta u_n$ ), os parâmetros de tensões neutras (Bq), a resistência de ponta normalizada (Qt) e a razão de atrito normalizado (fr) só poderão ser determinados caso se tenha medido previamente a tensão hidrostática e a tensão vertical.

### 3.5.4. Representação gráfica e tabelas

Os parâmetros obtidos directa, ou indirectamente, através do cálculo, devem ser apresentados na forma de tabelas.

Um exemplo de apresentação é a seguinte (quadro 1):

Quadro 1 -Valores obtidos usando as fórmulas anteriormente enunciados

Profundidade (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u2 (kPa)	u0 (MPa)	qt (MPa)	ft MPa	Rf (%)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
0,00	0,1714	0,4	1,20	0	0,17139	0,03038	0,2327	21,95	35,60
0,20	1,0402	23,5	0,20	10	1,04028	0,0235	2,259	122,50	132,90
0,40	1,2279	59,0	-0,40	20	1,22774	0,05901	4,00559	157,14	221,50
0,60	1,2104	95,7	-22,30	30	1,20126	0,09601	7,96865		
0,80	1,2879	113,5	-18,20	40	1,28044	0,11375	8,86415		
1,00	0,9764	106,8	-19,60	50	0,96836	0,10707	11,0289		
1,20	0,9514	79,4	18,10	60	0,94398	0,07965	8,4112		
1,40	0,5467	69,7	-19,30	70	0,53879	0,06997	12,9365		
1,60	0,8401	55,6	-19,20	80	0,83223	0,05587	6,68086		
1,80	0,7508	77,5	-16,70	90	0,74293	0,07776	10,4316		
2,00	0,9858	76,3	-18,30	100	0,9783	0,07656	7,79927		
2,20	1,2210	82,2	-17,70	110	1,21374	0,03245	6,77244		
2,40	1,2072	105,4	-17,90	120	1,19986	0,10565	8,78435		
2,60	1,2742	105,0	-18,00	130	1,26882	0,10525	8,28347		
2,80	1,2454	101,8	-17,10	140	1,23839	0,10204	8,22036		
3,00	1,3793	86,9	-17,70	150	1,37204	0,03715	6,33362		
3,20	1,1566	74,5	-17,90	160	1,14926	0,07475	6,48243		
3,40	1,5944	61,5	-17,10	170	1,58739	0,06174	3,87429		
3,60	1,4105	107,9	-16,30	180	1,40332	0,10813	7,68519		
3,80	1,3292	84,2	-16,40	190	1,32248	0,03443	6,36685		
4,00	1,1685	72,0	-15,10	200	1,16231	0,07221	6,19457		
4,20	0,9783	53,2	-16,10	210	0,9717	0,05343	5,47495		

Após o cálculo dos parâmetros segue-se a representação gráfica da variação dos mesmos com a profundidade, através dos quais é possível avaliar a variação paramétrica e deduzir alguma informação acerca da sua variação (figura 110).

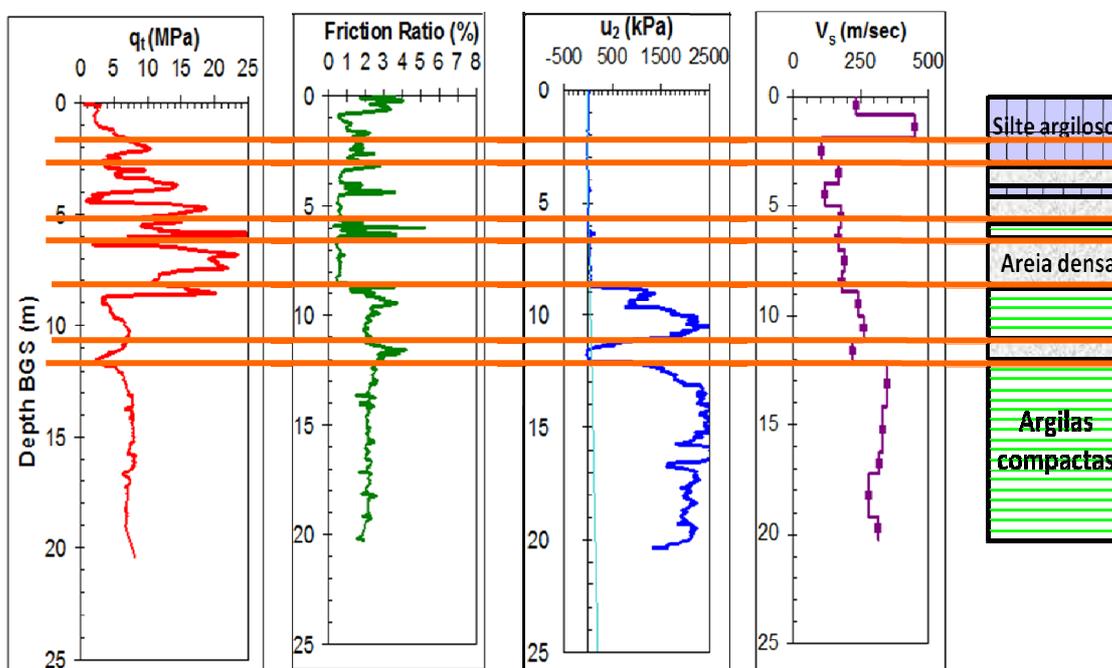


Figura 110 - Interpretação dos penetrogramas e elaboração de um perfil do subsolo

No exemplo apresentado verifica-se que as zonas com valores muito baixos de pressão da água nos poros ( $u_n$ ) correspondem a areia densa, isto porque as areias são um material permeável, e quando é introduzido o cone o excesso de pressão neutra dissipa-se rapidamente, sendo que a pressão que é medida é a da coluna de água, sobre o ponto de ensaio. Para além da baixa pressão de água nos poros, as areias apresentam valores elevados de resistência da ponta ( $q_t$ ).

Já os valores elevados de pressão de água nos poros ( $u_n$ ) correspondem a camadas de argila, dado tratar-se de um material impermeável no qual a água contida tem imensa dificuldade em se movimentar. A pressão medida, neste caso, é a soma da pressão da coluna de água por cima do ponto de ensaio com o excesso provocado pela penetração. Para além da elevada pressão de água nos poros, os solos argilosos tendem a evidenciar valores mais baixos de resistência à penetração.

### 3.6. Dedução de Parâmetros Geotécnicos

#### 3.6.1. Identificação de solos

Existem diversas classificações dos solos baseadas em diagramas estabelecidos de acordo com o tipo de equipamento utilizado. No entanto, é importante reconhecer que a classificação obtida não reflecte as propriedades granulométricas, mas antes um guia de comportamento tipo do solo.

Para os penetrómetros de ponta mecânica (ponteira *Begemann*) a classificação de maior utilização baseia-se na resistencia de ponta e na razão de atrito. O diagrama respectivo é apresentado na figura 111 (Schmertmann, 1969).

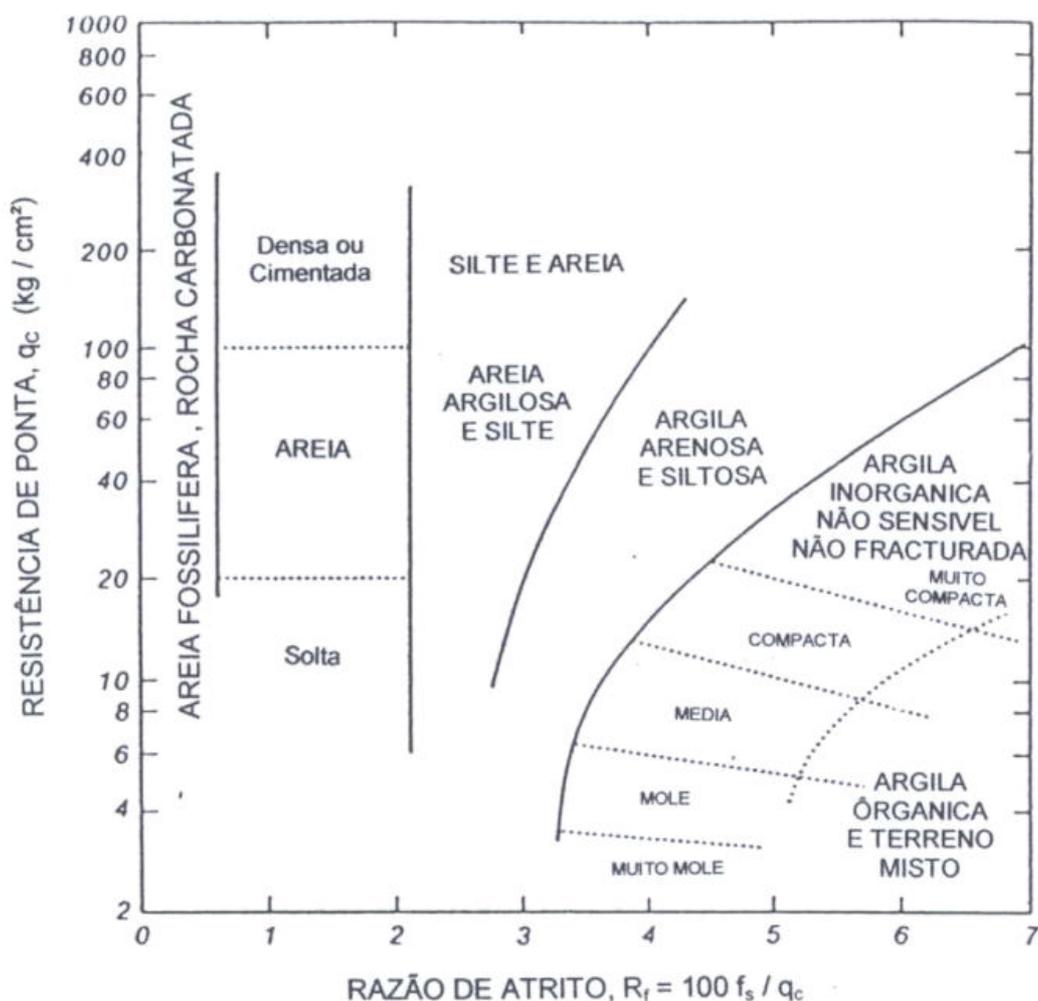


Figura 111 - Classificação de solos a partir do CPT com ponteira mecânica (schmertmann, 1969)

No que respeita a penetrómetros de ponta eléctrica e piezocones, estudos recentes, no entanto, mostram que a medição do atrito lateral unitário é menos preciso e confiável que a resistência de ponta (Lunne et al, 1997). Para ultrapassar este problema vários diagramas tem sido apresentados, destacando-se os de Senneset & Janbu (1985) e Robertson et al (1986 e 1990) evidenciados nas figuras 112 e 113.

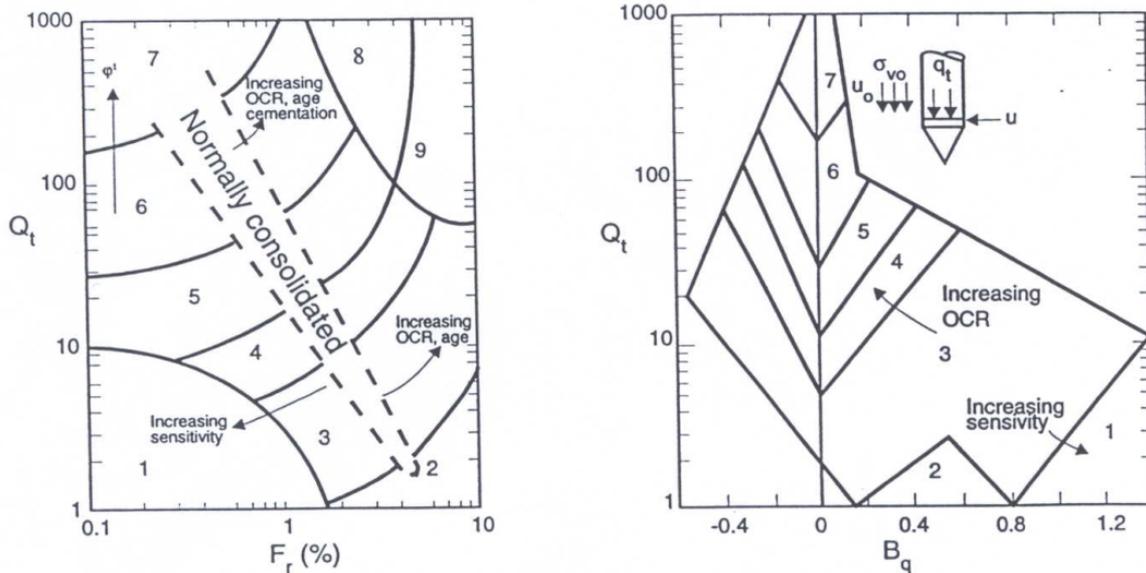


Figura 112 - Classificação de solos com base no CPTU de acordo com robertson et al (1986)

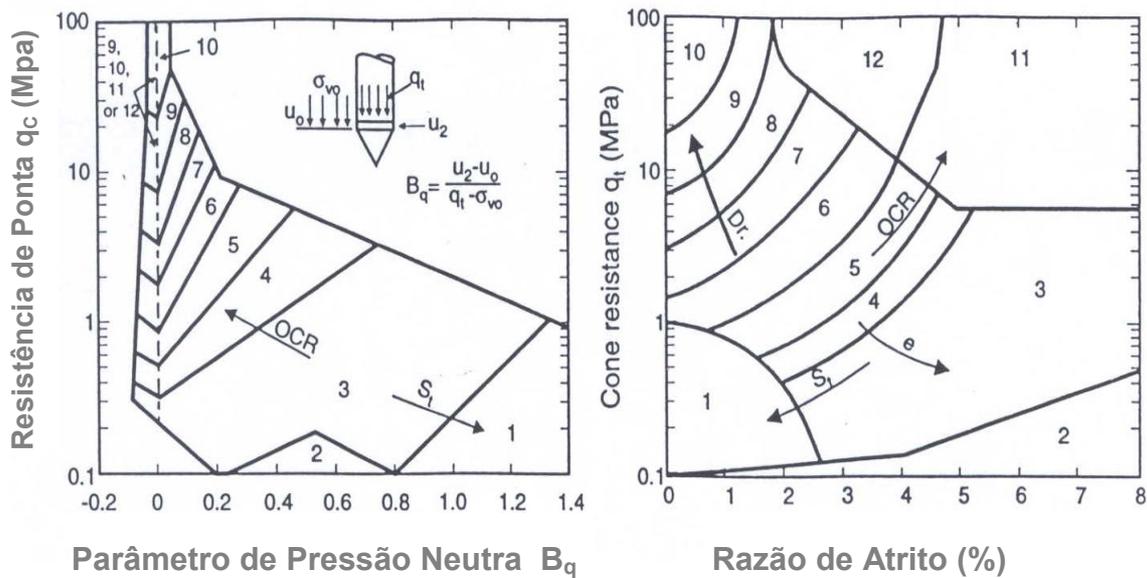


Figura 113 - Classificação de solos com base CPT/CPTU de acordo com Robertson (1990)

## 3.6.2. Resistência

### 3.6.2.1. Solos Arenosos

Em solos de natureza arenosa, os excessos de pressão neutra devidos à penetração do cone são habitualmente nulos e, conseqüentemente, o comportamento exibido é essencialmente drenado. No que se segue, as interpretações apresentadas assumem este tipo de comportamento.

A resistência ao corte de solos arenosos é habitualmente expressa em termos do ângulo de atrito,  $\phi'$ . Os métodos desenvolvidos para a avaliação deste parâmetro assentam em três categorias fundamentais (Lunne et al, 1997):

- correlações empíricas ou semi-empíricas
- teorias de capacidade de carga
- teorias de expansão cavitosa.

No que se refere ao primeiro caso, o diagrama de Robertson e Campanella (1983), baseado directamente em  $q_c$  e na tensão efectiva vertical em repouso (figura 114) é aquele de utilização mais corrente. A correlação é válida para solos predominantemente siliciosos, moderadamente compressíveis e não cimentados. Em caso de solos muito compressíveis o diagrama tenderá a evidenciar valores do ângulo de atrito inferiores à situação real.

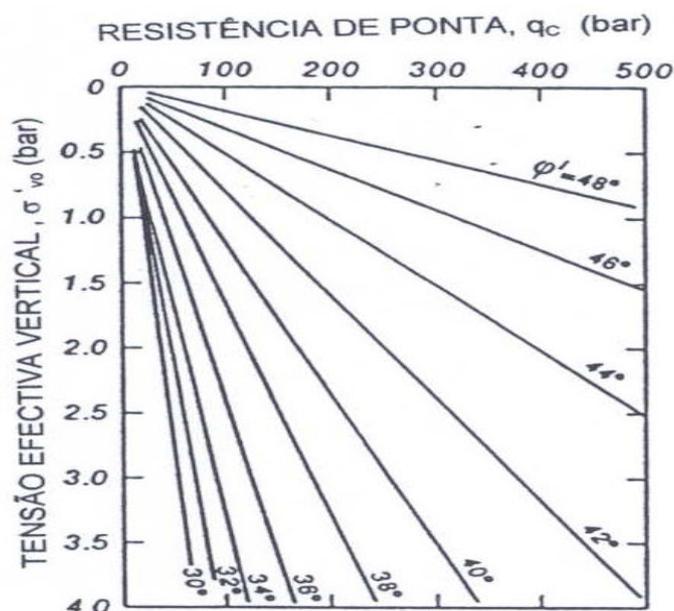


Figura 114 - Ângulo de atrito (Robertson & Campanella, 1983)

No que se relaciona com as teorias de capacidade de carga a solução de maior aceitação resulta dos estudos realizados por Durgonuglu e Mitchell (1975). Na figura 115 pode ver-se a representação gráfica resultante apresentada por Marchetti (1988).

As correlações baseadas nas teorias de expansão cavitosa não tem sido utilizadas com frequência dado que necessitam de dados de difícil obtenção (rigidez do solo e extensões volumétricas na região plástica).

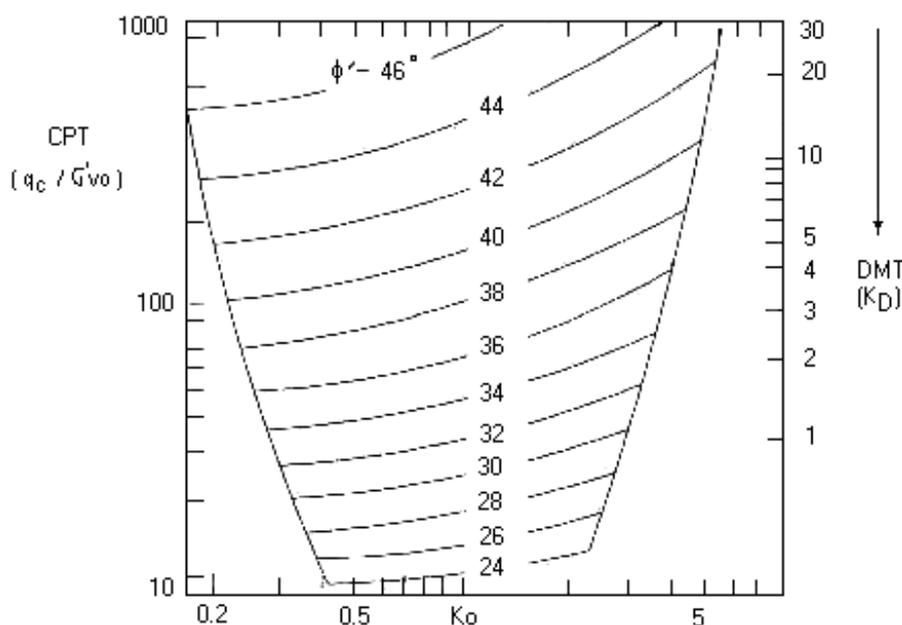


Figura 115 - Avaliação do ângulo de atrito com base nas teorias de Durgonuglu e Mitchell (Marchetti, 1988)

### 3.6.2.2. Solos Argilosos

A resistência ao corte de solos argilosos é realizada em termos não drenados, através do parâmetro  $c_u$ . Deve notar-se que este parâmetro não é único para cada tipo de solo dependendo de factores como o modo de rotura, anisotropia, taxa de deformação e história de tensões. Deste modo a resistência ao corte depende de cada situação específica de projecto. Anisotropia é mais importante em argilas sensíveis enquanto os efeitos da taxa de deformação são mais acentuadas em argilas altamente plásticas. Deste modo as correlações obtidas deverão estar referenciadas aos ensaios de referência.

A avaliação do parâmetro em causa pode ser efectuada com base em duas abordagens distintas: teóricas e empíricas. As soluções teóricas podem, por

sua vez ser agrupadas de acordo com as seguintes classes (Lunne et al, 1997):

- teorias clássicas de capacidade de carga, considerando a rotura incipiente de um material rígido e plástico;
- teoria de expansão cavitosa, considerando que o modo de penetração do cone é equivalente à expansão de uma cavidade esférica num meio elasto-plástico infinito;
- combinação do princípio de conservação de energia e teoria de expansão cavitosa, assumindo (Baligh, 1975) que o trabalho realizado pela força de cravação para penetrar uma unidade é igual à soma dos trabalhos realizados para cravar apenas o cone a uma velocidade constante, no mesmo comprimento, e para expandir uma cavidade cilíndrica;
- aproximações analíticas e numéricas utilizando relações tensão-deformação lineares e não lineares;
- teoria de trajectória de tensões, assumindo que o solo passa por um cone estacionário e que um conjunto de trajectórias de tensão pode ser determinado (Baligh, 1985).

Todas estas teorias resultam numa relação entre a resistência de ponta e a resistência não drenada, de forma:

$$q_c = N_k S_u + \sigma_0 \quad (60)$$

em que  $N_k$  é um factor de cone e  $\sigma_0$  representa a tensão total *in situ*. O factor  $N_k$  depende da teoria associada.

Por outro lado, as soluções empíricas podem ser agrupadas em três categorias:

- baseadas na resistência de ponta “total”
- baseadas na resistência “efectiva”
- baseadas no excesso de pressão neutra.

No primeiro caso a avaliação do parâmetro é conseguida através da expressão:

$$C_u = (q_c - \sigma_{v0}) / N_k \quad (61)$$

em que  $N_k$  é o factor de cone. De acordo com Lunne et al (1981) baseado em ensaios de molinete,  $N_k$  varia entre 11 e 19 recomendando um valor de 15.

O segundo caso é um melhoramento do primeiro, obtido a partir de ensaios com piezocone. Neste caso utiliza-se a resistência de ponta modificada,  $q_t$ , em vez de  $q_c$  e o factor de cone,  $N_k$ , vem igual a:

$$C_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_k \quad (62)$$

Aas et al (1986), sugere que quando correlacionado com os resultados da compressão triaxial  $N_k$  varia entre 8 e 16.

O terceiro caso baseia-se nas teorias de expansão cavitosa e a forma habitual da expressão de cálculo toma a forma:

$$C_u = \Delta u / N_{\Delta u} \quad (63)$$

em que o factor de cone,  $N_{\Delta u}$ , varia entre 2 e 20.

Em geral, a recomendação mais comum para determinação dos factores de cone assenta na utilização de ensaios de referência para calibração, nomeadamente ensaios de molinete, ensaios DMT e/ou ensaios triaxiais, o que permite um rigor superior relativamente à assumpção de um valor médio, até porque estes valores estão significativamente às condições locais do depósito.

### 3.6.3. Deformabilidade

A avaliação de parâmetros de deformabilidade em ensaios de penetração estática correntes (CPT/CPTU) não é passível de ser realizada com precisão aceitável, dado que os mesmos avaliam apenas a força necessária para a penetração da ponteira (ruptura), e ainda pela dependência do módulo de deformabilidade da tensão efectiva e da história de tensões, bem como pela impossibilidade de controlar *in situ* o nível de tensões, condições de drenagem e direcção de aplicação da carga.

No entanto, a recente introdução do ensaio SCPTU, em que se efectuam medidas das velocidades de ondas sísmicas veio introduzir a possibilidade de uma eficaz avaliação dos módulos confinados ( $M_0$ ) e de distorsão ( $G_0$ ), de acordo com as expressões seguintes:

$$G_0 = \rho * V_s^2 \quad (64)$$

$$M_0 = \rho * V_p^2 \quad (65)$$

em que  $\rho$  representa a densidade do terreno e  $V_p$  e  $V_s$ , respectivamente a velocidade de propagação das ondas sísmicas primárias e secundárias (compressão e corte).

### 3.7. Calibração

A calibração é um procedimento específico de cada penetrómetro e, assim sendo, deve ser realizado em função do seu sistema de medição da resistência de ponta e atrito lateral, efeitos de temperatura, etc.

Com a utilização, o penetrómetro pode sofrer desgastes e deformações. Assim, deve estabelecer-se uma frequência de calibração (6 em 6 meses, uma vez por ano, etc) de modo a que a qualidade dos resultados seja garantida dentro do respectivo período entre calibrações.

Além disso, calibração do sistema de medição da resistência de ponta e do atrito lateral deve ser feita depois de situações em que o ensaio foi realizado em condições de carregamento perto da capacidade máxima, ou sempre que o deslocamento final seja significativo. A calibração das duas unidades pode ser feita em separado ou em conjunto. Na calibração da manga de atrito é utilizado uma unidade de calibração que substitui o cone, permitindo um efectivo sistema de transmissão das forças axiais (figura 116).



Figura 116 - Equipamento de calibração para penetrómetro de cone

O sistema de medição das pressões neutras é calibrado numa câmara de pressão especial.

Como já foi dito, os efeitos de temperatura também afectam as medições. Por esta razão o aparelho necessita de calibrações para diferentes temperaturas ambientes, que se faz normalmente através da colocação do aparelho em reservatórios de água a temperaturas diferentes.

O inclinómetro deve ser calibrado para no mínimo um ângulo de +20° e -20° com a vertical. A calibração deve ser feita a intervalos de 5°.

O sensor de comprimento de penetração pode ser verificado com auxílio de uma fita métrica.

### **3.8. Vantagens e desvantagens**

Existem diversas vantagens na utilização do ensaio CPT que, de acordo com Kulhawy et al (1990) e Lunne et al (1997), podem ser resumidas do seguinte modo:

- A rapidez de execução e o seu baixo custo em solos de baixa a média consistência / compacidade,
- Definição do tipo de solo através de diagramas especialmente desenvolvidos, tanto para os cones mecânicos como eléctricos,
- Possibilidade de cravação em solos muito variados;
- Para além da resistência de ponta, permite também a obtenção de dados relativos ao atrito lateral, de grande importância no dimensionamento de estacas,
- A força aplicada na penetração é estática e assim simula com maior realidade aquilo que se passa nas principais obras de engenharia.

Para além destas, pode-se ainda referenciar:

- Obtenção e processamento automático dos dados, isto é, sem interferência do operador
- Resultados em tempo real
- Alta precisão e repetibilidade
- Ensaio normalizado
- Detecta com excelente sensibilidade e precisão camadas de espessura reduzida
- Baixa perturbação no solo.

No entanto, o ensaio apresenta algumas limitações difíceis de ultrapassar (Sanglerat, 1972; Weltman e Head, 1983; Johnston, 1983; Kulhawy, 1990; Bonnechere, 1991, Lunne et al, 1997), que em seguida se destacam:

- As correlações que servem de base à avaliação estão sujeitas a variações locais, o que torna difícil a utilização do ensaio por si só
- Dificuldade de cravação em solos arenosos densos ou heterogêneos com seixo ou calhau
- Para profundidades elevadas, a reacção necessária à cravação do equipamento torna-se muito elevada
- Elevados níveis de tensão junto ao cone durante a cravação
- Pequeno volume de solo envolvido na medição
- Desvios na verticalidade, principalmente a partir dos 15,0m de profundidade.

As principais fontes de erro associadas ao ensaio são (Kulhawy, 1983), vêm descritas no quadro 2.

Quadro 2 - Principais fontes do erro no ensaio (Kulhawy, 1983)

<b>Causa</b>	<b>Efeito</b>	<b>Influência</b>
Cascalho ou seixo presentes no solo	Impede a penetração, podendo conduzir à quebra de varas ou ponteira; desvios à verticalidade	Aumento significativo de $q_c$  Aumento ou diminuição de $q_c$ e $f_s$
Desgaste na ponteira	Variações das dimensões padronizadas	Aumento ou diminuição ligeiros de $q_c$ e $f_s$
Encravamento da manga de atrito (ponteira mecânica) por partículas do solo	Leituras erradas do atrito lateral unitário	Aumento significativo de $f_s$ (pode atingir valores da ordem de 80%)
Atrito nas varas interiores (ponteira mecânica)	Impede o movimento livre das varas interiores	Aumento de $q_c$ e $f_s$
Solos duros (ponteiras mecânicas)	Conduz a uma compressão elástica das varas interiores	Impossibilidade de obter leituras de $q_c$ e $f_s$

Fugas de água (ponteiras eléctricas)	Trandutores podem ser corroídos	Aumento ou diminuição de $q_c$ e $f_s$
Calibrações mal executadas (ponteiras eléctricas)	Medições pouco precisas	Aumento ou diminuição de $q_c$ e $f_s$

## Capítulo IV - Ensaio Pressiométricos

### 4.1. Introdução

O ensaio pressiométrico é um ensaio recente cujo desenvolvimento e aplicação prática se iniciou em 1957 com Louis Menard, em França, onde este ensaio é hoje mais usado.

O ensaio consiste em fazer expandir uma membrana cilíndrica flexível, contra o solo ou rocha branda, medindo-se a evolução das forças aplicadas e as correspondentes deformações radiais (figura 117). O ensaio é executado no interior de um furo de sondagem com diâmetro semelhante ao da sonda pressiométrica.

É possível determinar os parâmetros relacionados com o estado de tensão *in situ* (resistência e deformabilidade) a partir de uma lei de comportamento comparada à expansão de uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito situada num meio infinito, isotrópico e homogéneo sujeito a um estado de tensão uniforme.

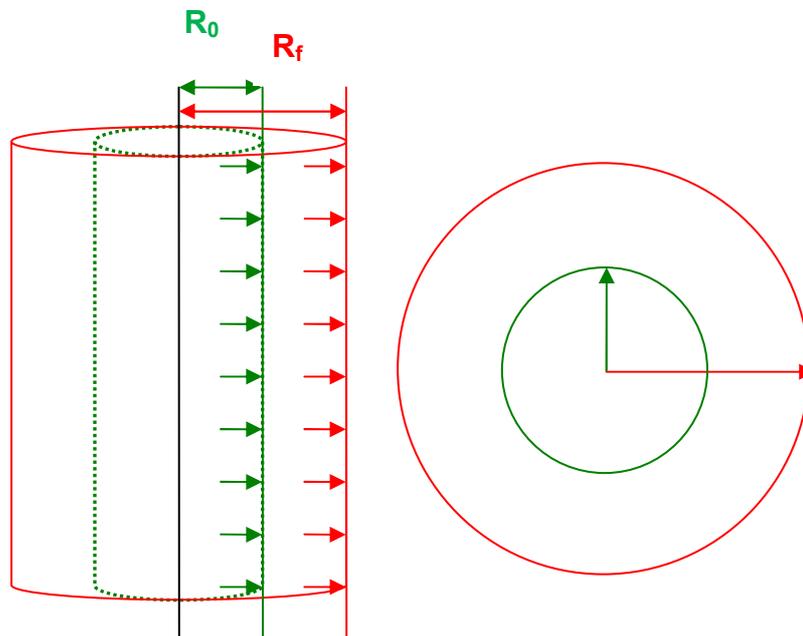


Figura 117 – Representação esquemática da lei da expansão de cavidades cilíndricas (Rocha, R., 2005)

Os parâmetros geotécnicos retirados deste ensaio são:

- Módulo pressiométrico ( $E_M$ );
- Pressão inicial ( $P_0$ );
- Pressão de fluência ( $P_f$ );
- Pressão limite ( $P_l$ );

O procedimento de ensaio encontra-se normalizado através da norma ASTM D4719 / 87.

O ensaio pressiométrico é recomendado para quase todo o tipo de solos em domínios de fundações superficiais e profundas (estabilidade e assentamento), escavações (estabilidade do fundo), estacas com carregamento vertical e horizontal, estruturas de contenção, e ainda ancoragens. Não são recomendados para trabalhos de estabilidade de taludes ou cálculos de impulsos de terra.

A preparação é de cerca de 20 minutos, demorando cerca de 15 minutos a realizar o ensaio. Por dia, a média de ensaios é de 8, variando para 14 em condições favoráveis e 4 em desfavoráveis.

## 4.2. Equipamento

O equipamento de ensaio é constituído por uma sonda pressiométrica, unidade de controlo, fonte de pressão e tubagens/circuitos.

### 4.2.1. Sonda pressiométrica

É composta por três células, partes de um núcleo de aço que as junta e mantém alinhadas, e por um sistema acessório à tubulação que vem da unidade de controlo (figura 118).

Duas das células estão situadas nas extremidades da secção de expansão e são denominadas de células de guarda. São membranas de borracha impermeáveis e flexíveis preenchidas por gás pressurizado à mesma pressão que a terceira célula, denominada por célula central devido à posição que ocupa. A célula central, também corresponde a uma membrana de borracha só que é usada água para pressurizar a cavidade e para medir a variação de volume.

As células de guarda selam a cavidade e, limitando a célula central superiormente e inferiormente, garantindo a sua forma cilíndrica. A membrana de borracha é suficientemente flexível para garantir que é aplicada uma pressão uniforme nas paredes da cavidade.

As três células interiores são revestidas por uma membrana capaz de expandir 50% do seu volume.

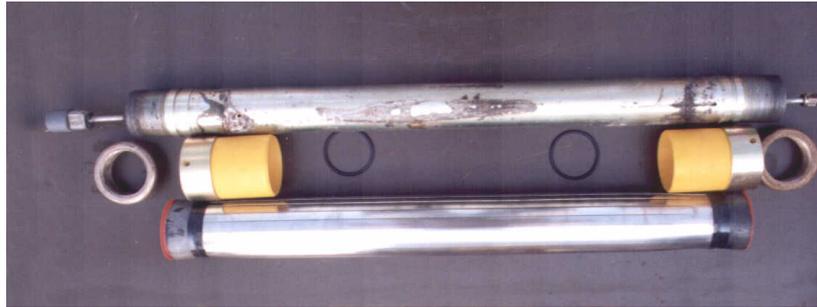


Figura 118 - Sonda pressiométrica

#### 4.2.1.1. Tipos de pressiómetros e de penetração

Para diversificar a utilização do equipamento foram concebidos vários modelos que em seguida se descrevem:

**E** - usado em solos moles e densos, sendo um aparelho simples, robusto, com tubagens separadas, simples de saturar e operar mas de difícil montagem. Bastante exacto na medição da pressão na célula de medida, necessita no entanto de importantes correcções de volume (figura 119).

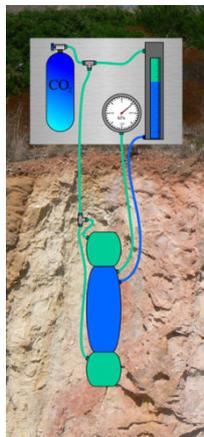


Figura 119 - Esquema do tipo E

**GB** - usado na maioria dos solos, e rochas brandas, sendo um aparelho complexo, de tubagem coaxial, com procedimentos de ensaio simples mas difícil de saturar, montar e estancar fugas. Apresenta erros associados à perda de pressão nas tubagens da célula central, e tem uma pressão uniforme ao longo da sonda. Necessita de pequenas correcções de volume (figura 120).

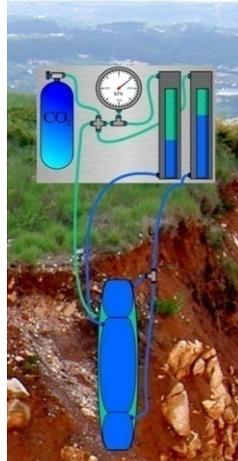


Figura 120 - Esquema do tipo GB

**GC** - usado em solos compactos a densos, ou duros, em profundidades máximas de 50 metros, sendo um aparelho simples, robusto, de tubagem coaxial, fácil de montar mas difícil de saturar e operar. Apresenta erros associados à perda de pressão nas tubagens da célula de medição. Necessita apenas de pequenas correcções de volume (figura 121).

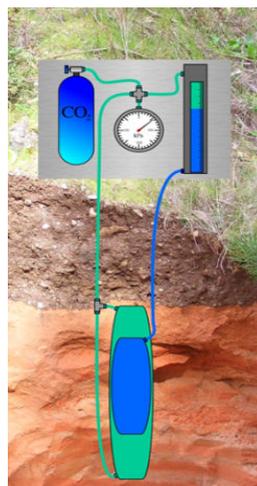


Figura 121 - Esquema do tipo GC

Segundo o modo de inserção no solo, habitualmente dividem-se em três grupos (Cestari, 1990; Clarke, 1992):

1. Pressiómetro de Menard (MPM) (figura 122), o qual necessita da execução prévia de um furo de sondagem para instalação do equipamento. Esta é a forma mais corrente, que induz alguma perturbação no maciço a ensaiar (alívio de tensões).



Figura 122 - Pressiómetro de Menard – MPM

2. Pressiómetro auto-perfurador (SBP) (figura 123), que abarca um sistema de perfuração e de injeção de lamas, que lhe permite uma instalação quase simultânea com a abertura do furo, reduzindo a perturbação do maciço a ensaiar.



Figura 123 - Pressiómetro auto-perfurador - SBP

3. Cone-pressiómetros ou pressiómetros cravados (PIP) (figura 124), cuja penetração no terreno é conseguida por cravação estática, com equipamento do tipo CPT. Neste caso, a cravação do equipamento faz-se afastando o solo, induzindo uma compressão do maciço a ensaiar. No entanto, quando é difícil estabilizar as paredes dos furos de sondagem, este equipamento constitui uma excelente alternativa ao pressiometro de Menard.



Figura 124 - Cone - pressiómetro (PIP)

Neste trabalho abordar-se-á apenas o Pressiómetro de Menard, dado ser aquele de aplicação corrente, em Portugal.

#### 4.2.2. Unidade de controlo

A unidade de controlo (figura 125) permite monitorizar o fluxo de ar e água e controla a expansão da sonda. É nela que se aplica pressão e se mede a variação de volume da célula central. Esta unidade fica à superfície e o volume é medido através das leituras num cilindro graduado por onde passa a água.



Figura 125 – Unidade de Controlo

#### 4.2.3. Fonte de pressão

A pressão é aplicada através de uma garrafa de gás pressurizado equipada com um manómetro de controlo de pressão (figura 126). O gás pode ser ar comprimido, dióxido de carbono ou nitrogénio e é controlado pela unidade de controlo.



Figura 126 – Fonte de pressão

#### 4.2.4. Circuitos

As ligações entre a unidade de controlo e a sonda tem de permitir que água e gás circulem de uma para outra, Seguem no mesmo trajecto embora em tubos diferentes. O exterior tem como diâmetro interno 7mm e externo 10mm, enquanto que o tubo interior tem diâmetro interno de 4mm e externo de 6mm (figura 127).

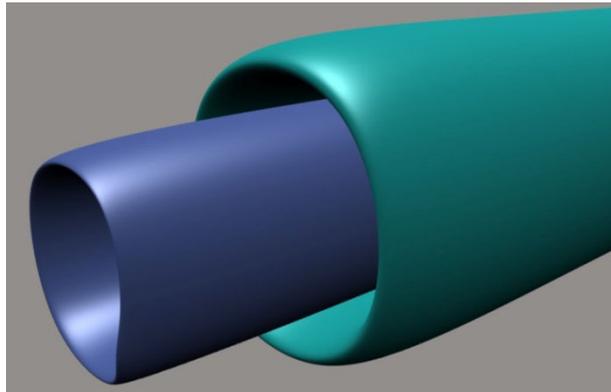


Figura 127 - Corte de um circuito. No tubo interior circula água, enquanto no exterior, gás

#### 4.2.5. Varas de posicionamento e varas de perfuração

As varas de posicionamento (figura 128) são usadas quando se usam os compressiómetros (PIP). Permitem inserir a sonda pressiométrica até à cota de ensaio e a protecção dos circuitos que transportam a água e gás proveniente da unidade de controlo para a sonda. As varas de perfuração são usadas para a pré-perfuração se necessária.



Figura 128 – Varas de posicionamento e de perfuração

#### 4.2.6. Tubo indeformável

Este tubo (figura 129), que pode ser de PVC rígido ou aço, é usado para a calibração da sonda pressiométrica. Tem de obedecer a um diâmetro constante (medido até a 0,1mm) e ser indeformável.



Figura 129 – Tubo indeformável

#### 4.2.7. Cronómetro

O cronómetro (figura 130) é necessário para a medição de tempos no ensaio. Pode ser analógico ou digital desde que tenha precisão até aos milésimos de segundo.



Figura 130 – Cronómetro

### 4.3. Procedimento de Ensaio

#### 4.3.1. Parâmetros de ensaio

De modo a perceber melhor o seu funcionamento, é preferível ficar com uma primeira noção dos resultados que se vão obter.

As medições realizadas vão definir as curvas pressiométricas e de fluência, de onde se deduzem os parâmetros de ensaio:

- Pressão inicial,  $P_0$
- Pressão de fluência,  $P_f$
- Pressão limite,  $P_L$
- Módulo pressiométrico,  $E_M$

Na figura 131 evidencia-se uma curva pressiométrica tipo, que pode ser dividida em 3 trechos fundamentais (Bloomquist, 1990; Kulhawy et al, 1990; Clarke, 1992):

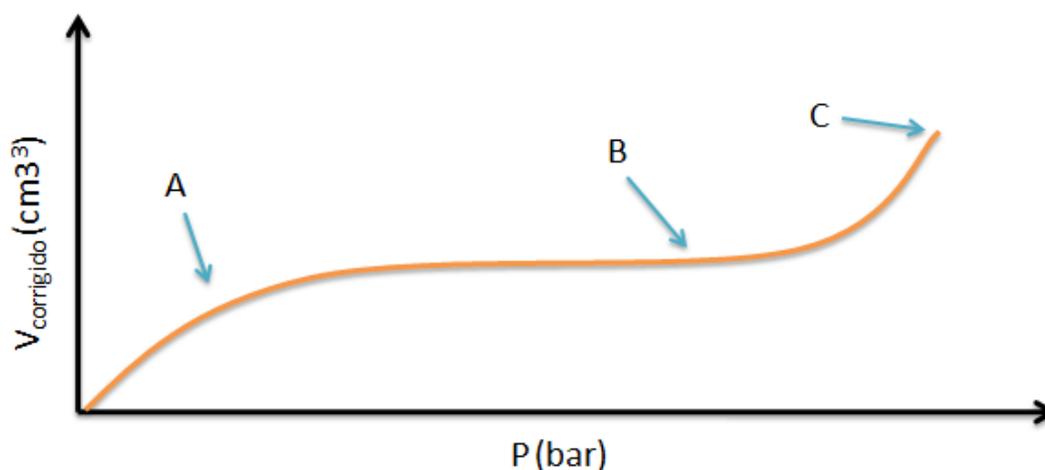


Figura 131 - Curva pressiométrica corrigida

O trecho OA da figura representa a reposição do solo para a posição original, no pressiómetro de Ménard, ou a pressão necessária para iniciar a expansão da cavidade, no pressiómetro auto-perfurador. O ponto A define assim um volume inicial da cavidade, e a pressão respectiva, denominada de  $P_0$ , representa a tensão horizontal em repouso (Bloomquist, 1990), no caso do pressiómetro auto-perfurador. O trecho AB é denominado de fase pseudo-elástica, sobre o qual é determinado o módulo pressiométrico ( $E_{PMT}$ ). O valor da pressão aplicada,  $P_f$ , correspondente ao ponto B, denomina-se pressão de

fluência e representa a fronteira entre a fase elástica e a fase plástica. Finalmente, a pressão  $P_L$ , situada no trecho BC, define-se como a pressão necessária à duplicação do volume inicial da cavidade e denomina-se de pressão limite (figura 132).

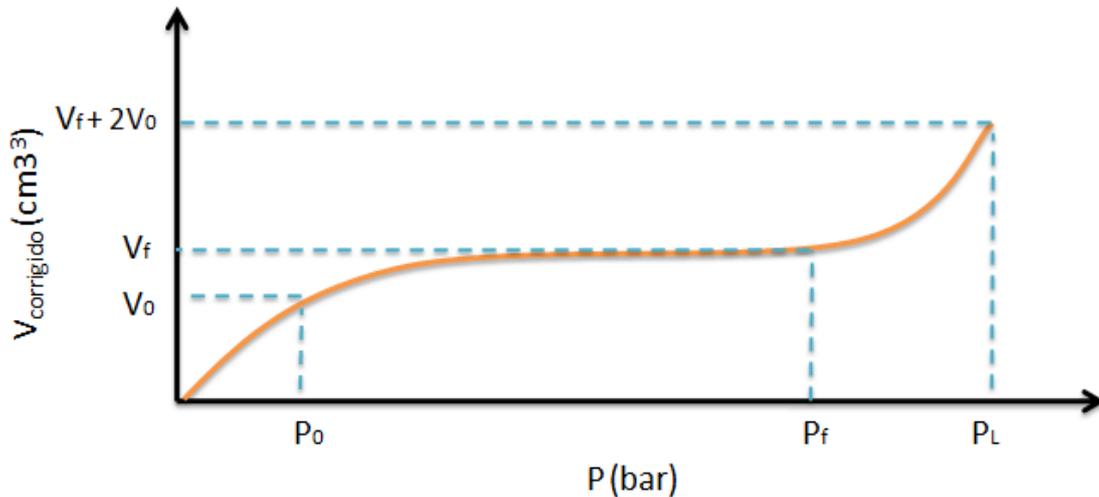


Figura 132 - Obtenção dos parâmetros de ensaio a partir da curva pressiométrica

#### 4.3.1.1. Pressão Inicial, $P_0$

A pressão  $P_0$  corresponde à pressão em que a membrana se encosta plenamente ao solo. Este valor é determinado através da curva de fluência quando a diferença de leituras a 30 e 60s não é significativa (em geral 0 ou 1).

#### 4.3.1.2. Pressão de Fluência, $P_f$

É a pressão correspondente ao limite elástico e avalia-se novamente com recurso à curva de fluência, quando as diferenças de leituras de 30 e 60s começam a crescer.

#### 4.3.1.3. Módulo Pressiométrico, $E_M$

O módulo pressiométrico corresponde ao declive da recta da fase pseudo-elástica, limitada inferiormente por  $P_0$  e superiormente por  $P_f$ . A sua determinação é realizada através da expressão:

$$E_M = 2(1 + \nu) \cdot [V_S + ((V_f + V_0)/2)] \cdot (\Delta P / \Delta V) \quad (66)$$

em que,  $\nu$  corresponde ao coeficiente de Poisson,  $V_0$  ao volume inicial da sonda,  $V_s$  e  $V_f$  ao volume inicial e final do trecho pseudo-elástico,  $\Delta P$  à diferença de pressão no trecho pseudo-elástico ( $P_2 - P_1$ ) e  $\Delta V$  à diferença de volume, também, no trecho pseudo-elástico.

#### 4.3.1.4. Pressão Limite, $P_L$

Corresponde à pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade, e representa um limite teórico a partir do qual o solo se deforma sem aumento de pressão (fluência). Este valor pode ser determinado directamente a partir do ensaio, ou através da definição de uma função de ajuste representativa dos pontos acima da pressão de fluência.

### 4.4. Preparação e procedimentos a ter em conta

Em seguida apresentam-se os principais procedimentos preparatórios associados ao ensaio PMT.

#### 4.4.1. Encher e saturar os circuitos

Para encher os circuitos é usada água desprovida de resíduos. Em locais em que as temperaturas são muito baixas, é usado líquido anti-congelante.

#### 4.4.2. Realização de furo

O furo realizado deve ter um diâmetro semelhante ao da sonda pressiométrica. Este processo deve ser efectuado, com recurso a técnicas de perfuração que minimizem o nível de perturbação, mantendo a circularidade da zona de ensaio apenas com uma pequena folga relativamente ao diâmetro interno do furo (figura 133). É recomendável a seguinte relação:

$$d_{\text{FURO}} / d_{\text{SONDA}} < 1,15.$$



Figura 133 - Realização do furo

#### 4.4.3. Calibração da sonda

De modo a determinar correctamente o valor da resistência do solo à expansão da sonda pressiométrica, é necessário ter em conta que esta, devido à rigidez da membrana, apresenta uma resistência cujo valor aumenta com o aumento de volume. Assim sendo, o valor desta resistência deve ser subtraído, aos valores de pressão obtidos a partir do ensaio. A correcção da rigidez da sonda pressiométrica efectua-se expandindo a membrana, no vazio, medindo os valores de pressão e de volume correspondentes simultaneamente, e construindo a curva de calibração da membrana.

##### a) Perdas de volume

As perdas de volume são provenientes da expansão da tubagem, da compressão da membrana de borracha e da água.

Para que não influenciem o resultado, é realizada a calibração, inserindo verticalmente a ponteira no tubo indeformável. De seguida, enche-se a ponteira até encostar às paredes do tubo e, após este ponto, se se aumentar a pressão, qualquer variação de volume deve-se a perdas do pressiómetro já que não poderá aumentar no tubo.

Para ver se o circuito de água é impermeável e se encontra isento de ar:

- Coloca-se a célula central à pressão de 500 kPa e as células de guarda à pressão correspondente;
- Regista-se a leitura do volume ao fim de 1 e 3 minutos;
- Aplica-se na célula central 2000 kPa de pressão, e a respectiva nas células de guarda;
- Anota-se de novo o valor de volume em 1 e 3 minutos.

Se o volume de água mudar notavelmente entre as leituras de 1 e 3 minutos, há uma fuga e tem de ser estancada.

Se a diferença de volumes entre as duas leituras de pressão é maior que  $0,15\text{cm}^3$  por metro de tubo, a tubagem contém ar e tem de ser retirado.

#### b) Calibração

A calibração é sensível à temperatura. Durante a recolha de medições deve-se evitar mudanças de temperatura e a inicial deve ser anotada. Todo o material que vai ser introduzido no furo deve ser colocado num reservatório com água à temperatura da água subterrânea.

Para calibrar, a sonda é colocada no interior do tubo indeformável e a pressão é aumentada numa série de incrementos. Começa-se com pequenas pressões na ordem dos 100kPa até chegar ao contacto, depois é aumentando para valores de 300 ou 400 kPa até chegar ao valor de pressão máxima do trabalho. Depois de cada incremento, aguenta-se a pressão por um minuto e é desenhada a curva.

#### c) Ajustando o volume inicial

O volume registado no ensaio é o da água injectada na sonda. Não é o tamanho da célula de guarda, nem o tamanho da cavidade no solo. Se for necessário conhecer o tamanho da cavidade de modo a calcular  $E_M$  e  $P_1$ , o volume inicial da célula central ( $V_C$ ) deve ser adicionado à leitura de volume. O volume da célula vai depender da espessura e resistência da

membrana, e da pressão hidrostática na célula central devido à diferença de elevação entre a unidade de controlo e a sonda.

$V_c$ , deve ser a mesma para as pressões de calibração e de ensaio.

Através da correcção dos efeitos de perda de volume, é possível contabilizar o volume da célula central da sonda pressiométrica ( $V_s$ ), com base na expressão:

$$V_s = 0,25.L_s.d_i^2 - V_c \quad (67)$$

em que:

$L_s$  corresponde ao comprimento da célula central

$d_i$  é o diâmetro interno do tubo de calibração

$V_c$  corresponde ao volume injectado por metro de sonda em contacto com a parede do tubo de calibração.

#### 4.4.4. Correcções por perdas de pressão

Deve-se corrigir os efeitos hidrostáticos, que ocorrem a partir de uma determinada profundidade, devidos ao peso da coluna de água compreendida entre a unidade de controlo e o centro da célula de medição da sonda. Esta correcção é conhecida como “correcção de membrana” e pode ser encontrada colocando a sonda saturada, já com  $V_c$  ajustado, na vertical e aumentando até um volume de 700cm<sup>3</sup> e de seguida vazando, repetindo este procedimento 5 vezes.

O enchimento deve ser feito com 10 incrementos de pressão em que cada é mantido por 1 minuto. É retirado o valor de volume aos 15, 30 e 60 segundos, e desenhada a curva dos 60 segundos. A pressão hidrostática devido à diferença de alturas, entre a pressão dada no manípulo da unidade de controlo e metade da altura da célula central, não deve ser esquecida na curva. A pressão real na sonda,  $p_r$ , pode ser calculada da seguinte forma:

$$P_r = p_m + \gamma_w \cdot h_0 \quad \text{ou} \quad P_r = p_m + \gamma_w \cdot (Z + a) \quad (68)$$

onde,

$p_m$  = Valor de pressão

$\gamma_w$  = Peso volúmico da água

$h_0$  = Diferença de cotas entre a unidade de controlo e o meio da célula central.

A correcção da altura piezométrica pode ser verificada na figura 134:

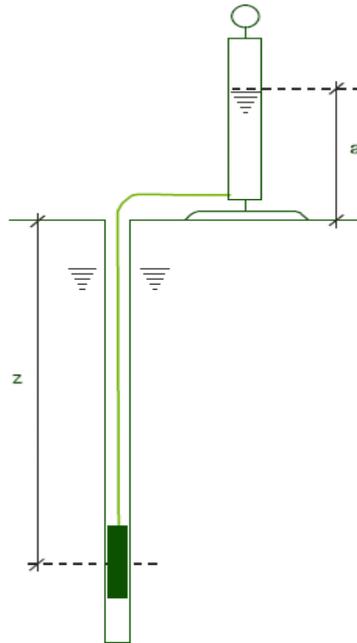


Figura 134 - Correcção da altura piezométrica

A membrana deve ser calibrada quando é utilizada a primeira vez e de 20 em 20 utilizações.

#### 4.4.5. Colocar a sonda no furo

Assim que o pressiómetro estiver calibrado e o volume inicial ajustado, desce-se a sonda até à profundidade desejada o, mais breve possível, de modo a que a cavidade não expanda ou colapse.

O ensaio pressiométrico é realizado em intervalos de 1,5m, sendo que inferiores a 1,0m não são recomendados, por motivos de influencia (perturbação) do ensaio anterior.

## 4.5. Realização do ensaio

O ensaio é realizado com incrementos de pressão e cada nível é mantido por um determinado tempo, normalmente um minuto e são registados os valores de pressão e volume. São elaborados entre 8 e 14 incrementos, com uma duração que pode ir de 10 a 15 minutos.

### 4.5.1. Início do ensaio

Depois de ter colocado a sonda pressiométrica à cota predefinida, abre-se lentamente a válvula de água. A profundidade do ensaio e as condições da água subterrânea podem fazer com que a membrana expanda de forma incerta, podendo mesmo vir a atingir as paredes do furo no caso de a pressão ser alta e a resistência da membrana pequena.

Os pressiómetros do tipo GC necessitam de uma maior pressão na célula central de modo a tomar a forma correcta. Esta diferença depende do tipo de material da membrana e do solo. Em membranas padrão e para a maioria dos solos o *Centre d'Etudes Ménard* recomenda a diferença de 110kPa. Aos 11 metros de profundidade esta diferença é atingida naturalmente, e assim sendo, o ensaio pode ser feito com ambas as células à mesma pressão.

O ensaio é habitualmente realizado através de 10 incrementos (8 no mínimo), sendo que no último a pressão limite deve ser atingida.

Como se pretende que os incrementos sejam idênticos, é necessário estimar um valor da pressão limite ( $P_L$ ) e depois dividir pelo número de patamares previstos. No quadro 3 apresentam-se intervalos de referência em função do tipo de solo.

Quadro 3 - Patamares de carga

Solo a investigar	Amplitude dos intervalos de pressão (MPa)
Frágil (lodos de estuário)	0.005
Brando (argila mole, areia solta)	0.025
Resistentes (margas rijas)	1 a 2

O primeiro incremento de pressão é então aplicado no circuito da célula central e, passado alguns segundos já com os níveis correctos nos circuitos, coloca-se um cronómetro com o tempo a 0.

Obtém-se leituras de volume aos 15, 30 e 60 segundos, verificando no último as pressões do circuito de gás e água. Se estas descerem subitamente pode ter que se interromper o ensaio, devido à possibilidade de rebentamento da membrana, mas se as pressões estão só ligeiramente fora da marca é possível ajustar para o valor desejado.

Após registado o volume aos 60 segundos, incrementa-se a pressão e procede-se do mesmo modo, sucessivamente, até atingir a pressão limite. O ensaio ideal é realizado até duplicar o volume da cavidade mas, na maior parte dos ensaios, é realizado até se esgotar o reservatório de água. Ao acontecer este último caso, o nível de água descerá de forma brusca e deve ser de imediato fechada de modo a não ocorrer fuga de ar ou gás para a tubagem.

#### **4.5.2. Esvaziar e mover a sonda**

Chegando ao valor da pressão limite, esta deve voltar ao seu mínimo, ou seja, ao valor da pressão atmosférica.

#### **4.5.3. Ensaio cíclicos**

Actualmente, recomenda-se a realização de ciclos intermédios de descarga – recarga, sobretudo para a dedução de parâmetros geotécnicos. Estes ciclos devem ser realizados na fase pseudo-elástica, para valores mínimos superiores a  $P_0$ , e constando de 3 ciclos de descarga e outros tantos de recarga. O ultimo ciclo de recarga deve corresponder à mesma tensão do inicio da descarga.

#### **4.5.4. Fim do ensaio**

O ensaio termina, quando é atingida a pressão limite da sonda pressiométrica,  $P_L$ , definida por convenção como sendo a pressão necessária para duplicar o volume da cavidade cilíndrica inicial.

Os resultados obtidos são projectados graficamente, resultando na curva pressiométrica. Esta apresenta a variação de volume ao fim de 60 segundos em função da pressão aplicada.

## 4.6. Interpretação dos dados

Como já se referiu em 4.3.1., os parâmetros retirados são a pressão inicial ( $P_0$ ), Pressão de fluência ( $P_f$ ), Pressão limite ( $P_L$ ) e o Módulo pressiométrico ( $E_M$ ).

Com os pressiómetros auto-perfuradores, é possível a determinação directa de parâmetros de resistência ( $C_u$  e  $\phi'$ ) e deformabilidade ( $G$ ), bem como da tensão horizontal *in situ*.

### 4.6.1. Tensão horizontal

O princípio do ensaio, no que respeita à sua utilização na definição do estado de tensão *in situ*, baseia-se na substituição do solo pelo equipamento não permitindo variações significativas do estado de tensão. Assim, a pressão para a qual a membrana começa a expandir corresponde à tensão horizontal *in situ* (Coutinho, 1988; Clarke, 1992). O método consiste em representar os primeiros pares de pontos da curva pressiométrica numa escala aumentada. Os pontos anteriores ao início da expansão da membrana representam uma linha recta, caso as perturbações causadas pela inserção não tenham sido elevadas, e após o início da expansão forma-se uma nova recta. A intersecção das duas rectas corresponde à tensão horizontal *in situ* (Coutinho, 1988).

### 4.6.2. Parâmetros Geotécnicos

Com base nos parâmetros ou medições de ensaio é possível deduzir alguns parâmetros geotécnicos. No contexto do ensaio com pressiómetro de Menard é possível calcular apenas a coesão não drenada ( $C_u$ ), o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e o módulo distorsional ( $G$ ).

#### 4.6.2.1. Módulo distorsional

O módulo de distorsional dos solos é determinado a partir da rigidez da cavidade determinada num ciclo descarga / recarga. Na realidade estes ciclos sofrem pouca influência da perturbação eventualmente introduzida na fase de instalação (Powell, 1990; Clarke, 1992). A deformabilidade é dada, tanto para o pressiómetro de Menard como para o auto-perfurador, através do módulo de distorção,  $G$ :

$$G = 0,5 r \Delta p / \Delta r \quad (69)$$

em que  $p$  representa a pressão aplicada e  $r$  representa o raio da cavidade deformada.

Em solos de natureza argilosa, o módulo de distorsão,  $G$ , obtido desta forma, poderá ser comparado com o obtido em ensaios triaxiais (Jardine e Hight, 1987; Clarke, 1992). Para o caso de solos de natureza arenosa, atendendo a que o módulo de distorção depende da amplitude da mesma e da tensão efectiva média, Clarke (1992) sugere a aplicação de factores de correcção de acordo com as condições a utilizar em obra.

#### 4.6.2.2. Ângulo de atrito, Ângulo de dilatância

A determinação dos ângulos de atrito e de dilatância a partir do pressiometro assenta no modelo desenvolvido por Hughes et al (1977), com utilização dos factores de correcção propostos por Fhaey e Randolph (1984), em que se admite um comportamento elástico até à rotura, a qual se processa com ângulos de atrito e dilatância constantes. Assim, após a cedência a relação  $\log(p-u_0) / \log \Delta r/r$  é linear e o seu declive, é igual a:

$$s = \frac{\sin \phi' (1 + \sin \psi)}{(1 + \sin \phi')} \quad (70)$$

em que  $\psi$  representa o ângulo de dilatância.

Por outro lado, Rowe (1971) apresenta a seguinte expressão:

$$\frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} = \frac{(1 + \sin \phi'_{CV})(1 + \sin \psi)}{(1 - \sin \phi'_{CV})(1 - \sin \psi)} \quad (71)$$

em que  $\phi'_{CV}$  representa o ângulo de resistência ao corte, a volume constante.

Como  $\phi'_{CV}$  não se encontra dependente da densidade relativa, pode ser determinado em laboratório em amostras remoldadas (Clarke, 1992), pelo que ficam duas equações e duas incógnitas tornando o problema solúvel.

#### 4.6.2.3. Coesão não drenada

A resistência ao corte não drenada pode ser determinada pelo declive da Curva Pressão aplicada /  $\log(\Delta v/v)$  (variação volumétrica), assumindo um

comportamento plástico (Clarke, 1992, Baguelin, 1972, Ladnyi, 1972 e Palmer, 1972).

## 4.7. Vantagens e desvantagens

### 4.7.1. Vantagens

Entre as principais vantagens do ensaio (Cestari, 1990, Kulhawy et al, 1990, Clarke, 1992) está o facto de solicitar um volume de solo mais abrangente do que a maioria dos ensaios *in situ*, e de ser um ensaio cujos resultados são interpretados à luz de conceitos teóricos (expansão de cavidades cilíndricas). Por outro lado, é ainda uma vantagem de a sua curva de referência representar todas as fases de comportamento de um solo:

- Elástica
- Plástica
- Creep (fluência plástica)

Finalmente, é ainda de salientar o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais e profundas, directamente através dos parâmetros de ensaio. Esta metodologia tem cinquenta anos, existindo informação de boa qualidade para a validar.

### 4.7.2. Desvantagens

Alguns autores (Weltman e Head (1983), Bloomquist (1990), Kulhawy et al (1990) e Clarke (1992)) apontam algumas das desvantagens decorrentes da utilização do equipamento:

- a direcção de solicitação é radial, num plano horizontal, pelo que a determinação dos parâmetros geotécnicos relativos a grande parte das obras se desvia da realidade, devido a efeitos de anisotropia
- grande complexidade de execução do ensaio
- necessidade de pessoal especializado
- baixa robustez do equipamento
- estabelecimento de perfis não contínuos e dificuldade no controlo de drenagem
- perturbação na instalação dos equipamentos (particularmente no caso do pressiómetro de Menard)

- utilização complicada em solos grosseiros
- os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos do ensaio não são comparáveis aos obtidos por outros ensaios o que dificulta a sua aplicação nas formulas clássicas de capacidade de carga.

No quadro 4 evidenciam-se as perturbações correntes, com efeitos na qualidade dos resultados. (Orchant et al, 1988)

Quadro 4 - Perturbações nos resultados de ensaio (Orchant et al, 1988)

Variável	Efeito relativo nos resultados do ensaio
Imprecisões nos manómetros	Baixo
Expansão das linhas de condução do gás	Baixo a moderado
Perdas de carga nas linhas de condução	Baixo
Dimensões do equipamento	Baixo a moderado
Idade da membrana	Baixo
Método de furação e preparação do furo (MPM)	Significativo
Taxa de expansão da membrana	Baixo a moderado

## Capítulo V – Manual interativo

### 5.1. Conteúdo do DVD

O manual interativo contém toda a informação presente nesta tese. Para além desta, compreende ainda vídeos, fotos, jogos, folhas de cálculo e outros (figura 135).

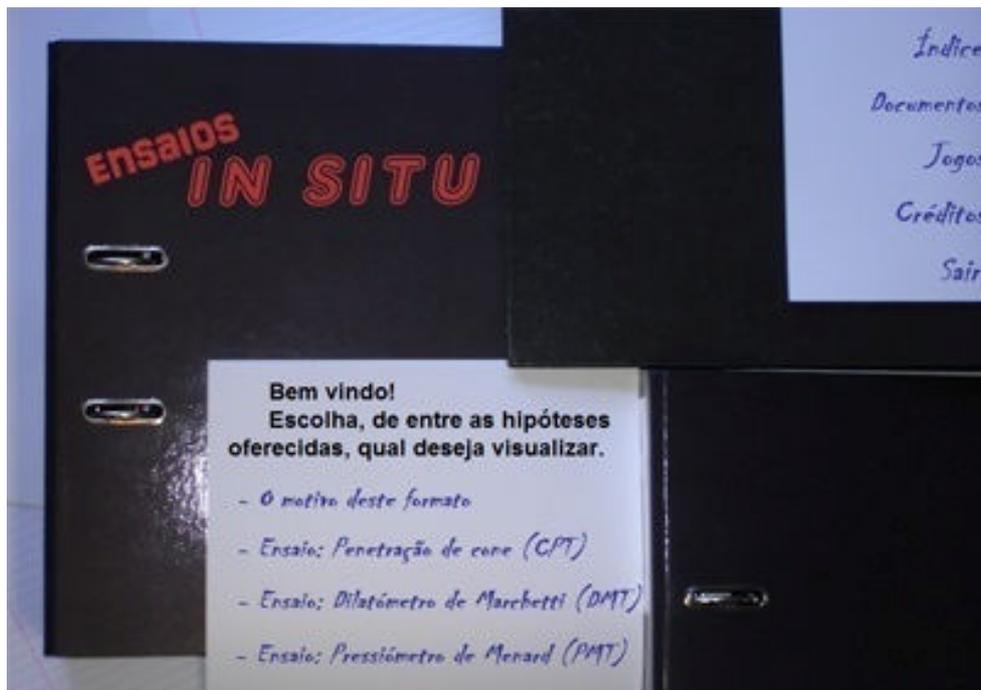


Figura 135 - Menu inicial com as opções disponíveis

Os ensaios contidos neste DVD são o Pressiómetro de Menard, o Dilatómetro de Marchetti e o de Penetração de Cone, sendo que cada um está dividido em: introdução, equipamento, preparação, execução, tratamento de resultados, vantagens e desvantagens e ainda bibliografia (figura 136 e 137).

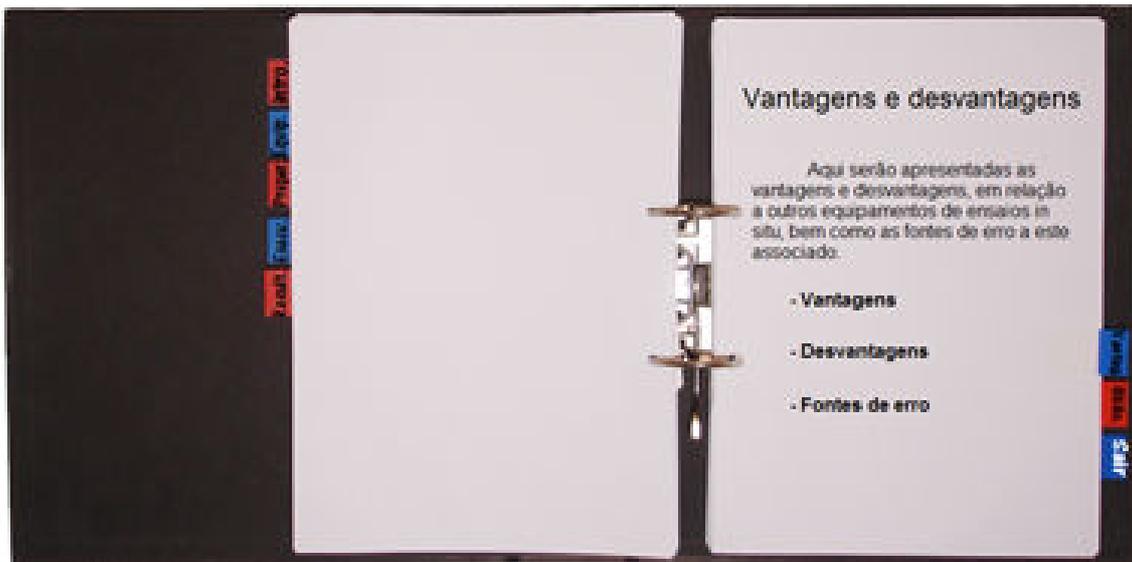


Figura 136 - Opções disponíveis em cada ensaio



Figura 137 – Exemplo de conteúdo de um dos ensaios (CPT)

Ainda foram inseridos alguns filmes com o intuito de servir como primeira abordagem aos diferentes ensaios, levando os olhos a buscar o entendimento e espicaçar a curiosidade, podendo tirar as dúvidas que surgirem nos menus onde os objectos de estudo estão mais detalhados (figura 138).



Figura 138 - Apresentação de um vídeo (DMT)

São fornecidas folhas de cálculo com valores reais para um melhor entendimento do modo como funcionam, e também, as mesmas, com as células vazias para que o utilizador tenha uma ferramenta pronta a ser usada aquando a realização dos seus próprios ensaios (figura 139).

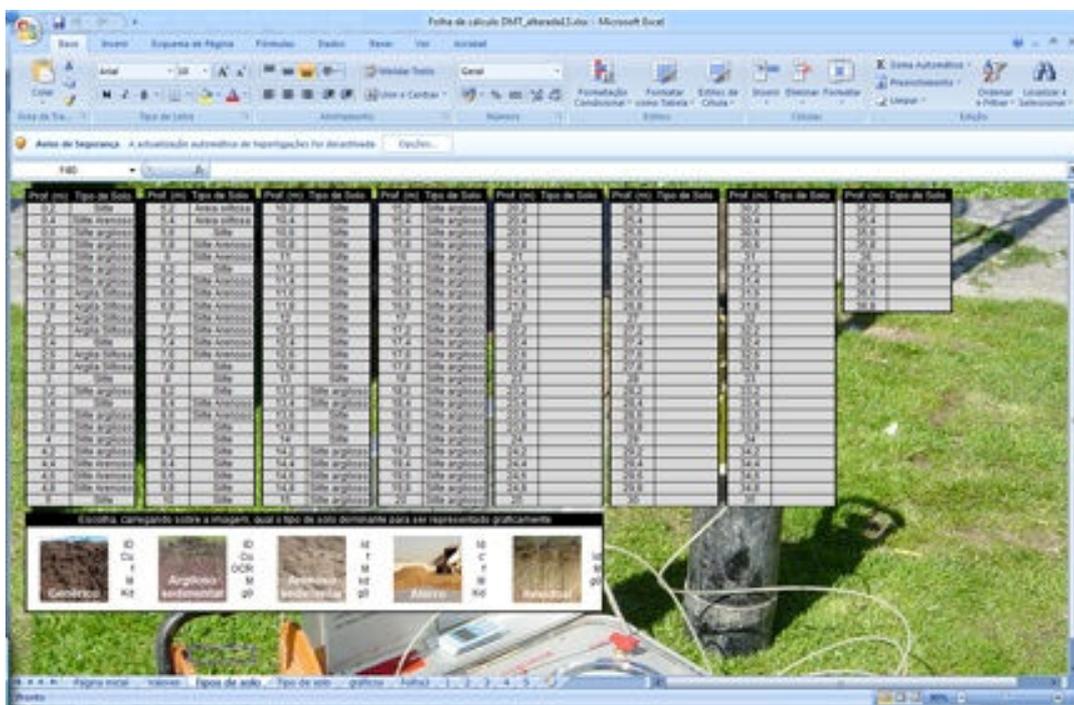


Figura 139 - Exemplo de uma folha de cálculo

De modo a cimentar os conhecimentos adquiridos, foram incluídos alguns jogos de *quebra-cabeça*, como é o caso de respostas de escolha múltipla e *palavras-cruzadas* (figura 143 e 144). Esta ferramenta funciona como desafio, convidando o utilizador a medir forças com a dificuldade e recorrendo à memória recente. Brincar é uma forma de se aprender.



Figura 140 - Jogo de respostas múltiplas (QUIZZ)



Figura 141 - Palavras – cruzadas

## Capítulo VI – Conclusões

---

Citando Bryson, B.(2006):

*Durante os últimos 3,8 bilhões de anos, o leitor não tolerou o oxigênio, depois ficou totalmente dependente dele, cresceram-lhe barbatanas, membros e curiosas velas, pôs ovos, cortou o ar com uma língua bifida, teve a pele lustrosa e depois coberta de pêlo, viveu debaixo de terra, em árvores, foi tão grande como um veado e tão pequeno como um rato, e mais um milhão de outras coisas. Se tivesse havido o mais minúsculo desvio desta linha evolucionária, você poderia estar agora a lamber algas nas paredes de uma gruta, ou a arrastar-se dengosamente como uma morsa nalguma praia pedregosa, ou a expelir ar através de um orifício no topo da cabeça antes de mergulhar a 20 metros de profundidade para uma copiosa refeição de deliciosas minhocas do mar.*

Tivemos então a sorte de estarmos ligados a esta linha evolucionária beneficiada. Mas o que nos distingue então dos restantes animais? Para além da capacidade de reflectir e de viver fechado na própria cultura, o que nos torna realmente únicos, é a palavra. Foi ela que nos permitiu fixar leis, criar civilizações sustentadas, inventar artes, e construir conhecimento através da possibilidade que esta nos dá de discutir e prosseguir a investigação.

Com a palavra veio a necessidade de registar, preservar, difundir e construir conhecimento. Tudo começou à 30.000 a.C. com as gravuras em rocha, evoluindo para a escrita em argila húmida, em papiro, em pergaminho, em madeira e mais recentemente o papel. A partir deste último, e com a invenção da imprensa, o livro consolidou-se e massificou-se, tornando-se acessível a qualquer público. Hoje continua a ser um instrumento importantíssimo mas surgem novos suportes e formas de representar, passando quase todos eles por um computador.

Depois de todos estes argumentos, porque não arriscar numa apresentação contemporânea, já que uma das grandes conquistas da ciência é o método experimental? Sem medos ou constrangimentos, com a certeza de que uma originalidade não é mais do que uma ingenuidade posta em prática. Como Café, C. (2005) referiu, é errado quando dizem que algumas experiências não dão resultados. Todas as experiências dão resultados, podem é não ser os que se esperam. Uma experiência não é mal feita nem falhou. Essa experiência, nas condições que foi feita, deu um determinado resultado e só podia ser esse, estando então formalmente correcto.

Assim sendo, este manual, focado em aspectos de ordem técnica, nomeadamente os ensaios *in situ*, abordou algumas vertentes didácticas como, por exemplo, filmes demonstrativos dos ensaios, jogos de consolidação,

fotografias, esquemas e folhas de cálculo de maneira a que o utilizador possa fazer os cálculos dos seus próprios ensaios.

Não tendo a possibilidade de verificar os resultados da implementação deste manual, pode-se presumir que, para além da arte de ver e de pensar que este irá proporcionar, vai incentivar também a arte de inventar. Este espera ser o despertar de um interesse em tornar áreas técnicas específicas, como a presente, mais acessíveis e apetecíveis. Espera-se que surjam melhoramentos destes e de outros ensaios, surgindo documentos mais detalhados, com melhores ilustrações, filmes, esquemas e inovações.

Se um tema pode ser apreendido de um modo mais intuitivo e cativante, se um simples DVD armazena o equivalente a dois milhões de páginas de texto, porque não apresentar neste formato que é mais prático, fino e leve do que as folhas que está a manusear neste preciso momento?



Figura 142 – Excerto de *Calvin & Hobbes* (Watterson, B., 2004)

Quando fazemos algo sem paixão decorre uma eternidade, mas quando estamos entretidos nem damos pelo tempo a passar.

Em jeito de conclusão...

O trabalho realizado permitiu-nos a noção de que temos de ousar. E ousar é arriscar, é cair e levantar, enfim... é sonhar.

... E sempre que um homem sonha, lá dizia Gedeão

*o mundo pula e avança  
como bola colorida  
entre as mãos de uma criança.*

*Ainda que os teus passos pareçam inúteis, vai abrindo caminhos, como a água que desce cantando, da montanha. Outros te seguirão...*

*(Saint-Exupéry)*

---

## Capítulo VII – Bibliografia

---

### Bibliografia

Aas, G.; Lacasse, S.; Lunne, T. & Madshus, C. (1984). *In situ testing: new developments*. Norwegian Geotech. Pub., nº 135.

Alves, R. (2002). *Estórias Maravilhosas de quem gosta de ensinar*. Santa Iria de Azóia: Edições ASA.

*ASTM D 4719-87 (1987), Standard Method for Pressuremeter Testing in Soils.*

Baguelin, J.; Jezequel, J.; Le Mée, E. & Le Méhauté, A. (1972). *Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 98 (SM11), 129-142. ASCE.

Baldi, G. B. (1988). *Stiffness of Sands from CPT, SPT and DMT - a Critical Review* (Penetration Testing ed.). Birmingham: Institution of Civil Engineers, British Geotechnical Conference.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. (1989). *Modulus of sands from CPT's and DMT's*. Proc. of XI ICSMFE: vol.1, 165-170.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., Pasqualini, E. (1986). *Flat dilatometer tests in calibration chambers*. Proc. of IV conference in use of In situ tests: 431-446. Blacksburg, Virginia, ASCE

Baligh & Scott (1975). *Quasi static deep penetration in clays*. ASCE Geotech. J., Vol. 101, GT11, 1119-1133.

Bonnechere, F. (1991) *Notes du Cours de Mécanique des Sols et des Roches*. Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège.

Briaud, J. L. (1991). *The pressuremeter*. Rotterdam: A.A. Balkema.

Bryson, B. (2006). *Breve História de Quase Tudo – Uma viagem pela ciência, divertida, prática e muito bem documentada*. Lisboa: Quetzal Editores.

Café, C. (2005). *Testemunhos Eles não sabem que eu sonho... Um jovem poeta no país da Ciência*. Lisboa: CRIAPASA.

Campanella, R. G. (1983). *Current Research and Development of the Flat Dilatometer* (Vol. First Conference on the Flat Dilatometer). Alberta: Edmonton.

Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D.G., Grieg, J. (1985). *Recent Developments in In – Situ Testing of Soils*. S. Francisco (USA). Proc. 11<sup>th</sup> ICSMFE.

Campanella, R.G.; Robertson, P.K. (1983). *Flat dilatometer DMT: Research at UBC*. Edmonton: Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. On the Flat Dilatometer.

Campanella, R.G.; Robertson, P.K. (1991). *Use and interpretation of a research dilatometer*. Canadian Geotech. J., 28.

Cassan, M. (1982). *LOS ENSAYOS "IN SITU" EN LA MECANICA DEL SUELO - Su ejecución e interpretación* (Vol. I). (M. P. Velarde, Trad.) Barcelona, Espanha: editores técnicos asociados, s. a.

Cestari, F. (1990) *Prove Geotecniche In Sito*. Geo-graph, s.n.c.

Cestari, F. (1990). *PROVE GEOTECNICHE IN SITO* (I ed.). Milão: GEO-GRAPH s.n.c. - SEGRATE.

Clarke, B. G. (1988). *Comparison Between Results from Flat Dilatometer and Self-boring Pressuremeter Tests* (Vol. Penetration Testing). Birmingham.

Clarke, B.G. (1992). *Cambridge Type Self-Boring Pressuremeters and Their Application in Site Investigations for Design*. Seminário Internacional de Ensaio In Situ. Lab. Nac. Engenharia Civil, Lisboa.

Clarke, B.G. (1992). *Cambridge Type Self-Boring Pressuremeters and Their Application in Site Investigations for Design*. Lisboa: Seminário Internacional de Ensaio In Situ: Lab. Nac. Engenharia Civil.

Coutinho A.G.S. (1988). *Theories for Determination of Pressuremeter Expansion Tests*. Lisboa: Mem. nº 728, LNEC.

Crapps, D. M. (1981). *Flat Dilatometer Manual*.

Cruz, N. Viana da Fonseca, A. (2006). *Characterization of Stiff Residual Soils by Dynamically Push-in DMT*. International Conference on Site Characterization and Design of Earth Structures, GEOSHANGAI. Shanghai, Junho de 2006. ASCE Geotechnical Special Publication nº 149, pp 261 – 268.

Cruz, N., (1995). *A Avaliação de Parâmetros Geotécnicos pelo Dilatómetro de Marchetti*. Coimbra: Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

Cruz, N., Viana da Fonseca, A., Lemos, J.L., Coelho, P. (1997). *Avaliação de Parâmetros Geotécnicos pelo DMT em Solos Portugueses*. Geotecnia 81, pp 5-15. SPG, Lisboa (tradução do artigo apresentado em XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering).

Cruz, N.; Marcelo DeVincenzi; Viana da Fonseca, A. (2006) “*DMT Experience in Iberian Transported Soils*”. 2nd International Conference on Flat Dilatometer, Washington, Abril de 2006. Vol 1, pp 198 – 204.

Cruz, N.; Viana da Fonseca, A. (2006) “*Portuguese Experience in Residual Soil Characterization by DMT*”. 2nd International Conference on Flat Dilatometer, Washington, Abril de 2006. Vol. 1, pp 359 – 364.

Cruz, N.; Viana da Fonseca, A.; Neves, E. (2004). “*Evaluation of Cohesive Intercept on Residual Soils by DMT and CPT*”. 2<sup>nd</sup> International Conference on Site Characterization, ISC’2. Porto, Portugal. Vol. 2, pp 1275 – 1284.

Davidson, J. L.; Boghrat, A. (1983). *The Flat Dilatometer Testing in Florida* (Vol. II). Paris: Proc, International Symposium on In Situ of Soil and Rock.

Devincenzi, M., Marchetti, S. *Aplicaciones recientes en España. El ensayo dilatométrico de Marchetti*. Geotecnia.

Durgunoglu, H.T., Mitchell, J.K., (1975). *Static Penetration Resistance of Soil*. Raleigh (USA): I – Analysis. Proc. ASCE Spec. Conf. on In-Situ Meas. of Soil Parameters.

ENV1997, “*Geotechnical Design-Part 3: Design Assisted by Field Testing*”.

F. Baguelin, J. F. (1978). *THE PRESSUREMETER AND FOUNDATION ENGINEERING* (Vol. 2). (P. D. Wohlbier, Ed.) Alemanha: TRANS TECH PUBLICATIONS.

Fahey, M. & Randolph, M.F. (1984). *Effect of Disturbance on Parameters Derived from Self-Boring Pressuremeter Tests in Sands*. Geotechnique, 34, 81-97.

Finno, R. (1993). *Analytical Interpretation of Dilatometer Penetration Trough Saturated Cohesive Soils*. Geotechnique 43, No2.

Fonseca, A.V. *Multimédia. Reconhecimento Geotécnico de Maciços Terrosos Amostragem e Ensaios In Situ*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Hayes, J. (1983). *Case Histories Involving the Flat Dilatometer* (Vol. First International Conference on the Flat Dilatometer). Alberta: Edmonton.

Hryciw, R. 1990. *Small-Strain-Shear of Soil by Dilatometer*. ASCE Jnl GE, Vol.116, 11, 1700-1716.

Hughes, J.M.O., Wroth, C.P., Windle D. (1977). *Pressuremeter Tests in Sands*. Geotechnique, vol.27, No4.

Institution of Civil Engineers, British Geotechnical Conference.

Jamiolkowski, B. L. (1986). *New developments in field and laboratory testing of soils* (Vol. 1). S.Francisco: Theme lecture, Proceedings.

Jamiolkowski, B.M., Ladd, C.C., Jermaine, J.T., Lancelotta, R. (1985). *New Developments in Field and Laboratory Testing of soils. Theme lecture, Session II, XI ISCMFE, Proceedings, Vol.1, S. Francisco, CA 1985, pp.57 a 153.*

Jamiolkowski, M. & Robertson, P.K. (1988). *Future trends for penetration testing. Closing Address. 'Penetration Testing in United Kingdom' Geotechnical Conference.* pp.321-342 British Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London.

Jardine, R.J.; Hight, D.W. (1987). *Laboratory and Field Techniques for Obtaining Design Parameters.* (Cap.4). Atenas: Embankment of Soft Clays, Bulletin of the Public Work Research Center.

Johnston, I.W. (1983). *In Situ Testing for Geotechnical Investigations* . Coffey and Partners, Melbourne.

Jumikis, A. R. (1983). *ROCK MECHANICS* (Second Edition ed., Vol. 7). United States of America: TRANS TECH PUBLICATIONS.

Jumikis, A.G., (1983). *Rock mechanics.* Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech.

Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design.* Palo Alto: Report EL – 6800, Electric Power Research Institute.

Lacasse, S., Lunne, T., (1982). *In Situ Horizontal Stress from Pressuremeter Tests.* Symp. on the Pressurem. and its Marine Applic. Paris: Ed. Technip.

Lacasse, S., Lunne, T., (1983). *Dilatometer tests in two soft marine clays.* Oslo: NGI Publ.

Lacasse, S., Lunne, T., (1988). *Calibration of dilatometer correlations.* Orlando: Proc. 1<sup>st</sup> Int. Symp. On Penetration Testing, ISOPT -1, 1.

Ladd, C. (1991). *Stability evaluation during staged construction* (Vol. 117). J. Geotech Engrg. Div.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schollosser, F., Poulos, H.G. (1977). *Stress-deformation and strength characteristics: State-of-the-Art Report*. Tóquio: 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 2.

Ladnyi, B. (1972). *In-Situ Determination of Undrained Stress-Strain Behaviour of Sensitive Clays with Pressuremeter*. Canadian Geotechnical Journal.

Lunne, T., Lacasse, S., Rad, N.S. (1989). *SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils – General Report Session*. Rio de Janeiro: Proc. 12<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.

Lunne, T., Powell, J.J. M., Hauge, E., Uglow, I.M., Mokkelbost, K.H. (1990). *Correlation of dilatometer readings with lateral stress in clays*. Oslo: NGI Publ.

Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.J.M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Londres: Blackie Academic & Professional.

Lutenegger, A. (1988). *Current Status of the Marchetti Dilatometer Test*. Orlando: I Int. Symposium on Penetration Testing.

Lutenegger, A.J.(1988). *Current Status of the Marchetti Dilatometer Test*. Orlando: I Int. Symposium on Penetration Testing.

Lutenegger, A.J., Timian, D.A.(1986). *Flat-plate dilatometer tests in marine clays*. Ottawa: 39<sup>th</sup> Canadian Geotech. Conf., 301-309.

Marchetti, P. S. (2001). Obtido em 22 de Janeiro de 2008, de <http://www.marchetti-dmt.it/>

Marchetti, S. (1997). *The Flat Dilatometer: Design Applications Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Geotechnical Engennering Conf. Cairo University*.

Marchetti, S., Crapps, D.K. (1981). *Flat dilatometer manual*. Gainesville: Int. Report Schmertmann & Crapps Inc. Gainesville, E.U.A.

Marchetti. (1980). *In Situ Tests by Flat Dilatometer* (Vol. 106). J. Geotech Engrg. Div.

Mayne, P.W., Asce, A.M., Kulhawy, F.H., Asce, M., (1982).  *$K_0$  – OCR Relationships in Soil*. J. Geotech. Engrg. Div.

Mesri, G. (1975). *New design procedure for stability of soft clays*. J. Geotech. Engrg Div., 101. New York: ASCE.

NF P 94-110 (1991), “*Sols Reconnaissance et Essais: Essai Pressiométrique Ménard*”

Powell, J.J.M., Uglow I.M. (1988). *The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays*. Birmingham: Penetration Testing. Institution of Civil Engineers, British Geotechnical Conference.

Riaund, J. M. (1992). *The Flat Dilatometer Test*. Washington, DC: US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication N° FHWA-SA-91-044.

Robertsin, P. C. (1986). *Estimating Liquefaction Potencial of Sands Using the Flat Plate Dilatometer* (Vols. 9, No1). Geotech Testing.

Rocha, R., (2005). *Caracterização de solos aluvionares com ensaios laboratoriais e in situ*. Aveiro: Universidade de Aveiro.

Roque, R.; Janbu, N.; Senneset, K. (1988). *Basic Interpretation Procedures of Flat Dilatometer Tests - Penetration Testing*. Orlando: ISOPT-1.

Rowe, P.W. *The Stress Dilatancy relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact*. Proc. Royal Society, Series A, 269, 500-527. Londres

Sanglerat, G., (1972). *The Penetrometer and Soil Exploration*. Elsevier Edit.

Schmertmann, J.H., (1983). *Revised Procedure to Calculate  $K_0$  and OCR from DMT's with I.D.*»1.2. DMT Digest #1, GPE Inc., Gainesville, Fla.

Schmertmann, J.H., (1988). *Dilatometers Settle In*. Civil Engineering, ASCE. Blacksburg, VA.

Schnaid, F., (2000). *Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos.

Viana da Fonseca, A., Vieira, F., Cruz, N. (2001). *Correlations between SPT, CPT, DP, DMT, CH and PLT Tests Results on Typical Profiles of Saprolitic Soils from Granite. International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*. Indonesia, Bali.

Watterson, B. (2004). *Calvin & Hobbes*. Lisboa: gradiva.

Weltman, A.J., Head, J.M., (1983). *Site Investigation Manual*. Ciria Special Publication 25.