

**ENSAIOS DILATOMÉTRICOS – DMT EM SOLOS DE SANTA  
CATARINA: ESTUDO COMPARATIVO COM CPT E SPT**

Universidade Federal de Santa Catarina

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

**ENSAIOS DILATOMÉTRICOS – DMT EM SOLOS DE SANTA  
CATARINA: ESTUDO COMPARATIVO COM CPT E SPT**

Dissertação/Tese submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil.

**FÁBIO KRUEGER DA SILVA**

Florianópolis, Março de 2008.

# ENSAIOS DILATOMÉTRICOS – DMT EM SOLOS DE SANTA CATARINA: ESTUDO COMPARATIVO COM CPT E SPT

**FABIO KRUEGER DA SILVA**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

---

Prof. – Glicério Triches, Dr., Coordenador do PPGEC

---

Prof. Ronaldo da Silva Ferreira, PhD., Orientador

Comissão Examinadora:

---

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr., Examinador UFSC

---

Prof<sup>a</sup>. Glaci Trevisan Santos, Dra., Examinador Externo

---

Prof<sup>a</sup>. Regina Davison Dias, Pós Dr., Examinador UFSC

DEDICO ESTE TRABALHO A MINHA FAMÍLIA.

## AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus pelas graças e bençãos recebidas permitindo mais esta vitória, sem Sua mão poderosa nada é possível.

À equipe de profissionais da empresa Solo Sondagem e Construções Ltda. pelo apoio especial à concretização deste estudo.

Ao professor Ronaldo da Silva Ferreira pela orientação e confiança na realização deste trabalho.

Ao professor Marchetti por ter fornecido o *software* que manipula e processa os dados dos ensaios DMT e se colocado a disposição para solução de eventuais dúvidas no desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Orlando de Oliveira pela ajuda na caracterização geológica dos locais ensaiados.

Ao CNPQ por ter me concedido bolsa de pesquisa para que este trabalho fosse realizado.

À minha mãe pela compreensão e apoio inestimável, acreditando no sucesso desse empreendimento.

A todas as pessoas que participaram da pesquisa de campo, dispondo do seu tempo para dar ajuda durante os ensaios.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	x
LISTA DE QUADROS.....	xiv
LISTA DE TABELAS.....	xiv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xv
RESUMO.....	xviii
ABSTRACT.....	xiv
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Exposição do assunto da pesquisa.....	1
1.2 Organização da dissertação.....	1
1.3 Discussão do tema e do problema.....	3
1.4 Objetivos.....	4
1.4.1 Objetivo geral.....	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	4
1.5 Justificativa para escolha do tema.....	5
1.6 Limitações do estudo e ensaios empregados nesta pesquisa.....	6
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>8</b>
2.1 Centros de estudos e ensaios de geotecnia.....	8
2.2 Trabalhos desenvolvidos de geotecnia usando DMT.....	11
<b>3 DILATÔMETRO DE MARCHETTI – DMT.....</b>	<b>25</b>
3.1 Apresentação.....	25
3.2 Equipamentos do dilatômetro.....	26
3.3 Procedimentos para execução do ensaio.....	29
3.4 Calibração da membrana.....	31
3.5 Vantagens e desvantagens do DMT.....	32
3.6 Procedimentos para processamento dos dados.....	34
3.6.1 Pressões $P_0$ e $P_1$ .....	34
3.7 Parâmetros intermediários.....	36
3.7.1 Índice de material, $I_D$ .....	36
3.7.2 Coeficiente de tensão horizontal, $K_D$ .....	36
3.7.3 Módulo dilatométrico, $E_D$ .....	38

3.7.4 Índice de poro-pressão da água, $U_D$ .....	38
3.8 Considerações sobre o <i>software</i> Dmt Elab.....	39
3.9 Considerações sobre parâmetros geotécnicos via DMT.....	41
3.10 Parâmetros geotécnicos em argilas.....	43
3.10.1 Coeficiente de empuxo no repouso.....	43
3.10.2 Resistência não drenada.....	44
3.10.3 Razão de pré-adensamento.....	45
3.11 Parâmetros geotécnicos em areias.....	46
3.11.1 Coeficiente de empuxo no repouso.....	47
3.11.2 Ângulo de atrito.....	48
3.11.3 Razão de pré-adensamento.....	49
3.12 Módulos de deformação.....	51
3.12.1 Módulo de young.....	51
3.12.2 Módulo tangente a compressão confinada.....	52
3.12.3 Módulo de cisalhamento dinâmico.....	53
3.13 Comportamento drenado e não drenado em solos.....	54
3.14 Aplicação prática do DMT.....	56
<b>4 ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE – CPT.....</b>	<b>57</b>
4.1 Apresentação.....	57
4.2 Descrição do equipamento.....	59
4.3 Resultados dos ensaios.....	62
4.3.1 Ensaio CPT mecânico.....	62
4.3.2 Ensaio CPTU ou piezocone.....	64
4.4 Aplicação e análise do ensaio CPT.....	65
4.5 Parâmetros geotécnicos em argilas.....	69
4.5.1 Resistência ao cisalhamento não drenada.....	69
4.5.2 Módulo de deformabilidade de young.....	70
4.5.3 Módulo edométrico.....	71
4.5.4 História de tensões.....	72
4.6 Parâmetros geotécnicos de areias.....	73
4.6.1 Densidade relativa.....	73
4.6.2 Ângulo de atrito.....	76
4.6.3 Módulo de deformabilidade de young.....	77

4.6.4 Módulo edométrico.....	78
4.6.5 Módulo cisalhante.....	81
4.6.6 História de tensões.....	83
<b>5 ENSAIO SPT .....</b>	<b>84</b>
5.1 Apresentação.....	84
5.2 Descrição do ensaio.....	84
5.2.1 Procedimentos normalizados.....	86
5.3 Equipamentos do ensaio SPT.....	87
5.4 Padronização.....	87
5.5 Vantagens e desvantagens.....	87
5.6 Considerações especiais sobre o ensaio SPT.....	88
5.7 Parâmetros geotécnicos em areias e argilas.....	89
5.8 Aplicação prática do SPT.....	90
<b>6 APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS.....</b>	<b>91</b>
6.1 Introdução.....	91
6.2 Ensaio nº 01 (SPT, CPT, DMT) – Urussanga/SC.....	91
6.2.1 Localização e caracterização geológica.....	91
6.2.2 Localização dos furos de sondagem.....	92
6.2.3 Apresentação dos resultados.....	93
6.3 Ensaio nº 02 (CPT, DMT) – Tijucas/SC.....	104
6.3.1 Localização e caracterização geológica.....	104
6.3.2 Localização dos furos de sondagem.....	105
6.3.3 Apresentação dos resultados.....	106
6.4 Ensaio nº 03 (SPT, CPT, DMT) – Antônio Carlos/SC.....	111
6.4.1 Localização e caracterização geológica.....	111
6.4.2 Localização dos furos de sondagem.....	112
6.4.3 Apresentação dos resultados.....	112
6.5 Ensaio nº 04 e 5 (CPT, DMT, SM) – Florianópolis/SC.....	117
6.5.1 Localização e caracterização geológica.....	117
6.5.2 Localização dos furos de sondagem do ensaio nº 04.....	118
6.5.3 Apresentação dos resultados do ensaio nº 04.....	119
6.5.4 Localização dos furos de sondagem do ensaio nº 05.....	125
6.5.5 Apresentação dos Resultados do ensaio nº 05.....	126
<b>7 ANÁLISE DOS PERFIS ESTRATIGRÁFICOS E PARÂMETROS .....</b>	<b>131</b>

<b>GEOTÉCNICOS .....</b>	
7.1 Ensaio nº 01.....	132
7.1.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios.....	132
7.1.2 Interpretação e análise parâmetros geotécnicos da camada objetivo..	141
7.2 Ensaio nº 02.....	148
7.2.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios.....	148
7.2.2 Interpretação e análise parâmetros geotécnicos da camada objetivo...	149
7.3 Ensaio nº 03.....	157
7.3.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios.....	157
7.3.2 Interpretação e análise parâmetros geotécnicos da camada objetivo....	160
7.4 Ensaio nº 04.....	162
7.4.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios.....	162
7.4.2 Interpretação e análise parâmetros geotécnicos da camada objetivo....	165
7.5 Ensaio nº 05.....	168
7.5.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios.....	168
7.5.2 Interpretação e análise parâmetros geotécnicos da camada objetivo....	170
<b>8 CONCLUSÕES.....</b>	<b>172</b>
<b>9 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS.....</b>	<b>175</b>
<b>10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>176</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>185</b>
Anexo 1 – Planilhas de campo DMT.....	186
Anexo 2 – Planilhas completas DMT.....	210
Anexo 3 – Planilhas numéricas CPT.....	234

## LISTA DE FIGURAS

- 1 - Localização dos campos experimentais de geotecnia do Brasil
- 2 - Perfis o módulo reação lateral inicial( $K_h$ )/Resistência última do solo( $p_u$ ).
- 3 - Resultados de ensaios DMT, peso específico total, distribuição granulométrica e perfil SPT para a região de Campinas
- 4 - Resultados dos parâmetros obtidos com os ensaios realizados na região de Campinas e comparação da relação  $G_o/E_D$
- 5 - Comparação de  $p_o$  com leituras  $u_1$  e  $u_2$  em argilas OC da rodovia 42 próximo a Baton Rouge, LA
- 6 - Comparação de  $p_1$  com perfil  $q_t$  em argilas OC em Baton Rouge, LA
- 7 - Resultados de testes em Ohgishima
- 8 - Lâmina do DMT
- 9 – Unidade de controle lâmina penetrando no solo.
- 10 - Esquema geral do ensaio
- 11 - Princípio de funcionamento da membrana
- 12 - Foto da preparação do ensaio DMT
- 13 - Foto da calibração da membrana
- 14 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991)
- 15 - Comparação entre  $G_{max}$  previsto e  $G_{max}$
- 16 - Fotos do piezocone e detalhes do equipamento desmontado
- 17 - Equipamento de cravação
- 18 – Resultado típico de um Ensaio CPT
- 19 - Ábaco para classificação de solo baseado no CPT mecânico
- 20 - Resultado de um ensaio piezocone na BR 101 em SC
- 21 - Estimativa de OCR a partir da relação normalizada ( $S_u/\sigma_{vo}$ ).
- 22 - Previsão de densidade relativa através de  $q_c$
- 23 - Relação entre  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $D_r$
- 24 - Densidade rel. areias quartzo não cimentadas e não envelhecidas
- 25 - Correlação entre  $q_c$  e  $\sigma_{vo}$ , para areias de quartzo não cimentadas
- 26 - Relação entre  $q_c$  e  $M$  areias quartzo normalmente adensadas.
- 27 - Correlação entre constante e densidade relativa

- 28 - Relação entre  $q_c$  e  $G_{max}$  para areias de quartzo não cimentadas
- 29 - Exemplo de laudo SPT
- 30 - Foto da execução do ensaio SPT
- 31 - Mapa ilustrativo da localização de Urussanga – SC
- 32 - Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 1
- 33 – Resultados do ensaio 1 – CPT-01, DMT-01, SPT 12
- 34 - Resultados do ensaio 1 – CPT-01, DMT-01, SPT 12
- 35 - Resultados do ensaio 1 – CPT-01, DMT-01, SPT 12
- 36 - Resultados do ensaio 1 – CPT-02, DMT-02, SPT 13
- 37 - Resultados do ensaio 1 – CPT-02, DMT-02, SPT 13
- 38 - Resultados do ensaio 1 – CPT-02, DMT-02, SPT 13
- 39 - Resultados do ensaio 1 – CPT-03, DMT-03, SPT 14
- 40 - Resultados do ensaio 1 – CPT-03, DMT-03, SPT 14
- 41 - Resultados do ensaio 1 – CPT-03, DMT-03, SPT 14
- 42 - Resultados do ensaio 1 – CPT-04, DMT-04, SPT 15
- 43 - Resultados do ensaio 1 – CPT-04, DMT-04, SPT 15
- 44 - Resultados do ensaio 1 – CPT-04, DMT-04, SPT 15
- 45 - Resultados do ensaio 1 – CPT-05, DMT-05, SPT 17
- 46 - Resultados do ensaio 1 – CPT-05, DMT-05, SPT 17
- 47 - Resultados do ensaio 1 – CPT-05, DMT-05, SPT 17
- 48 - Resultados do ensaio 1 – CPT-06, DMT-06, SPT 16
- 49 - Resultados do ensaio 1 – CPT-06, DMT-06, SPT 16
- 50 - Resultados do ensaio 1 – CPT-06, DMT-06, SPT 16
- 51 - Resultados do ensaio 1 – CPT-07, DMT-07, SPT 23
- 52 - Resultados do ensaio 1 – CPT-07, DMT-07, SPT 23
- 53 - Resultados do ensaio 1 – CPT-07, DMT-07, SPT 23
- 54 - Mapa Ilustrativo da Localização de Tijucas – SC
- 55 - Mapa Ilustrativo da Localização dos furos do ensaio 2
- 56 - Resultados do ensaio 2 – CPT-01, DMT-01
- 57 - Resultados do ensaio 2 – CPT-01, DMT-01
- 58 - Resultados do ensaio 2 – CPT-02, DMT-02

- 59 - Resultados do ensaio 2 – CPT-02, DMT-02
- 60 - Resultados do ensaio 2 – SPT-01
- 61 - Mapa ilustrativo da localização de Antonio Carlos – SC
- 62 - Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 3
- 63 - Resultados do ensaio 3 – CPT-02, DMT-02, SPT-14
- 64 - Resultados do ensaio 3 – CPT-02, DMT-02, SPT-14
- 65 - Resultados do ensaio 3 – CPT-02, DMT-02, SPT-14
- 66 - Resultados do ensaio 3 – CPT-03, DMT-03, SPT-15
- 67 - Resultados do ensaio 3 – CPT-03, DMT-03, SPT-15
- 68 - Resultados do ensaio 3 – CPT-03, DMT-03, SPT-15
- 69 - Mapa ilustrativo da localização de Florianópolis – SC
- 70 - Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 4
- 71 - Resultados do ensaio 4 – CPT-01, DMT-01
- 72 - Resultados do ensaio 4 – CPT-01, DMT-01
- 73 - Resultados do ensaio 4 – CPT-03, DMT-03, SM-01
- 74 - Resultados do ensaio 4 – CPT-03, DMT-03, SM-01
- 75 - Resultados do ensaio 4 – CPT-03, DMT-03, SM-01
- 76 - Resultados do ensaio 4 – CPT-04, DMT-04, SM-02
- 77 - Resultados do ensaio 4 – CPT-04, DMT-04, SM-02
- 78 - Resultados do ensaio 4 – CPT-04, DMT-04, SM-02
- 79 - Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 5
- 80 - Resultados do ensaio 5 – CPT-02, DMT-02
- 81 - Resultados do ensaio 5 – CPT-02, DMT-02
- 82 - Resultados do ensaio 5 – CPT-03, DMT-03
- 83 - Resultados do ensaio 5 – CPT-03, DMT-03
- 84 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-01, DMT-01, SPT-12
- 85 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-02, DMT-02, SPT-13
- 86 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-03, DMT-03, SPT-14
- 87 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-04, DMT-04, SPT-15
- 88 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-05, DMT-05, SPT-17
- 89 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-06, DMT-06, SPT-16
- 90 - Perfis estratigráficos ensaio CPT-07, DMT-07, SPT-23
- 91 - Gráfico da resistência não drenada – ensaio 1

- 92 - Gráfico módulo M
- 93 - Perfis estratigráficos ensaio 2 – CPT-01, DMT-01, CPT-02, DMT-02, SPT-01
- 94 - Gráfico do ângulo de atrito – ensaio 2
- 95 - Gráfico módulo M – ensaio 2
- 96 - Gráfico da resistência não drenada – ensaio 2
- 97 - Perfis estratigráficos ensaio 3 CPT-04, DMT-04, SPT-14
- 98 - Perfis estratigráficos ensaio 3 CPT-03, DMT-03, SPT-15
- 99 - Gráfico do ângulo de atrito – ensaio 3
- 100 - Perfis estratigráficos ensaio 4 – CPT-01, DMT-01 e CPT-03, DMT-03, SM-01
- 101 - Perfis estratigráficos ensaio 4 – CPT-04, DMT-04, SM-02
- 102 - Gráfico da resistência não drenada – ensaio 4
- 103 – Gráfico módulo M
- 104 - Perfis estratigráficos ensaio 5 - CPT-02, DMT-02, CPT-03, DMT-03,
- 105 - Gráfico do ângulo de atrito – ensaio 5

## LISTA DOS QUADROS

- 1 - Principais campos experimentais de geotecnia do Brasil
- 2 - Perfil do solo e resultados dos ensaios
- 3 - Razão enc. entre parâmetros  $p_0/PL$ ,  $p_1/PL$ ,  $EM/ED$  em função da profundidade
- 4 - Correlações entre as propriedades do solo e parâmetros do DMT
- 5 - Variação de intervalos de OCR por diversos autores
- 6 - Valores de  $F$  em função do tipo de solo por diversos autores
- 7 - Correlação entre  $E \times SPT$  e  $E \times CPT$  em kPa
- 8 - Resultados de  $\alpha$  em testes em câmara de calibração
- 9 - Vantagens e desvantagens ensaios SPT
- 10 - Tabela de classificação dos solos através do  $N_{spt}$
- 11 - Intervalo de valores de módulo de elasticidade para alguns Solos
- 12 - Grau de compactação e ângulo de atrito em função do  $N$

## LISTA DAS TABELAS

- 1 - Planilha de cálculo de  $S_u$
- 2 - Planilha de cálculo de OCR
- 3 - Planilha de cálculo de  $E$
- 4 - Planilha de cálculo de  $M$
- 5 - Planilha de cálculo de ângulo de atrito
- 6 - Planilha de cálculo de OCR via DMT
- 7 - Planilha de cálculo de  $E$
- 8 - Planilha de cálculo de  $M$  – ensaio 2

## LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

### LETRAS DO ALFABETO PORTUGUÊS – MAIÚSCULAS

A	leitura A do DMT; área da ponta do dilatômetro
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	leitura B do DMT; espessura do dilatômetro
$B_q$	índice de poro-pressão
C	leitura C do DMT; compressibilidade
$C_c$	índice de compressão
CD	adensado drenado
$CD_{NAT}$	CD no teor de umidade <i>in situ</i>
$C_N$	coeficiente de correção devido a profundidade
CPT	ensaio de penetração de cone <i>in situ</i>
CPTU	ensaio de penetração de piezocone <i>in situ</i>
CU	adensado não drenado
$CU_{SAT}$	CU saturado
DMT	ensaio dilatométrico
Dmt Elab	<i>software</i> do ensaio DMT
$Dr(\%)$	densidade relativa
E	módulo de Young
$E'$	módulo drenado ou em termos de tensões efetivas
$E_D$	módulo dilatométrico
$E_M$	módulo pressiométrico
$E_i$	módulo da camada i
$E_u$	módulo não drenado
$E_{25}$	módulo correspondente a 25% da tensão desviadora máxima
G	módulo de cisalhamento
$G_o$	módulo de cisalhamento inicial
$G_{máx}$	módulo de cisalhamento máximo
H	espessura da camada
$I_D$	índice de material dilatométrico
IP	índice de plasticidade
K	coeficiente de pressão lateral de terra
$K_D$	índice de tensão horizontal dilatométrico
$K_0$	índice de tensão horizontal <i>in situ</i>
$K_p$	coeficiente de pressão de terra passivo
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
M	módulo confinado ou edométrico
$M_{DMT}$	M estimado através do DMT
N	número de golpes do SPT
NA	nível de água
NA	normalmente adensada
$N_c$	coeficiente de capacidade de carga
NBR	norma brasileira
OC	pré-adensado
OCR	razão de pré-adensamento
$P_o$	pressão A corrigida
$P_1$	pressão B corrigida

PMT	ensaio pressiométrico
Rf	razão de atrito
Rm	fator de correção de $M_{DMT}$
$Rm_0$	fator de correção inicial de $M_{DMT}$
SBPMT	ensaio pressiométrico autoperfurante
SPT	ensaio de penetração padrão
$S_r$	grau de saturação
$S_u$	resistência não drenada
$S_t$	sensibilidade da argila
SUCS	sistema unificado de classificação dos solos
$U_D$	índice dilatométrico de poro-pressão de água
UU	ensaio triaxial não drenado e não consolidado
VST	ensaio de palheta <i>in situ</i>
Z	profundidade do ensaio

### **LETRAS DO ALFABETO PORTUGUÊS – MINÚSCULAS**

a	área de atrito da lamina
c	intercepto coesivo ou coesão
c'	c em termos de tensões efetivas
$c_D$	c em ensaio triaxial adensado drenado
$C_h$	coeficiente de adensamento horizontal
$C_u$	forma alternativa de $s_u$
$C_v$	coeficiente de adensamento
e	índice de vazios
$e_0$	e inicial
$f_s$	atrito lateral
$k_h$	coeficiente de permeabilidade na direção horizontal
$k_m$	constante que varia com a densidade relativa para determinação de M - CPT
$k_G$	constante para determinação de G - CPT
$p_a$	pressão atmosférica
$q_p$	resistência de ponta total - CPT
$q_c$	resistência de ponta
$q_t$	resistência de ponta corrigida
$u_0$	pressão neutra inicial
$u_2, u_1$	pressão neutra registrada no CPTU

### **LETRAS DO ALFABETO GREGO – MAIÚSCULAS**

$\bar{\sigma}_{vo}$	tensão vertical total <i>in situ</i>
$\bar{\sigma}_{ho}$	tensão horizontal total <i>in situ</i>
$\bar{\sigma}_{vo}'$	tensão vertical efetiva
$\Delta A$	variação de pressão A – DMT
$\Delta B$	variação de pressão B – DMT
$\beta_k$	sensibilidade da argila – DMT
$\psi$	parâmetro de estado
$\mu$	coeficiente de poisson

**LETRAS DO ALFABETO GREGO – MINÚSCULAS**

$\Phi$	ângulo de atrito
$\Phi_{ax}$	ângulo de atrito axissimétrico – DMT
$\bar{\delta}_s$	peso específico solo seco
$\bar{\delta}_w$	peso específico da água

## RESUMO

É crescente a demanda mundial pela realização de ensaios geotécnicos de campo. Com os atuais avanços tecnológicos os ensaios geotécnicos têm sido rigorosamente indicados pelos projetistas para investigação do subsolo. O ensaio Dilatômetro de Marchetti (DMT) vem sendo amplamente utilizado em todo mundo, com diferentes finalidades. Neste trabalho pioneiro com o DMT em Santa Catarina foram realizadas comparações entre os resultados obtidos no DMT (*Dilatometer test*) com resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*), já usuais no meio geotécnico.

O DMT foi realizado em cinco locais diferentes do estado de Santa Catarina. Nas campanhas de sondagens foram realizados ensaios CPT e DMT e, quando disponível, foram obtidos laudos SPT próximos aos locais estudados. Num local existe um laudo de Sondagem Mista.

As campanhas de sondagens foram realizadas nas cidades de Urussanga, Florianópolis, Tijucas e Antonio Carlos todas no Estado de Santa Catarina. Procurou-se com esta abrangência de solos analisar a consistência dos dados colhidos com a execução do Dilatômetro de Marchetti comparados com os resultados do Ensaio CPT e do Ensaio SPT.

Este trabalho consiste na coleta, análise e interpretação dos dados obtidos com o ensaio DMT. Estes resultados são validados através de confrontações com resultados de ensaios SPT e CPT nos solos estudados.

Ao final desta pesquisa conclui-se que o ensaio DMT é um ensaio promissor para pesquisa geotécnica em solos brasileiros, apresentando dados consistentes na avaliação de perfis estratigráficos e na busca de parâmetros geotécnicos dos solos. Busca-se introduzir comercialmente o ensaio DMT na rotina de prospecção geotécnica aliado ao ensaio CPT. A união em campo destes ensaios dispõe aos projetistas resultados mais completos, permitindo um maior entendimento das condições do maciço e assim, definir parâmetros geotécnicos mais adequados às condições impostas pelo projeto.

## ABSTRACT

The world-wide demand for the accomplishment of geotechnical in situ tests is increasing. With the current technological advances the geotechnical tests have been rigorously indicated by the designers for a subsoil identification. The testing method Marchetti Dilatometer (DMT) has being widely used in the world, with different purposes. In this pioneering work with the DMT in Santa Catarina, comparisons between the results gotten in the DMT (Dilatometer test) with results of SPT (Standard Penetration Test) and CPT (Cone Penetration Test), already usual in the geotechnical area, had been carried through.

The DMT was performed in five different places of Santa Catarina. In the sounding campaigns, CPT and DMT had been carried through and, when available, SPT reports were obtained near the studied places. There is a Mixed-mode Sounding in one place.

The soundings campaigns had been performed in the cities of Urussanga, Florianópolis, Tijucas and Antonio Carlos, all of them in the State of Santa Catarina. The attention of this extension of soils was to analyze the consistency of the collected data by the Marchetti Dilatometer compared with the results of CPT and SPT .

This work consists of the collection, analysis and interpretation of the data obtained with the DMT . These results are validated through confrontations with results SPT and CPT in the studied soils.

At the end of this research, the conclusion is that the DMT is a promising in situ method to geotechnical research in the Brazilian ground presenting consistent data in the evaluation of stratigraphic profiles and in the search for geotechnical soil parameters. It's pursuit to introduce commercially the DMT method in the routine of the geotechnical prospection allied to the CPT. The union in field of these in situ tests assures the devisors more complete results, allowing a bigger agreement of the bulk conditions and thus, define more adequate geotechnical parameters to the conditions imposed by the project.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Exposição do assunto da pesquisa

A realização de ensaios geotécnicos de campo tem sido cada vez mais freqüente nas investigações de solo na maioria dos projetos de engenharia, trazendo ganhos substanciais em comparação com os tradicionais ensaios de laboratórios.

O impacto dos avanços tecnológicos tem modificado a forma de trabalho das organizações e dos profissionais responsáveis pela investigação de subsolos. Entre os ensaios mais recentes introduzidos está o ensaio Dilatômetro de Marchetti (DMT), desenvolvido na Itália, na década de 70, pelo professor Silvano Marchetti (Marchetti, 2001).

Este trabalho, pioneiro com o DMT no estado de Santa Catarina, se propõe a realizar comparações entre os resultados obtidos no DMT (*Dilatometer Test*) com os resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e ensaios CPT (*Cone Penetration Test*), a partir da coleta, análise e interpretação dos dados. Os resultados obtidos com o ensaio DMT são validados por meio de comparações com resultados de ensaios SPT e CPT nos solos estudados, analisando-se os parâmetros aplicáveis à investigação de solos.

Busca-se demonstrar a aplicabilidade, confiabilidade e consistência dos resultados obtidos com o DMT nos locais estudados, contribuindo para introduzir o uso deste ensaio na rotina de prospecção geotécnica, aliado ao ensaio CPT, oferecendo aos projetistas mais uma ferramenta ao estudo das condições do subsolo.

## 1.2 Organização da dissertação

Este trabalho esta organizado em dez capítulos.

No primeiro capítulo estão apresentados: a exposição do assunto e organização da pesquisa, a definição do problema, a justificativa do tema e os objetivos gerais e específicos.

No capítulo dois é apresentado um relato sobre a evolução dos estudos de ensaios geotécnicos em discussão, bem como, são apresentados os resultados de trabalhos desenvolvidos e divulgados em conferências e seminários internacionais e nacionais.

O capítulo três apresenta a descrição completa do principal ensaio estudado e objetivo desta pesquisa, o Dilatômetro de Marchetti (DMT). São detalhados o equipamento e acessórios que o compõe, bem como, aborda o procedimento geral de execução do ensaio. Busca-se compreender a base teórica disposta pelo seu inventor, o professor Silvano Marchetti, a qual determinou as correlações que originam todos os parâmetros obtidos pelo ensaio DMT.

As informações sobre o ensaio CPT, que já é usual ao meio geotécnico, são relatadas no capítulo quatro. Apresenta-se uma breve abordagem sobre as principais características e correlações definidas para obtenção dos parâmetros de projeto. É essencial entender a origem das propriedades geotécnicas determinadas pelo CPT e suas correlações, porque a pesquisa desenvolvida está baseada nestes resultados, os quais serão confrontados com os parâmetros geotécnicos obtidos do ensaio DMT.

O capítulo cinco aborda o ensaio SPT, o mais difundido ensaios de prospecção geotécnica do mundo, em razão disso serão destacados os principais aspectos que envolvem o entendimento deste ensaio para o desenvolvimento desta pesquisa.

No capítulo seis são fornecidas informações e caracterizações geológicas das regiões onde foram realizadas as campanhas de ensaios. Esta caracterização baseia-se em estudos anteriores e mapas geológicos da região de Santa Catarina. Em cada região estudada será mostrada a planta de locação dos furos de sondagem e posteriormente, a apresentação dos resultados obtidos nos ensaio SPT, CPT e DMT.

No sétimo capítulo são apresentadas as análises e interpretações dos perfis estratigráficos, bem como, a comparação das propriedades geotécnicas do solo estimadas pelo DMT com os resultados do ensaio CPT e SPT.

No capítulo oito encontram-se as conclusões finais da pesquisa e recomendações sobre a aplicação comercial do ensaio DMT em Santa Catarina. Na seqüência apresentam-se sugestões para realização de novas pesquisas e estudos sobre o tema. E, finaliza-se, listando as referências bibliográficas utilizadas na elaboração desta dissertação.

### **1.3 Discussão do tema e do problema**

A investigação do subsolo é essencial em projetos geotécnicos de fundações, obras de terra e geotecnia ambiental. Devem-se aplicar métodos que possibilitem definir o perfil estratigráfico, definindo a posição do nível de água, e buscando determinar os parâmetros geotécnicos mais adequados as condições impostas pelo projeto. Em geotecnia ambiental, além dos aspectos avaliados na investigação geotécnica convencional devem-se definir as condições do lençol freático e das propriedades químicas de possíveis contaminantes (Giacheti et al. em 2006).

Para garantia da qualidade num programa de investigação devem-se definir claramente os objetivos e, muitas vezes, mais de uma técnica de investigação deve ser utilizada, especialmente para aplicações ambientais.

A investigação do subsolo deve ser feita para definir o perfil estratigráfico, ou seja, para identificar as camadas, suas espessuras e diferentes tipos de solo. A posição do nível de água e os parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse devem ser determinados. Para tanto, ensaios de campo e de laboratório devem ser utilizados.

Uma campanha de investigação eficiente deve permitir a visualização tridimensional do terreno para identificar a continuidade lateral das camadas. Nesta etapa, o conhecimento da história geológica dos terrenos é fundamental para a adequada interpretação da geometria das camadas. Nas regiões de clima tropical e subtropical a origem dos solos está relacionada ao intemperismo tropical dos minerais, a pedogênese e a morfogênese. Nestas situações pode não existir continuidade lateral e o termo “camada” deve ser utilizado com restrições.

O procedimento ideal para a investigação geotécnica é utilizar um método de ensaio de campo que possibilite fazer a perfilagem do subsolo e a estimativa dos parâmetros geotécnicos de cada camada. A partir dessa primeira estimativa, se for

necessário ao projeto, identificam-se as camadas críticas, para que sejam feitos ensaios pontuais e específicos em laboratório, onde serão obtidos novos parâmetros de projeto. Os parâmetros obtidos em laboratório serão confrontados com os dados de campo buscando definir racionalmente as propriedades geotécnicas mais apropriadas ao projeto.

Nesta pesquisa, por não se tratar da execução de um projeto geotécnico de fundações, será feita a identificação do perfil estratigráfico (perfilagem) do subsolo e uma estimativa dos parâmetros geotécnicos na camada de interesse. Esses dados serão colhidos através dos ensaios de campo, sem a necessidade de ensaios específicos em laboratório.

Atualmente, podemos notar como são rigorosas as exigências ambientais que devem ser atendidas para realização de obras. A investigação geoambiental é a mais recente área do meio geotécnico. A investigação geoambiental deve fornecer o perfil estratigráfico, a posição do nível de água, a condutividade hidráulica e composição química de fonte(s) e/ou receptor(es) de contaminantes, potenciais ou já existente. Esse fato tem levado a mudança nas técnicas de investigações convencionais, com o objetivo de identificar o tipo, a quantidade, a formação e a migração de contaminantes. Assim, tem-se aplicado ensaios geofísicos para determinação de locais onde devem ser executados estudos mais detalhados, com ensaios de campo que possibilitem a amostragem de solo, água e gás. Em problemas ambientais a investigação é fundamental no projeto e execução de um trabalho de remediação. A imprecisão na definição das características do subsolo pode inviabilizar o emprego de certos métodos (Giacheti et al. em 2006).

## **1.4 Objetivos**

### **1.4 1 Objetivo geral**

O objetivo deste trabalho é avaliar a consistência e a qualidade dos resultados do DMT confrontando-os com os resultados do CPT e SPT. Pretende-se verificar a aplicabilidade do DMT e as vantagens técnicas obtidas pela realização conjunta, em campo, destes dois ensaios (CPT e DMT).

#### 1.4.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- a) Contribuir ao meio geotécnico ampliando os estudos sobre o ensaio DMT no Brasil, visando futura aplicação em projeto geotécnico de fundações, obras de terra e geotecnia ambiental.
- b) Avaliar a contribuição dada pelo SPT na avaliação dos resultados obtidos com a execução dos ensaios CPT e DMT.
- c) Correlacionar a base teórica e os resultados da pesquisa realizada.

#### 1.5 Justificativa para escolha do tema

A investigação do solo é fundamental para a caracterização geotécnica do mesmo, bem como, para a estimativa dos parâmetros geotécnicos adequados ao projeto. Neste trabalho busca-se um novo desafio: a interpretação geotécnica de dados coletados *in loco*, visando qualidade e um maior entendimento sobre o comportamento do maciço sujeito aos esforços oriundos da superestrutura, baseado nos resultados de ensaios de campo.

O estudo pretende oferecer à área geotécnica um avanço no que se refere à busca das informações e análise da qualidade e consistência dos dados coletados com a investigação de campo, através dos ensaios SPT, CPT e DMT. A UFSC possui o equipamento para execução do ensaio DMT (Dilatômetro de Marchetti), e também uma parceria com a empresa Solo Sondagem de Balneário Camboriú (SC), que possibilitou a coleta dos dados.

Existem alguns estudos de correlações entre ensaios em andamento (Mayne, 2006; Giacheti et al. 2006), todavia ainda há necessidade de muitas confirmações entre as teorias propostas para relacionar os dados colhidos em campo e os parâmetros geotécnicos específicos dos solos. Principalmente, no que se refere ao desenvolvimento de correlações locais para a região de Santa Catarina.

## 1.6 Limitações do estudo - ensaios empregados nesta pesquisa

Em geral, para a engenharia civil, a elaboração de projetos geotécnicos é baseada nas características e propriedades geotécnicas do solo estudado. A determinação das propriedades geotécnicas pode ser feita, tanto através de ensaios de laboratório, como por meio de ensaios de campo.

A execução de ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros de projeto apresenta como vantagens o controle das condições do ensaio, possibilitando simular condições de drenagem e carregamento. Porém, a qualidade dos resultados de ensaios laboratoriais realizados em amostras indeformadas depende muito da qualidade destas amostras. Dependendo do ensaio realizado, a perturbação ou amolgamento da amostra durante a coleta pode ser significativa para o caso de areias. Além disso, muitas vezes os resultados dos ensaios não retratam algumas características do maciço, essencial para a previsão de seu comportamento. Este fato tem sido relatado na literatura geotécnica por diversos pesquisadores. (Giacheti et al. 2006)

As principais vantagens dos ensaios de campo é o fato de serem mais econômicos e de rápida execução permitindo a realização de um maior número de ensaios e conseqüentemente uma caracterização mais detalhada do solo. Entretanto os ensaios de campo também têm limitações, como por exemplo, o fato de muitos ensaios não realizarem a amostragem do solo (CPT, DMT, etc.). Isso impõe ao pesquisador uma dificuldade para identificação e classificação do solo, pois este não pode “ver” o material que está sendo ensaiado. Outra desvantagem dos ensaios de campo é que não permitem o controle sobre as tensões de confinamento e sobre as condições de drenagem.

Na maioria dos casos, é necessária a utilização de correlações empíricas e calibrações para converter os resultados dos ensaios de campo em parâmetros de projeto. Entretanto, a maioria das correlações publicadas refere-se a argilas com baixa a moderada plasticidade ou areias quartzosas, não sendo apropriadas para solos especiais, tais como argilas muito moles, solos orgânicos, argilas sensíveis, argilas fissuradas, solos cimentados, areias calcárias, areias micáceas e solos colapsíveis (Coduto, 1994).

Nesta pesquisa, muitas vezes, são enfrentadas dificuldades em estimar as correlações empíricas adequadas ao solo estudado. Como já enfatizado, a maior

parte das técnicas de transformação de dados de ensaios de campo em parâmetros de projeto são baseadas nos estudos em areias e argilas. Ocorre que muitas vezes o solo analisado se trata de um silte, que preserva características granulométricas de material arenoso, mas apresenta um comportamento de um solo argiloso. Conforme Marchetti (2001) 'o resultado do ensaio DMT fornece um perfil estratigráfico expressivo do tipo de solo e, em solos chamados "normais" (areia e argila) uma racional descrição do solo'.

Neste trabalho não foram realizados ensaios de laboratório porque na prática da engenharia o comum é que os projetos geotécnicos sejam baseado nos parâmetros geotécnicos oriundos de ensaios de campo. Não foram executados outros ensaios de campo pelo fato de estudarmos os ensaios mais rotineiros e disponíveis na região da grande Florianópolis.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 Centro de estudos e ensaios de geotecnia

A execução desta pesquisa foi fundamentada em estudos anteriores onde foram feitas análises similares de confrontações de resultados por meio de diferentes ensaios de campo. Quando são utilizadas mais de uma técnica de investigação de subsolo aliado aos ensaios de laboratório e as novas informações introduzidas por sensores que são acoplados ao equipamento do ensaio, amplia-se a potencialidade da prospecção geotécnica.

O ensaio DMT foi desenvolvido na Itália pelo Professor Silvano Marchetti, pesquisador não só responsável pela concepção e construção do equipamento como, também, pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação (Marchetti, 1980). O procedimento de normalização foi feito primeiramente na Itália em 1977, e posteriormente validado nos USA em 1986 (ASTM) e na Europa em 1995 (CEN/TC 250/SC). No Brasil ainda não há uma normalização específica para o ensaio, apesar de, na última década, ser crescente a realização de pesquisas geotécnicas com o DMT.

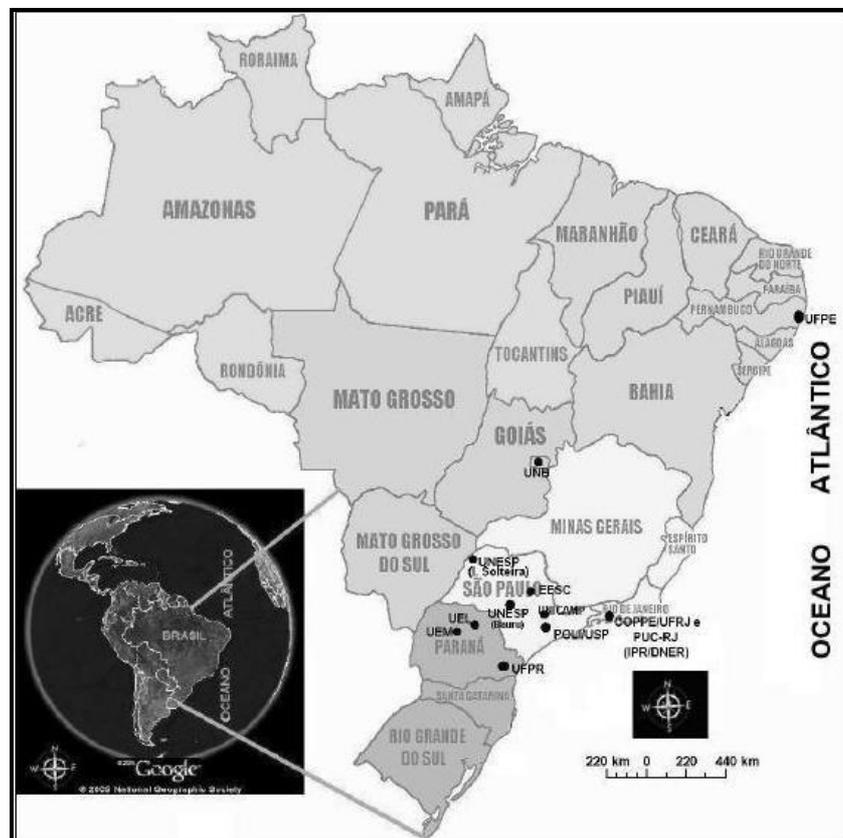
As correlações existentes foram desenvolvidas para areias e argilas de origem sedimentar (e.g. Marchetti, 1980; Schmertman, 1983). A partir de 1985 ocorreram as primeiras pesquisas com o ensaio DMT no Brasil. Os pesquisadores pioneiros procuravam validar a experiência internacional adquirida com a execução do ensaio às condições locais dos solos brasileiros. As pesquisas eram baseadas na comparação dos dados do ensaio DMT com outros ensaios de campo e de laboratório (Soares et al. 1986, Bogossian et al. 1988).

Em 1990, durante viagem de exposição do novo equipamento, o ensaio DMT, seu inventor, o Professor Silvano Marchetti, foi convidado a visitar o Brasil. Durante essa viagem Marchetti visitou algumas cidades brasileiras onde apresentou aos

profissionais geotécnicos, o recente e inovador ensaio dilatométrico. Podemos destacar algumas cidades visitadas por Marchetti: São Paulo, Rio de Janeiro, Florianópolis, Porto Alegre, Brasília, Belo Horizonte e Recife.

Na época, foi dada a oportunidade para as instituições federais de ensino adquirir o recente equipamento e assim, ampliar os estudos geotécnicos nos solos brasileiros. Durante a visita a Universidade Federal de Santa Catarina o Professor Marchetti foi recebido e hospedado pelo Professor Ronaldo Ferreira que demonstrou interesse na aquisição do equipamento e na realização de pesquisas direcionadas às investigações geotécnicas.

A partir de 1990, pode-se notar um maior interesse dos pesquisadores e, também, de empresas privadas na execução do ensaio DMT como meio complementar de caracterização geotécnica durante a campanha de sondagem. A pesquisa científica foi ampliada após a criação de novos campos experimentais em meados de 1990. No Brasil, atualmente, existem onze campos experimentais que realizam ensaios DMT, localizados conforme demonstrado pelo mapa na figura 1 a seguir.



**FIGURA 1 – Localização dos campos experimentais de geotecnia do Brasil**  
 FONTE: Diversos Autores (Cobramseg/2006)

No quadro 1, abaixo, são apresentados os mais importantes campos experimentais em atividade no Brasil, de acordo com publicação no Cobramseg em 2006, destacando-se os principais profissionais que se dedicam ao estudo.

<b>CAMPO EXPERIMENTAL</b>	<b>PRINCIPAIS PESQUISADORES</b>
UNESP/Bauru/SP	Heraldo L. Giacheti
POLI/USP	Carlos de Sousa Pinto
USP/São Carlos	Giuliano de Mio
UNICAMP/Campinas/SP	David de Carvalho
COPPE/UFRJ	J.A.R Ortigão
UFPE	Roberto Q. Coutinho
UNB	Renato Pinto da Cunha
UEL/PR (CEEG)	Raquel Souza Teixeira

**QUADRO 1 - Principais campos experimentais de geotecnia do Brasil**  
 FONTE: Diversos Autores (Cobramseg/2006)

Cabe destacar as instituições que não possuem campos experimentais mais desenvolvem pesquisas geotécnicas relacionadas ao ensaio DMT. Em São Paulo a Universidade Mackenzie representada pelo Professor Damasco Penna, na Universidade Federal de Viçosa em Minas Gerais como principal pesquisador o Professor Enivaldo Minette e na Universidade Federal de Santa Catarina na pessoa do Professor Ronaldo Ferreira.

A partir do ano de 1998, por sugestão da ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos foi estimulada a criação de um grupo com objetivos de congregar os profissionais atuantes em atividades relacionadas às áreas de ensaios de campo e instrumentação. Por meio deste movimento foi instituído a Comissão Técnica de Investigações de Campo, um grupo que busca contribuir ao meio geotécnico através do incentivo a novas pesquisas relacionadas aos ensaios de campo. Assim, conseqüentemente, o ensaio DMT por suas inúmeras aplicações foi incorporado às pesquisas geotécnicas desenvolvidas principalmente nos campos experimentais brasileiros pelos pesquisadores citados acima.

Atualmente existem estudos com o DMT em todo o Brasil e, o artigo mais recente foi apresentado em abril de 2008 no IV GEO – Congresso Luso-Brasileiro de

Geotecnia com autoria de Alexandre da Costa Pereira e Roberto Q. Coutinho. Nesta pesquisa os autores buscam analisar a contribuição do carregamento lateral em estacas através da utilização do ensaio DMT.

Neste momento, o ensaio DMT vem sendo empregado em diversos tipos de pesquisas por todo o Brasil. Por ser um ensaio de campo que permite a análise de diferentes situações geotécnicas, o DMT tem sido bem aceito pelos pesquisadores e projetistas geotécnicos. Os principais estudos brasileiros que envolvem o ensaio DMT empregam os resultados obtidos na avaliação de recalques de obras, análise da capacidade de carga em fundações rasas e carregamento lateral em estacas, e ainda na análise da estabilidade de taludes.

Estudos brasileiros mais recentes relacionados ao ensaio DMT foram apresentados em agosto de 2006, durante a realização do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg/06) que aconteceu na cidade de Curitiba (PR). No ano de 2008 o evento será realizado na cidade de Búzios (RJ), e com certeza serão expostas novas pesquisas envolvendo o ensaio Dilatômetro de Marchetti.

Em nível mundial o ano de 2006 foi muito importante para o ensaio DMT, pois no mês de abril foi realizado em Washington/DC, a 2ª Conferência Internacional sobre o DMT. Nesta Conferência foi possível visualizar como este recente ensaio de investigação geotécnica tem ampliado seu potencial de prospecção, reflexo de inúmeros estudos realizados ao redor do mundo.

## **2.2 Trabalhos desenvolvidos de geotecnia usando DMT**

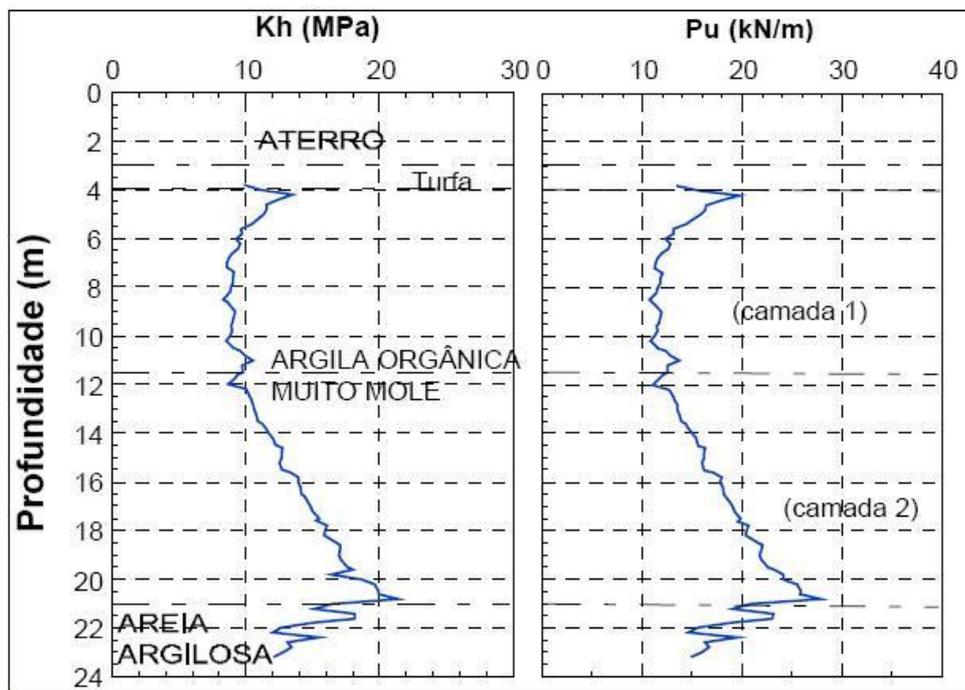
A seguir serão apresentados os principais artigos sobre DMT discutidos durante o Cobramseg/2006. Teixeira et al. realizaram em 2006 a avaliação do perfil estratigráfico obtido por meio de ensaios SPT, CPT e DMT executados em solos lateríticos da Cidade de Londrina/PR. No campo experimental da UEL foram realizadas quatorze sondagens SPT, duas sondagens CPT e dois furos DMT e, posteriormente feita uma análise da variabilidade encontrada na identificação do perfil. A comparação entre os perfis indicados pelo CPTs, DMTs e aquele identificado pelo SPTs, mostrou discordância em termos de estratos e classificação

textural. Os resultados desta caracterização geotécnica podem ser visualizados no quadro 2 a seguir.

CLASSIFIC. PEDOLÓGICA			SPT		DMT				CPT					
Perfil estratigráfico			Perfil estratigráfico		N	Perfil estratigráfico		Resultados		Perfil estratigráfico		Resultados		
z(m)	Horiz.	Textura	z(m)	Textura		z(m)	Textura	Média	Média	z(m)	Classe - Textura	Média	Média	Média
0,00	A	Argila c/ M.O.	0,00			0,00	Silte arenoso compressível	1,09	6,36	0,00	3 - Argila	2,20	91,18	3,92
0,50						1,00	Silte argiloso compressível	0,71	1,06	1,00				
				Argila siltosa, porosa, muito mole a mole	3,6	2,20	Argila muito mole	0,47	0,64		6 - Silte arenoso a Silte argiloso	1,36	10,97	0,60
	B	Latossólico argiloso, vermelho escuro	6,00			4,60								
				Argila siltosa porosa, média, vermelho escuro	7,9		Silte arenoso baixa densidade	1,33	5,25					
			11,00			8,20				8,00	4 - Argila siltosa a argila	2,96	108,89	4,31
				Argila siltosa, residual, rija, variegado	13,9		Silte arenoso média densidade	1,43	19,85					
			11,00			12,60				12,00				
				Argila siltosa, residual, dura, variegado	20,3		Areia siltosa média rigidez	2,20	31,83		3 - Argila	3,64	225,94	7,16
			15,00			16,80								
			18,00							18,98				
	C	Alfenta, argilosa a siltosa, variegado		Argila siltosa, residual, rija, variegado	17,7									
			21,00											
				Argila siltosa, residual, dura, variegado	37,8									
			26,00											
				Silte argiloso, residual, duro,	>60									

**QUADRO 2 - Perfil do solo e resultados dos ensaios**  
 FONTE: Teixeira et al. (2006)

No mesmo congresso o Professor Roberto Coutinho e Alexandre da Costa Pereira apresentaram um estudo sobre a contribuição dada pelo DMT com a determinação da reação lateral do solo em estacas. Neste artigo são demonstrados os principais métodos de determinação de curvas p-y para análise de estacas carregadas lateralmente em solo de comportamento coesivo mediante a utilização de dados obtidos a partir de ensaios dilatométricos. A análise dos resultados encontrados segundo método proposto por Robertson et al. (1989), e mediante aplicação do método proposto por Gabr (1994), foi realizada utilizando-se dos parâmetros  $K_h$  e  $p_u$ , respectivamente, reação lateral inicial e resistência última do solo. Foi observado que na segunda camada do depósito o comportamento do perfil é bastante diferenciado do apresentado ao longo da primeira, devido ao crescimento aproximadamente linear do módulo de reação lateral inicial com a profundidade, provocando o gradual distanciamento entre as curvas p-y. Concluíram que o método proposto por Garb (1994) possui menor sensibilidade a pequenas variações em  $p_u$ , quando comparado com o método proposto por Robertson et al. (1989).



**FIGURA 2 - Perfis para o módulo de reação lateral inicial ( $K_h$ ) e resistência última do solo ( $p_u$ )**  
 FONTE: Coutinho & Pereira (2006)

O ensaio DMT tem sido aplicado com vários objetivos distintos, devido as suas inúmeras aplicações o ensaio vem conquistando espaço entre os pesquisadores geotécnicos. Existem estudos que utilizam os dados do DMT para

avaliação de capacidade de suporte de fundações diretas. Em 2006, Gerson Miranda dos Anjos e Renato Pinto da Cunha estudaram o DMT na avaliação da capacidade de carga em fundações escavadas em solos não saturados do Distrito Federal. Na mesma linha de pesquisa Cláudia Siviero sob orientação do Professor Carlos Souza Pinto também apresentou um artigo no Cobramseg/2006 com o título: *Tensão admissível para fundações diretas pelo Dilatômetro de Marchetti em comparação com a NBR 6122/1996*.

Na Universidade Federal de Viçosa, sob supervisão do Professor Enivaldo Minette em 2006, foram realizados alguns estudos comparativos entre os parâmetros obtidos através de ensaios DMT e PMT em solos da região. Fez-se uma análise comparativa dos parâmetros  $P_L$  – pressão limite obtida através do Pressiômetro de Ménard; pressões  $p_0$  e  $p_1$  corrigidas do ensaio DMT, bem como os parâmetros  $E_M$  – módulo pressiométrico e  $E_D$  – módulo dilatométrico. Os resultados encontrados evidenciam a existência de correlações entre  $P_L$  e  $p_1$ ,  $P_L$  e  $p_0$  e entre  $E_M$  e  $E_D$ . Observou-se, também, certa “discordância” entre o tipo de solo determinado através do DMT e o ensaio de granulometria realizado em laboratório.

Cota (m)	DMT04/PMT04			DMT04/PMT04A		
	$p_0/PL$	$p_1/PL$	$E_M/E_D$	$p_0/PL$	$p_1/PL$	$E_M/E_D$
0,4	0,7	1,9	0,2	0,8	2,1	0,2
1	0,5	1,8	0,2	0,5	1,8	0,2
1,6	0,3	1,0	0,3	0,3	1,2	0,2
2,2	0,4	1,2	0,3	0,4	1,3	0,3
2,8	0,5	1,3	0,3	0,5	1,2	0,4
3,4	0,5	1,2	0,4	0,5	1,2	0,3
4	0,5	1,1	0,4	0,5	1,0	0,5
4,6	0,6	1,1	0,3	0,6	1,1	0,3

**QUADRO 3 - Razão encontrada entre os parâmetros  $p_0/PL$ ,  $p_1/PL$ ,  $E_M/ED$  em função da profundidade**

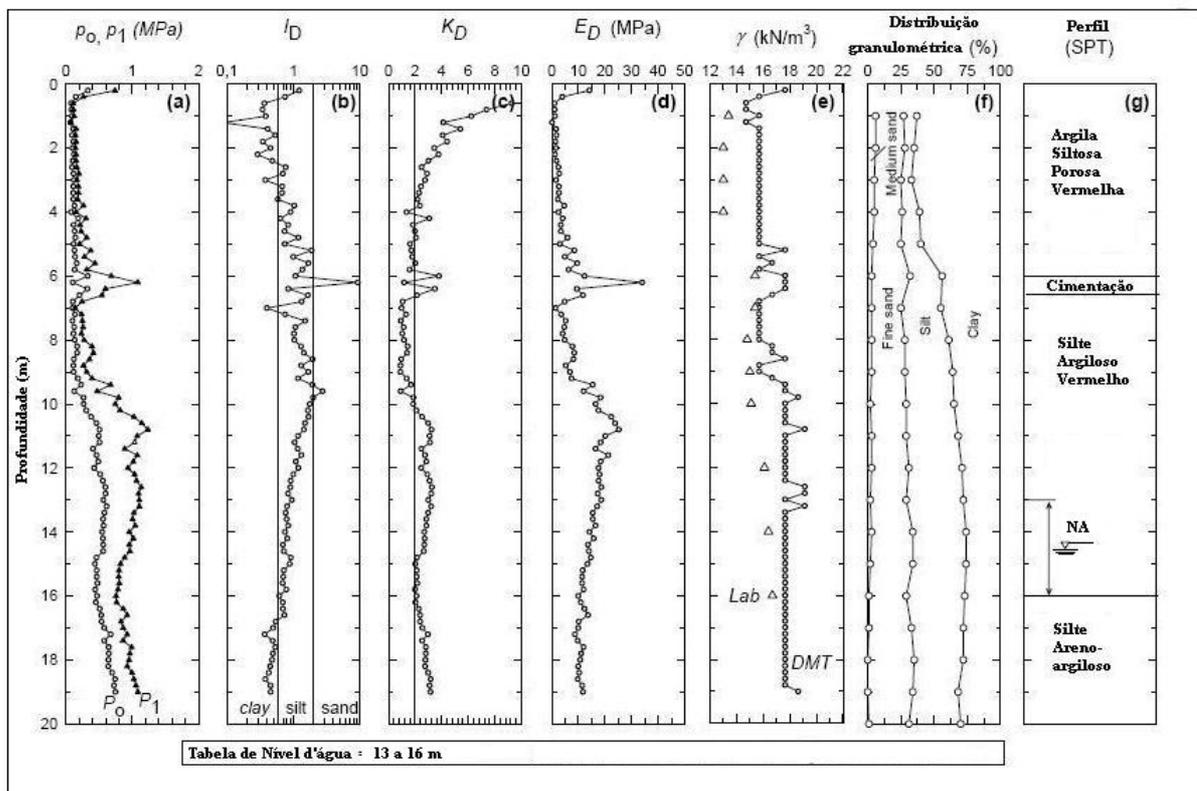
FONTE: Minette (2006)

O ensaio DMT ainda vem sendo utilizado para previsão de recalques de solos. Recentemente o Professor Damasco Penna apresentou um estudo onde avalia a compressibilidade dos solos através do ensaio DMT. Nesta situação são aplicados os estudos de Lambe (1969) que avalia o módulo de compressão confinada. No ensaio DMT este parâmetro é tratado com a aplicação do módulo edométrico  $M$ , um

dos parâmetros fornecidos pelo DMT que será discutido por menores nos próximos capítulos.

Na Segunda Conferência Internacional sobre o DMT ocorrida em 2006, na cidade de Washington/DC, alguns pesquisadores brasileiros também apresentaram as conclusões das pesquisas desenvolvidas com o DMT em solos brasileiros. Dentre elas pode-se destacar os estudos de Heraldo Giacheti et al. (2006) que desenvolveu uma pesquisa aprofundada com o DMT testado em solo tropicais.

Nesta pesquisa, o ensaio DMT foi executado em três campos experimentais bem conhecidos do Estado de São Paulo. Esses campos experimentais estão localizados na POLI/USP na cidade de São Paulo, UNESP na cidade de Bauru e UNICAMP na cidade de Campinas. As interpretações são feitas de acordo com a abordagem tradicional para caracterização de solos convencionais. Os resultados do DMT são comparados com ensaios de laboratório e métodos de campo. Pré-furos de amostragem foram escavados para evitar distúrbios e perturbação das amostras de solos em todos os campos. Os ensaios de campo incluem SPT, SPT-T, CPT e SCPT e Cross-Hole. O pressiômetro de Menard (PMT) foi aplicado em somente um local.



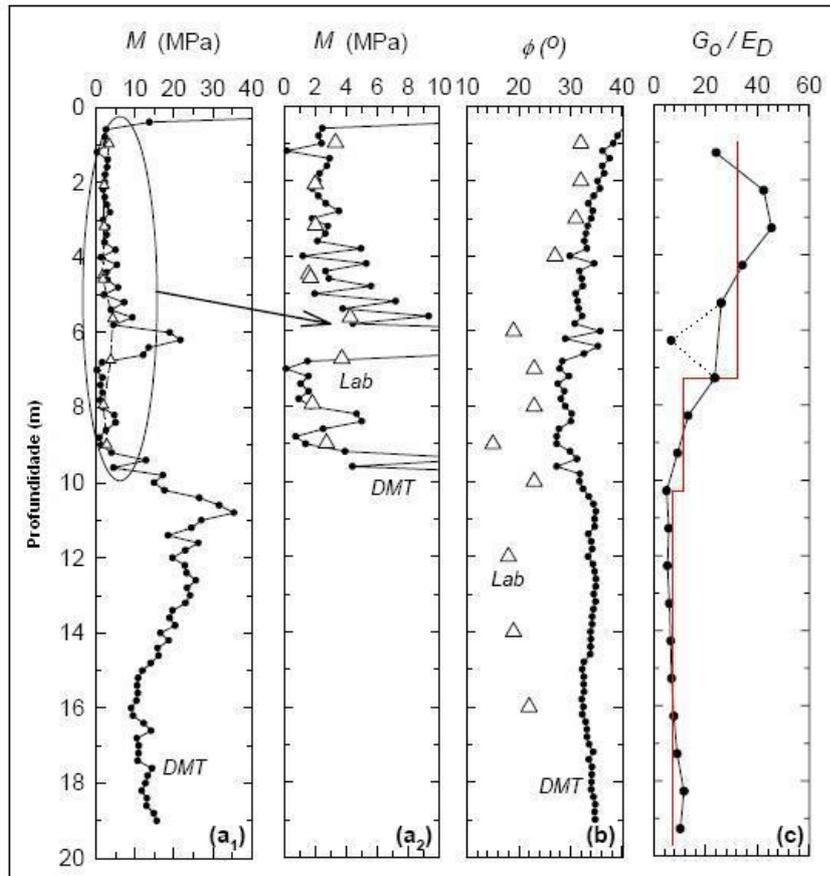
**FIGURA 3 - Resultados de ensaios DMT, peso específico total, distribuição granulométrica e perfil SPT para a região de Campinas.**

FONTE: Giacheti et al. (2006)

Os pesquisadores concluíram que o parâmetro  $I_D$  do DMT é aceitável para identificar mudanças e os limites de camadas do solo em termos de comportamento do solo pelo DMT, mas é inaceitável para separar os limites de solos lateríticos e saprolíticos. Solos saprolíticos são necessariamente residuais e retêm características da rocha mãe. Os solos lateríticos podem ser residuais ou transportados e são diferenciados pela ocorrência do processo de laterização. A laterização é o incremento de ferro e/ou alumínio e outros óxidos ao solo, causados pela intemperização em regiões com clima quente e ácido e menor umidade sazonal.

O índice de material  $I_D$ , não é apropriado para identificar a textura do solo com misturas de areia ou argila e areia, silte e argilas são identificadas como silte ou solos siltosos. Para solos tropicais, a descrição do solo em termos de distribuição granulométrica tem sido confirmada com as amostras de solos, a qual pode ser usada para ajudar a identificar características genéticas de solos, e como afeta o comportamento do solo. Neste momento no Brasil, o SPT tem sido tipicamente usado junto do ensaio DMT para oferecer amostras. Outra opção é o uso das amostras coletadas para impulsionar a tecnologia do ensaio DMT. O DMT pode controlar as profundidades de onde as amostras foram retiradas e o mesmo equipamento que crava a sonda pode cravar também o amostrador-padrão. Nesta pesquisa houve divergências entre os parâmetros geotécnicos encontrados nas 3 diferentes regiões. Em algumas regiões ocorreram boas aproximações entre as medidas de campo obtidas pelo DMT e os resultados obtidos em laboratório e demais ensaios de campo.

A nova informação que é apresentada neste trabalho é quanto às diferenças de comportamento dinâmico de solos lateríticos e solos saprolíticos. Foi estudada a relação  $G_D/E_D$  para todas as regiões, esta relação apresenta valores mais altos nos solos lateríticos tendendo a decrescer quando o solo é menos desenvolvido. Isto segue a mesma direção dos estudos de Schnaid et al. (1998) e Giachetti et al. (2006) onde mostram a relação  $G_D/q_c$  para solos tropicais.



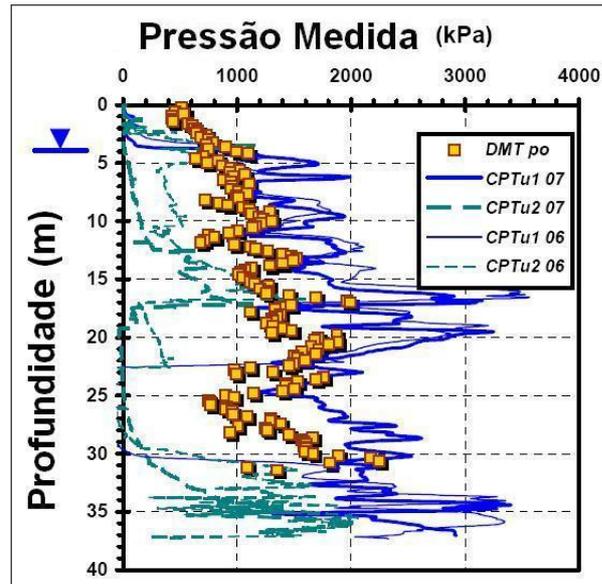
**FIGURA 4 - Resultados dos parâmetros obtidos com os ensaios realizados na região de Campinas e comparação da relação  $G_0/E_D$**   
 FONTE: Giacheti et al. (2006)

Na mesma Conferência Internacional, Coutinho et al. (2004) desenvolveram um trabalho de investigação geotécnica com o DMT em Argilas Mole do Recife/PE. Depósitos de argilas moles requerem estudos especiais devido à alta compressibilidade e baixa resistência das argilas. Isso representa um sério problema para os engenheiros geotécnicos. Este trabalho apresenta a avaliação das informações sobre dois depósitos de argilas moles na cidade de Recife através do Dilatômetro de Marchetti. A classificação dos tipos de solo, história de tensões e tensão horizontal *in situ*, compressibilidade e parâmetros de resistência são obtidos e discutidos com resultados da literatura. São feitas também comparações com ensaios de laboratório. Em geral, os resultados obtidos confirmam o potencial do DMT para obter boas previsões de parâmetros geotécnicos nesses depósitos de argila mole. Ainda nesta pesquisa, os autores aplicam o DMT para análise linear e não linear do carregamento lateral em estacas de aço. E concluem que, numa análise não linear, o deslocamento lateral reduz drasticamente a capacidade de carga vertical de estacas de aço em solos moles. Concluíram que, o ensaio DMT

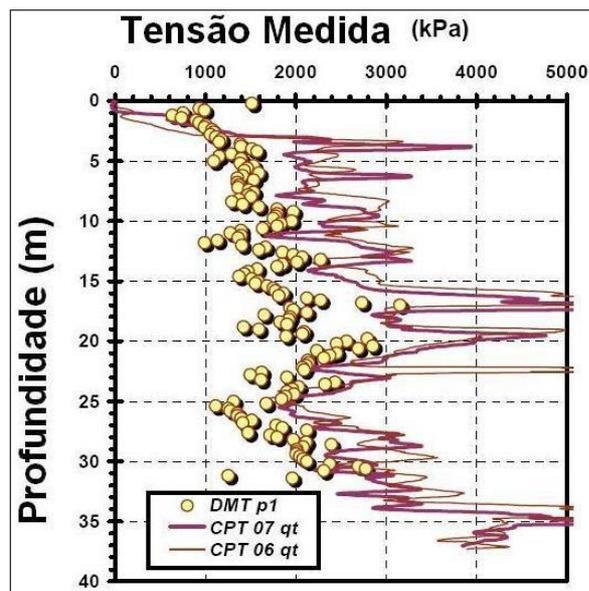
exclusivamente, não é uma técnica indicada para obter os dados necessários para geração de curvas p-y.

Damasco Penna, foi outro pesquisador brasileiro que apresentou na Segunda Conferência Internacional sobre DMT, os resultados de algumas experiências com o ensaio DMT em solos brasileiros. O autor apresenta os resultados DMT, SPT e CPT em diferentes condições geológicas. Foram comparados os resultados dos ensaios de campo em seis locais com características geológicas completamente distintas. Este pesquisador concluiu que o uso DMT, como ferramenta complementar de prospecção geotécnica, esta aumentando no Brasil. Damasco Penna afirma que os resultados obtidos precisam de validação com execução de mais ensaios em solos típicos do Brasil, e que os engenheiros geotécnicos estão confiando nas informações obtidas do DMT para tomadas das decisões na concepção de projetos geotécnicos.

Ainda nesta Conferência podem-se destacar algumas pesquisas internacionais que fundamentaram o desenvolvimento deste trabalho. O pesquisador Paul Mayne apresentou um trabalho envolvendo as inter-relações entre as leituras do CPTU e o DMT em três tipos de argilas moles. Buscou-se correlacionar as leituras do Dilatômetro de Marchetti,  $p_0$  (pressão aplicada para início do deslocamento da membrana) e  $p_1$  (pressão aplicada para um deslocamento de 1,1mm) com as leituras registradas no CPTU,  $q_t$  (resistência de ponta corrigida) e  $u_2$  (poro pressão medida na penetração). Mayne mostrou que, os dados nos dois tipos de argilas moles mostraram que a pressão de contato ( $p_0$ ) é igual a leitura da poro pressão ( $u_2$ ) registrada pelo CPT e a resistência de ponta do CPT ( $q_t$ ) excede de 10 a 50% a pressão de expansão ( $p_1$ ). E que a campanha de sondagem com CPTU e DMT pode ajudar a definir a extensão de camadas fissuradas e zonas intactas. Em argilas fissuradas, o perfil de  $q_t$  e  $p_1$  é similar, mas neste caso é  $p_0$  que se relaciona melhor com a poro pressão na ponta ( $u_1$ ) porquanto a leitura  $u_2$  é negativa.



**FIGURA 5 - Comparação de  $p_0$  com leituras  $u_1$  e  $u_2$  em argilas OC da Rodovia 42 próximo a Baton Rouge, LA.**  
 FONTE: Mayne (2006)



**FIGURA 6 - Comparação de  $p_1$  com o perfil  $q_t$  em argilas OC em Baton Rouge, LA.**  
 FONTE: Mayne (2006)

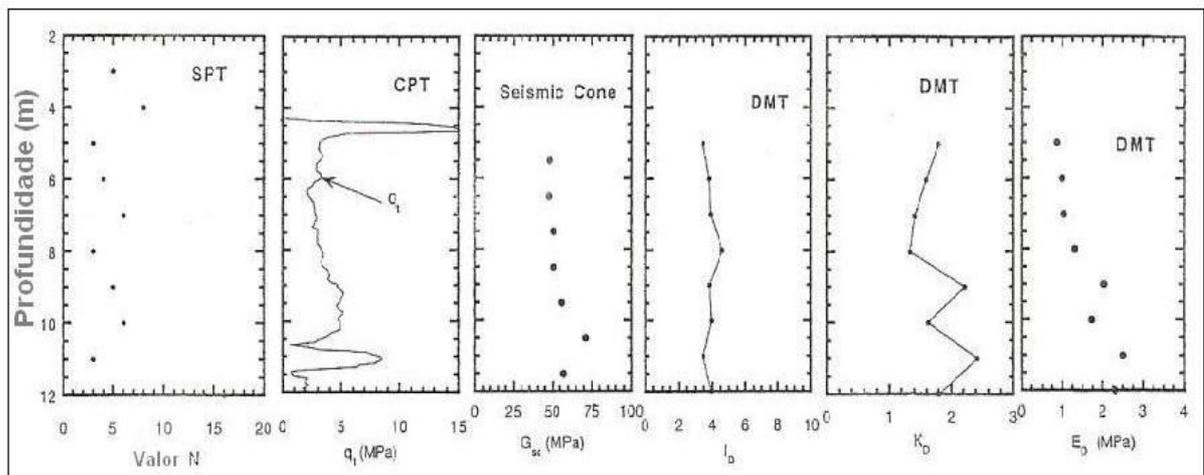
Hossain et al. (2006) desenvolveram um estudo comparativo de diferentes ensaios de campo para investigação de subsolo. O principal objetivo dos autores é através dos parâmetros geotécnicos determinados pelos ensaios de campo determinar a capacidade de carga do solo e obter uma previsão dos recalques. A diversidade dos dados obtidos durante a realização dos ensaios ajudou os engenheiros geotécnicos a definir melhor as condições e as variáveis do solo, apresentando soluções geotécnicas mais condizentes a realidade de cada região.

Este trabalho apresenta os resultados de ensaios executados para um edifício no norte da Virginia/USA. Os ensaios incluídos nesta pesquisa são o pressiômetro (PMT), DMT, SPT, CPT e teste de placa. O objetivo principal é comparar as capacidades de carga e previsão de recalques obtidos pelos diferentes tipos de ensaios. Ao final do estudo os pesquisadores chegaram as seguintes conclusões: os métodos CPT e SPT previram menor capacidade de carga e maior recalque que o método PMT; o método do DMT prevê capacidade de carga inferiores a 96 kPa devido a subestimação dos parâmetros de resistência; os recalques previstos pelo DMT e PMT foram de 2.5mm, enquanto no CPT e SPT os recalques previstos foram maiores em torno de 7.6mm e resultados de recalques observados no ensaios de placa para uma capacidade de carga de 96 kpa o recalque observado foi de 5.3mm; o SPT e CPT superestimaram o recalques enquanto que o DMT e PMT previram recalques menores dos que os observados em campo no ensaio de placa; é mostrado que o topo do perfil do solo estudado ocorre a presença de um solo sem resistência (em torno de 1.8m) sobre um solo firme e o ensaio de placa foi aplicado em condições de solo que não são favoráveis a aplicação de carga. Por isso espera-se que os resultados do ensaio de placa mostrem altos valores de recalques, maiores do que os observados em campo. Esta é a razão pelo qual o ensaio de placa mostra valores de recalques maiores que os previstos pelo DMT e PMT; com esses resultados pode-se concluir que os ensaios DMT e PMT são muito bons para estimar os recalques das edificações. (Hossain et al. 2006)

No Japão, um trabalho desenvolvido por Hiroyuki Tanaka e Masanori Tanaka em 1998 estuda a caracterização de solos arenosos usando o CPT e o DMT. Nesta pesquisa é feita uma campanha de investigação onde foi utilizado o CPT e o DMT em três solos arenosos do Japão. Em dois locais foi realizada amostragem de solos pelo método de congelamento para posterior análise em laboratório. Na ponta do CPT foi acoplado um geofone para registro da velocidade de onda e determinação do Módulo Cisalhante(G).

Para interpretarem os parâmetros geotécnicos das areias, os pesquisadores definiram camadas-objetivas (*objective layer*) que representavam as camadas de areia que seriam analisadas. Ao final do trabalho concluíram que a classificação do solo via CPT tem consistência muito boa quando comparada ao perfil investigado pelo DMT; a densidade relativa obtida nas amostras congeladas foi comparada ao método proposto para obtenção de  $D_r(\%)$  via CPT. Os resultados mostram valores

da mesma ordem e com a mesma tendência de superestimar a densidade relativa em pequenas resistências de ponta e subestimar em altas resistências de ponta; mostram também a fraca relação que existe entre densidade relativa do DMT e o índice de tensão dilatométrica ( $K_D$ ); e as propostas de Robertson e Campanella são confirmadas no presente estudo. O módulo cisalhante ( $G$ ) para pequenas deformações foi medido utilizando-se o Cone Sísmico (SCPT). Os autores sabem que para solos coesivos acontece uma boa relação entre  $G$  e  $E_D$  do ensaio DMT, ou  $(q_t - \sigma_{v0})$  do ensaio CPT, no presente caso de material arenoso esta relação foi encontrada, mas não é constante pela variação da densidade relativa.



**FIGURA 7 - Resultados de testes em Ohgishima**

FONTE: Tanaka & Tanaka (1998)

Outras pesquisas brasileiras que auxiliaram na fundamentação teórica do DMT e na caracterização geotécnica dos solos estudados serão apresentadas a seguir. Um exemplo que reflete o potencial das aplicações do ensaio DMT pode ser visto no trabalho de Djalma Pessoa Neto em 2005 com o título *Análise de escorregamento de encostas na circunvizinhança da cidade de Viçosa – MG*.

Neste trabalho estudou-se encostas que sofreram escorregamentos numa área localizada na cidade de Viçosa-MG, no loteamento denominado Bairro Inconfidência. Investigaram-se as causas dos escorregamentos através de ensaios de campo (SPT e DMT) e de laboratório (cisalhamento direto). Para se analisar as três seções especificamente identificadas como representativas da área, utilizou-se o programa SLOPE/W da GEOSLOPE. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto, e também comparados com os obtidos através de correlação

com resultados dos ensaios DMT. Conclui-se que, estas iminências de escorregamentos estão associadas, muito provavelmente, ao tipo de solo (siltoso e micáceo) e à modificação dos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, devido principalmente à influência da água na sucção.

Em 2003, Cláudia Siviero desenvolveu uma pesquisa com o título *Obtenção de parâmetros geotécnicos utilizando o ensaio dilatométrico*. O presente trabalho apresenta um amplo levantamento bibliográfico sobre o ensaio, sendo bastante ampla a fonte de referências. Concluiu-se que um maior número de ensaios deve ser executado para que se possa conhecer todo o potencial desta técnica de ensaio de campo para aplicações práticas nos solos nacionais. Especialmente, é necessário que se acumulem exemplos de resultados dos ensaios com o comportamento de obras ou, pelo menos, com ensaios de elementos de obras, como por exemplo, provas de carga. Diante da inexistência destes dados, procedeu-se a análises comparativas entre as interpretações referentes à classificação dos solos e às pressões admissíveis indicadas pelo DMT e as correspondentes indicações recomendadas pelas normas brasileiras da ABNT, especialmente as que se baseiam em resultados de sondagens de simples reconhecimento com medida da resistência à penetração do amostrador padrão (SPT). Foi feita também uma análise comparando a identificação dos solos obtida por este ensaio com a obtida através das Normas Brasileiras de Sondagens (NBR6484/2001 e NBR7250/1982). Como o dilatômetro fornece parâmetros para projetos de fundações diretas, foi feito um estudo comparativo entre a utilização dos resultados do dilatômetro com as recomendações da Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações (NBR-6122/1996). Essa pesquisa foi apresentada sob forma de artigo no Cobramseg 2006.

Outro trabalho com o título *Obtenção de Parâmetros Geotécnicos em areias por meio de ensaios de campo e de laboratório* com autoria de Daniel Dargan Cordeiro também utiliza o ensaio DMT na caracterização geotécnica do subsolo. A pesquisa foi realizada em uma camada de solos arenosos sedimentares de uma área experimental situada no litoral da cidade de Vitória-ES, Brasil. A camada superficial estudada possui 7,0m de espessura e é constituída predominantemente por areias finas a médias e médias a finas, quartzosas, de compactidade variando de pouco compacta a compacta. Foram realizadas duas campanhas de investigação geotécnica que incluíram a realização de sondagens de simples reconhecimento

(SPT), ensaios de penetração de cone mecânico (CPT), ensaios dilatométricos (DMT) e testes com penetrômetro dinâmico manual (PDM). Após a primeira campanha, foram realizadas determinações de densidade in situ na camada superficial até 2,0m. Foram retiradas amostras amolgadas e também do tipo indeformadas para ensaios de caracterização e de cisalhamento direto em laboratório. Em seguida, foi construído um aterro de 4,0m de altura para induzir acréscimo de tensões (sobre-adensamento) das areias. Os recalques totais foram monitorados. O aterro foi removido após noventa dias e, então, foi realizada uma segunda campanha de investigação geotécnica, similar à primeira. Os ensaios de campo realizados após a remoção do aterro mostraram um acréscimo nos índices de resistência e nos parâmetros geotécnicos do solo. São realizadas estimativas dos parâmetros geotécnicos básicos por meio dos ensaios de campo, de acordo com diversos métodos propostos na literatura. É apresentada uma análise dos efeitos do sobre-adensamento conhecido nos resultados dos ensaios de campo e nos parâmetros geotécnicos por eles estimados. O trabalho apresenta alguns ajustes de correlações entre ensaios e sugere novas correlações para a obtenção de parâmetros das areias pesquisadas.

Em 1998, na Universidade Federal de Viçosa foi realizado um trabalho com o Dilatômetro de Marchetti em um solo residual de gnaiss. A pesquisa teve autoria de Marco Cavalcanti de Paula com orientação do Professor Enivaldo Minette. Nesta pesquisa buscou-se desenvolver um sistema de punção do DMT para a sua inserção no terreno de uma forma quase-estática. Foram realizados cinco furos de sondagens no Campo Experimental da UFV. Os resultados dos parâmetros obtidos pelo DMT foram comparados com ensaios de laboratório, tendo sido verificadas várias discordâncias. Ainda no ano de 1998, foi desenvolvido um trabalho na Universidade de Brasília com o título *Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o Dilatômetro de Marchetti* com autoria de Neemias Jardim Almeida. Os resultados deste trabalho mostram uma alternativa de se projetar com auxílio de ensaios de campo do tipo dilatométricos. Inicialmente obtêm-se os parâmetros geotécnicos do solo com o DMT, e em seguida, através de formulações de cálculo de capacidade, podem-se estimar as cargas últimas tanto com relação a carregamento vertical quanto para carregamento horizontal em estacas.

Em 1997, Alexandre da Costa Pereira sob orientação de Roberto Quental Coutinho desenvolveu uma pesquisa com objetivo de investigar um espesso depósito de argila mole no Bairro Ibura – Recife. Vários fatores foram analisados: classificação geotécnica dos solos, estratigrafia do depósito, parâmetros de estado inicial e de história de tensões, parâmetros de resistência ao cisalhamento não-drenado, características de adensamento e deformabilidade. O perfil estratigráfico definido segundo as informações dos ensaios DMT realizados em três furos de sondagem confirmou a presença de um espesso ( $\approx 17$  m) depósito de argila orgânica muito mole abaixo de uma camada de material de aterro com 3 m de espessura média. Foi constatada, através de ensaios de laboratório e resultados do DMT, a subdivisão do depósito em duas camadas, sendo a primeira ligeiramente pré-adensada ( $OCR \leq 2,5$ ) e a segunda com tendência a ser normalmente adensada ou ligeiramente pré-adensada. Para a análise quanto à resistência ao cisalhamento não-drenado foram feitas comparações com ensaios de compressão triaxial UU, indicando baixos valores para  $S_u$  (mínimo de aproximadamente 10 kPa), apresentando excelente concordância nos resultados. Também foram utilizadas correlações para os módulos edométrico, de Young e cisalhante máximo, para o coeficiente de empuxo no repouso e para os coeficientes de adensamento horizontal e de permeabilidade horizontal.

Um dos primeiros estudos com o DMT em solos brasileiros aconteceu em 1985 no Rio de Janeiro. Foram executadas duas campanhas de sondagem DMT na argila mole do Sarapuí, a primeira em 1985 quando os resultados foram confrontados com ensaios de palheta, fratura hidráulica e de laboratório (Soares et al. 1986). Em 1992, após cuidadosas calibrações, foram realizadas novas pesquisas. A segunda campanha deu suporte para o desenvolvimento de um dos primeiros trabalhos desenvolvidos no Brasil sob título de *Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole de Sarapuí* com autoria de Maria Valéria Vieira com orientação de Fernando Danziger apresentado no ano de 1994.

Devem-se destacar também as pesquisas pioneiras de Bogossian et al. (1988) na argila mole da baixada de Jacarepaguá, Décourt (1989) num depósito de argila dura em São Paulo, Ortigão (1993) numa argila residual porosa de Brasília, e de Bogossian e Muxfeldt (1993) num silte arenoso da cidade de São Paulo.

### 3 DILATÔMETRO DE MARCHETTI – DMT

#### 3.1 Apresentação

O DMT foi desenvolvido pelo Professor Silvano Marchetti por isso sua denominação Dilatômetro de Marchetti. Em sua concepção, Marchetti desenvolveu o DMT para medir a tensão *in situ* e o módulo de deformabilidade do solo. Para reduzir as deformações devido a penetração no solo e, portanto, para melhor correlacionar o DMT com o comportamento pré-inserção, ele escolheu uma prova fina, em forma de lâmina, com uma membrana circular situada em uma das faces, como mostrado na figura 8 Quando comparada ao CPT, a lâmina, devido a sua forma geométrica impõe menores deformações ao solo.



**FIGURA 8 – Lâmina do DMT**  
FONTE: In Situ testing

A lâmina é conectada ainda na superfície a unidade de controle (figura 9). Esta unidade é composta de válvulas de controle de fluxo de gás (nitrogênio, oxigênio ou ar comprimido) e ainda dois manômetros para o registro das pressões. Da unidade de controle parte ainda o cabo eletro-pneumático que passa pelo interior das hastes de cravação (tipo CPT) até ser conectado a lâmina do DMT. A corrente elétrica é fornecida por meios de pilhas ou baterias. (Paula, 1998)

A lâmina penetra verticalmente no interior da massa de solo, empurrada pelo sistema de cravação a velocidade constante (2 a 4 cm/s), a cada 20 centímetros interrompe-se a cravação, aplicando-se pressão por meio de gás, e por sua vez, inflando a membrana. Neste momento, são feitas três leituras, e logo após as leituras a membrana penetra mais 20 cm. Continua-se o ensaio desta forma sucessivamente.

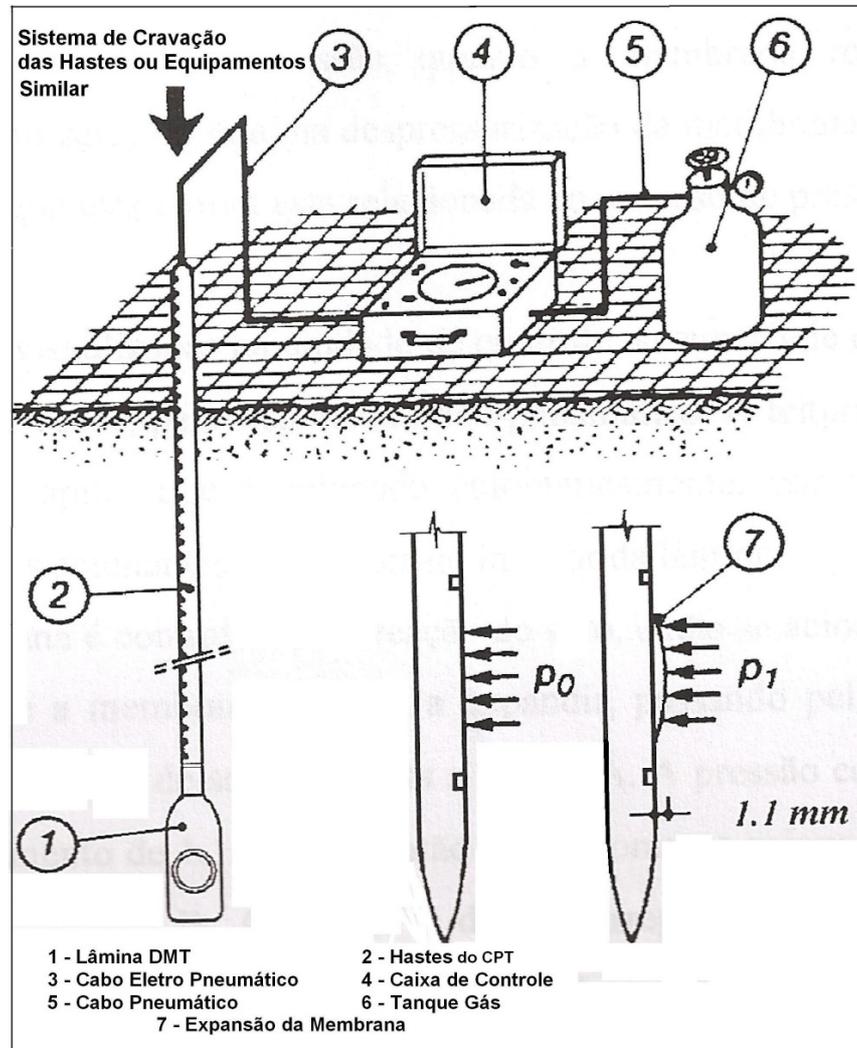


**FIGURA 9 – Fotos da unidade de controle (esquerda) e da lâmina penetrando no solo (direita)**  
FONTE: Ensaio realizado em dez/2006, no local do ensaio 4

### 3.2 Equipamentos do dilatômetro

A lâmina, cujos detalhes são mostrados na figura 8 consiste de uma placa de aço inoxidável, tendo uma membrana metálica circular fina expansível de 60 mm de diâmetro montada em uma das faces. O funcionamento geral de ensaio pode ser visto na figura 10. O fornecimento de corrente elétrica e de pressão de gás são providas pela unidade de controle através do cabo eletro-pneumático, o qual é ligado à lâmina. Internamente, um fio atravessa a lâmina até atrás da membrana. Onde existe uma área rebaixada para acomodação do disco sensor e da membrana, conforme figura 11. O disco sensor, é um dispositivo elétrico sensível de três posições, que assenta-se no centro dessa área. Este disco é dotado de pinos

acionantes padronizados de maneira que ativem o sinal sonoro ao serem deslocados pela membrana.

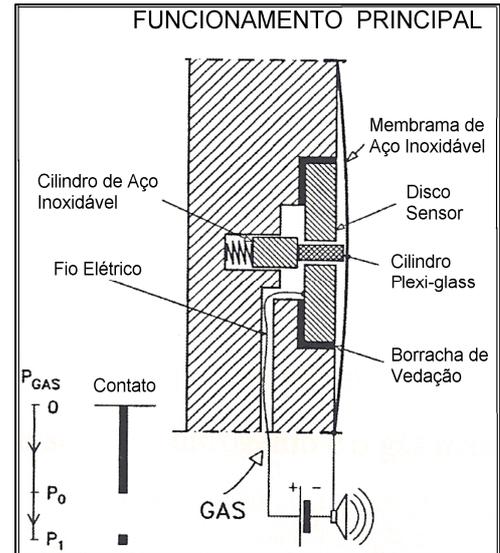
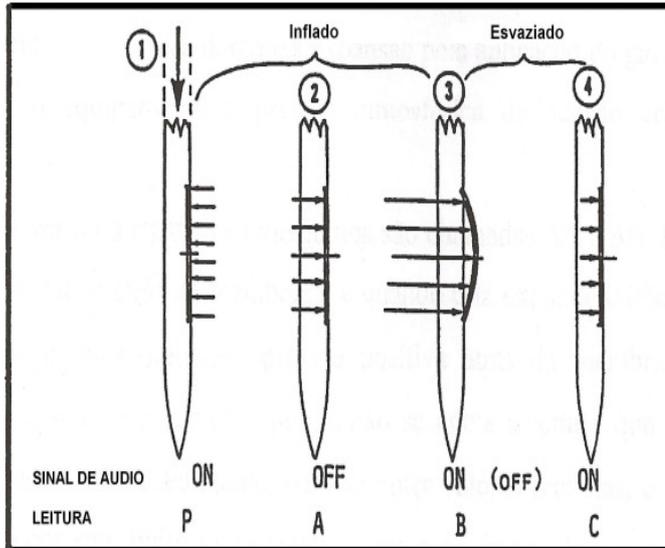


**FIGURA 10 - Esquema geral do ensaio**

FONTE: Marchetti (1980)

A figura 11 indica o princípio de funcionamento da membrana. A primeira condição de sinal ligado se dá pelo contato da membrana com o “espaçador” do disco sensor a uma distancia de 0,05mm deste. A segunda condição de sinal desligado se dá porque não há contato e o circuito é interrompido. A terceira condição se dá ao sinal ser ligado novamente quando o cilindro de aço inoxidável faz contato com o disco sensor reativando o sinal, posição em que a distancia do extremo do cilindro de plexiglass ao disco sensor tem exatamente 1,1mm. (Paula, 1998).

SEQÜÊNCIA DE TESTE DO DILATÔMETRO



**FIGURA 11 - Princípio de funcionamento da membrana**  
 FONTE: Marchetti (1980)

A membrana de aço inoxidável pode ter a espessura de 0,2 mm e 0,25mm, será dependente do tipo de solo estudado. Solos mais resistentes utilizam-se membranas mais espessas. Ela é relativamente rígida, o que requer que o operador aplique ciclos de expansão e contração da membrana, visando a sua calibração, antes e depois de cada sondagem. As leituras de pressão  $\Delta A$  e  $\Delta B$  são essenciais para correção dos dados.

A unidade de controle tem como funções básicas monitorar e controlar a pressão de gás fornecida a lâmina e tornar perceptível a posição da membrana. Como se pode ver (figura 9) a unidade de controle possui 2 manômetros, calibrados em bars (1bar=100kPa); o primeiro fornece leitura de 0 a 10 bars, para maior precisão em pressões baixas; e o segundo leituras de 0 a 70 bars. Todo o conjunto que compõe o equipamento DMT é acompanhado de conectores, calibradores, cabos, chaves, peças sobressalentes etc.

O cabo eletro-pneumático é um fio de aço inoxidável envolvido por um tubo de náilon com conectores especiais em cada extremidade. Através deste cabo é fornecida corrente a lâmina. Para funcionamento do circuito elétrico é necessário que o equipamento seja aterrado. O fio terra parte da unidade de controle, e frequentemente é conectado a haste de cravação ou a outro ponto que possa fornecer aterramento. A fonte de pressão é nitrogênio ou ar comprimido fornecido em garrafas metálicas. A pressão de enchimento normal do nitrogênio é de 155

bars. Mas um regulador de pressão deve ser acoplado ao tanque para uma saída de 70 bars (70.000 kPa – máxima suportada pelo DMT) para a unidade de controle.

A figura 12 a seguir mostra o equipamento de inserção do conjunto, igual ao usado no ensaio CPT.



**FIGURA 12 - Foto da preparação do ensaio DMT**

FONTES: Local ensaio 4 – dez/2006

### **3.3 Procedimentos para execução do ensaio**

Em 1986, a ASTM padronizou a realização do ensaio DMT este fato contribuiu para coerência na execução do ensaio DMT em todo mundo aumentando sua reprodutibilidade. Para a execução do ensaio DMT devemos primeiramente montar o conjunto lâmina-cabos-unidade de controle. O cabo eletro-pneumático deve ser passado através das hastes metálicas e conectado a lâmina. Deve-se estar atento a correta posição que o fio de nylon deve ficar durante a ligação do cabo eletro-pneumático à lâmina. Isso implica no fechamento do circuito elétrico, essencial para o sucesso do ensaio.

Após o cabo passado pelas hastes ele deve ser conectado a unidade de controle. Neste momento já é possível testar o funcionamento do ensaio, ligando-se o fio terra e pressionando levemente com os dedos a membrana. Deve ser ouvido o sinal de áudio.

Posteriormente, deve-se conectar o cilindro de gás à unidade de controle através de mangueira de ar com o conector adequado ao ensaio DMT. O regulador de pressão do cilindro já deve ser previamente instalado. A continuidade do circuito deve ser verificada. A lâmina é conectada à primeira haste de cravação e o ensaio já está pronto para ser executado. A calibração da membrana pode ser feita em algum momento antes do ensaio e será tratada a seguir.

O ensaio tem basicamente 4 passos. O primeiro passo consiste na inserção vertical da lâmina no solo, até a profundidade onde será feita a primeira leitura de pressões. Depois de finalizada a penetração, o próximo passo é abrir gradualmente a válvula de controle de fluxo (designada no equipamento por FLOW). Durante esse tempo, ouve-se um sinal de áudio vindo da unidade de controle. O sinal é interrompido quando a membrana é levantada de seu assento e justamente inicia seu movimento horizontal, ou seja, empurrando o solo. Neste momento toma-se a primeira leitura Pressão A (que após correção fornece a medida  $p_0$ ). Esta leitura A deve ser obtida de 15 a 30 segundos depois do início do ensaio. O terceiro passo continua com a expansão da membrana, pois a válvula de controle de pressão continua aberta injetando gás no sistema. Durante a expansão, o sinal de áudio permanece desligado e somente retorna quando a lâmina atingir o deslocamento horizontal de 1,1mm, que sinaliza o operador para a leitura da Pressão B ( após correção fornece a medida  $p_1$ ). A leitura B deve ser feita de 15 a 30 segundos após a leitura A. Após, usam-se as válvulas de ventilação e de relaxamento de fluxo para produzir um relaxamento de pressão até que a membrana retorne a sua posição inicial assentada. Opcionalmente pode-se fazer a leitura C, ventilando-se a pressão após a leitura B rapidamente, até que o sinal da pressão B seja interrompido e, em seguida despressurizando lentamente até que o sinal seja reativado. Neste momento, registra-se a pressão C (após correção fornece a medida  $p_2$ ). Alguns pesquisadores (e.g. Mayne, 2006) relacionam a leitura C com o excesso de pressão neutra do solo. Acredita-se que no momento em que a membrana inicia o retorno a sua posição inicial, pela relaxação da pressão do sistema, a água no interior dos grãos imprima na membrana uma pressão similar a poro pressão. Isso completa a

seqüência do teste, e a lâmina é avançada com uma velocidade de 2 a 4 cm/s até a próxima profundidade.

### 3.4 Calibração da membrana

A base física do ensaio consiste na expansão da membrana dentro da massa de solo. Geotecnicamente o interesse está em avaliar somente as grandes deformações do solo. Como a membrana está entre o gás e o solo, e não poderia ser diferente, precisamos descontar a rigidez que a membrana oferece durante a movimentação de aplicação do gás. Por esta razão é que calibramos o equipamento a pressão atmosférica de acordo com critérios pré-estabelecidos. (Gomes Boehl, 2005)



**FIGURA 13 - Foto da calibração da membrana com seringa (acessório)**

FONTE: Local do Ensaio 4, em dez/2006

As pressões para vencer a rigidez da membrana são chamadas de  $\Delta A$  e  $\Delta B$ . Esses valores são obtidos antes da execução do ensaio através de ciclos de sucção e expansão da membrana, executado com calibrador apropriado.

A membrana montada na lâmina repousa em algum lugar entre a posição de Pressão "A" a 0,05 mm de retração e a posição de Pressão "B" a 1,1 mm de expansão. O equipamento foi concebido de forma que a resistência para defleccionar a membrana para dentro e para fora se mantenha constante durante a execução do ensaio, de forma que o operador possa determiná-la. Nisso consiste a

calibração da membrana, isto é, determina-se a pressão necessária, ao ar, para deflecionar a membrana para as posições da Pressão-A (ou leitura A) e Pressão-B (ou leitura B). Tais calibrações, denominadas  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , respectivamente, são depois utilizadas para corrigir as leituras de ensaio. (Paula, 1998)

Para se obter as calibrações  $\Delta A$  e  $\Delta B$  devemos realizar ciclos de sucção e expansão da membrana, antes e após a execução do ensaio. Devemos ainda lembrar que membranas novas devem, antes, ser exercitadas para que “perca” um pouco da sua resistência original, e adquirida a rigidez necessária para o bom funcionamento do ensaio. Nos acessórios que compõe o kit para execução do ensaio DMT existe uma seringa de calibração que é conectada a unidade de controle para injeção de pressão de ar no sistema (figura 13). A lâmina do DMT é acoplada na unidade de controle, tem-se início a aplicação de expansão na membrana. Quando ela atingir o deslocamento de 1,1mm o apito irá soar e deve-se anotar a pressão neste momento. A seguir, inicia-se a sucção da membrana até esta atingir uma contração de 0,05mm quando o apito irá soar novamente e deve-se registrar a pressão indicada no manômetro da unidade de controle. Este procedimento deve ser realizado no mínimo de 3 vezes para se obter valores  $\Delta A_{\text{antes}}$  e  $\Delta B_{\text{antes}}$ . Após a realização do ensaio deve-se repetir o procedimento e anotar os novos valores de  $\Delta A_{\text{depois}}$  e  $\Delta B_{\text{depois}}$ . Os índices  $\Delta A$  e  $\Delta B$  finais que serão aplicados para redução dos dados são a medias aritméticas de  $\Delta A_{\text{antes}} + \Delta A_{\text{depois}}$  e  $\Delta B_{\text{antes}} + \Delta B_{\text{depois}}$ .

Existe também uma mini-calibrador (acessório opcional) que acompanha o equipamento e simplifica a calibração da membrana. Mais é recomendável calibrar a membrana na unidade de controle. Valores típicos de  $\Delta A$  e  $\Delta B$  são respectivamente, 15 kPa e 45 kPa, com uma variação aceitável de  $\Delta A$  entre 5 e 30 kPa e  $\Delta B$  de 5 a 80 kPa. Os dois métodos devem ser empregados para confirmação dos valores de  $\Delta A$  e  $\Delta B$ .

### **3.5 Vantagens e desvantagens do DMT**

Como já sabemos os ensaios de campo apresentam certas vantagens em relação aos ensaios de laboratório. No DMT, devido a sua inteligente concepção

podemos destacar vantagens exclusivas deste ensaio, podendo citar (Schertmann, 1988):

- rapidez de execução;
- fácil operação
- equipamento portátil e simples, sem sofisticação eletrônica;
- pequena deformação da membrana, na faixa elástica do solo;
- boa confiabilidade dos resultados;
- resultados altamente reproduzíveis;
- tratamento de dados do ensaio rápido, por computador (software DMTElab);
- alto potencial de perfuração independente;
- resultados aplicáveis a casos comuns de engenharia;
- perfil contínuo do solo com leitura a cada 20cm
- pode ser correlacionar com outros ensaios específicos reduzindo o custo das investigações;
- mais econômico que ensaios mais sofisticados;

Segundo Schmertmann (1988) o Dilatômetro de Marchetti fornece informações confiáveis, independentemente de outros ensaios, e pode ser usado com ferramenta de investigação primária. Porém indicou para um conhecimento preliminar da área a utilização de sondagens preliminares a trado, SPT e CPT. Este procedimento reduziria potenciais danos e um conhecimento mais detalhado da área. Citou, ainda, a necessidade de estar atento à aplicação do DMT cujos resultados possam gerar dúvida, quando não se possui informações de outras áreas, devem-se considerar as seguintes limitações:

- o tipo de solo determinado com o uso do DMT pode ser duvidoso, por exemplo, uma argila arenosa pode ser interpretada como silte. Este fato é relatado por Marchetti em 2001, onde  $I_D$  (tipo de solo) é um parâmetro que reflete o comportamento mecânico do solo;
- não são obtidas amostras de solo;
- solos sensíveis, alterados pela penetração da lâmina (areias cimentadas), apresentam resultados muito conservadores;
- a penetração dinâmica afeta os resultados;

- a poro-pressão da água no interior do solo é assumida como sendo a pressão hidrostática, o que nem sempre é verdade;
- as estimativas razoáveis de tensão vertical são importantes, recomendando-se obter medidas separadas do peso específico para melhores resultados;
- se a lâmina não mantiver a verticalidade durante a penetração, os resultados serão afetados;
- possibilidade de dano a membrana em casos de solos com pedregulhos, matacões etc;
- em solos com camadas superficiais espessas e muito moles, o ensaio pode apresentar problemas de ancoragens (Paula, 1998).

### 3.6 Procedimentos para processamento dos dados

#### 3.6.1 Pressões $P_0$ e $P_1$

Durante o ensaio são realizadas as seguintes leituras:

- a) Pressão “A” ou Leitura A: No processo de cravação, o solo por sua vez, empurra a membrana para dentro, tirando a membrana do estado de repouso (inicial), pois a leitura A, é exatamente a pressão necessária para que a membrana inicie o movimento para o estado inicial ou deslocamento zero, ou seja, levantando-se do assento que estava. Neste momento o sinal de áudio é interrompido. Da leitura A se obtém a pressão  $p_0$  conforme segue:

$$p_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B)$$

Onde:

$\Delta A$  = pressão para vencer a rigidez da membrana e movimentá-la por 0,05mm (01)

$\Delta B$  = pressão para vencer a rigidez da membrana e expandí-la por 1,10mm

$Z_M$  = pressão lida quando o equipamento está na pressão atmosférica

- b) Pressão “B” ou Leitura B: É a pressão necessária para expandir a membrana 1,10  $\pm$  0,03 mm, a partir da posição de deslocamento zero. A

leitura B é anotada quando o sinal de áudio voltar a soar. A leitura B corrigida pela pressão atmosférica e calibrações da membrana origina a pressão  $p_1$  conforme segue:

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (02)$$

- c) Pressão “C” ou Leitura C: Leitura da pressão quando a membrana iniciar o retorno para posição de deslocamento zero, ou seja, na despressurização controlada da membrana, ou descarregamento. Acredita-se que esta leitura está relacionada ao excesso de pressão neutra. Da leitura C se obtém a pressão C conforme segue (Jardim, 1998):

$$p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (03)$$

Como já dito anteriormente, estas pressões são visualizadas na unidade de controle na superfície do terreno conectada a lâmina por meio de cabos, pelo sistema elétrico-pneumático. A leitura é feita com o auxílio de um sistema de apitos, que é acionado automaticamente, por interruptores elétricos, compostos por pinos acionantes, existentes no interior da lâmina.

No início a membrana é contraída, pela ação do solo, então se aciona um apito. Aplica-se a pressão de gás, e a membrana começa a expandir, passando pela posição de repouso, nesta posição, pára de soar, e é feito a leitura A. A pressão continua a aumentar até alcançar o deslocamento de  $1,1 \pm 0,03\text{mm}$ , então neste momento aciona-se novamente o apito, e toma-se a leitura B. A leitura C referente ao retorno da membrana até a posição de repouso, é tomada quando o apito soar novamente, então é sinal que a membrana passou pela posição de deslocamento zero.

Devido a rigidez da membrana de aço e a eventuais imprecisões de medição são feitas as correções  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , nos valores de pressões anotados que, por sua vez, irão gerar os valores de pressões corrigidas  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$ . Estes valores são as pressões que fundamentam as equações propostas para obtenção dos parâmetros intermediários.

### 3.7 Parâmetros intermediários

A seguir serão apresentados os quatro principais parâmetros obtidos com o ensaio DMT. Os parâmetros intermediários são resultados de formulações baseadas nos valores de pressões corrigidas  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$ .

#### 3.7.1 Índice de material, $I_D$

Este índice está intimamente relacionado com o tipo de solo restringe a faixa de aplicação de correlações empíricas. Certamente é controlado pelo tamanho dos grãos e pela rigidez do material. Em geral, o índice  $I_D$  proporciona um perfil representativo do solo e, em solos “normais” (areia e argila) uma descrição razoável do solo. Deve-se ter em mente que o  $I_D$  não é resultado de uma análise granulométrica, e sim um parâmetro que reflete um comportamento mecânico, possivelmente algum tipo de índice de rigidez. (Marchetti et al., 2001)

Observa-se que quanto maior a pressão  $p_1$ , maior a resistência que o solo oferece a expansão da membrana. Como as argilas são mais deformáveis do que as areias, para a expansão da membrana dentro de uma argila é preciso menor pressão de gás para se obter o mesmo deslocamento (1,1mm).

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

argilas  $0.1 \leq I_D \leq 0.6$

silte  $0.6 \leq I_D \leq 1.8$

areias  $1.8 \leq I_D(10)$

(04)

#### 3.7.2 Índice de tensão horizontal, $K_D$

O índice  $K_D$  pode ser considerado com um  $K_0$  amplificado ou modificado pela penetração. O perfil de  $K_D$  é similar, na forma, ao perfil de OCR; portanto,  $K_D$  é geralmente útil para entender um depósito, fornecendo luz sobre possíveis efeitos no

solo não relacionados a mudanças nas pressões geostáticas, e a sua história de tensões.

Devido às distorções provocadas pela penetração, o solo imediatamente adjacente a lâmina do dilatômetro está em um estado amolgado. Por essa razão,  $p_0$  normalmente excede a pressão lateral *in situ*. De qualquer modo, nem  $p_0$  nem  $K_D$  proporcionam uma medida exata da pressão lateral de terra antes da inserção. Entretanto,  $K_D$  aumenta em resposta aos efeitos, sobre o solo, do aumento da tensão de pré-adensamento, da cimentação, do inter-travamento de partículas, da densidade, do carregamento cíclico, do intemperismo e das vibrações. O índice  $K_D$  está relacionado com algumas propriedades do solo, como a densidade relativa e o potencial de liquefação em areias, o coeficiente de pressão lateral de terra,  $K_0$ , o módulo tangente a compressão confinada ( $M$ ) e a coesão não-drenada em argilas ( $S_u$ ). Essas correlações podem ser explicadas, considerando-se o comportamento do solo a penetração do Dilatômetro. Assim que a lâmina avança, ela corta o solo, induzindo-o a uma deformação relativamente uniforme (por exemplo, em comparação com o CPT) e da pequena magnitude em um grande volume de solo faceando a lâmina. A magnitude de  $p_0$  então, é influenciada não só pelo solo amolgado próximo a lâmina, mas também pela pressão e pelas propriedades do solo em torno desta zona. Por exemplo, solos pré-adensados exibirão valores elevados de  $p_0$  por causa da expansão do solo durante a penetração, enquanto solos normalmente adensados, ou seja, solos compressíveis apresentarão decréscimo de volume durante a penetração, levando a um valor menor de  $p_0$  (Schmertmann, 1988).

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}}$$

$u_0 \Rightarrow$  poro pressão

$\sigma'_{vo} \Rightarrow$  tensão vertical efetiva

(05)

$K_D \approx 2 \Rightarrow$  e constantes com a profundidade  $\Rightarrow$  depósitos normalmente adensados (NC)

$K_D \approx 3 - 4 \Rightarrow$  e constantes com a profundidade  $\Rightarrow$  argilas NC, envelhecidas ou cimentadas

$K_D \geq 2 \Rightarrow$  valores que não decrescem com a profundidade  $\Rightarrow$  argilas pré - adensadas (OC)

### 3.7.3 Módulo dilatométrico, $E_D$

O parâmetro  $E_D$  é um módulo de deformabilidade obtido a partir da diferença entre  $p_1$  e  $p_0$ . Embora não rigorosamente correto, por causa das dimensões finitas da lâmina, para fins de análises, o movimento da partícula de solo é assumido ser restringido no plano da lâmina no entorno da membrana. Assume-se que o solo ao redor do Dilatômetro é formado por dois semi-espacos elásticos. Considerando a teoria da elasticidade (Gravesen, 1960) e tendo a lâmina como plano de simetria, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular, conforme a solução matemática que segue:

$$S_u = \frac{4 * R * \Delta p * (1 - \mu^2)}{\pi * E}$$

Onde  $\frac{(1 - \mu^2)}{E}$  o coeficiente é chamado de módulo dilatométrico  $E_D$  sendo calculado (06)

por :

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$$

Marchetti (1997) afirmou que o símbolo  $E_D$  não deve evocar afinidade especial com o modulo de Young  $E$ , e que  $E_D$  não é utilizável sozinho, especialmente porque ele não tem informações da história de tensões, devendo ser usado somente em combinação com  $K_D$  e  $I_D$ .

### 3.7.4 Índice de poro-pressão da água, $U_D$

Lutenegger (1988) e Schmertmann (1988) propuseram respectivamente, os seguintes índices de poro-pressões da água obtida via DMT,  $U_D$ , conforme segue:

$$U_D = F(A, C, u_0) = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (07)$$

$$U_D = F(A, u_0, \sigma_{vo}) = \frac{p_2 - u_0}{\sigma_{vo} - u_0}$$

O valor de  $U_D$  pode se mostrar útil em argilas e siltes saturados, nos quais os valores elevados indicam uma estrutura sensível e contrativa, tipicamente associada a argilas genuínas ou puras, normalmente adensadas e, ou, muito sensíveis. Os valores baixos de  $U_D$  podem indicar estrutura menos sensível, como a de uma argila pré-adensada. É possível, inclusive, encontrar valores negativos de  $U_D$ , o que pode indicar uma estrutura dilatante, resultante de boa compactação ou de elevado pré-adensamento. Em todo caso, pode ser que  $p_2$  e, portanto,  $U_D$  permaneçam elevados mesmo para solos finos pré-adensados, por causa de tensões efetivas parasíticas, resultando numa redução da sensibilidade de  $U_D$  aos efeitos do pré-adensamento. O índice  $U_D$  pode mostrar-se menos útil em areias, considerando que o excesso de poro-pressão da água seria muito pequeno e  $U_D$  se aproximaria de zero (Schmertmann, 1988).

### 3.8 Considerações sobre o *software* Dmt Elab

O *software* atualizado do programa **Dmt Elab 4.16.0/2007** foi enviado exclusivamente da Itália pelo Professor Marchetti à Universidade Federal de Santa Catarina. Isso possibilitou que os dados coletados em campo fossem processados dentro dos atuais padrões mundiais de apresentação de resultados do ensaio DMT. Anteriormente, os resultados do DMT eram obtidos através de um *software* mais simplificado que atuava no formato *DOS*.

No disco de instalação do **Dmt Elab 4.16.0/2007** existe também um guia para instalação e operação do programa. Além de serem disponibilizados mais dois programas, o **Dmt Dissip 2.2/2007** que possibilita a análise de testes de dissipação, e o **SDMT 2.1/2007** utilizado para a previsão de recalques.

No programa **Dmt Elab 4.16.0/2007** é necessário uma chave USB (exclusiva) para que o programa possa ser executado. Mas primeiramente, é preciso instalar o programa no disco rígido através do Assistente de Instalação do Windows (95,98,ME,2000,NT,XP), sem a conexão da chave USB ao computador (muito importante). Esta chave somente será conectada no momento que o programa vier a ser utilizado.

O manual de operação do programa **Dmt Elab 4.16.0/2007** ensina os passos necessários para a utilização do *software*. O Dmt Elab permite a criação/modificação

de arquivos, a elaboração de grupos de um ou mais arquivos e a geração de gráficos e planilhas de resultados para arquivos ou grupos de arquivos.

Após a conexão da chave USB o programa já pode ser iniciado. No caso da criação de um novo arquivo, o primeiro passo é a definição da cota inicial do ensaio levando-se em conta a existência de pré-furos em campo. E a escolha do modo de processamento dos dados, somente a partir de leituras A e B ou das três leituras A, B e C.

Após essas definições será mostrada a planilha geral onde serão inseridos todos os dados necessários para a execução do programa Dmt Elab. Neste momento são inseridos dados como: Nomes das empresas contratante/executantes, local do ensaio, data de realização e nomenclatura do ensaio. Além desses dados, são necessários ainda definições de  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , peso específico do solo saturado e nível d água.

O programa disponibiliza uma opção denominada de *Advanced Data* (Dados Específicos) que permite o ajuste das condições dinâmicas de execução do ensaio pré-definidas, como por exemplo, diferenças no deslocamento central da membrana ou mudanças do marco zero dos medidores de pressão de gás. Vale lembrar que as condições iniciais do ensaio estão ajustadas para 99% dos casos. A partir deste momento já é possível salvar parcialmente o dados inseridos através do comando *Save As* (Salvar Como).

Existem três planilhas principais no programa. A primeira planilha de Dados é onde são inseridos os valores de leituras de pressão (A e B, no caso) colhidas em campo. Automaticamente, o programa determina os parâmetros, Módulo Dilatométrico –  $E_D$  e Índice de Material –  $I_D$ .

Depois de inserir todas as leituras na planilha ao longo da profundidade deve-se clicar no botão *Check Input* para testar os dados e obter correções para uma possível anomalia. O comando *Options* (Opções) permite a personalização do ensaio através de alterações na profundidade considerada do lençol freático e mudanças pontuais nos parâmetros de peso específico do solo e da água que são fundamentais para a interpretação dos resultados do ensaio.

O comando *Advanced* (Avançado) é indicado somente para usuários experientes. Permite alterações nas formulações fundamentais sugeridas por Marchetti em 1980 para obtenção dos parâmetros geotécnicos através do DMT. Tem-se a opção de utilizar equações propostas por outros autores (Lacasse (1989),

Lunne (1988)) permitindo uma análise mais completa em diferentes condições geotécnicas. É possível ainda inserir uma formulação nova, adaptada a realidade de cada região estudada.

As outras duas planilhas do programa exibem os resultados por meio de gráficos e tabelas. Através dos gráficos visualiza-se a variação dos parâmetros ao longo da profundidade, e das planilhas no formato Excel, todas as informações e resultados da execução do ensaio. As planilhas completas do ensaio DMT realizados nesta pesquisa podem ser encontradas nos anexos.

Os gráficos podem ser exibidos individualmente ou em grupos, na planilha são expostos todos os resultados de parâmetros geotécnicos, em intervalos de 20 cm. Dentro do programa Dmt Elab existem ferramentas disponíveis que permitem alteração na escala dos gráficos e envio automático dos resultados para ambiente Windows no formato .doc.

Obviamente, todas as possibilidades que este *software* oferece só podem ser verificadas particularmente com a aplicação prática do mesmo. Pela experiência adquirida o *software* **Dmt Elab 4.16.0/2007** mostrou-se uma ferramenta de fácil operação, que possibilita a avaliação dos parâmetros obtidos através de diferentes metodologias e/ou condições geotécnicas particulares.

### **3.9 Considerações sobre parâmetros geotécnicos via DMT**

Marchetti (1980) desenvolveu o DMT para poder avaliar num único ensaio várias propriedades de engenharia para solos argilosos e arenosos. Conforme citado anteriormente, sabe-se que as leituras do DMT não são aplicadas diretamente necessitando de correções, especialmente pelo fato de se tratar de um solo que foi amolgado durante a penetração da lâmina. Por esses fatos foi necessário o desenvolvimento de correlações empíricas desses resultados com propriedades do solo antes da inserção da lâmina.

Essas correlações foram desenvolvidas a partir de comparação de dados de pesquisas com rigoroso controle de qualidade, com ensaios de laboratório, prova de carga, outros ensaios de campo e observações *in loco*. Os resultados das correlações desenvolvidas por Marchetti e adaptadas por Schmertmann (1988) são mostrado na quadro a seguir:

Propriedade	Parâmetros intermediários	AUTOR
Tipo de Solo		
Areia, Silte, Argila	$I_D$	MARCHETTI, 1980
Estrutura	$I_D, U_D$	SCHMERTMANN, 1988
Coefficiente de Tensão Lateral		
$K_0$ (argila)	$K_D$	MARCHETTI, 1980
$K_0$ (areia)	$K_D, \phi'$ ou $K_D, q_c$	SCHMERTMANN, 1983; ou BALDI et al., 1986
Resistência		
$c_u$ (argila)	$K_D$	MARCHETTI, 1980
$\phi'$ (areia)	$K_D$ e força de penetração ou $K_D$ e $q_c$ adjacente	SCHMERTMANN, 1982; ou MARCHETTI, 1985
$\phi'$ (argila)	$K_D$ e força de penetração após dissipação de $u_e$	SCHMERTMANN, 1988
Compressibilidade: (drenada)		
$M = (1/mv)$	$K_D, E_D$	MARCHETTI, 1980
OCR (argila)	$K_D$	MARCHETTI, 1980
OCR (areia)	$K_0, \phi'$ ou $M, q_c$	SCHMERTMANN, 1988; ou MARCHETTI, 1997
$E_i$	$E_D$	ROBERTSON et al., 1989
$E_{25}$	$E_D$	BALDI et al., 1986; e CAMPANELLA et al., 1985
$E, E_u$	$M$	SCHMERTMANN, 1988
Coefficientes de adensamento e de permeabilidade		
$c_h, c_v$ e $k_h, k_v$	$I_D, K_D, \text{dissipação de } u_e$	SCHMERTMANN, 1988; ou MARCHETTI, 1989

**QUADRO 4 - Correlações entre as propriedades do solo e parâmetros do DMT**

Fonte: Schmertmann (1988) traduzido por Jardim (1998)

Porém, resultados obtidos por Lutenegeger (1988) com um estudo em diversos tipos de solos, têm mostrado que as correlações originais de 1980 não se mostram adequadas, necessariamente, a todos os tipos de solo. Então, o Brasil por se tratar de um país com clima tropical, com predominância de solos estruturados que detêm características particulares, e diferem distintamente do comportamento de solos de clima temperado onde foram desenvolvidas as correlações propostas. Deve-se então aplicar essas correlações propostas com cautela, sempre buscando o desenvolvimento de novas correlações locais adequadas a nossa realidade. (Berberian, 2003)

### 3.10 Parâmetros geotécnicos em argilas

A seguir será apresentada as principais correlações sugeridas originalmente por Marchetti e por demais pesquisadores após a aplicação dos ensaios em condições geotécnicas diferentes dos locais ensaiados por Marchetti em 1980. Deve-se lembrar que o *software* Dmt Elab após o processamento dos dados, fornece uma planilha onde são apresentados todos os parâmetros geotécnicos interpretados pelo DMT a cada intervalo de 20cm, que encontra-se nos anexos da pesquisa.

Para as argilas os principais parâmetros considerados serão discutidos a seguir.

#### 3.10.1 Coeficiente de empuxo no repouso

Marchetti (1980) propôs baseado em vários ensaios de DMT e de laboratório em argilas na Itália. Jamiolkowski et al. (1988) recomendam esta correlação par argilas moles a medias e não cimentadas que tenham um  $I_d \leq 1.2$ . Recentemente Marchetti (1997) adaptou sua equação:

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{\beta_k} \right)^{0.47} - 0,6 \quad (08)$$

$\beta_k$  varia entre 0,9 e 3,0

Para argilas fissuradas recomenda-se  $\beta_k$  igual a 0,9 e argilas sensíveis igual a 2,0. Atualmente, se tem o cuidado de distinguir os solos argilosos conforme a sua formação e consistência *in situ*, como sugeriu Lunne em 1990. O efeito de envelhecimento dos solos argilosos vem a provocar cimentações e sobre adensamento.

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} < 0.5 \Rightarrow \text{argilas jovens} \Rightarrow K_0 = 0,34 K_D^{0.54} \quad (09)$$

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \geq 0.8 \Rightarrow \text{argilas envelhecidas} \Rightarrow K_0 = 0,68 K_D^{0.54} \quad (10)$$

Comprovou-se a veracidade da equação de Mayne e Kulhawy (1982), que associa o empuxo ao ângulo de atrito efetivo e a razão de pré-adensamento (OCR). Em ensaios realizados em argilas moles na cidade de Recife obteve-se a seguinte relação (Coutinho, 1998):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi) \left( \frac{\sigma'_{vo \text{ maximo}}}{\sigma'_{vo \text{ aplicada}}} \right)^{\text{sen}\phi} \quad (11)$$

$$\text{OCR} = \left( \frac{\sigma'_{vo \text{ maximo}}}{\sigma'_{vo \text{ aplicado}}} \right)$$

$\sigma'_{\text{maximo}} \Rightarrow$  tensão máxima a que o solo esteve submetido em sua história geológica (12)

$\sigma'_{\text{aplicada}} \Rightarrow$  tensão aplicada atualmente no solo

OCR  $\Rightarrow$  razão de pré - adensamento

### 3.10.2 Resistência não drenada

A metodologia mais consagrada foi proposta por Marchetti (1980) corresponde a equação:

$$S_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25} \quad (13)$$

Essa correlação tem sido confirmada por vários estudos realizados e publicados posteriormente. Para argilas rijas o  $S_u$  obtido de ensaios dilatométricos tende a ser maior que o  $S_u$  obtido em laboratório. Entretanto, considerando-se alguns fatos importantes com relação a obtenção de amostras deste tipo de material, como por exemplo, a vulnerabilidade a perturbações desse tipo de solo, tal diferença é considerada pequena em termo práticos. (Jardim, 1998)

Roque et al. (1988) sugeriram que as formas clássicas de capacidade de carga, pudessem ser utilizadas na estimativa de resistência não drenada do solo. Neste caso a inserção do Dilatômetro é assumida como uma sapata que carrega lateralmente o solo até a ruptura. Na relação abaixo constam valores de  $N_c$  usados para cálculo de  $S_u$  de acordo com a seguinte equação:

$$S_u = \frac{p_1 - \sigma_{ho}}{N_c}$$

Onde:

$p_1$  = pressão de expansão máxima do DMT

$\sigma_{ho}$  = tensão horizontal in situ

$N_c$  = Coeficiente de capacidade de carga (14)

Valores sugeridos de  $N_c$ :

Argila rijá e silte - 5

Argila média - 7

Argila mole - 9

Observa-se que os valores de capacidade de carga estão relacionados com a sensibilidade apresentada pela argila. Por isso, para argilas sensíveis, os valores de coeficiente de capacidade de carga são conservadores.

### 3.10.3 Razão de pré-adensamento

Em 1980 Marchetti mencionou a semelhança entre o perfil de  $K_D$  e o perfil de pré-adensamento, OCR. Com base apenas em dados para argilas não-cimentadas, ele propôs, para  $I_D \leq 1.2$ :

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad (15)$$

Marchetti (1997) tem incorporada a correspondência  $K_D=2$  para  $OCR = 1$ . Essa descoberta tem sido confirmada em depósitos de argilas genuínas e normalmente adensadas, NA (sem cimentação, ‘envelhecimento”, estrutura). A semelhança do perfil do  $K_D$  com o do OCR tem sido também verificada por diversos pesquisadores. Jamiolkowski et al. (1988) após ensaios em argilas rijas consideram que a equação deve ficar restrita as argilas não-cimentadas moles e médias a rijas, mesma afirmação feita em relação a  $K_0$ .

Em argilas estruturadas ou cimentadas a situação se torna mais complexa, e a correlação apresentada por Marchetti em 1980 não se aplica. Nem se pode

esperar uma única correlação para todas as argilas cimentadas, pois a dispersão nos resultados da equação acima é causada exatamente pelo tipo de cimentação.

Em argilas estruturas normalmente adensadas, Marchetti observou que o  $K_D$  para esse tipo de solo é superior a 2, ficando em torno de 3,5 a 4,0. Observou também que é constante com a profundidade, apesar de ser geologicamente normalmente adensada. Estudos realizados com argilas estruturadas mostram que há um incremento no valor de  $K_D$  devido a cimentação, ou seja, o  $K_D$  passa a depender do OCR e da cimentação.

Muito interessante é a proposta de Lunne (1990) que obtém OCR distinguindo materiais argilosos conforme sua formação e consistência “in situ”. Este método apresentada uma incerteza de 30%.

$$\frac{S_u}{\sigma_{vo}} < 0.8 \Rightarrow \text{argilas jovens} \Rightarrow OCR = 0,30 K_D^{1,17} \quad (16)$$

$$\frac{S_u}{\sigma_{vo}} \geq 0.8 \Rightarrow \text{argilas envelhecidas} \Rightarrow OCR = 2.7 K_D^{1,17} \quad (17)$$

Como exemplo de estudos similares no Brasil, Pereira (1997) obteve para equações de Marchetti e Crapps (1981), um coeficiente ajustado às particularidades dos depósitos de argila mole na cidade de Recife, sendo  $n=1,17$ . Conforme mostrado na equação abaixo. Os estudos de Kamei e Iwasaki sugerem  $m=0,47$  e  $n=1,43$

$$OCR = m K_D^n \quad (18)$$

### 3.11 Parâmetros geotécnicos em areias

A seguir serão apresentadas as propriedades geotécnicas avaliadas pelo ensaio DMT nas areias.

### 3.11.1 Coeficiente de empuxo no repouso

Schmertmann (1983) propôs para estimar o  $K_0$  em areias a seguinte equação:

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \text{sen } \phi_{ax}) + 152(1 - \text{sen } \phi_{ax}) - 717(1 - \text{sen } \phi_{ax})^2}{192 - 717(1 - \text{sen } \phi_{ax})} \quad (19)$$

Onde :

$K_0$  = índice dilatométrico de tensão horizontal

$\phi_{ax}$  = ângulo de atrito axissimétrico calculado do ensaio dilatométrico

Como o método de Schmertmann é complexo, Lacasse & Lunne (1988) recomendam o uso do ábaco de Marchetti para se obter uma primeira estimativa da tensão lateral. Baldi et al. (1986) fizeram uma conversão dos ábacos em equações algébricas:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0017(q_c / \sigma'_{vo}) \quad (20)$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0046(q_c / \sigma'_{vo}) \quad (21)$$

A equação 20 foi obtida com ensaios em areia artificial, enquanto que na equação 21 foi modificado o seu último coeficiente para melhor prever o  $K_0$  de areia natural. Para aplicação deste método são necessários ensaios DMT e CPT para o cálculo dos parâmetros  $K_D$  e  $q_c$ , respectivamente.

A magnitude de  $K_0$  é dependente do estado do material in situ, sendo controlado simultaneamente pela densidade relativa, e pela tensão horizontal efetiva. Diversas propostas foram formuladas para tais análises destacando-se métodos que usam em conjunto o DMT e o CPT. Tendo como exemplo a equação de Baldi (1986).

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - (f \frac{q_c}{\sigma'_{vo}}) \quad (22)$$

$f = 0,002 \Rightarrow$  depósitos recentes

$f = 0,005 \Rightarrow$  depósitos antigos

### 3.11.2 Ângulo de atrito

Para estimativa de  $\phi$  através do ensaio DMT ainda não há um consenso entre os pesquisadores. Entretanto, dois métodos de obtenção de  $\phi$  em areias a partir de  $K_D$  podem ser utilizados, apesar de ambos necessitarem de estudos futuros.

O primeiro método prevê uma estimativa simultânea de  $\phi$  e  $K_0$  vindo de  $K_D$  e  $q_c$ , novamente precisando dos dois ensaios DMT e CPT. O segundo precisa apenas de  $K_D$  do DMT. Faz-se uma estimativa de  $K_0$  por intermédio do ensaio dilatométrico, para em seguida obter-se o  $\phi$ . (Marchetti, 1997). Neste primeiro método calcula-se  $K_0$  oriundos de  $q_c$  e  $K_D$  usando a equação 22 e, através da teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975), estima-se  $\phi$ .

Marchetti (1985) fez uma adaptação dessa teoria através do ábaco proposto por estes autores, e Campanella e Robertson (1991) adicionaram a este ábaco uma escala de  $K_D$  (baseado em suas observações que  $q_c/\sigma'_{vo} = 33K_D$ ) para fazer uma estimativa mais direta deste parâmetro por intermédio do Dilatômetro, de acordo com a figura abaixo. Este método modificado será aplicado nesta pesquisa.

Esta figura é indicada para avaliação do ângulo de atrito através de  $K_D$  em areias não cimentadas. Neste ábaco observa-se a baixa sensibilidade de  $\phi$  em relação a  $K_0$ . (Jardim, 1998).

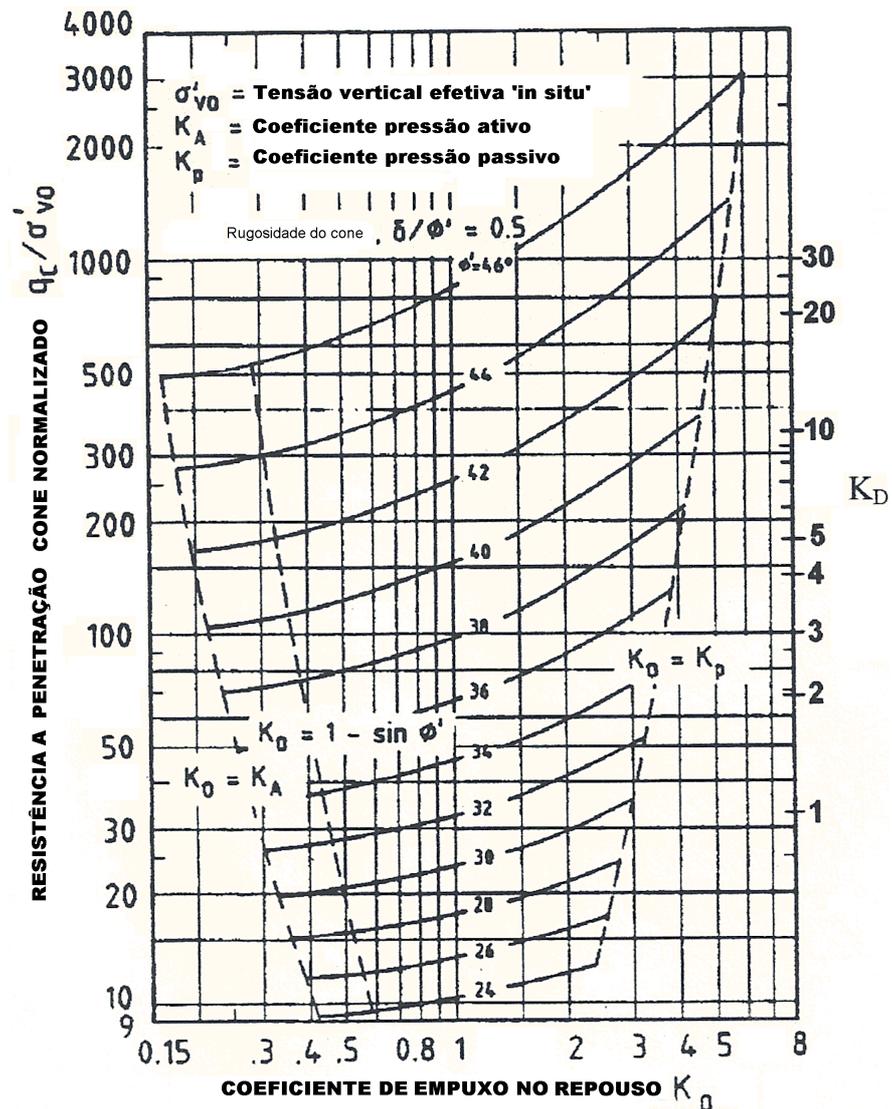


FIGURA 14 - Ábaco proposto por Campanella e Robertson (1991) para avaliação de  $K_D$  através de  $\phi$  e  $K_0$  em areias não cimentadas.

FONTE: Campanella e Robertson (1991)

### 3.11.3 Razão de pré-adensamento

A determinação do OCR em areias é mais difícil do que em argilas. Enquanto que em muitos livros de Mecânica dos Solos, o pré-adensamento existe devido a remoção de um carregamento pré-existente na direção vertical, o OCR em areias é frequentemente o resultado de uma complexa história de carregamentos, cimentação e outros efeitos. O OCR em argilas pode ser determinado por edômetros, enquanto que uma simples perturbação na amostra pode não permitir a mesma determinação de forma precisa em areias. (Jardim, 1998)

Uma forma de se obter informações sobre o OCR em areias é através da avaliação do coeficiente  $M_{DMT}/q_c$ . Valores encontrados na literatura mostram faixas de valores para OCR mostrada no quadro abaixo. A relação  $M_{DMT}/q_c$  oferece uma avaliação de OCR como:

- entre 3 e 10 para areias normalmente adensadas (NC);
- ente 10 e 24 para areias pré-adensadas (OC).

Diversos estudos foram feitos em areias inclusive, na sua grande maioria, comparações com outros tipos de ensaio. Este método será aplicado na pesquisa para a determinação da história de tensões do solo. O quadro abaixo serve como referência para análise de areias:

Sendo:

$M_{DMT}$  = módulo confinado obtido pelo DMT

$q_c$  = resistência de ponta do CPT

<b>Análise</b>	<b>Variação</b>	<b>Class. Areia</b>	<b>Pesquisador</b>
$M_{DMT}/q_c$	7 a 10	NC	Jendeby(1992)
$M_{DMT}/q_c$	5 a 10	NC	Hence
$M_{DMT}/q_c$	4 a 7	NC	Baldi (1988)
$M_{DMT}/q_c$	3 a 8	NC	Jamilkowski(1995)
$M_{DMT}/q_c$	12 a 24	OC	Jendeby(1992)
$M_{DMT}/q_c$	12 a 24	OC	Hence
$M_{DMT}/q_c$	12 a 16	OC	Baldi (1988)

**QUADRO 5 - Variação de intervalos de OCR por diversos autores**

FONTE: Jardim (1998)

Um outro método é sugerido por Schmertmann (1988), ele propôs uma correlação para se encontrar o OCR partindo do coeficiente de tensão lateral  $K_0$  e do ângulo de atrito axissimétrico ( $\phi_{ax}$ ), e apenas para areias com  $I_D \geq 1.2$  e não cimentadas, de acordo com a equação 23. O ângulo de atrito axissimétrico é obtido através de ensaios de laboratório em corpos de prova cilíndricos:

$$OCR = \left( \frac{K_0}{1 - \text{sen}\phi_{ax}} \right)^{\left( \frac{1}{0,8 \text{sen}\phi_{ax}} \right)} \quad (23)$$

### 3.12 Módulos de Deformação

#### 3.12.1 Módulo de Young

A expansão da lâmina no interior do solo é utilizada para medidas relacionadas a rigidez do solo em estudo. No DMT, o Módulo de Young ( $E$ ) pode ser obtido em função do módulo dilatométrico ( $E_D$ ), uma vez que este é associado a propriedades elásticas do material.

Na determinação de  $E$ , usa-se um fator de correção  $F$ , que estabelece uma proporcionalidade entre o módulo de Young e o módulo dilatométrico, e possui natureza empírica. Campanella et al. (1985) e Baldi et al. (1986) indicam uma relação simples entre  $E$  e  $E_D$ :

$$E = F * E_D$$

Onde

$$F = \text{fator de correção} \tag{24}$$

Nesta pesquisa será aplicado este método para uma estimativa inicial do módulo de deformabilidade de Young. Como já discutido anteriormente medidas de deformabilidade via CPT e DMT, principalmente em areias, é influenciada pela penetração da sonda, tornando os resultados pouco confiáveis. O quadro a seguir apresenta os valores sugeridos de  $F$  para diferentes materiais.

Tipo de Solo	Módulo	F	Referência
Solos coesivos	$E_i$	10	Robertson et al., 1989
Areias	$E_i$	2	Robertson et al., 1989
Areias	$E_{25}$	1	Campanella et al., 1985
Areias NC	$E_{25}$	0,85	Baldi et al., 1986
Areias OC	$E_{25}$	3,5	Baldi et al., 1986

**QUADRO 6 - Valores de F em função do tipo de solo por diversos autores**  
 Fonte: Briaud e Miran (1992)

Briaud e Miran (1992) mencionaram que, atualmente, dois valores do módulo elástico  $E$  têm sido investigados:

- o módulo de Young secante a 25% de mobilização da resistência,  $E_{25}$  e
- o módulo tangente inicial,  $E_i$ . O módulo de Young pode ser derivado de  $M$ , via teoria da elasticidade:

$$E_D = \frac{E}{1 - \nu^2}$$

$$E' = \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} M$$

$$E' \approx 0,8M_{dm}$$

$$E' = \frac{E_D(1 + \nu')}{2} \tag{25}$$

$$E_i = 0,142 * E_D^{1,298}$$

$$E' = E_D(1 - \nu^2) \rightarrow I_D \geq 1,2$$

$$E_u = 0,75E_D \rightarrow I_D \leq 0,9$$

Onde:

$E'$  = Modulo de Young drenado

$E_u$  = Modulo de Young não drenado

### 3.12.2 Módulo tangente a compressão confinada

Na obtenção do Módulo de compressão unidimensional ou confinado  $M_{DMT}$ , as deformações induzidas pela expansão da membrana dentro da massa de solo variam de pequenas a médias, assim afetando os resultados, principalmente em solos sensíveis, o que poderia inviabilizar, em partes, a avaliação das propriedades de deformações. Existe ainda a mudança de direção do carregamento, onde  $E_D$  é horizontal, e  $M_{DMT}$  é vertical. Por estas razões usa-se um fator de correção  $Rm$ , que associa os três índices ( $E_D$ ,  $I_D$  e  $K_D$ ). Marchetti (1980) desenvolveu correlações empíricas de  $M_{DMT}$  com  $E_D$ .

$$\begin{aligned}
M_{DMT} &= Rm * E_D \\
I_D \leq 0,6 &\Rightarrow Rm = 0,14 + 2,36 \log K_D \\
0,6 \leq I_D \leq 3 &\Rightarrow Rm = Rm_0 + (2,5 - Rm_0) \log K_D \\
3 \leq I_D \leq 10 &\Rightarrow Rm = 0,5 + 2 \log K_D \\
I_D \geq 10 &\Rightarrow Rm = 0,32 + 2,18 \log K_D \\
Rm_0 &= 0,14 + (0,36(I_D - 0,6) / 2,4)
\end{aligned} \tag{26}$$

Em todos os casos, o mínimo recomendado é  $R_m=0,85$

Alguns pesquisadores, em estudos posteriores, mostraram que a correlação de Marchetti (1980) pode subestimar o valor de  $M$ , principalmente para areias pré-adensadas. Como resultado, Leonards e Frost (1988) indicam  $M=1,3E_D$  para areias normalmente adensadas e  $M=2,4E_D$  para areias pré-adensadas. Em 1997, Marchetti apresentou novos estudos que encorajam o emprego da correlação original desenvolvida por ele em 1980. Considera-se este o método o mais indicado na determinação de  $M$ .

### 3.12.3 Módulo de cisalhamento transversal

Algumas correlações têm sido propostas com o DMT, em particular um método que foi desenvolvido e proposto por Hryciw (1990), que pode ser usado tanto para argila quanto para areia na determinação de  $G$ . Este método é baseado no estudo feito por Hardin e Blandford (1989).

Este método baseou-se em estudos em 9 sítios na Itália, Noruega, Canadá e Estados Unidos. Os dados correspondem a diversos tipos de solo, tais como: areia, silte e argila. Na figura a seguir Hryciw (1990) comparou o  $G_{max}$  obtido de laboratório com o  $G_{max}$  previsto pela equação abaixo:

$$G = \frac{530}{\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{0.25}} * \frac{\gamma_D - 1}{2,7 - \frac{\gamma_D}{\gamma_w}} * K_0^{0.25} * (\sigma'_v p_a)^{0.5} \tag{27}$$

Onde :

$\gamma_s$  = peso específico seco do solo

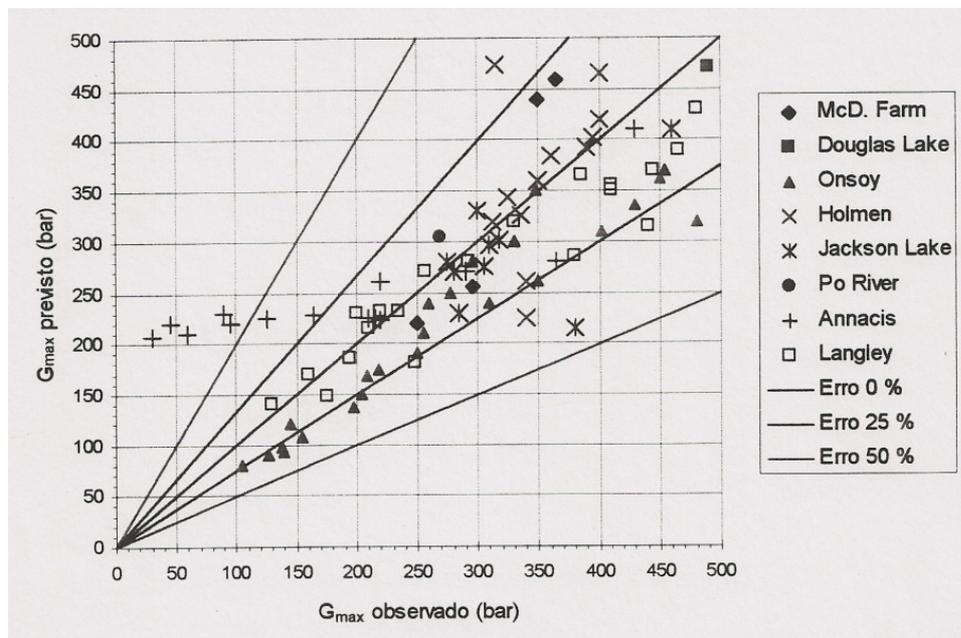
$\gamma_w$  = peso específico da água

$K_0$  = coeficiente de empuxo no repouso (obtido do DMT)

$p_a$  = pressão atmosférica

$\sigma'_{vo}$  = tensão efetiva vertical

Pode-se observar na figura 15 que as faixas de intervalos que limitam o erro em 50%, 25% e 0% não estão bem definidas. Acredita-se que as retas externas representem o intervalo com uma incerteza de 50%, as retas centrais limitam os valores com erro de 25% e única reta central indica um erro de 0%.



**FIGURA 15 - Comparação entre  $G_{max}$  previsto e  $G_{max}$  observado – Hryciw, 1990 (adaptado por Jardim em 1998)**

FONTES: Jardim (1998)

### 3.13 Comportamento drenado e não drenado em solos

Quando o carregamento sobre um solo gera um excesso ou acréscimo de pressão neutra, então, diz-se que o comportamento é não drenado. Ao contrário, quando este mesmo carregamento não gera nenhum excesso, ou acréscimo de pressão neutra, diz-se que o comportamento é drenado.

O surgimento de excesso de pressão neutra depende da velocidade de carregamento em relação à capacidade que o solo possui de dissipar as pressões

neutras, ou melhor, o excesso de pressão neutra. A capacidade de dissipar acréscimo de pressão neutra é função do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), o qual mede a velocidade que o solo adensa. Quanto maior  $c_v$  mais rapidamente o solo adensa, ou seja, maior a possibilidade do mesmo apresentar um comportamento drenado.

O comportamento drenado ou não drenado que será simulado nos ensaios de laboratório vai depender da situação de campo. Por exemplo, um aterro construído rapidamente sobre um depósito de argila mole. Em ensaios de laboratório deve-se considerar uma condição não drenada em função da velocidade de carregamento (camadas do aterro) ser superior a velocidade de dissipação dos excessos de pressão neutra.

Como já dito, a condição drenada do solo ocorre quando não há excesso de poro-pressão na água presente nos vazios do solo, ou pressão neutra. Em solos granulares essa dissipação é tão rápida que se considera que o excesso da pressão na água é igual a zero ocorrendo a dissipação exatamente no momento da aplicação de tensão.

Em solos argilosos, essa dissipação do excesso de pressão neutra torna-se mais difícil devido ao pequeno diâmetro das partículas e ao surgimento de tensões intersticiais no contato ar-grão-água. Nestas condições temos um comportamento não drenado. Porém, pode acontecer situações de comportamento drenado em solos argilosos. Se, no exemplo anterior, o aterro fosse construído em etapas e houvesse tempo suficiente para dissipação do excesso da pressão neutra da argila mole, entre uma camada e outra do aterro, ocorreria a situação de comportamento drenado.

Devido ao surgimento de problemas envolvendo escavações ou controle de *piping* em redes de fluxo, se faz necessário a identificação de camadas drenantes e não drenantes. Para esta identificação, métodos que se baseiam na leitura C do DMT têm sido desenvolvidos. Podemos citar o de Schmertmann (1988) que considera que, em camadas não drenantes a dissipação completa se dá em torno de um minuto e meio após a inserção, porém, pode haver ainda algum excesso de poropressão quando fazemos a leitura C. O valor corrigido de C para  $p_2$  pode ser feito pela equação:  $p_2 = C - Z_m + \Delta A$ , logo  $p_2 > u_0$ , então:

Se  $p_2 = u_0$  indica que a camada de solo não é drenante

Se  $p_2 > u_0$  indica que a camada de solo é pouco permeável

Se  $p_2 \gg u_0$  indica que a camada de solo é drenante

Segundo Marchetti (1997), em areias limpas, o ensaio DMT é perfeitamente drenado, o excesso de poro-pressão causado pela penetração e posteriormente pela expansão da membrana é considerado igual a zero ao longo do ensaio. O tempo de um minuto é suficiente para qualquer excesso de poro-pressão se dissipar. Em argilas de pouca permeabilidade, o contrário também é verdadeiro, ou seja, o ensaio não é drenado e o excesso de poro-pressão não é totalmente dissipado enquanto se realiza a leitura das pressões.

É importante observar que a distribuição de poro-pressão em torno da lâmina do DMT para ambos os casos é aproximadamente constante, sendo que, no caso drenado, a poro-pressão na lâmina do DMT é a poro-pressão de equilíbrio ou hidrostática ( $u_0$ ). Enquanto que no não drenado, a poro-pressão em torno da lâmina provavelmente, não varia porque não acontece movimento, mas é diferente e maior que a pressão hidrostática (Marchetti, 1997).

### 3.14 Aplicação prática do DMT

Dentre as principais aplicações práticas que envolvem o DMT podemos citar:

- a) Monitoramento de serviço de compactação;
- b) Avaliação e previsão de recalques em fundações superficiais;
- c) Estimativa de capacidade de carga em estacas em fundações profundas;
- d) Análise de carregamento lateral em estacas de fundações profundas;
- e) Estudos de Curvas p-y (curvas que relacionam a reação horizontal do solo (p) com a correspondente deflexão horizontal (y) ao longo do comprimento da estaca);
- f) Detecção de superfícies de deslizamento em taludes e encostas;
- g) Estudos de liquefação em areias;
- h) Avaliação do coeficiente de empuxo horizontal

## 4 ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE – CPT

### 4.1 Apresentação

O ensaio de penetração de cone (*Cone Penetration Test*) já é um ensaio consagrado para investigação do subsolo (Robertson & Campanella, 1988), sendo conhecido por CPT. As primeiras versões do ensaio de penetração de cone foram desenvolvidas para Ferrovias Estatais da Suécia, em 1971. Na forma como é conhecido hoje, este ensaio foi introduzido em 1934, na Holanda. Esta razão pela qual o ensaio também denominado ensaio de cone holandês (Meigh, 1987).

O ensaio CPT vem evoluindo constantemente. Assim, em 1953, Begemann introduziu na Indonésia o cone com capacidade de medir o atrito lateral. Já o primeiro cone elétrico foi introduzido por Geuze em 1948, mas só foi utilizado no final da década de 60. A partir de 1975, foram desenvolvidos independentemente o ensaio com capacidade de medir a poro-pressão gerada na ponta do cone durante a penetração. Entretanto, em ambos os casos, somente a poro-pressão podia ser determinada.

Sondas piezométricas com capacidade de proporcionar simultaneamente a resistência a penetração e a poro-pressão gerada durante a penetração, denominados piezocones ou CPTU, foram introduzidos por De Ruiter no início da década de 80 (Esquivel, 1995).

O surpreendente avanço tecnológico nas últimas duas décadas tem nos oferecido equipamentos mais adequados, menores, robustos e econômicos, permitindo o projeto e construção de novas ferramentas mais funcionais para a obtenção de parâmetros dos solos. Podemos destacar o conjunto de ensaios com piezocones associados a diversos dispositivos especiais, denominado tecnologia do piezocone (Davies & Campanella, 1995). O piezocone ou CPTU é uma ferramenta consagrada para descrição contínua (leituras dos dados em milissegundos) do perfil

geotécnico, incluindo a definição do nível de água e estimativa de parâmetros mecânicos dos solos.

No Brasil, o ensaio CPT vem sendo empregado desde o final da década de 50. A experiência brasileira limitava-se, porém, a um número restrito de casos de projetos de plataformas marítimas para prospecção de petróleo, até então a tendência mundial era o ensaio SPT. Esta tendência foi revertida na década de 90, observando-se um crescente interesse comercial do ensaio de cone impulsionado por experiências de pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras e normalização do ensaio.

Em 1979, a ASTM realizou a padronização do ensaio CPT, devido às dificuldades inerentes à comparação dos resultados em diferentes equipamentos. No Brasil, a MB-3406 foi padronizada pela ABNT em 1991, tanto para ensaios com medidas de pressão neutra (CPTU) como para os ensaios sem esta medida (CPT). Recomendações quanto à terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação dos resultados são referenciados nestas normas.

A comercialização de uma nova tecnologia é sempre um desafio: o ser humano regra geral, satisfaz-se com o cotidiano e adapta-se aos hábitos e costumes já adquiridos, fechando-se para novos conhecimentos e novas tecnologias. O ensaio CPT mecânico está ampliando sua participação no mercado de ensaios geotécnicos de campo, notadamente na área de Fundações de Edifícios. As principais razões para esta melhor performance, dizem respeito ao desenvolvimento tecnológico do equipamento de cravação e de aquisição das medições, e também a experiência acumulada com o CPT possibilitando a identificação de camadas de pequena espessura e que poderiam alterar a interpretação do comportamento do subsolo sob carga, caso estas camadas não tivessem sido detectadas.

Entre os dois tipos comerciais do ensaio de cone: CPT Mecânico e CPT Elétrico, o primeiro é o que permite um menor investimento tanto na aquisição do equipamento e no treinamento da equipe, como na interpretação dos dados coletados. No caso de projeto de fundações de edifícios este ensaio tem todas as condições de competitividade: qualidade dos resultados e produtividade, para permanecer e inclusive ampliar sua participação no mercado dos ensaios geotécnicos de campo (Ferreira & Machado, 2003).

São inúmeros os exemplos de pesquisa, desenvolvimento e relato de casos que refletem a prática brasileira (Coutinho et al., 1993 e, Danzinger e Veloso, 1995).

Pode-se afirmar que hoje, no Brasil, o ensaio de cone já está consagrado tornando-se rotineiro para prospecção do subsolo e indicado como ferramenta de sondagem para diversos tipos de projetos.

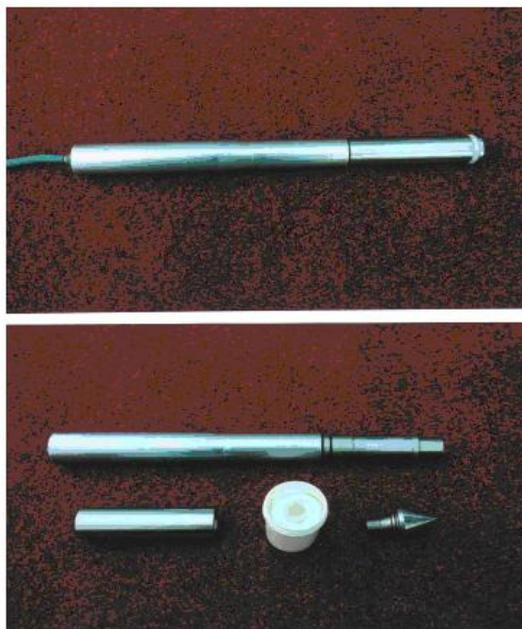
## 4.2 Descrição do equipamento

O princípio do ensaio cone é bastante simples, consistindo da cravação no terreno de uma ponteira cônica ( $60^\circ$  de ápice) a uma velocidade constante de 20mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de  $10 \text{ cm}^2$ , podendo atingir  $15 \text{ cm}^2$  para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga. A luva de atrito tem área de  $150 \text{ cm}^2$ . Enquanto os procedimentos de ensaio já são padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias:

- a) **Cone mecânico:** caracterizado pela medida na superfície, via transferência mecânica das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica, mede  $q_c$  e o atrito lateral  $f_s$  e apresenta essas leituras a cada 20 cm;
- b) **Cone elétrico:** cuja adaptação de células de carga instrumentadas eletricamente (*strain-gauges*) situados na ponta onde permite a medida de  $q_c$ , e a resistência de atrito lateral  $f_s$  é medida através de uma célula de carga fixada a luva de atrito;
- c) **Piezocone**, que além das medidas elétricas de  $q_c$  e  $f_s$  permite a contínua monitoração das pressões neutras  $u$  geradas durante o processo de cravação porque suas leituras são feitas em milisegundos e interpretadas automaticamente pelo software. (Figura 11)

A principal diferença entre o CPT mecânico e o elétrico é quanto ao processo de registro de resistência de ponta e atrito lateral. Enquanto no CPT mecânico o registro é feito na superfície, no CPT elétrico as leituras são tomadas na sonda, interiormente nas hastes passa o cabo de alimentação (similar ao DMT).

A resistência de ponta é obtida continuamente (dados digitalizados), e os valores correspondentes podem ser registrados em gráfico simultaneamente a realização do ensaio.



**FIGURA 16 - Fotos do piezocone.**

(Acima montado e abaixo as peças do equipamento desmontado – ponta do cone, fluido de saturação e luva.)

FONTE: In Situ Testing

Especificamente nesta pesquisa, será aplicado o Cone mecânico, pois é o equipamento utilizado pela empresa parceira que nos auxiliou na coleta dos dados em campo.

O equipamento de cravação consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para esta finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1m, seguido da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. O conjunto pode ser montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia normalmente entre 10 e 20 toneladas (100 e 200 kN). A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de hélices de ancoragem manual ou mecanizada (figura 17).



**FIGURA 17 - Equipamento de cravação**

Fonte: Autor (Local do ensaio 4 em dez/2006)

Dentre os tipos de ensaios de cone, o CPT mecânico é o que apresenta maior simplicidade em sua execução e interpretação dos resultados. Como já dito, os registros de cravação mecânicos das hastes são feitos na superfície através de uma célula de carga acoplada ao sistema de cravação. As leituras são tomadas em intervalos de 20 cm e posteriormente no escritório é feita a classificação e definida a estratigrafia do solo com base em ábacos já consagrados.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são normalmente empregados em ensaios de cone, que através de programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ*, através da interação entre um conversor analógico/digital (*datalogger*) e um computador. É recomendável o uso de um gatilho automático que, posicionado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, fecha o circuito elétrico ao princípio da cravação e desencadeia o início das leituras, em milisegundos, comandadas pelo software. Assim, não há interferência do operador na manipulação de dados de ensaio (Giacheti, 2001).

Em conclusão, os principais atrativos do ensaio CPTU são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do sub-solo, informação essencial à composição de custos de um projeto de fundações, e eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio ( $q_c$ ,  $f_s$ ,  $u$ ).

### 4.3 Resultados típicos de Ensaios CPT

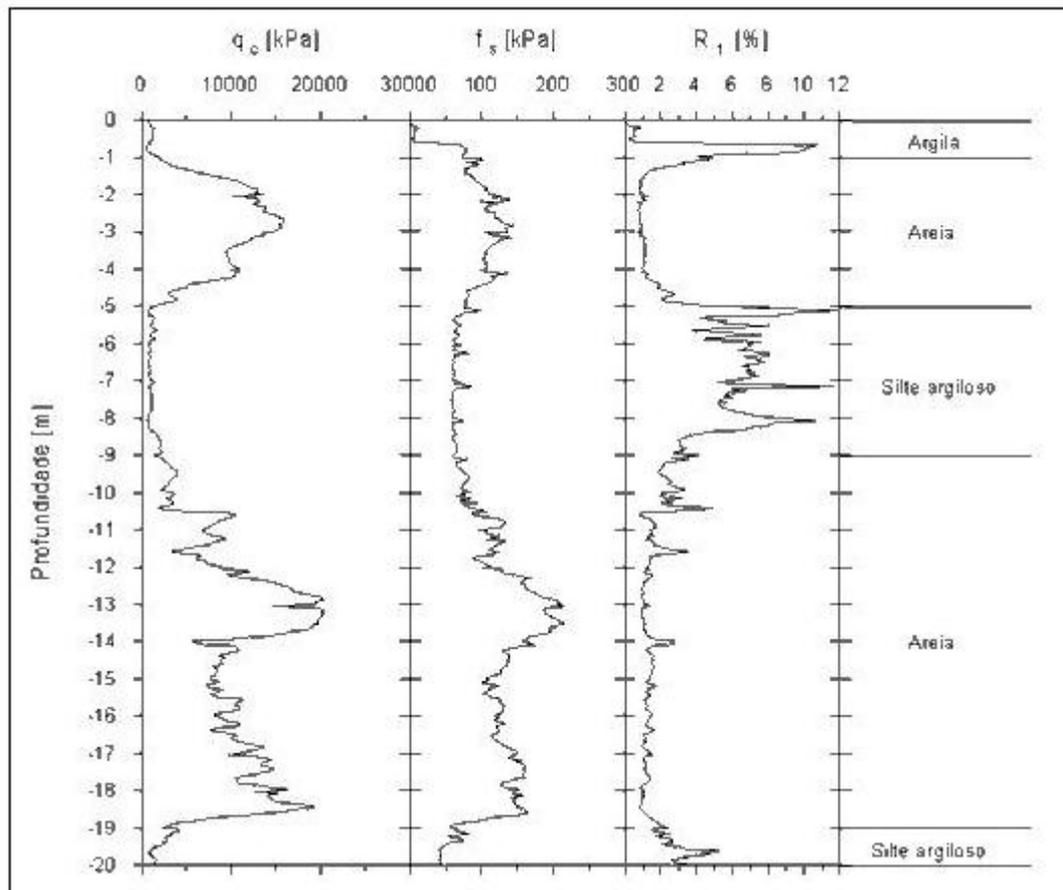
#### 4.3.1 Ensaio CPT mecânico

Como já dito, o ensaio CPT mede as grandezas, resistência de ponta ( $q_c$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ), sendo a razão de atrito  $R_f (= f_s/q_c)$  o primeiro parâmetro derivado do ensaio. Este parâmetro será utilizado para a classificação dos solos como veremos adiante nas aplicações práticas do CPT. A razão de atrito é expressa em percentual, e representa a grandeza da tensão lateral atuante na luva em relação a tensão de resistência da ponta. Em solos onde existirem uma grande coesão entre as partículas, conseqüentemente será registrado maiores valores de atrito lateral, e, portanto maiores valores de  $R_f$ . Podem ocorrer casos em camadas de argilas rijas onde a razão de atrito pode apresentar valores baixos em função da alta tensão registrada na ponta do cone.

Como exemplo de um resultado típico de ensaio CPT, são mostrados os valores das medidas contínuas de  $q_c$ (MPa),  $f_s$ (KPa) e  $R_f$ (%) que foram plotadas ao longo da profundidade conforme a Figura 18. Este ensaio foi realizado na Baía Sul da cidade de Florianópolis (*nearshore*), para construção do aterro hidráulico da Via Expressa Sul. Com a finalidade de determinar a classificação e estratigrafia do depósito de forma a orientar o projeto quanto a cubagem de areia disponível para dragagem. Este ensaio também auxiliou na localização de depósitos argilosos no leito do mar que apresentam uma intensa vida marinha, evitando assim, sua degradação.

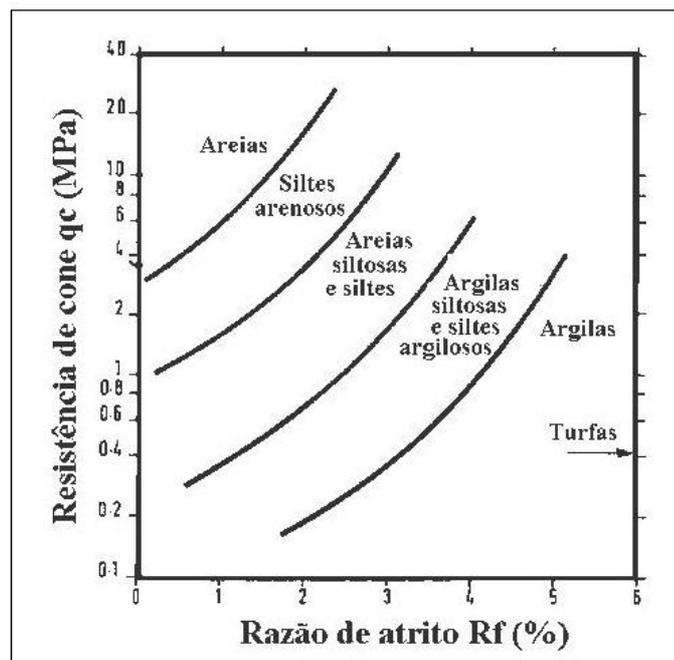
Analisando o resultado (figura 18), identifica-se no perfil, uma estratigrafia bastante variável composta de estratos de areia, argila e silte-argiloso. Note-se que as camadas de areia são indicadas por valores altos de  $q_c$  (10 a 20 MPa) combinados a valores de  $R_f$  da ordem de 1%.

As camadas de argilas caracterizam-se por um padrão oposto, com baixos valores de  $q_c$  e razões atrito acima de 5%. A classificação do tipo de solo pode ser obtida através de gráficos que relacionam diretamente  $q_c \times R_f$  (Schmertmann, 1978; Robertson, 1990), conforme ilustrado na Figura 19.



**FIGURA 18 - Resultado típico de um ensaio CPT**

Fonte: Solo sondagem



**FIGURA 19 - Ábaco para classificação de solo baseado no CPT mecânico**

Fonte: Robertson (1990)

### 4.3.2 Ensaio CPTU ou piezocone

Na figura 20 é apresentado o resultado de um ensaio de CPTU realizado durante a construção da BR-101. As medidas contínuas de  $q_t$ ,  $R_f$ ,  $u_0$ ,  $u$  e  $B_q$  são plotadas ao longo da profundidade. Identifica-se, com clareza, a existência de uma camada de argila mole de aproximadamente 15 metros de espessura, caracterizada por baixos valores de  $q_t$  e geração significativa de excesso de poro pressões ( $u \approx q_t$ , e  $B_q \approx 1$ ).

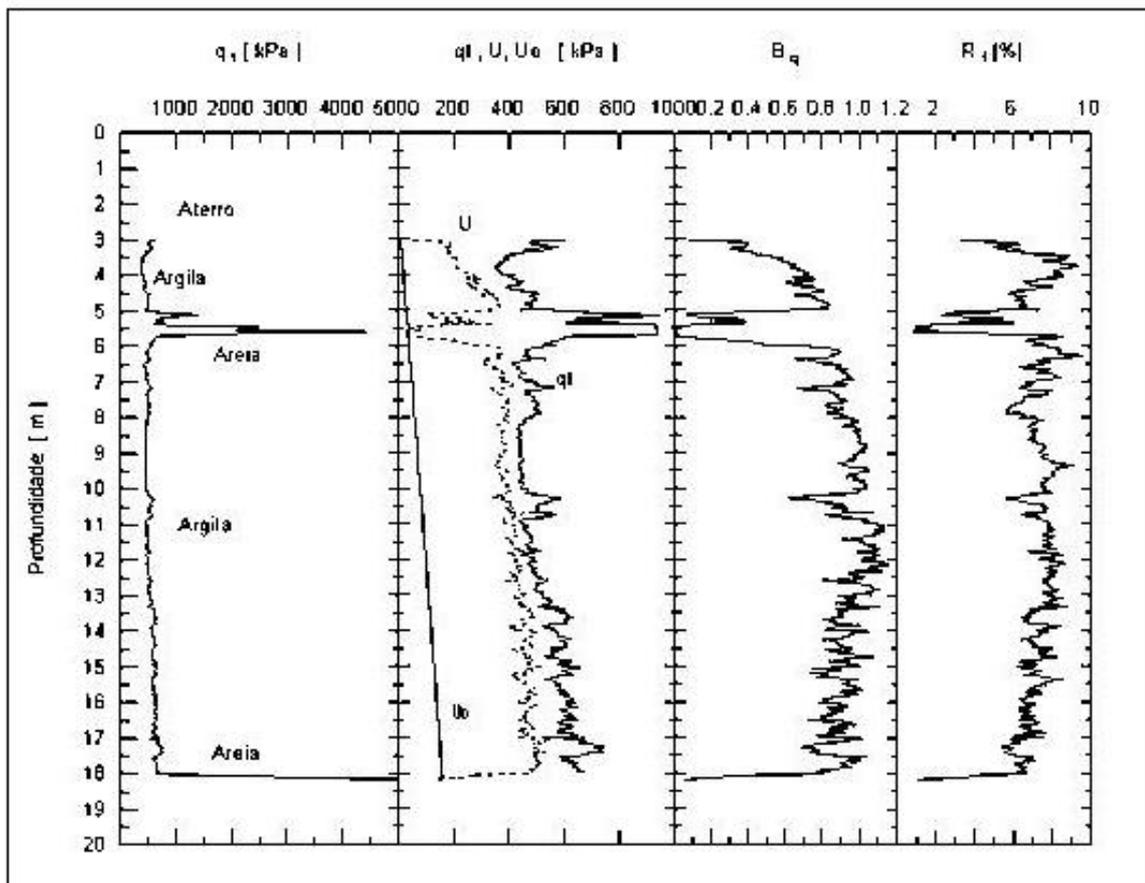
O valor de  $q_t$  representa a correção da resistência de ponta em função da poro-pressão medida na base do cone ( $u_2$ ). Através da seguinte equação:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \text{ onde } a \text{ é a relação de áreas do cone} \quad (27)$$

O índice de poro-pressão,  $B_q$ , auxilia na interpretação dos ensaios de piezocone. Este índice foi sugerido por Senneset et al. (1984) para melhorar a capacidade de classificação dos solos. O índice de poro-pressão avalia a variação da pressão neutra durante o ensaio em relação a tensão atuante no solo, registrada pela ponta do cone. É definido pela seguinte equação:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_T - \sigma_{vo})} \quad (28)$$

A ocorrência de uma lente de areia de pequena espessura à profundidade de 5,5 m é detectada pelo aumento pontual de  $q_t$  e  $U$ . Esse perfil é característico desta região sendo que os resultados do CPTU devem ser ajustados para cada região particular, pois já sabemos que fatores como intemperismo, formação do solo e história de tensões afetam a estrutura do solo.



**FIGURA 20 - Resultado de um ensaio Piezocone na BR 101 em SC**

Fonte: Solo Sondagem

#### 4.4 - Aplicação e análise do ensaio CPT

As aplicações de engenharia dos ensaios de cone e piezocone podem ser divididas em três grupos, (a) classificação e estratigrafia dos solos, (b) obtenção de parâmetros geotécnicos e (c) aplicação direta ao projeto de fundações (Danziger e Lunne em 1994). Em tais aplicações, são muitas vezes empregados parâmetros derivados das grandezas medidas diretamente nos ensaios. Esses grupos serão discutidos pormenores mais adiante.

Os parâmetros derivados mais utilizados já foram anteriormente apresentados. No caso do CPT a resistência de ponta e atrito lateral. No CPTU são obtido outros parâmetros, os registros das poro-pressões, que são aplicadas para correção da resistência de ponta ( $q_t$ ) e atrito lateral corrigido ( $f_t$ ).

O primeiro e principal parâmetro empregado para classificação do solo foi a razão (ou relação) de atrito  $R_f = f_s / q_c$  apresentada por Sanglerat em 1972. Atualmente

$R_f$  é utilizado com os parâmetros corrigidos, ou seja, é definido por  $R_f = f_t/q_t$ . Outro parâmetro já introduzido para melhorar a classificação do solo foi  $B_q$ . Estes parâmetros já foram discutidos anteriormente.

#### a) Classificação e estratigrafia dos solos

Desde o primeiro ábaco desenvolvido por Begemann em 1965 muitos autores buscam classificar os solos através de gráficos que correlacionam  $q_c$  e  $f_s$ . Para o caso do piezocone os ábacos desenvolvidos para cone do tipo Begemann não podem ser utilizados para classificação do solo.

Para classificação de solos com base em resultados de CPTU alguns autores sugerem que a medida de atrito lateral deve ser desprezada por ser, das 3 grandezas medidas, a menos confiável (Jones et al. em 1981; Senneset e Janbu em 1984). Já Robertson et al. (1986) propõe a inclusão do atrito lateral e apresentam propostas de classificação envolvendo os dois ábacos. Robertson complementa afirmando que ocasionalmente um determinado solo pode ser classificado de maneiras diferentes nos dois ábacos. Nesse caso, precisamos classificar o solo de forma mais satisfatória realizando ensaios de dissipação de poro-pressão. (Robertson et al. em 1986).

Para concluir os comentários quanto à classificação do solo devemos lembrar das recomendações de Campanella e Robertson em 1988 que deve-se sempre buscar o desenvolvimento de correlações locais ajustadas regionalmente. Que os ábacos de classificação existente devem servir de guia para avaliação do comportamento do solo e não como gráfico de classificação granulométrica.

Na análise da estratigrafia o cone elétrico apresenta maior sensibilidade para determinação das camadas de pequena espessura do que o cone mecânico. Muitas vezes o cone mecânico identifica camadas mais espessas do que realmente são. O piezocone é reconhecido pela qualidade na determinação do perfil estratigráfico do subsolo. Segundo Smits (1982) “em muito pouco tempo o piezocone passou a ser reconhecido como provavelmente o mais poderoso instrumento para detectar a detalhada estratificação do solo”.

#### b) Obtenção de parâmetros geotécnicos

Existem diversas correlações propostas para determinação de parâmetros geotécnicos de ensaio CPT. Obviamente, a informação adicional fornecida pelo

piezocone deu uma nova dimensão as potencialidades do CPT, e conseqüentemente, as correlações para este ensaio são mais numerosas do que para o CPT mecânico.

Neste trabalho foi executado o CPT mecânico, por isso carece de informações de poro-pressões no interior do solo, ficando limitado a determinação de alguns parâmetros geotécnicos. No caso do CPT mecânico, foram determinadas as seguintes propriedades:

- Para Areias:
  - Ângulo de Atrito,  $\phi$ ;
  - Módulo de Young, E;
  - Densidade relativa,  $D_r(\%)$ ;
  - Módulo cisalhante transversal, G;
  
- Para argilas:
  - Resistência não drenada,  $S_u$ ;
  - Coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ ;
  - Módulo de Young, E;
  - Módulo Edométrico ou confinado, M;

Já, para o caso do piezocone podem-se determinar muito mais parâmetros, conforme segue:

- Para areias:
  - Densidade relativa,  $D_r(\%)$ ;
  - Parâmetro de estado,  $\psi$ ;
  - Coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ ;
  - Ângulo de atrito,  $\phi$ ;
  - Módulo de Young, E;
  - Módulo Edométrico ou confinado, M;
  - Módulo cisalhante máximo,  $G_{max}$ ;
  
- Para argilas:
  - Resistência ao cisalhamento não drenada;
  - Relação de pré-adensamento, OCR;

- Sensibilidade,  $S_t$ ;
- Coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ ;
- Parâmetros efetivos,  $c'$  e  $\phi'$ ;
- Módulo de Young,  $E$ ;
- Módulo Edométrico ou confinado,  $M$ ;
- Módulo cisalhante máximo,  $G_{max}$ ;
- Coeficiente de adensamento,  $c_h$ ;
- Permeabilidade,  $k_h$ ;

### c) Aplicação ao projeto de fundações

Atualmente já são numerosas as aplicações diretas dos parâmetros colhidos pelo CPT e CPTU ao projeto geotécnico de fundações. Com certeza, a principal aplicação do CPT é para estimativa da capacidade de carga de fundações por estacas. No Brasil, o método mais empregado é o de Aoki e Velloso (1975) onde correlacionam dados do CPT com SPT.

Vale lembrar que quase todos os métodos existentes baseiam suas relações no cone mecânico, por isso deve-se tomar cuidado ao empregar tais métodos, por exemplo, em argilas saturadas onde a diferença entre  $q_c$  e  $q_t$  pode ser significativa.

Outra aplicação muito pratica tem sido a estimativa de recalques de fundações superficiais. Para esta aplicação, o método de Schmertmann (1978), para areias, tem sido indicado internacionalmente.

Em 1989, Lunne et al. mencionaram outras aplicações diretas do CPT ao projeto geotécnico de fundações:

- estimativa da capacidade de carga de fundações superficiais;
- avaliação do potencial de liquefação das areias;
- controle da eficiência de compactação de solos arenosos em profundidade;
- avaliação da capacidade de fundações tipo (skirt) para estruturas em profundidade.

Como novos desenvolvimentos tecnológicos tem sido possível acoplar novos sensores e transdutores aos cones. Esses sensores aumentam o potencial de aplicação do cone, combinando dois equipamentos num mesmo ensaio, por

exemplo, o cone-sísmico (Campanella et al., 1986) e o cone-pressiômetro (Schnaid, 1990).

Para finalizar é importante salientar que as aplicações do CPT na área ambiental, nesta os novos sensores acoplados ao cone permitem a medição da resistividade, condutividade e permissividade elétrica (Robertson et al., 1995).

#### 4.5 Parâmetros geotécnicos em argilas

A seguir, são apresentadas as principais correlações empregadas na interpretação de ensaios de cone em solos argilosos brasileiros. As teorias descritas a seguir serviram de base para o desenvolvimento desta pesquisa, auxiliando o autor nas definições de classificação e estratigrafia, bem como, na obtenção dos parâmetros geotécnicos de cada camada analisada.

Neste caso será dada atenção particular as considerações sobre estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada, módulo de deformabilidade de Young, e módulo confinado ou edométrico e a história de tensões.

##### 4.5.1 Resistência ao cisalhamento não drenada

Uma das principais aplicações do CPT é na determinação da resistência não drenada em argilas. A resistência não drenada ao cisalhamento em argilas ( $S_u$ ) é um parâmetro que depende totalmente do tipo de solo testado, e da razão de deformação e orientação dos planos de cisalhamento.

A estimativa de  $S_u$  é dado pela seguinte equação (Lunne et al. 1997):

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (29)$$

Onde :

$\sigma_{vo}$  = tensão vertical in situ

$N_k$  = fator de cone

Para definição da metodologia de busca dos parâmetros via CPT, a equação acima é garantida com um valor médio de  $N_k$  igual a 15. Para argilas sensíveis, os valores de  $N_k$  são reduzidos para 10 ou menos ainda dependendo do grau de sensibilidade. A pressão total in situ pode ser tomada pela tensão vertical total. Devem ser desenvolvidas experiências locais para novas correlações com o  $N_k$ .

#### 4.5.2 Módulo de deformabilidade de Young

O Módulo de Young ou módulo de elasticidade, é em particular influenciado por um grande número de fatores (tensão de confinamento, OCR, entre outras). Na medida em que a penetração do cone é insensível a estes fatores, relações entre resistência de ponta e módulo de deformabilidade devem ser tratadas com prudência, sendo passíveis de algumas restrições. Primeiramente, devemos definir o estado da obra, ou seja, deve-se comparar o estado de tensões induzido ao terreno pela obra com a tensão de pré-adensamento, para definir em qual trecho das curvas de laboratório é que deverá ser obtido o Módulo de Elasticidade.

Na análise da história de tensões do solo, quando a obra impõe um estado de tensões que ultrapassa as tensões que o solo já sofreu no passado, ocorrerá uma mudança na sua rigidez. Ou seja, o solo “guarda em sua memória” a sua história de tensões. O módulo de elasticidade cresce com a razão de pré-adensamento, OCR. A tensão de pré-adensamento é a tensão vertical que provoca a mudança no comportamento do solo e é uma espécie de divisor entre os estados elásticos e plásticos. O efeito “aging” é o envelhecimento das areias que aumenta sua rigidez com o passar do tempo.

Para pequenas deformações o Módulo de Elasticidade é fortemente dependente do nível de deformações. O módulo de elasticidade pode ser obtido através de ensaios de laboratório (métodos indiretos) ou diretamente através de correlações com o SPT e o CPT. (Berberian, 2003)

Existem diversas correlações entre  $E$  x CPT indicadas por vários autores. Esta pesquisa está baseada nos estudos de Bowles em 1988 (Quadro 7).

Segundo Bowles (1988) para argilas moles podemos aplicar a seguinte equação:

$$E_{CPT} = 3 \text{ a } 8 * q_c \quad (30)$$

Para um valor mediano de referência para a pesquisa, arbitramos:

$$E_{CPT} = 5 * q_c \quad (31)$$

Solo		SPT ( $N_{60}$ )	CPT
<b>S</b> (NC)	Areias Norm. Adensadas	$E = 500 (N + 15)$	$E = 2 \text{ a } 4 \cdot q_c$
		$E = (15\ 000 \text{ a } 22\ 000) \ln N$	$E = (1 + D_r^2) q_c$
		$E = (35\ 000 \text{ a } 50\ 000) \ln N$	
<b>S</b> (OC)	Areias Sobre-Adensadas	$E = 18\ 000 + 750 N$ $E_{(OC)} = E_{(NC)} (OCR)^{1/2}$	$E_s = 6 \text{ a } 30 q_c$
<b>S9</b>	Areias Saturadas	$E = 250 (N + 15)$	
<b>SG</b>	Areia Pedregulhosa ou Pedregulhos	$E = 1\ 200 (N + 6), N \leq 15$ $E = 600 (N + 6) + 2000, N > 15$	
<b>S5C</b>	Areia Argilosa	$E = 320 (N + 15)$	$E = 3 \text{ a } 6 q_c$
<b>S5M</b>	Areia Siltosa	$E = 300 (N + 6)$	$E = 1 \text{ a } 2 q_c$
<b>C</b>	Argila Mole		$E = 3 \text{ a } 8 q_c$

**QUADRO 7 - Correlação entre E x SPT e E x CPT em kPa**

Fonte: Bowles (1988)

#### 4.5.3 Módulo edométrico ou confinado

Segundo Trofimenkov em 1974, baseado em resultados de provas de carga em placas PLT (d=80cm) sobre argilas rijas e duras e argilas arenosas, recomenda:

$$M_{CPT} = 4,9 * q_c + 12.300 kPa \quad (32)$$

Este será o método empregado nesta pesquisa, o qual será discutido em detalhes mais adiante.

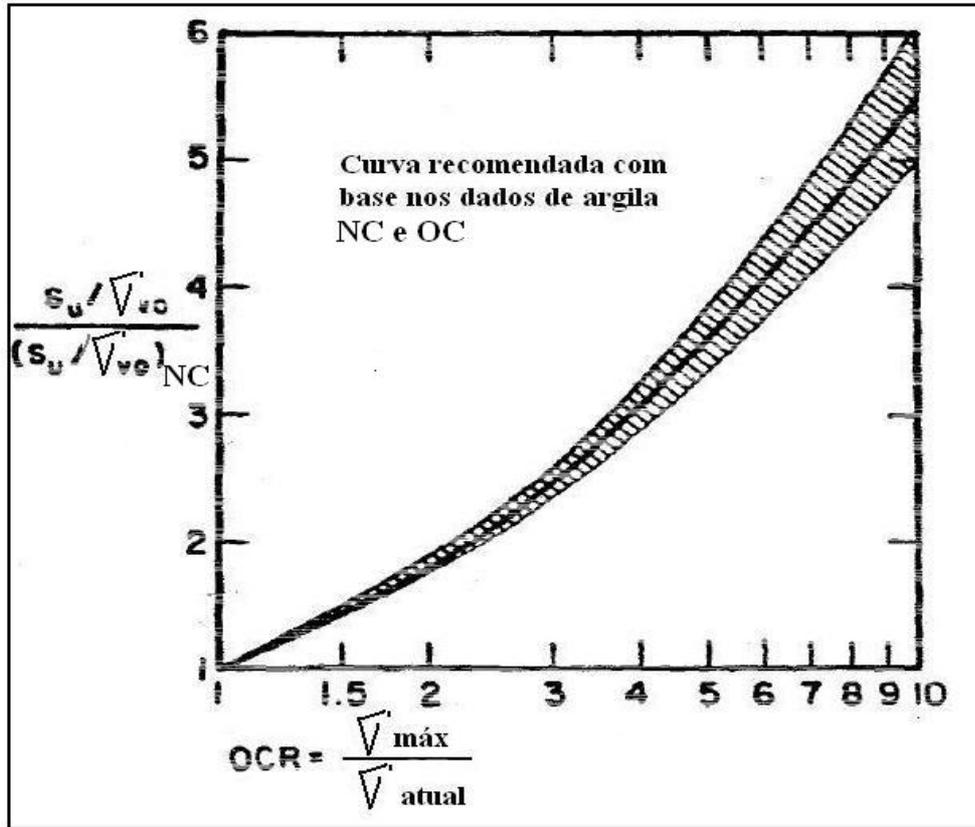
#### 4.5.4 História de tensões

Podemos estimar a razão de pré-adensamento (*overconsolidation ratio*) OCR, e a máxima pressão que o solo já esteve submetido usando um método apresentado por Schmertmann (1978) e modificado por Robertson e Campanella (1988), onde:

- estima-se  $S_u$  a partir de  $q_c$  ou  $\Delta u$ ;
- estima-se a tensão vertical efetiva  $\sigma_{v0}'$  para o perfil do solo;
- computa-se  $S_u / \sigma_{v0}'$  ;
- estima-se a média da relação  $(S_u / \sigma_{v0}')_{NC}$  para argilas normalmente adensada através do conhecimento prévio do Índice de Plasticidade;
- estima-se OCR através do gráfico proposto por Schmertmann (1978);

Se o Índice de Plasticidade do depósito não é conhecido, Schmertmann sugere assumir o valor da relação  $(S_u / \sigma_{v0}')_{NC}$  o valor de 0,33 para argilas pós-plestocênica.

Os estudos apontam que a resistência de ponta do cone pode indicar uma aproximação da história de tensões. Para argilas normalmente adensadas com condições hidrostáticas a resistência de ponta aumenta linearmente com a profundidade. Para argilas mais jovens onde o pré-adensamento pode ter sido causado por erosão, o OCR irá decrescer até uma profundidade onde o depósito for normalmente adensado. Nesses casos, a resistência de ponta poderá ser constante ou então decrescer com a profundidade até o limite da camada do depósito normalmente adensado, e irá então aumentar linearmente com a profundidade. Para argilas envelhecidas onde o OCR é constante com a profundidade a resistência de ponta deve também ficar constante. (Robertson & Campanella, 1988)



**FIGURA 21 - Estimativa de OCR a partir da relação normalizada ( $S_u/\sigma_{vo}$ )**  
 Fonte: Schmertamm(1978)

## 4.6 Parâmetros geotécnicos de areias

### 4.6.1 Densidade relativa

Para solos não-coesivos (areias), a densidade ou mais comumente conhecida a densidade relativa é freqüentemente usada como um parâmetro intermediário do solo. As pesquisas mostram que o comportamento tensão x deformação e a resistência em solos não coesivos são muito complexos para serem representados exclusivamente por uma única densidade relativa do solo. Muitos trabalhos têm discutido as dificuldades em determinar as densidades máximas e mínimas em campo, como também o problema em relacionar a densidade relativa com outros parâmetros medidos no solo. (Robertson & Campanella, 1983)

A contribuição de pesquisas em câmaras de calibração foi determinante para o desenvolvimento de correlações, gradativamente incorporadas à prática de engenharia (Robertson & Campanella, 1983; Jamiolkowski et al., 1985).

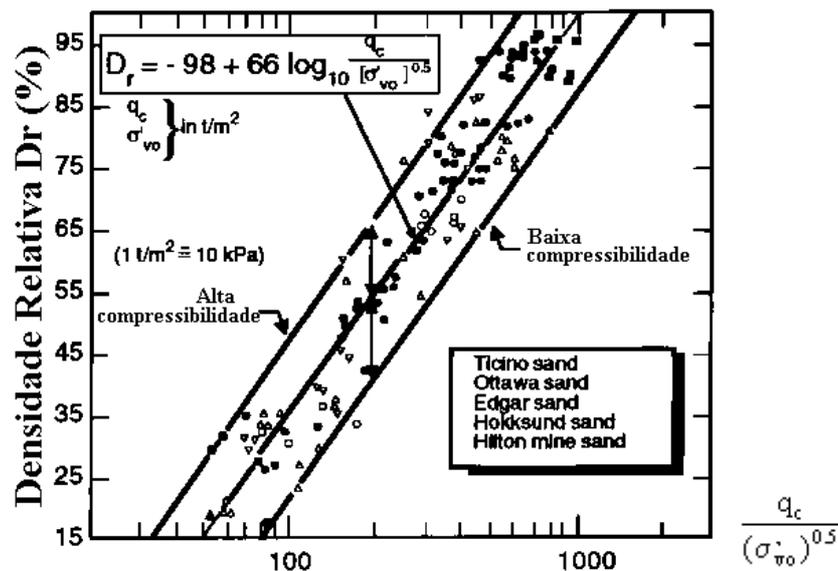
Exemplos de correlações empregadas com freqüência em projetos geotécnicos são apresentados nas Figuras 22 e 23. A determinação da  $D_r$ , conforme ilustrado na Figura 22 pode ser obtida através da equação:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0.5}} \quad (33)$$

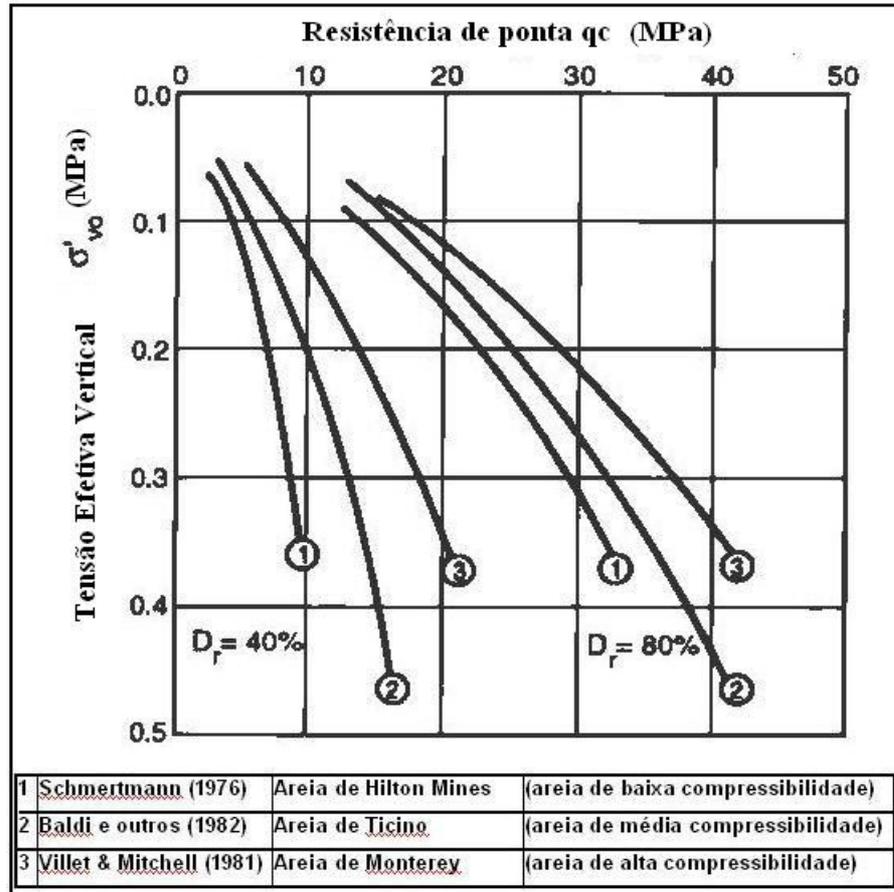
sendo  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$  expressos em  $t/m^2$ .

Esta abordagem fornece uma estimativa da densidade relativa com uma precisão de +/- 20% (faixa de incerteza intrínseca ao método) e, sendo estabelecida em câmaras de calibração, deve ser corrigida para efeito das condições de contorno e tamanho da câmara (Jamiolkowski et al., 1985). Em geral as correlações são aceitáveis para solos normalmente adensados, enquanto que para depósitos pré-adensados o valor de  $\sigma'_{vo}$  deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal  $\sigma'_{ho}$  (equação 33).

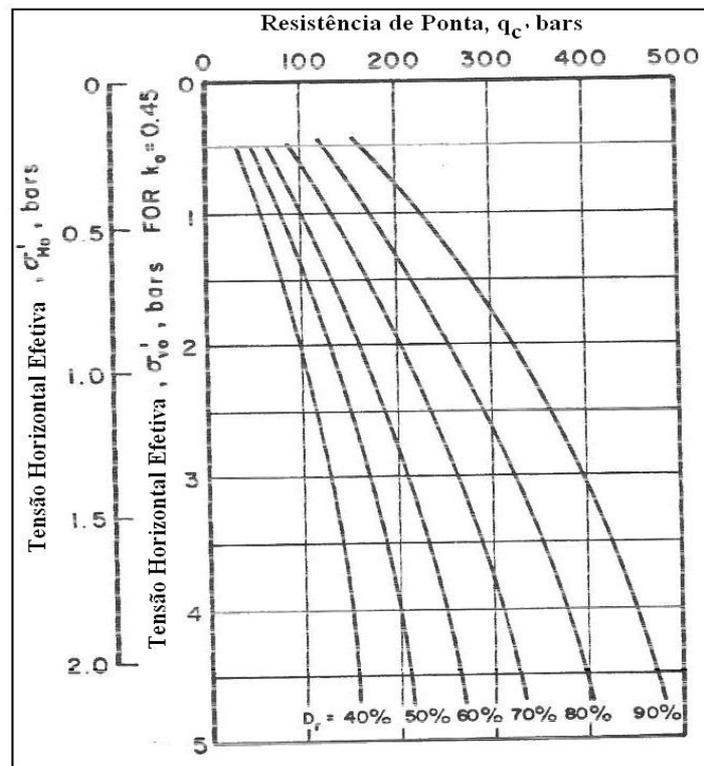
Devido a carência de informações sobre as compressibilidades das areias analisadas, serão considerados nesta pesquisa, os estudos de Bowles (1982) onde avaliou o comportamento de areias de quartzo jovens e não cimentadas (figura 24).



**FIGURA 22 - Previsão de densidade relativa através de  $q_c$**   
 FONTE: Jamiolkowski et al. (1985)



**FIGURA 23 - Relação entre  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $D_r$**   
 Fonte: Robertson & Campanella (1983)

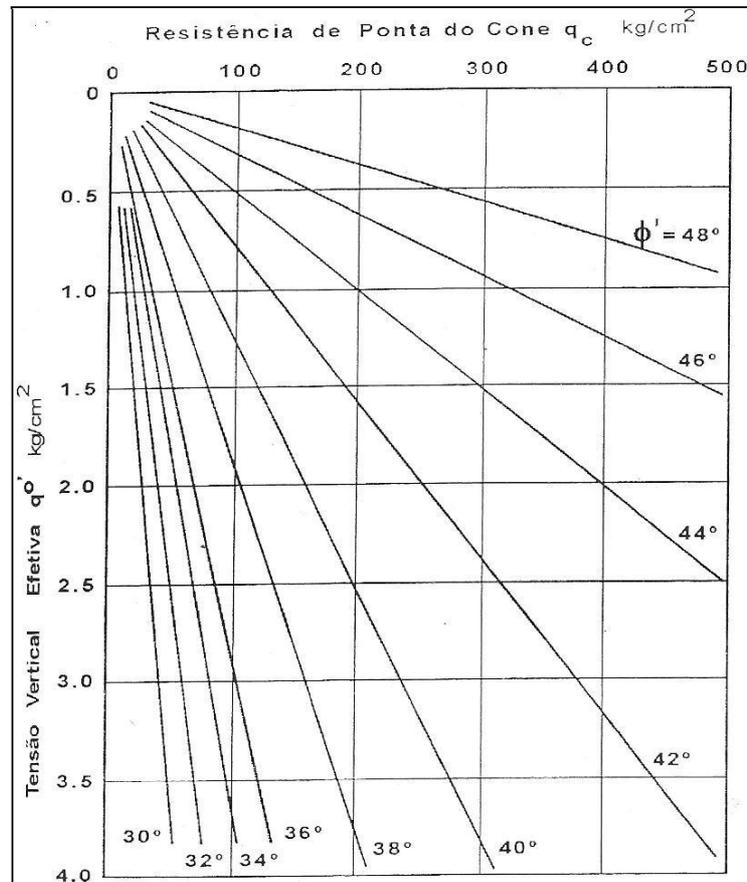


**FIGURA 24 - Densidade relativa para areias de quartzo não cimentadas e não envelhecidas**  
 Fonte: Baldi et al. (1982)

#### 4.6.2 Ângulo de atrito

A transformação da densidade relativa  $D_r(\%)$  em ângulo de atrito pode ser realizada através de equações já estabelecidas aplicadas no ensaio SPT. Como já será aplicada essa metodologia para análise do ângulo de atrito ( $\phi$ ) obtida com base nos dados colhidos do ensaio SPT (valor de  $N_{60}$ ), o autor propõe para esta pesquisa, uma análise direta do ângulo de atrito oriunda do ensaio CPT.

As correlações para determinação do ângulo de atrito  $\phi$  diretamente dos dados do CPT, esta limitado a estudo envolvendo areias de quartzo não-cimentadas. Para determinação do ângulo de atrito com base nos valores da resistência de ponta ( $\text{kg/cm}^2$ ) e tensão vertical efetiva ( $\text{kg/cm}^2$ ) foram aplicados os estudos de Bowles em 1988 (figura 25) onde analisou os resultados e verificou que 80% dos pontos estão dentro da faixa de valores aceitáveis. Em areias pré-adensadas o ângulo de atrito é levemente superestimado. (Robertson & Campanella, 1986).



**FIGURA 25 - Correlação Entre  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$ , para areias de quartzo não cimentadas**  
Fonte: Bowles (1988)

### 4.6.3 Módulo de deformabilidade de Young

Já foi discutido que a resistência a penetração do cone em areias são uma função complexa das propriedades de resistência e deformação. Até agora, nenhuma solução analítica para resistência do cone em função do módulo de deformação foi aceita. Então, muitas correlações empíricas entre a resistência do cone e o módulo de deformação têm sido propostas.

Mas adiante será tratado sobre a interpretação das medidas de deformabilidades oriundas de ensaio de penetração. Desde já devemos ter em mente que a penetração da sonda no solo modifica as propriedades do solo durante a inserção. Por isso, devem-se ter restrições quanto a estimativa do módulo de deformabilidade.

As correlações para obtenção dos módulos de deformabilidade de areias através do CPT, são aproximadas e também influenciadas pelas características dos grãos, uma vez que os módulos são parâmetros obtidos a “pequenas deformações”. As resistências medidas nos cones são por outro lado, medidas a “grandes deformações” (Berberian, 2003)

Sabendo-se que o módulo é função da história de tensões (OCR) e deformações, nível médio de tensões, nível de deformações cisalhantes e trajetória de tensões (Jamiolkowski et al., 1985), é improvável que o cone possa fornecer medidas confiáveis de deformabilidade.

No entanto, inúmeras correlações entre o módulo de deformabilidade e a resistência à penetração  $q_c$  tem sido propostas na literatura. Na ausência de correlações desenvolvidas e validadas para solos arenosos brasileiros, recomenda-se uma abordagem simples para uma primeira estimativa do módulo  $E_{25}$  (para 25% da tensão desviadora máxima), através da expressão (Baldi et al., 1981):

$$E_{25} = 1,5 * q_c \quad (34)$$

Por isso são reconhecidas as limitações deste tipo de abordagem, estudos recentes propõem a utilização de acelerômetros ou geofones acoplados ao fuste do cone, para medida direta do módulo sísmico.

Para padronização dos estudos será adotado o critério de determinação do módulo de elasticidade baseado nos estudos de Bowles (1988) para areias normalmente adensadas, conforme o Quadro 7 já apresentado anteriormente.

$$E = 2 \text{ a } 4 * q_c \quad (35)$$

#### 4.6.4 Módulo edométrico

Mitchell e Gardner em 1975 fizeram uma revisão das correlações propostas para determinação do módulo confinado ou edométrico,  $M$ . A forma geral da correlação mais usada é:

$$\frac{1}{m_v} = M = \alpha q_c \quad (36)$$

Onde  $M$  é o módulo confinado drenado (igual a  $1/m_v$  do teste edométrico) o fator  $\alpha$  é geralmente recomendado numa variação de 1.5 a 4. O fator  $\alpha$  é um coeficiente que ajuda na indicação do estado compacidade do solo. Ainda existem muitas dúvidas em relação à escolha de  $\alpha$ . Vesic (1970) propôs  $\alpha = 2(1+Dr^2)$ , onde  $Dr$  é a densidade relativa. Dahlberg (1974) encontrou em suas pesquisas, um  $\alpha$  que aumenta com o  $q_c$  baseado nos valores de  $M$  obtido de um teste de placa em areias pré-adensadas. Outras referências de Mitchell e Gardner ainda usam valores menores de  $\alpha$  quando o  $q_c$  excede certo limite.

Resultados de  $\alpha$  em testes em câmaras de calibração (Lunne e Kleven, 1981) são mostrados no quadro 8. Os pesquisadores separam os estudos em areias pré-adensadas e normalmente adensadas. Os resultados indicam que  $\alpha = 3$  poderia indicar estimativas mais conservadoras de recalques unidimensionais. A escolha do valor de  $\alpha$  depende do pesquisador e da experiência local.

Reference	N.C. Sand		O.C. Sand	
	No. sands	$\alpha$	No. sands	$\alpha$
Veismanis (1974)	2	3 - 11	3	5 - 30
Parkin et al., (1980)	1	3 - 11	1	5 - 30
Chapman & Donald (1981)	1	3 - 4 3 absolute lower limit	1	8 - 15 (12 = average)
Baldi et al., (1982)	1	>3	1	3 - 9

**QUADRO 8 - Resultados de  $\alpha$  em testes em câmara de calibração**

Fonte: Lunne e Kleven (1981)

Baldi e outros (1981) mostram que o módulo confinado tangente ou edométrico, corresponde ao último incremento de carregamento para amostras normalmente adensadas, e aplica a formula empírica indicada por Janbu (1963):

$$M = k_m P_a \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^n$$

Onde

$M$  = módulo confinado tangente

$k_m$  = constante que varia com a densidade relativa

$n$  = expoente, dese ser aproximadamente 0.4

$\sigma'_{vo}$  = tensão vertical

$P_a$  = tensão referência, usualmente tomada como 1 bar ou 100 kPa

(37)

Os resultados de Baldi (1981) na areias de Ticino mostraram uma relação entre a constante  $k_m$  e a densidade relativa ( $D_r$ ), mostrada abaixo:

Media Densa,	$D_r=46\%$	$k_m=575$
Densa,	$D_r=70\%$	$k_m=753$
Muito Densa,	$D_r=90\%$	$k_m=815$

Valores similares são apresentados por Parkin e Arnold (1977) e por Byrne e Eldridge (1982).

Se a correspondente relação entre densidade relativa e a constante  $k_m$  forem usadas paralelamente a correlação desenvolvida por Baldi (1981) já mostrada

anteriormente pela Figura 24, aliadas a uma série de curvas de módulos confinado,  $M$ , a resistência do cone,  $q_c$ , para diferente nível de tensão efetiva,  $\sigma_{v0}'$ , pode ser desenvolvida a figura 26, apresentada por Robertson e Campanella (1986)

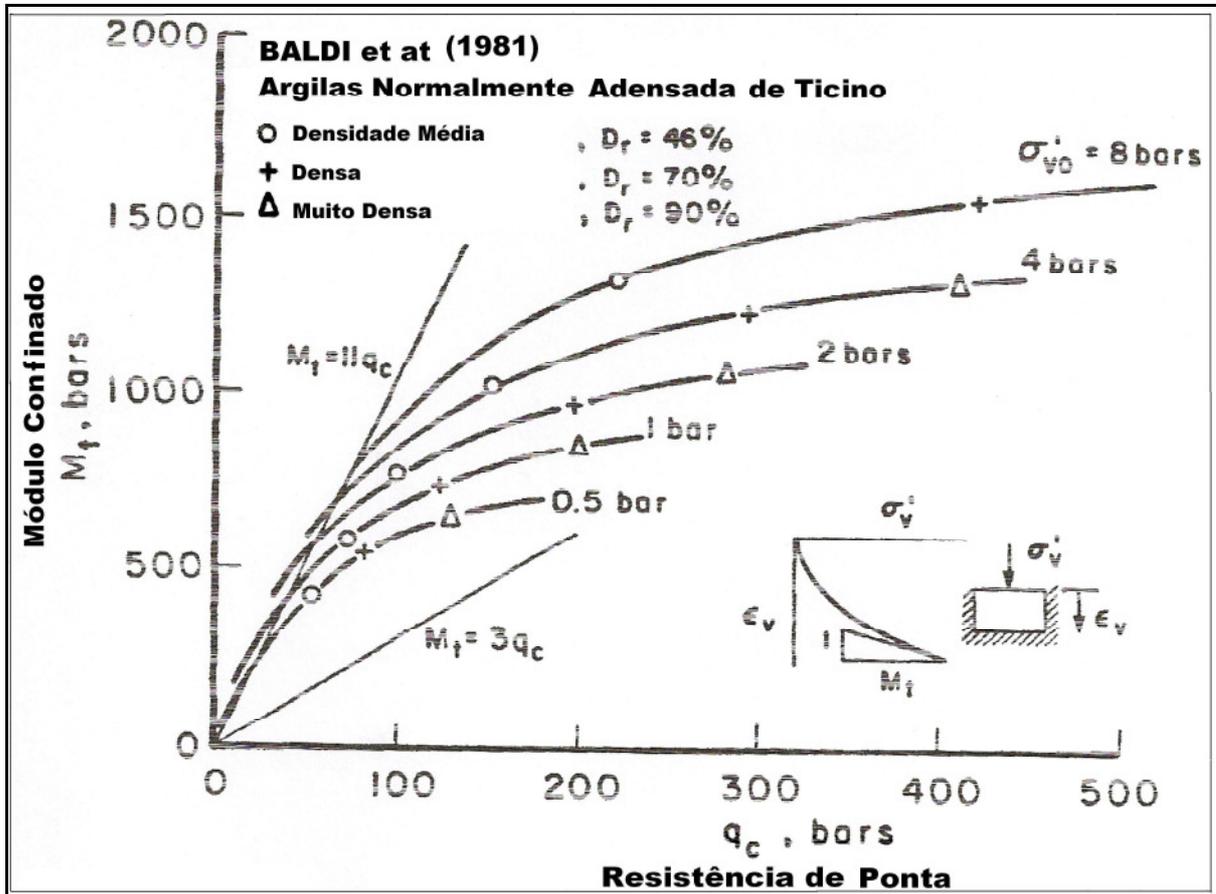


FIGURA 26 - Relação entre  $q_c$  e  $M$  para areias de quartzo normalmente adensadas  
 FONTE: Robertson e Campanella (1986)

O método recomenda que para estimativa do módulo confinado tangente deve ser feita a média da tensão efetiva em repouso e a média da resistência de ponta do cone. Então se insere na figura para se obter o Módulo Tangente, e calcular posteriormente a média do valor de  $\alpha$  aplicada ao depósito ou camada. Tome por exemplo um depósito de areia com resistência de ponta média entre 100 e 200 bars, com uma média de tensão vertical efetiva igual a 1 bar. Na figura acima a média do Módulo Confinado Tangente seria de aproximadamente de 750 bars e a média dos valores de  $\alpha$  seria igual a 5.

Algumas considerações sobre o uso das interpretações do CPT para busca do módulo de deformação podem ser extrapoladas se algumas considerações não forem feitas:

- O solo não é elástico-linear e o módulo varia com o nível de tensão e deformação.
- O módulo é frequentemente originado ou aplicado em condições de carregamento com mais de uma direção (não é unidimensional).
- Diferentes métodos teóricos são aplicados para obtenção das correlações.

O simples fato de o solo ser um material não elástico faz assumirmos que o módulo confinado determinado não é real. Isto é mais complicado ainda pelo fato de que muitas correlações são derivadas de condições de carregamento que não são unidimensionais.

Para soluções “elásticas” aplicamos o módulo obtido na figura 26. Desse modo, podem-se esperar resultados aceitáveis somente se o solo analisado for similar às condições de contorno e for aplicada a mesma teoria que foi desenvolvida no exemplo anterior. (Robertson e Campanella, 1986).

#### 4.6.5 Módulo cisalhante

Um extenso trabalho de laboratório foi conduzido por alguns pesquisadores (Seed e Idriss, 1970, Handin e Drnevich, 1972) para determinação do módulo cisalhante,  $G_{\max}$  a partir de propriedades do solo. Indicam a seguinte equação:

$$G_{\max} = k_G P_a \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.5} =$$

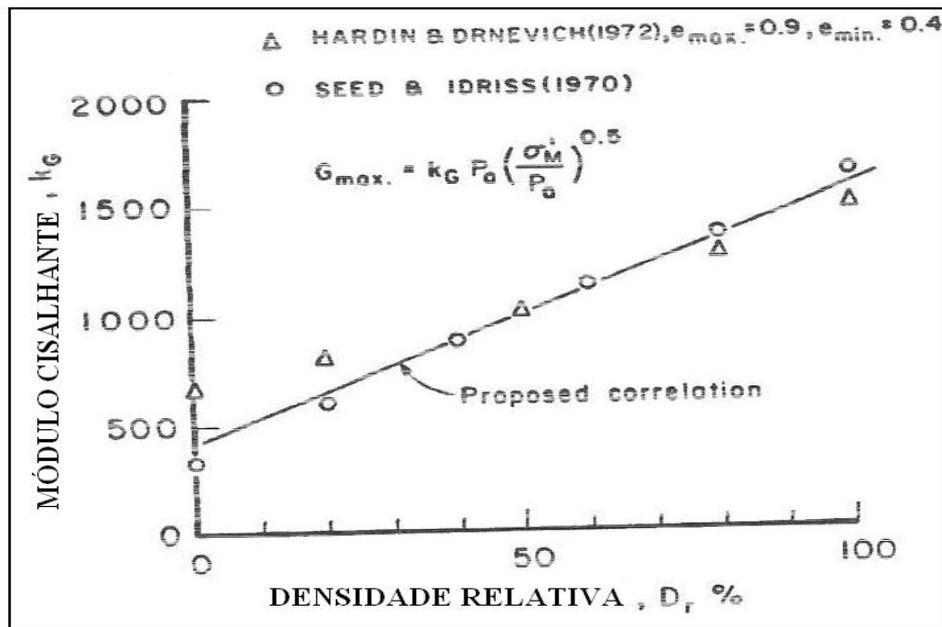
Onde

$k_G$  = constante

$\sigma'_m$  = tensão efetiva média

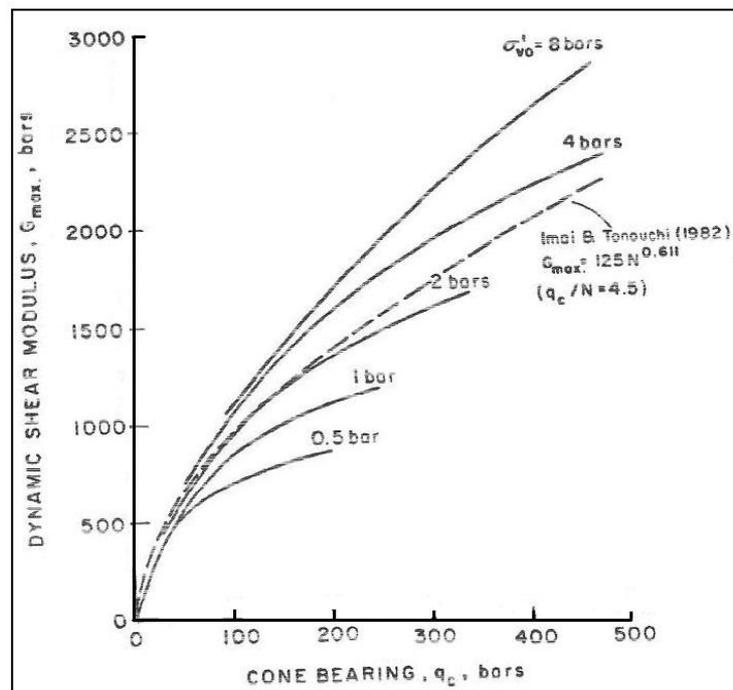
$P_a$  = tensão referência (por exemplo = 1bar)

(38)



**FIGURA 27 – Correlação entre constante e densidade relativa**  
 FONTE: Robertson e Campanella (1983)

As equações empíricas podem ser comparadas como mostra a figura 28. Se a relação proposta para  $k_G$ , mostrada na figura 27, for combinada com a densidade relativa, e a relação de resistência de cone desenvolvida por Baldi e outros (1981). Uma série de curvas relacionando  $G_{max}$  com  $q_c$  podem ser traçadas. Estando os resultados apresentados na figura 28.



**FIGURA 28 - Relação entre  $q_c$  e  $G_{max}$  para areias de quartzo não cimentadas**  
 FONTE: Robertson e Campanella (1986)

#### 4.6.6 História de tensões

Infelizmente, não é possível obter o OCR a partir do ensaio de cone durante a penetração drenada. Às vezes, uma indicação de altas tensões horizontais, exemplo alto OCR, pode ser obtida de correlações com densidade relativa (figura 24). Se a figura for aplicada é possível obter densidade até maiores do que 100%. Isto indica altos níveis de tensão horizontal ou cimentação dos grãos.

Às vezes, a presença de altas tensões horizontais pode produzir altos valores de atrito lateral,  $f_s$ . Como sempre, para quantificar o nível desta tensão lateral, é necessário conhecer o valor médio do atrito lateral da mesma areia sob condições normalmente adensadas. Então, será impossível distinguir entre uma areia densa normalmente adensada e uma areia fofa pré-adensada.

Marchetti (1985) desenvolveu um gráfico para determinar o  $K_0$  em areias através do DMT e do CPT. Robertson (1986) discutiu uma maneira similar que podia usar o atrito medido na luva como uma medida de tensão horizontal. Como se podia esperar, os resultados mostraram que a tensão na luva de atrito combinada com a resistência de ponta torna-se insensível as mudanças no parâmetro  $K_0$ . Esta diferença é ampliada se forem utilizados diferentes tipo de cones. Existem alguns estudos envolvendo o CPTU para análise de OCR, mas infelizmente a poro pressão em solos arenosos é dissipada muito rapidamente criando barreiras a determinação de  $K_0$ . (Robertson & Campanella, 1986)

Enfim, a busca de  $K_0$  em areias continua sendo um desafio aos pesquisadores. O coeficiente de empuxo no repouso em areias é o parâmetro mais difícil de ser determinado devido a perturbação e destruição das ligações naturais que existem entre os grãos de areia durante a penetração da sonda no ensaio de campo. O avanço da sonda quebra as cimentações naturais e afeta o nível de tensão horizontal do solo impossibilitando análises da história de tensões que envolvem o solo estudado. O autor acredita que o coeficiente de empuxo no repouso pode ser determinado de forma mais coerente através de métodos sísmicos, pois esses não afetam a ligação natural entre as partículas durante a execução do ensaio.

## 5 ENSAIO DE PENETRAÇÃO PADRÃO – SPT

### 5.1 Apresentação

O SPT (*Standart Penetration test*) é originário dos EUA e, é o mais difundido método de prospecção geotécnica do Brasil, sendo o mais popular e econômica ferramenta de investigação. Introduzido em 1939, métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas utilizam sistematicamente os resultados do SPT, especialmente no Brasil. O SPT constitui-se de uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. (Vargas, 1989)

### 5.2 Descrição do ensaio

O ensaio consiste na penetração do amostrador através do impacto de um martelo de 65 kg caindo de uma altura de 75cm, erguido por corda. A sondagem deve ser executada a cada metro sendo medido o numero de golpes necessários para a penetração do amostrador padrão a profundidade de 45cm em 3 segmentos de 15cm. Para cada metro o avanço da escavação (55cm) deve ser feito com trado ou com trépano e circulação de água. O índice de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) consiste no número de golpes necessário a cravação dos 30 cm finais do amostrador padrão. (ABNT NBR 6484)

Amostras	ENSAIO PENETRO- MÉTRICO (Golpes/cm)	Número de Golpes	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO							Profun- didade da Camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA						
			AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK														
			No. DE GOLPES														
		Fe	2"	2"e3"	10	20	30	40	50	60	70						
1	$\frac{3}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	5	4										1.60	ATERRO (ARGILA MARROM ARENOSA MOLE)			
2	$\frac{2}{15}$ $\frac{1}{15}$ $\frac{2}{15}$	3	3											ARGILA MARROM CINZA MOLE			
3	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4										3.70	AREIA GROSSA CINZA ARGILOSA FOFA A POUCO COMPACTA			
4	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$	4	4														
5	$\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$	5	6										5.75	SILTE ARGILOSO MOLE A MÉDIO COM PIGMENTAÇÕES DIVERSAS E PEDREGULHO			
6	$\frac{2}{15}$ $\frac{2}{15}$ $\frac{3}{15}$	4	5														
7	$\frac{3}{15}$ $\frac{3}{15}$ $\frac{4}{15}$	6	7										7.80	SILTE ARGILOSO RIJO A DURO COM PIGMENTAÇÕES DIVERSAS E PEDREGULHO			
8	$\frac{4}{15}$ $\frac{5}{15}$ $\frac{7}{15}$	9	12														
9	$\frac{6}{15}$ $\frac{9}{15}$ $\frac{11}{15}$	15	20										9.55	SILTE ARGILO ARENOSO DURO MARROM CLARO COM PIGMENTAÇÕES BRANCA E PEDREGULHOS			
10	$\frac{14}{15}$ $\frac{17}{15}$ $\frac{20}{15}$	31	37														
11	$\frac{10}{15}$ $\frac{14}{15}$ $\frac{17}{15}$	24	31														
12	$\frac{6}{15}$ $\frac{10}{15}$ $\frac{15}{15}$	16	25														
13	$\frac{15}{15}$ $\frac{29}{15}$ $\frac{40}{15}$	44	69														
14	$\frac{20}{15}$ $\frac{35}{15}$ $\frac{38}{15}$	55	73										14.48	ROCHA OU MATAÇÃO. IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA.			
Profundidade Nivel d'Água									LAVAGEM POR TEMPO								
Inicial: 2,00m em 20/03/01									TEMPO			DE			PARA		
Final: 1,50m em 21/03/01																	
Profundidade Revestimento: 4,00 m																	
SOLO SONDA GEM LTDA																	
									Carlos Roberto Machado								
									Engenheiro Civil								
									CREA 2521-D Reg.8332 - 10ª Região								

FIGURA 29 – Exemplo de laudo SPT  
FONTE: Francescato (2004)



**FIGURA 30 – Foto da execução do ensaio SPT**  
FONTE: Francescato (2004)

### 5.2.1 Procedimentos normalizados

Os procedimentos normalizados que a seguir são citados estabelecem as etapas para execução do ensaio SPT:

- Iniciar a abertura do furo com trado tipo concha;
- Apoiar o amostrador no fundo do furo;
- Apoiar o martelo sobre a composição
- Iniciar a cravação do amostrador através de sucessivas quedas do martelo;
- Anotar o número de golpes necessários para a cravação de cada 15cm;
- Abrir o próximo metro (55cm) do furo com trado tipo helicoidal ou com trépano e circulação de água;
- Repetir todo o processo a partir da cravação do amostrador;

O ensaio é concluído quando atingir a profundidade prevista para o ensaio ou atingir o impenetrável ao SPT.

Deve-se interromper a cravação antes dos 45 cm, nos seguintes casos:

- em qualquer dos três segmentos de 15 cm, o número de golpes ultrapassar 30;
- um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação;
- não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo;

Já, os critérios para paralisação de sondagem são os seguintes:

- 3 metros sucessivos com 30/15 – 1º intervalo
- 4 metros sucessivos com 50/30 – 1º e 2º intervalos
- 5 metros sucessivos com 50/45.

### **5.3 Equipamentos do ensaio SPT**

Os principais equipamentos necessários para o ensaio SPT são:

- tripé com sarrilho, roldana e cabo;
- hastes de aço rosqueável;
- martelo de bater (65Kg);
- coxim de madeira;
- tubos de revestimento;
- amostrador padrão bipartido;
- conjunto motor-bomba;
- trépano;
- tardo de concha e helicoidal.

### **5.4 Padronização**

Existem normas de diversos países com características variáveis e um padrão internacional adotado como referencia. As principais normas são a ASTM 1586 (americana) e NBR 6484 no Brasil.

### **5.5 Vantagens e desvantagens**

O quadro 9 a seguir apresenta as vantagens e desvantagens no uso de ensaios SPT.

VANTAGENS	DESVANTAGENS
Baixo custo	Diferenças de equipamento;
Simplicidade de execução;	Variações de procedimentos de ensaio;
Estratificação do subsolo;	Dependência do operador
Determinação da posição do lençol freático;	
Informações de consistência e compacidade do solo;	

**Quadro 9 – Vantagens e desvantagens ensaios SPT**

Fonte: PINI (1998)

## 5.6 Considerações especiais sobre a aplicação do SPT

Apesar de possuir norma própria no Brasil, muitas empresas continuam realizando o ensaio de maneira diferente e com aparelhagem não padronizada (Cavalcante et al. 2006). Diferentes equipamentos e procedimentos para a realização do SPT resultam em diferentes energias disponíveis para cravação do amostrador, e, conseqüentemente, diferentes valores de N para o mesmo solo.

Os fatores que afetam os resultados do SPT têm sido extensivamente discutidos tanto no exterior (e.g. Fletcher 1965, Ireland et al. 1970) quanto no Brasil (Belicanta, 1998, Décourt 1989, Odebrecht, 2003). Os que mais têm sido apontados como intervenientes são: o comprimento da composição, a altura de queda do martelo, o uso ou supressão do coxim de madeira, o tamanho e a massa da cabeça de bater e os procedimentos de cravação do amostrador. Outros fatores que influenciam no valor de  $N_{SPT}$  são:

a) Fatores ligados ao equipamento:

- forma, dimensão e estado de conservação do amostrador;
- peso e estado de conservação das hastes;
- martelo de bater e superfície de contato fora da especificação;
- diâmetro do tubo de revestimento;

b) Fatores ligados a execução da sondagem:

- variação na energia da cravação (alt. martelo, atrito)
- procedimento de avanço da sondagem;
- má limpeza do furo;
- excesso de lavagem para cravação do revestimento;

- erro na contagem do número de golpes;

Nesta pesquisa, o ensaio SPT não foi o principal objeto de estudo. Inicialmente, buscou-se avaliar os parâmetros geotécnicos e perfil estratigráfico a partir do comportamento mecânico do solo por meio de ensaios CPT's e DMT's. Porém, o ensaio SPT foi essencial para a confirmação das interpretações feitas pelos outros ensaios, pois é o único que faz coleta de amostras de solo. Este método de prospecção possibilitou uma contribuição muito importante na caracterização geotécnica de cada região estudada.

Como já dito, dentre os ensaios realizados, o ensaio SPT é o único que coleta amostra de solos. Isto permite que o pesquisador realize uma inspeção visual do material podendo deste modo classificar o tipo de solo. Esta amostra de solo é retirada do interior do amostrador padrão bipartido. Trata-se de uma amostra de solo que foi coletada durante a cravação dos primeiros centímetros do amostrador e devido a essa perturbação a amostra de solo apresenta amolgamento. Com a visualização da amostra de solo e contagem do número de golpes necessários a cravação, é possível que o pesquisador classifique o tipo de material e o nível de rigidez a que está submetido.

Outro fator importante para aplicação do ensaio SPT refere-se a sua estratigrafia. A estratigrafia das camadas da região analisada é função do comprimento das hastes e do amostrador, ou seja, o perfil estratigráfico do ensaio SPT é determinado com intervalos de 1 (um) metro, enquanto os ensaios CPT e DMT apresentam seus resultados em intervalos de 20 cm. Isto compromete a definição dos limites das camadas influenciando na abordagem de confrontação e interpretação proposta para a pesquisa.

## **5.7 Parâmetros geotécnicos em areias e argilas**

Existem diversas correlações que propõe a relação entre  $N_{SPT}$  com os parâmetros geotécnicos relacionados a areias (ângulo de atrito, densidade relativa etc..) e argilas (resistência não drenada, módulo Young, etc).

Para determinação do ângulo de atrito via SPT optou-se pela tabela produzida por Berberian (2003) apresentada no quadro 12. O módulo de Young foi obtido

através da tabela sugerida por Berberian em 1983 que considera o número de golpes do SPT (quadro 11).

No capítulo que trata da análise e interpretações dos resultados, serão apresentadas as correlações arbitradas pelo pesquisador para a determinação das propriedades geotécnicas oriundas do ensaio SPT.

### **5.8 Aplicação prática do SPT**

O ensaio SPT pode ser utilizado para:

- determinação de tensões admissíveis em fundações diretas;
- previsão de recalques em fundações diretas;
- determinação da capacidade de carga em estacas;

## **6 APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS**

### **6.1 Introdução**

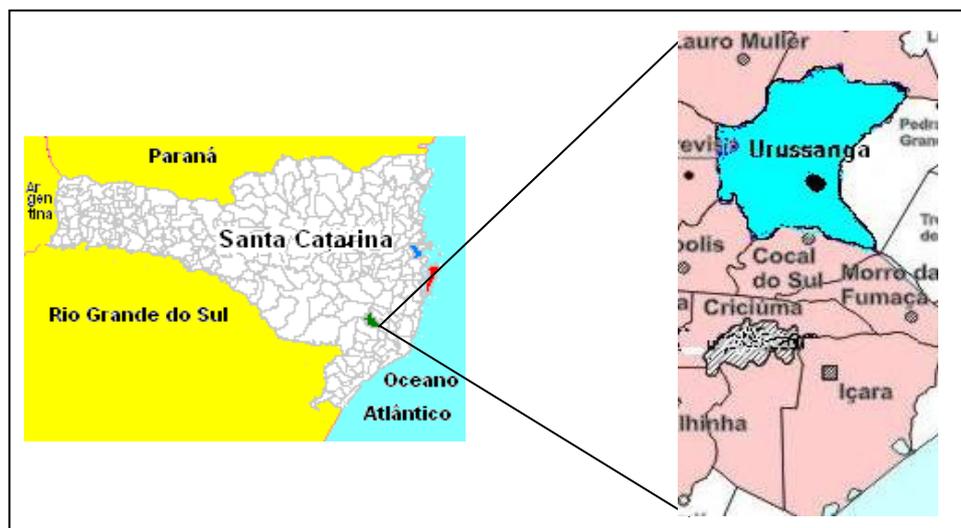
Em torno de 60% dos solos brasileiros foram formados em condições de clima tropical e que, por sua vez, geram solos mais desenvolvidos. Os sistemas de classificação desenvolvidos para outros países, com clima temperado, não são frequentemente adequados aos nossos solos tropicais. Pois não utilizam critérios e parâmetros que representem as características de comportamento para esses solos. Esta deficiência na classificação dos solos também acontece nos ensaios de campo, pois, dependendo do método aplicado, os perfis estratigráficos podem ser classificados de forma diversa. Isto ocorre porque o método usado na investigação do solo interfere nos resultados como relatados por diversos autores (Wroth 1984, Robertson et. al., 1983).

### **6.2 Ensaio nº 01 (SPT, CPT, DMT) – Urussanga/SC**

#### **6.2.1 Localização e caracterização geológica**

A cidade de Urussanga está situada no sul do Estado de Santa Catarina a 18 Km da cidade de Criciúma e a 24 km da Serra do Rio do Rastro, dentro da zona carbonífera e cerâmica, principais economias da região. A cidade de Urussanga está a 49m acima do nível do mar, sob a influência de um clima subtropical, caracterizado por verões quentes e úmidos e invernos frios e secos. A temperatura média anual é entre 15º C e 25º C. A investigação do subsolo foi solicitada por uma indústria de cerâmica que necessitava dos laudos de sondagem para construção de sua fábrica.

A geologia da região sul de Santa Catarina pertence ao Cratón de Itapema com rochas graníticas aflorantes. Constitui uma grande massa batolítica de caráter multiintrusivo, constituído de diferentes plutóns emplacados como intrusões sucessivamente mais jovens. O município em estudo está localizado dentro da região denominada Granito Imaruí-Capivari. Este batolito granítico é constituído, predominantemente, por sieno e monzogranitos de cor cinza a rosa, de textura porfírica, granulação grossa a média, às vezes pegmatóide, com abundantes fenocristais de feldspato alcalino com dimensões de 1 a 5 cm, que ocupam, em volume 30% a 80% do total da rocha. De acordo com a pedologia se classifica como um Argissolo Vermelho+Amarelo, distrófico típico, textura média pouca cascalhenta/argilosa, A moderado e proeminente, fase não pedregosa e pedregosa.



**FIGURA 31 – Mapa ilustrativo da localização do município de Urussanga – SC**

Fonte: <http://www.gov.br.sc/mapas>

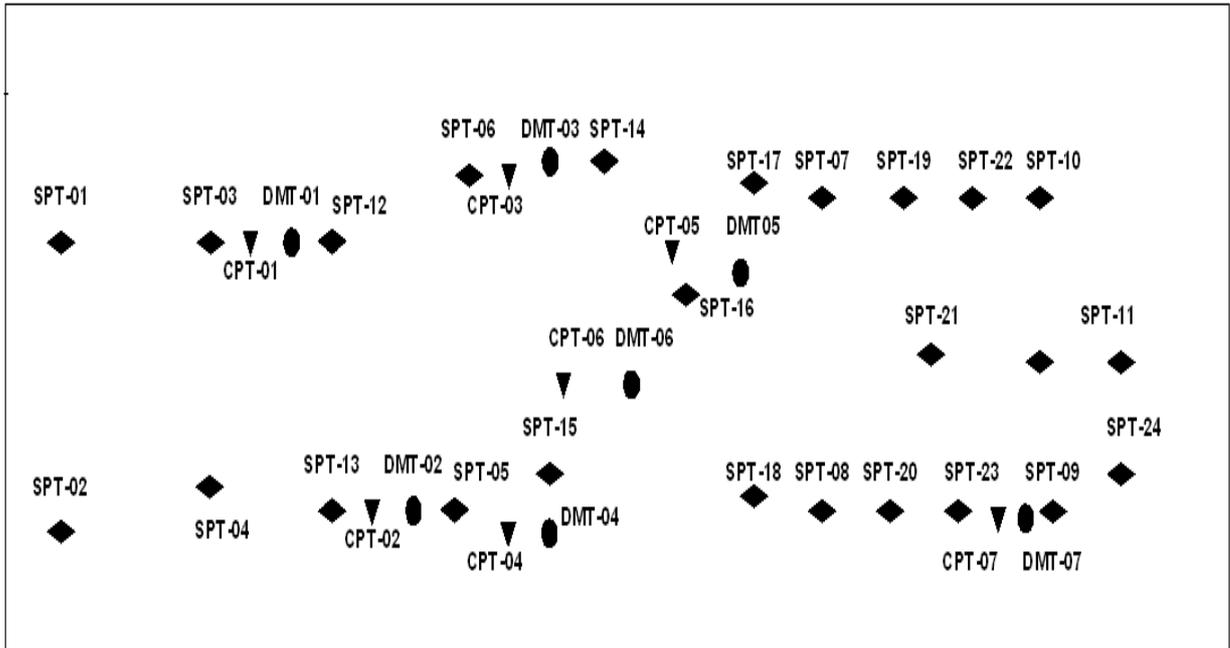
### 6.2.2 Localização dos furos de sondagem

A campanha de sondagem neste local envolveu ensaios 24 furos SPT, 7 furos CPT e 7 furos DMT. A sondagem SPT já havia sido executada e com base na locação dos furos SPT determinou-se os locais onde seriam realizados os ensaios CPT e DMT.

O ensaio DMT foi executado aproximadamente a 1 (um) metro de distância do furo de sondagem CPT. Para os furos pares, ou seja, os furos de sondagens CPT e

DMT que foram executados um ao lado do outro, suas nomenclaturas serão similares, por exemplo, CPT - 2 e DMT – 2.

Serão utilizados somente os laudos SPT mais próximos aos furos de sondagem CPT e DMT.



**FIGURA 32 – Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 1**

Fonte: Autor

### 6.2.3 Apresentação dos resultados

A seguir serão apresentados os resultados dos 7 furos CPT e DMT e dos perfis SPT mais próximos a estes furos.

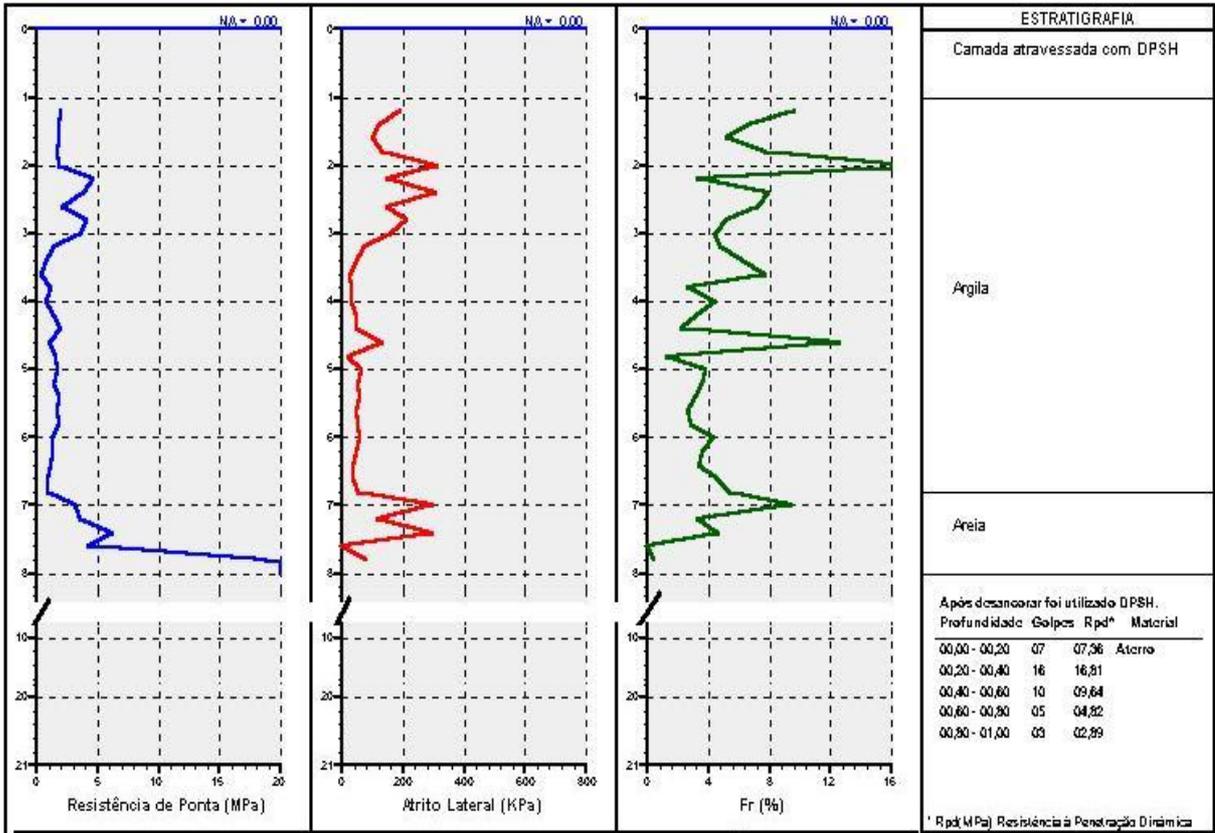


FIGURA 33 – Resultados do ensaio 1: CPT-01, DMT-01, SPT-12  
 FONTE: Solo Sondagem

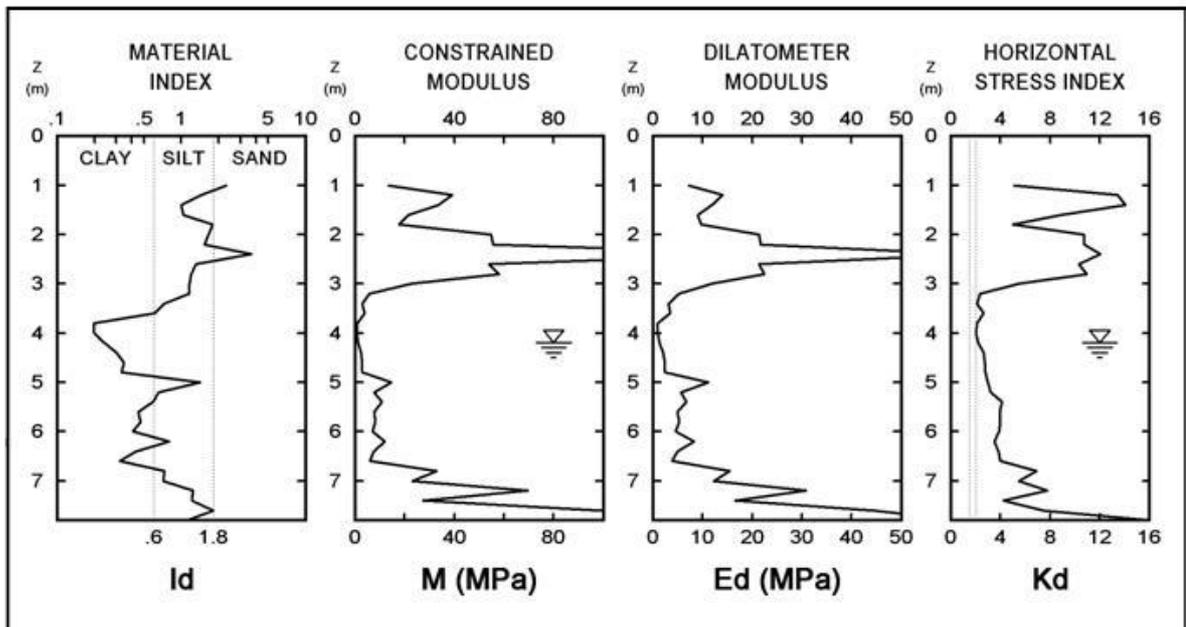


FIGURA 34 – Resultados do ensaio 1: CPT-01, DMT-01, SPT-12  
 FONTE: Autor

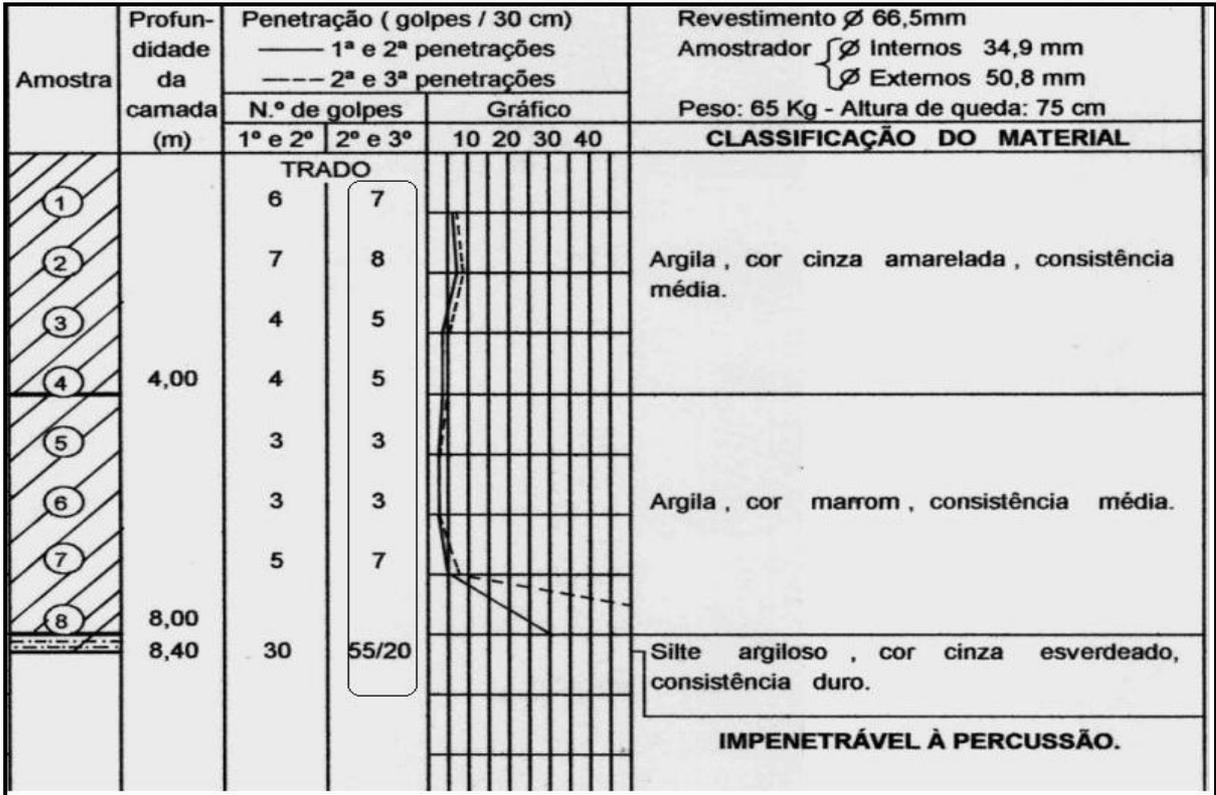


FIGURA 35 – Resultados do ensaio 1: CPT-01, DMT-01, SPT-12 (N.A. = 2,2m)  
 FONTE: Solo Sondagem

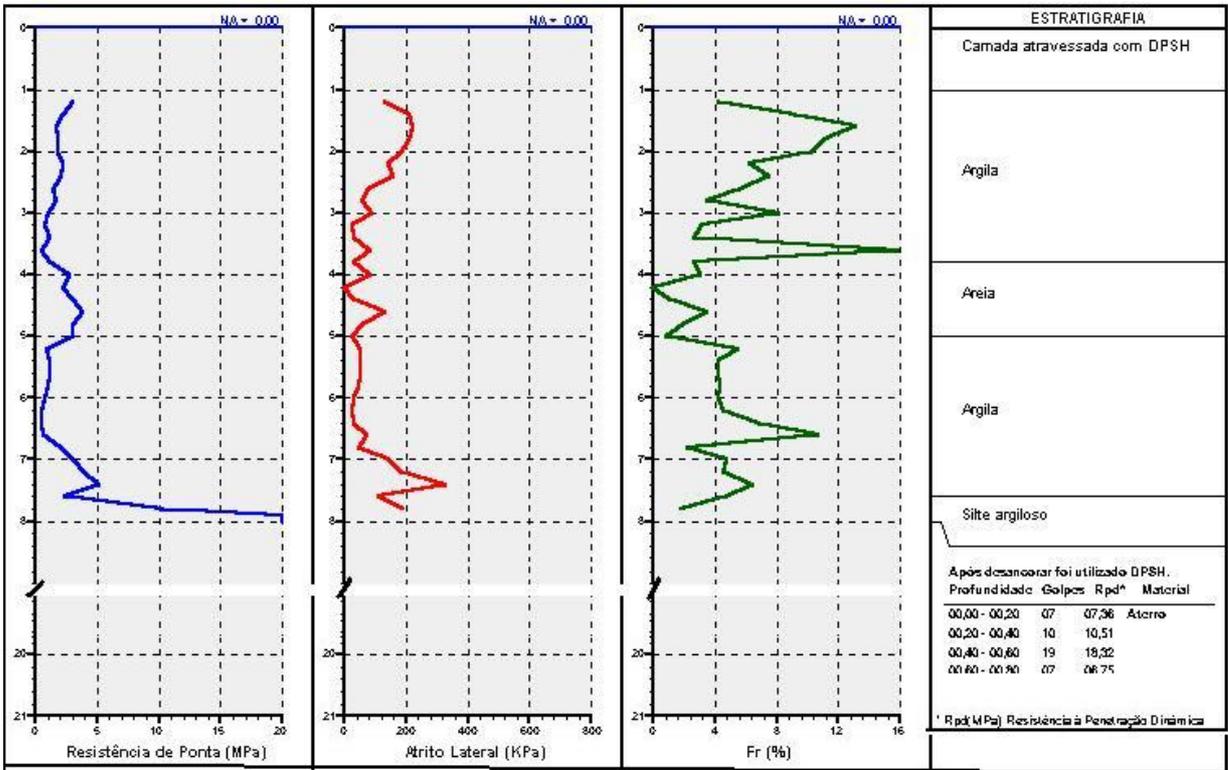


FIGURA 36 – Resultados do ensaio 1: CPT-02, DMT-02, SPT-13  
 FONTE: Solo Sondagem

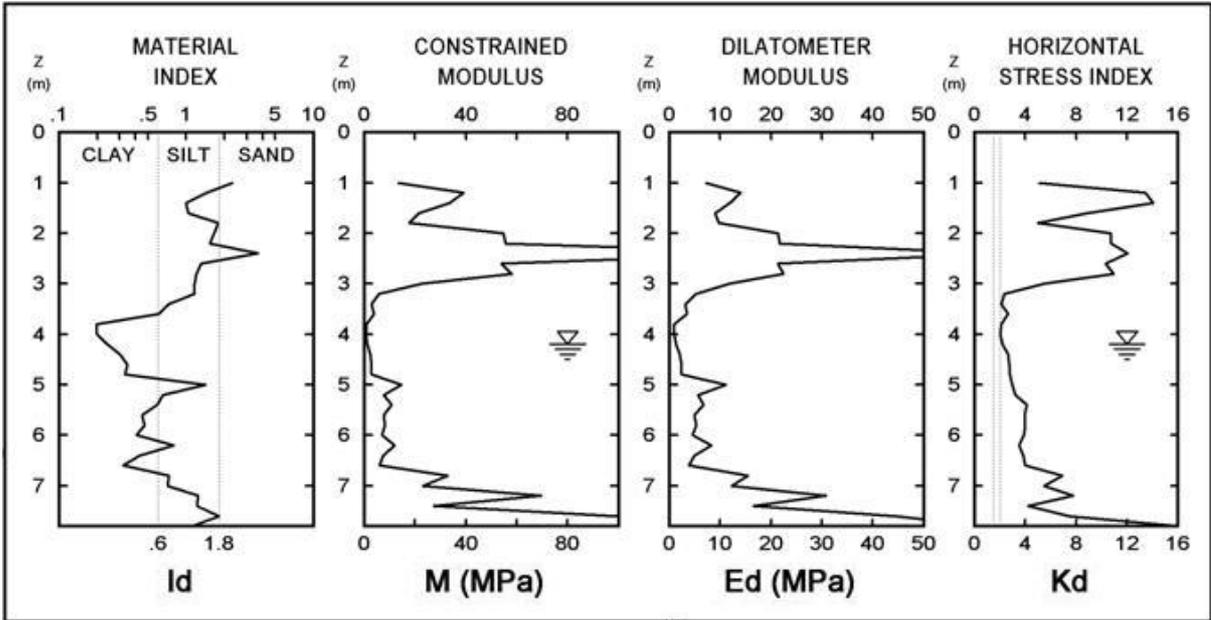


FIGURA 37 – Resultados do ensaio 1: CPT-02, DMT-02, SPT-13  
 FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Revestimento $\varnothing$ 66,5mm				
		N.º de golpes		Amostrador				
		1º e 2º	2º e 3º	{ $\varnothing$ Internos 34,9 mm { $\varnothing$ Externos 50,8 mm Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm <b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>				
		TRADO		Gráfico				
				10	20	30	40	
1		4	5					Argila, cor cinza amarelada, consistência média passando à mole.
2		3	4					Argila, cor marrom, consistência muito mole.
3		4	3					Silte argiloso, cor cinza esverdeado, consistência rijo passando à duro.
4	4,00	2	2					<b>IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.</b>
5		1	1					
6	6,00	4	9					
7	7,45	40	50/20					

FIGURA 38 – Resultados do ensaio 1: CPT-02, DMT-02, SPT-13 (N.A. = 1,0m)  
 FONTE: Solo Sondagem

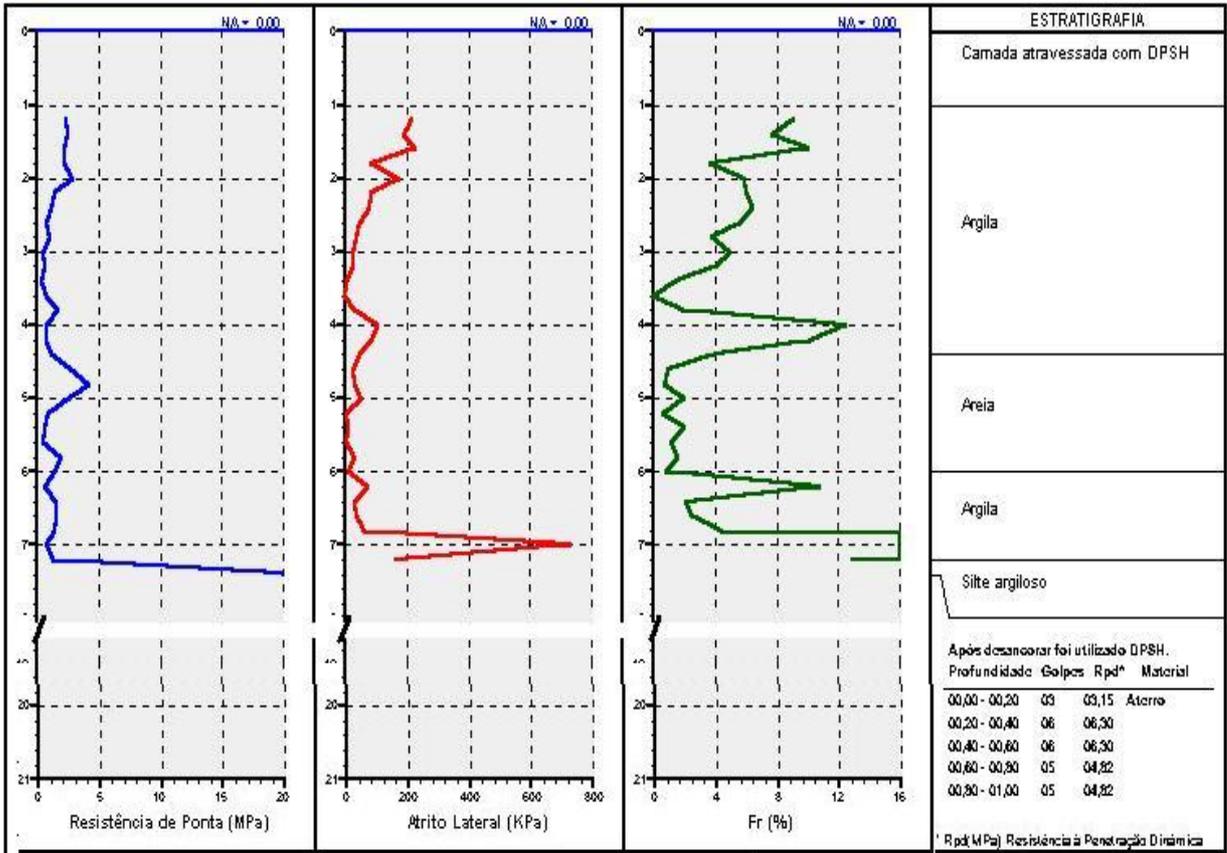


FIGURA 39 – Resultados do ensaio 1: CPT-03, DMT-03, SPT-14  
 FONTE: Solo Sondagem

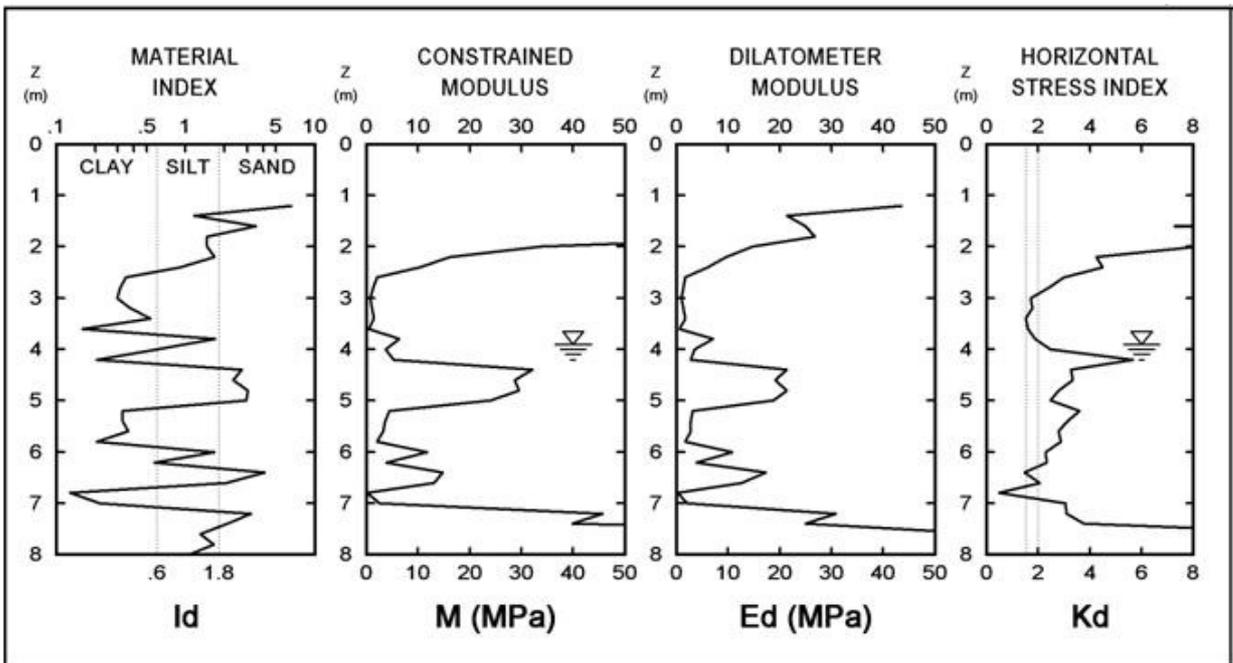


FIGURA 40 – Resultados do ensaio 1: CPT-03, DMT-03, SPT-14  
 FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Gráfico				Revestimento $\varnothing$ 66,5mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ Internos } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ Externos } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm <b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>
		N.º de golpes						
		1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
<b>TRADO</b>								
1	2,00	8	10					Argila siltosa, cor cinza clara, consistência rija.
2		4	5					
3	3	4						
4	5,00	2	2					
5		1	1					
6		2	3					
7	7,00	30/0						

FIGURA 41 – Resultados do ensaio 1: CPT-03, DMT-03, SPT-14 (N.A. = 0,2m)

FONTE: Solo Sondagem

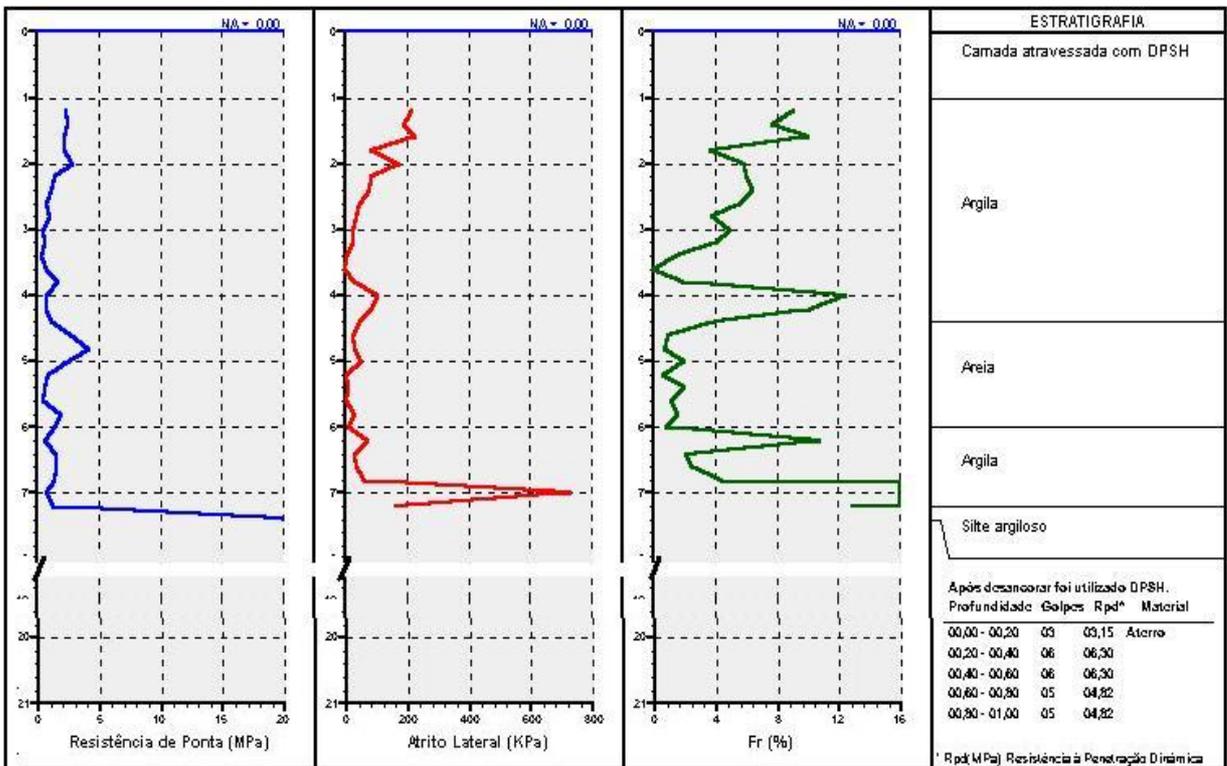


FIGURA 42 – Resultados do ensaio 1: CPT-04, DMT- 04, SPT-15

FONTE: Solo Sondagem

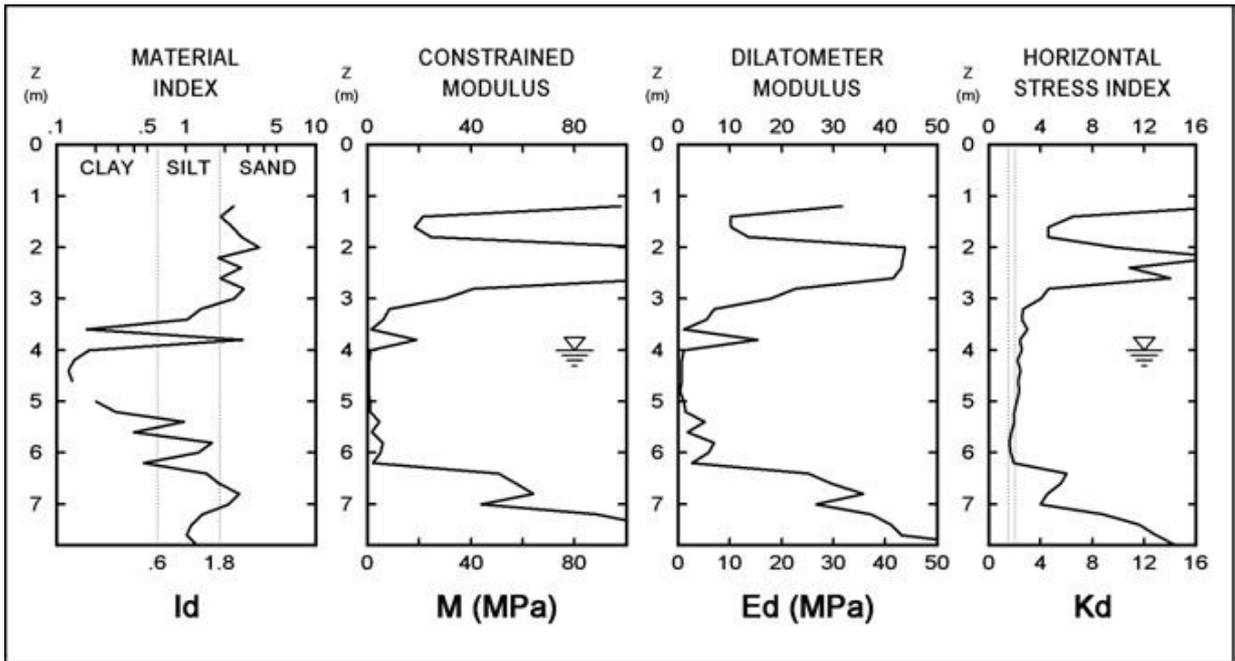


FIGURA 43 – Resultados do ensaio 1: CPT-04, DMT- 04, SPT-15  
 FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Gráfico				Revestimento $\varnothing$ 66,5mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ Internos } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ Externos } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm <b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>
		N.º de golpes						
		1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
<b>TRADO</b>								
1	3,00	3	4					Argila, cor cinza amarelada, consistência mole.
2		2	3					
3		2	2					
4		2	2					
5		2	3					
6		2	3					
	6,00							Argila, cor marrom, consistência muito mole passando à mole.
	6,20	45/15						
								Silt argiloso, cor cinza esverdeado, consistência duro.
								<b>IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.</b>

FIGURA 44 – Resultados do ensaio 1: CPT-04, DMT- 04, SPT-15 (N.A. = 1,0m)  
 FONTE: Solo Sondagem

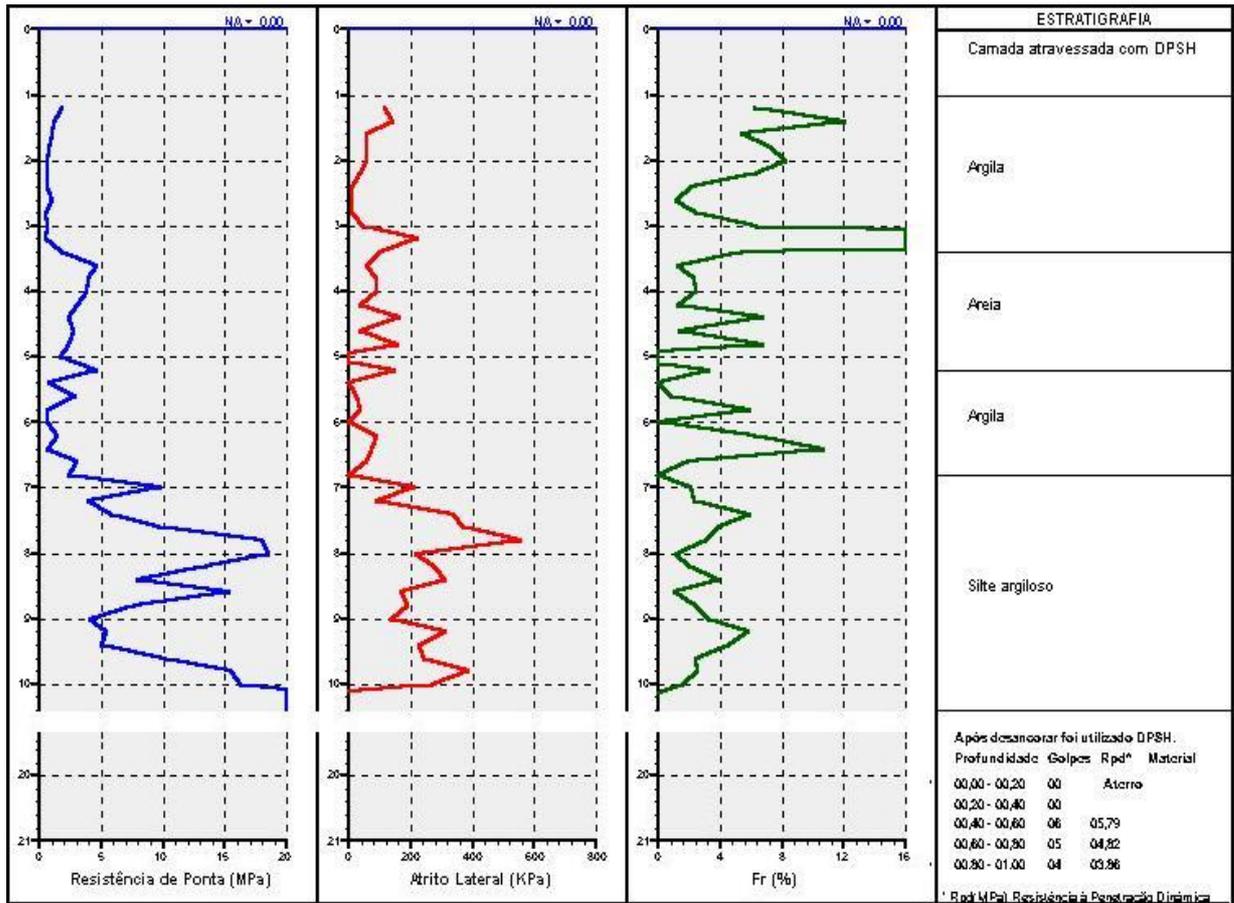


FIGURA 45 – Resultados do ensaio 1: CPT-05, DMT-05, SPT-17  
 FONTE: Solo Sondagem

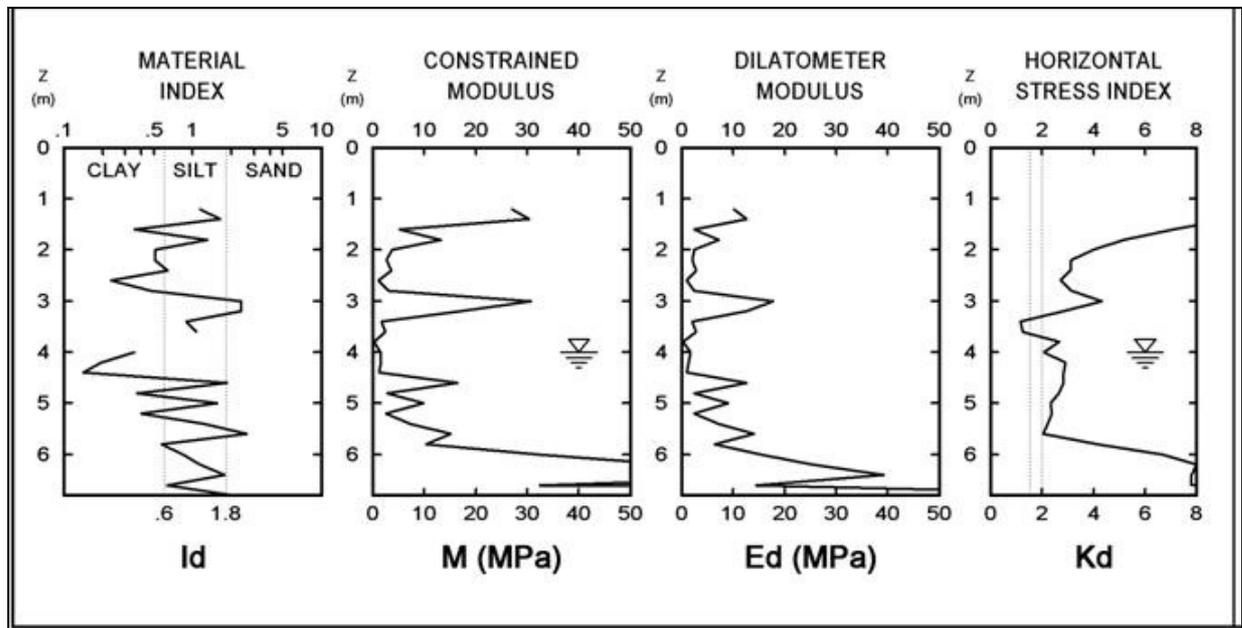


FIGURA 46 – Resultados do ensaio 1: CPT-05, DMT-05, SPT-17  
 FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Gráfico				Revestimento $\varnothing$ 66,5mm Amostrador $\varnothing$ Internos 34,9 mm $\varnothing$ Externos 50,8 mm Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm <b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>	
		N.º de golpes							
		1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40		
	2,00	4	5		<b>TRADO</b>				Argila com matéria orgânica, cor marrom, consistência média.
		5	5						Argila arenosa, cor cinza escura, consistência média.
	5,00	5	6						Argila arenosa, cor cinza escura, consistência média.
		5	7						Argila arenosa, cor cinza escura, consistência média.
		5	7						Argila arenosa, cor cinza escura, consistência média.
		7	9						Argila siltosa, cor cinza amarelada, consistência média passando à dura.
	8,40	14	20						Argila siltosa, cor cinza amarelada, consistência média passando à dura.
		45	50/15						<b>IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.</b>

FIGURA 47 – Resultados do ensaio 1: CPT-05, DMT-05, SPT-17 (N.A. = 0,3m)

FONTE: Solo Sondagem

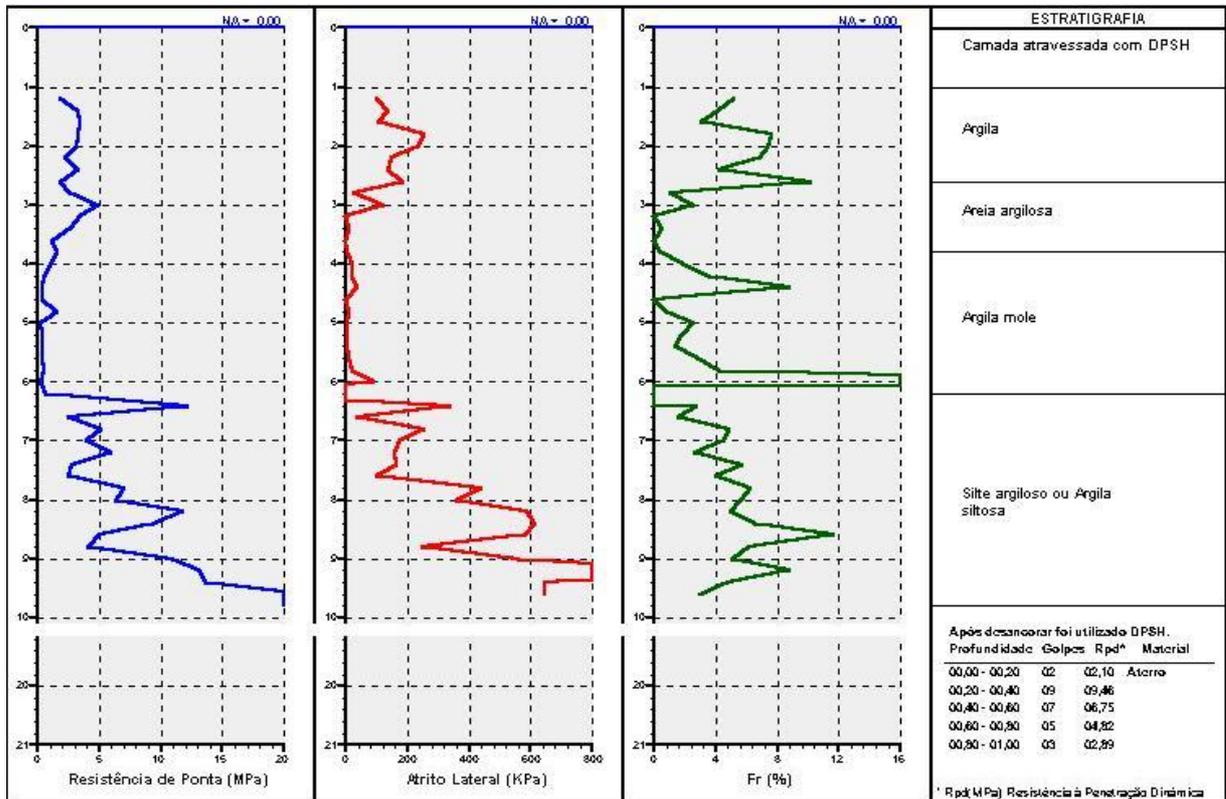


FIGURA 48 – Resultados do ensaio 1: CPT-06, DMT-06, SPT-16

FONTE: Solo Sondagem

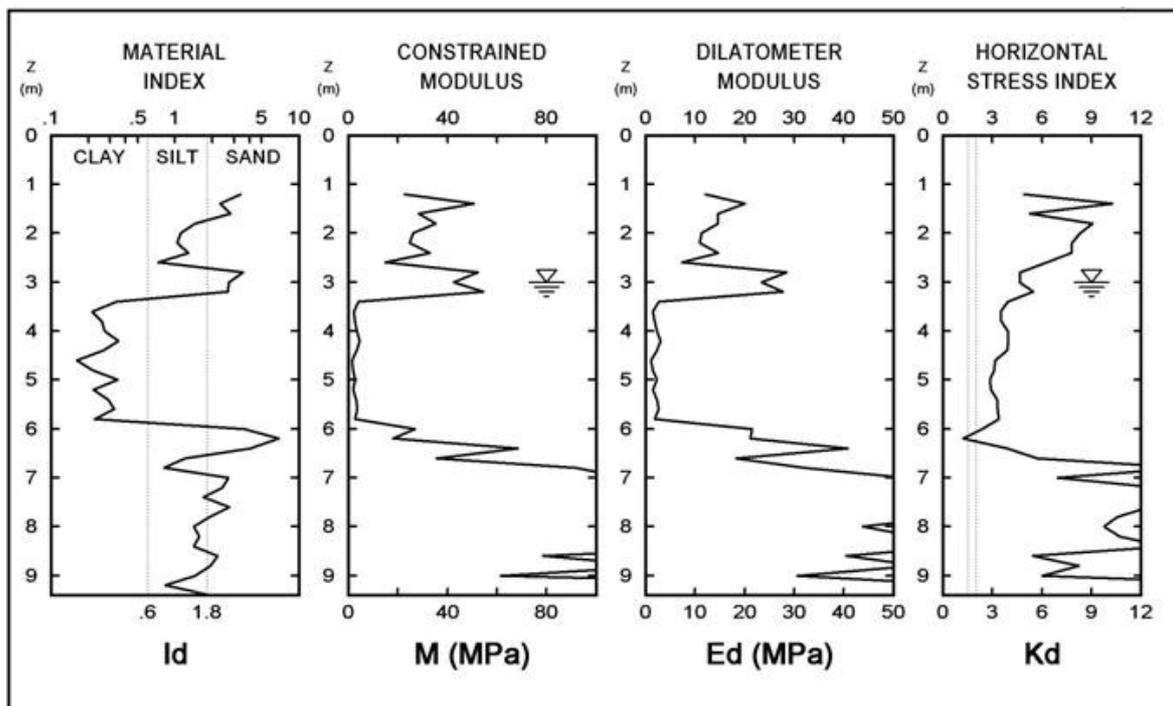


FIGURA 49 – Resultados do ensaio 1: CPT-06, DMT-06, SPT-16

FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Gráfico				Revestimento $\varnothing$ 66,5mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ Internos } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ Externos } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm <b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>
		N.º de golpes						
		1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
		TRADO						
①	2,00	4	5					Argila, cor cinza amarelada, consistência média.
②		2	3					
③	6,00	2	2					Argila, cor marrom, consistência mole.
④		1	1					
⑤		2	4					
⑥	7,00	7	17					Silte argiloso, cor cinza amarelado, consistência muito rijo.
⑦	7,00	30/0						<b>IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.</b>

FIGURA 50 – Resultados do ensaio 1: CPT-06, DMT-06, SPT-16 (N.A. = 2,0m)

FONTE: Solo Sondagem

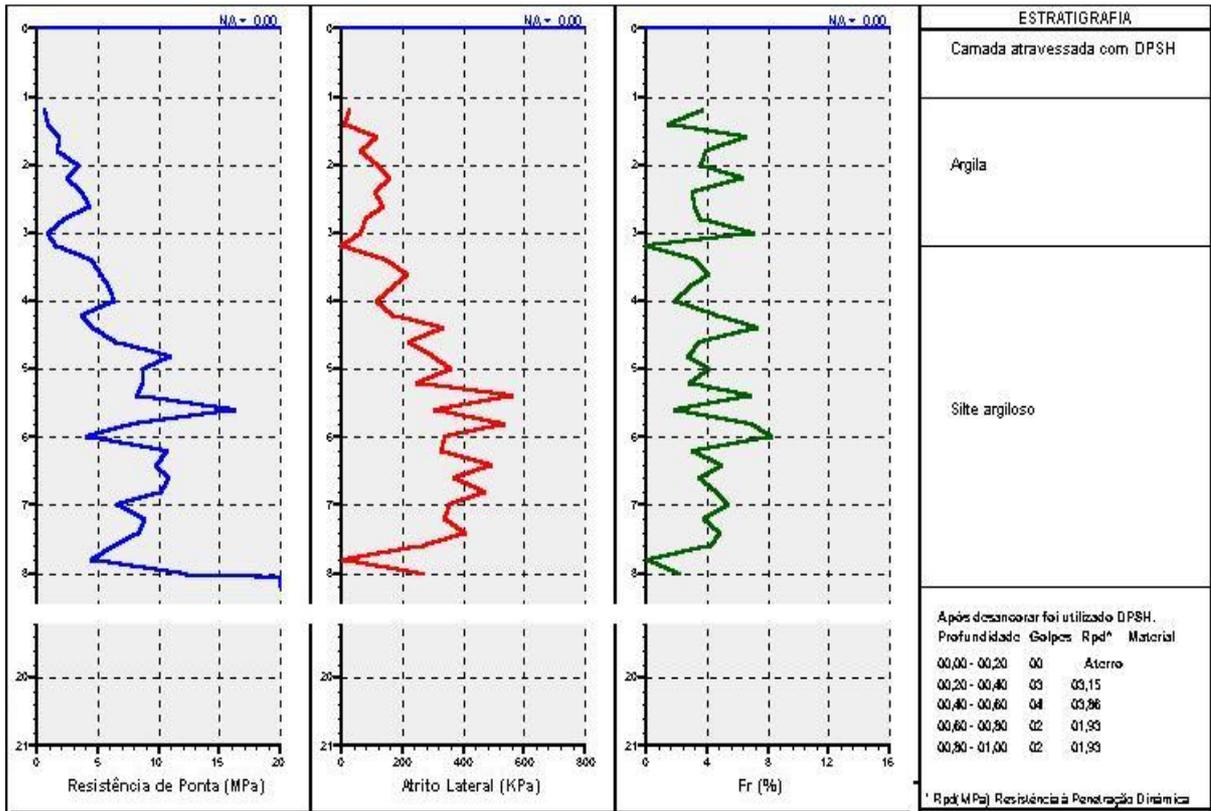


FIGURA 51 – Resultados do ensaio 1: CPT-07, DMT-07, SPT-23  
 FONTE: Solo Sondagem

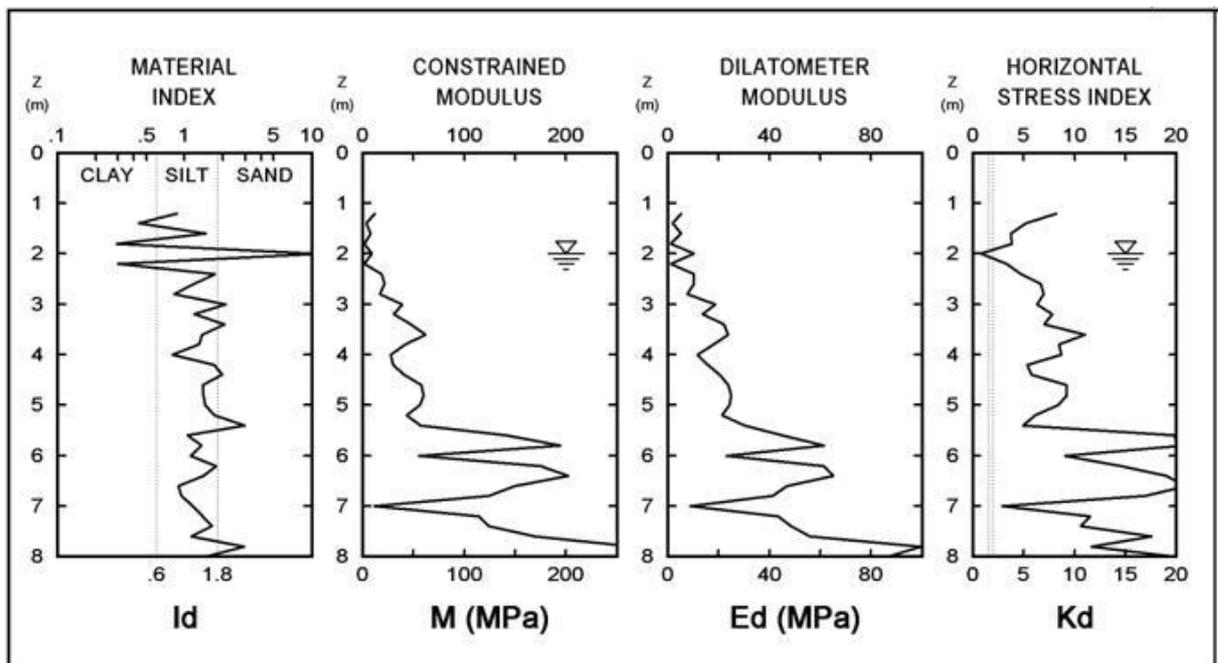


FIGURA 52 – Resultados do ensaio 1: CPT-07, DMT-07, SPT-23  
 FONTE: Autor

Amostra	Profundidade da camada (m)	Penetração (golpes / 30 cm)		Gráfico				Revestimento $\varnothing$ 66,5mm Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ Internos } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ Externos } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$ Peso: 65 Kg - Altura de queda: 75 cm	
		N.º de golpes							
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40		
				<b>CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL</b>					
		<b>TRADO</b>							
1	4,00	4	3					Argila arenosa, cor marrom, consistência mole passando à muito mole.	
2		2	2						
3		1	1						
4		2	2						
5	5,60	3	4					Areia de granulometria média, argilosa, cor cinza, fofa passando à muito compacta.	
		30	55					<b>IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.</b>	

FIGURA 53 – Resultados do ensaio 1: CPT-07, DMT-07, SPT-23 (N.A. = 0,6m)

FONTE: Solo Sondagem

### 6.3 Ensaio nº 02 (CPT, DMT, SPT) – Tijucas/SC

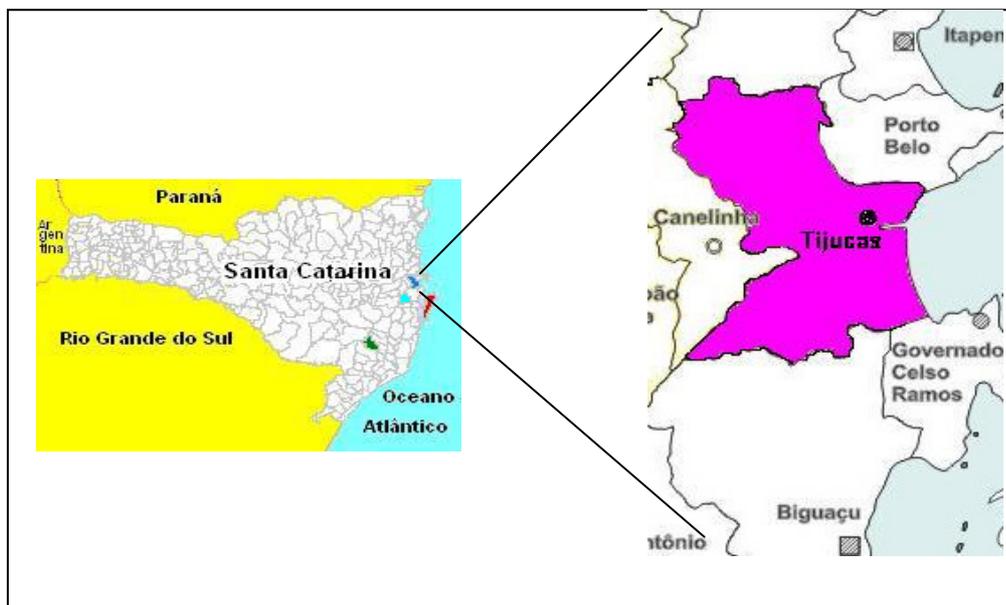
#### 6.3.1 Localização e caracterização geológica

A cidade de Tijucas está localizada a 45 km ao norte da Capital de Santa Catarina e apenas dois metros acima do nível do mar. Caracterizada por ter clima temperado quente, com temperatura média anual entre 18º C a 29º C.

Estes ensaios foram executados num local onde será erguido um prédio comercial, as margens da BR-101. As coordenadas geográficas deste campo são 27º 14' 11.86" S e 48º 37' 56.05" O.

A geologia predominante é o Complexo Ganguçu formado por metatextitos com estrutura agmatíticas, estromatítica e dobrada; diatextitos e gnaisses porfiroblásticos, com enclaves dioríticos, quartzo-dioríticos, anfíbolíticos e metassedimentares. Inclui corpo de composição diorítica (dr) alojado em intrusão da

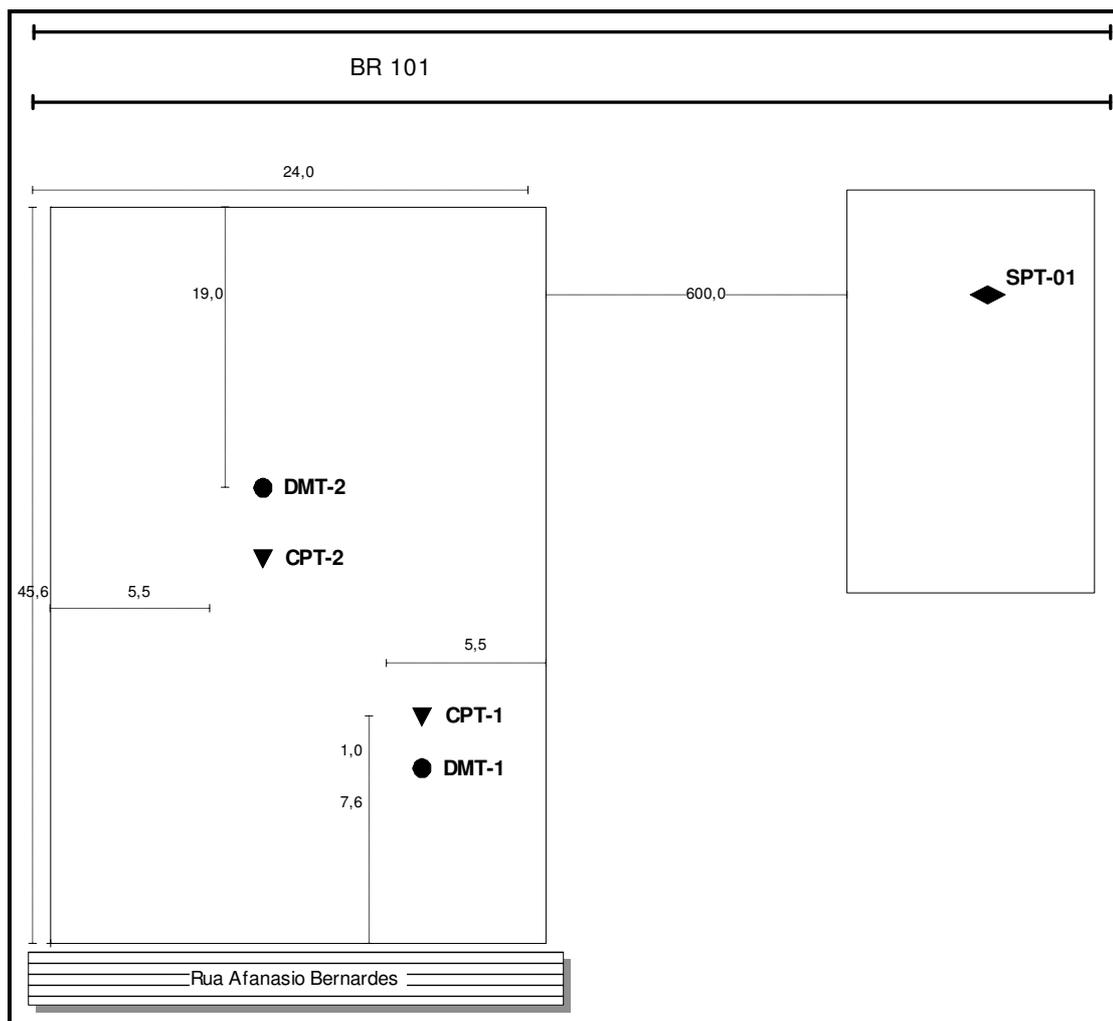
Suíte Intrusiva São Pedro de Alcântara. Segundo a pedologia trata-se de um Neossolo Quartzênico caracterizados por areias quartzosas castanho-avermelhadas, de granulação finas ou médias, bem selecionadas, eventualmente, endurecidas devida a presença de oxido de ferro, constituindo por vezes crostas ferruginosas.



**FIGURA 54 – Mapa ilustrativo da localização do município de Tijucas – SC**  
FONTE: <http://www.gov.br.sc/mapas>

### 6.3.2 Localização dos furos de sondagem

A campanha de sondagem para caracterização deste local envolveu 2 furos CPT e 2 furos DMT, e obteve-se um perfil SPT próximo (cerca de 600 m) da região do estudo para auxiliar na interpretação dos resultados. Vale lembrar que o ensaio DMT foi executado em nível de estudo acadêmico e seus resultados não foram considerados para elaboração do projeto geotécnico de fundações.



**FIGURA 55 – Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 2**  
FONTE: Autor

### 6.3.3 Apresentação dos resultados

Serão apresentados os resultados de 2 furos CPT e DMT e um laudo SPT próximo a região do ensaio.

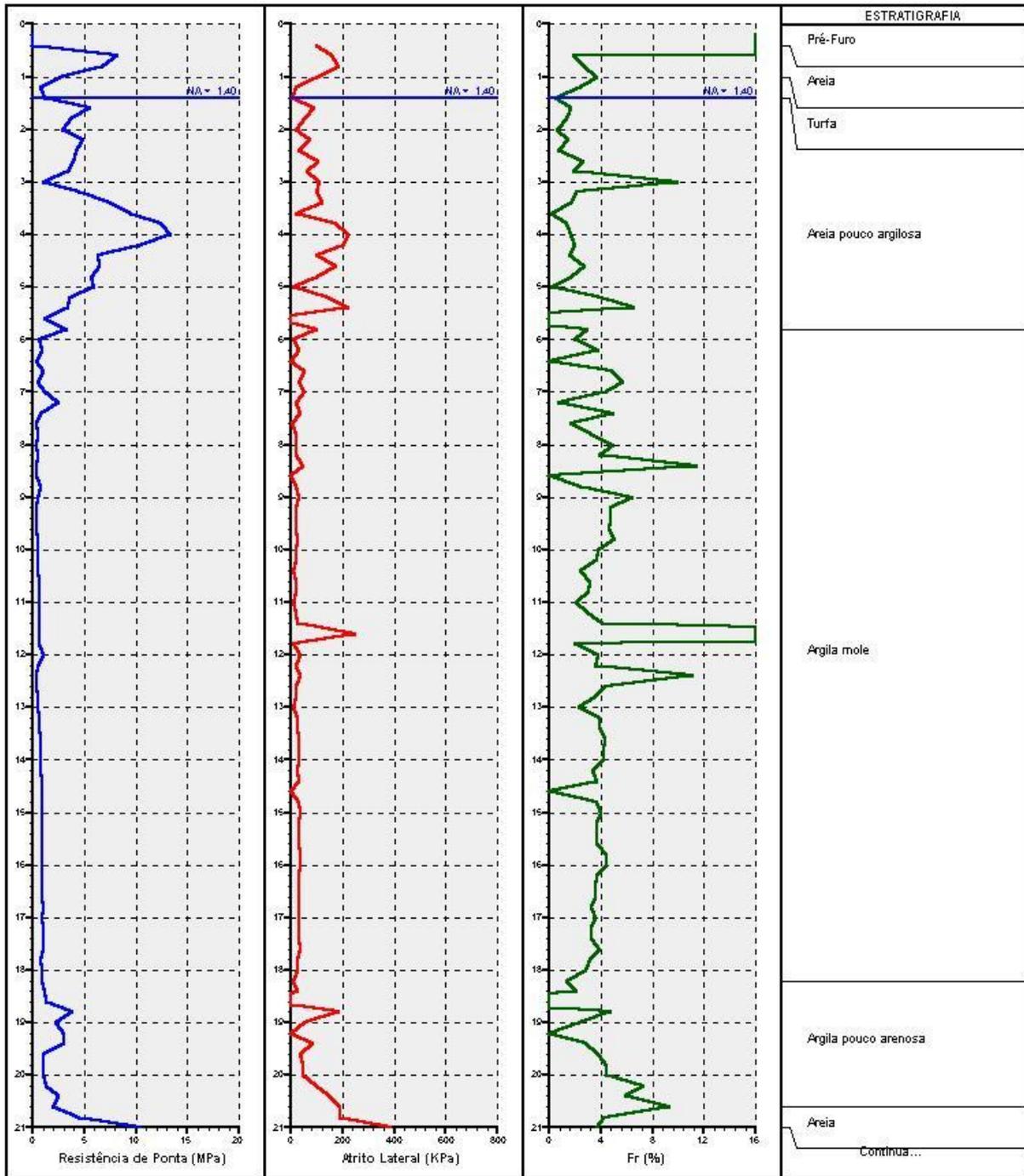


FIGURA 56 – Resultados do ensaio 2: CPT-01, DMT-01, SPT-01

FONTE: Solo Sondagem

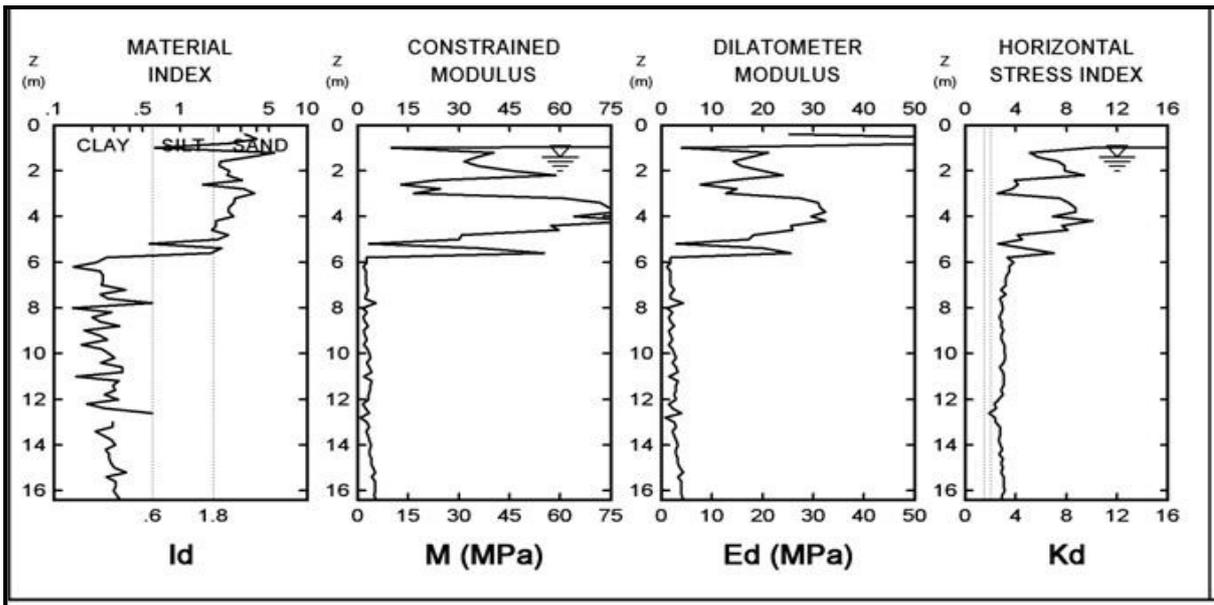


FIGURA 57 – Resultados do ensaio 2: CPT-01, DMT-01, SPT-01

FONTE: Autor

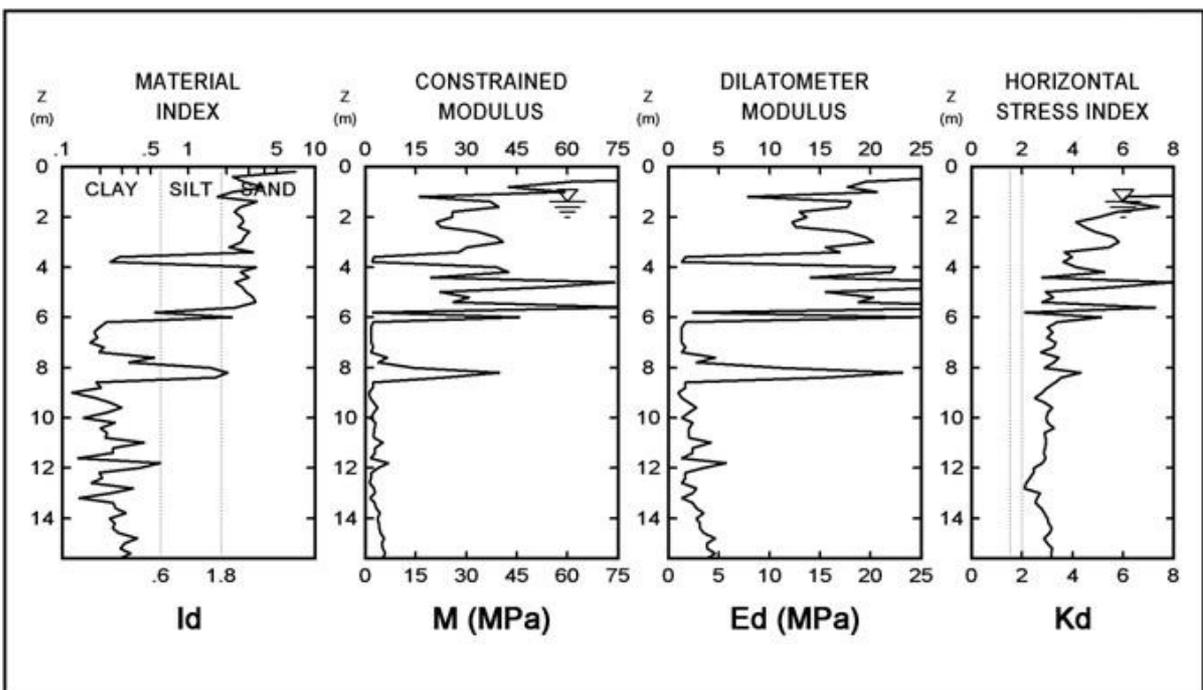
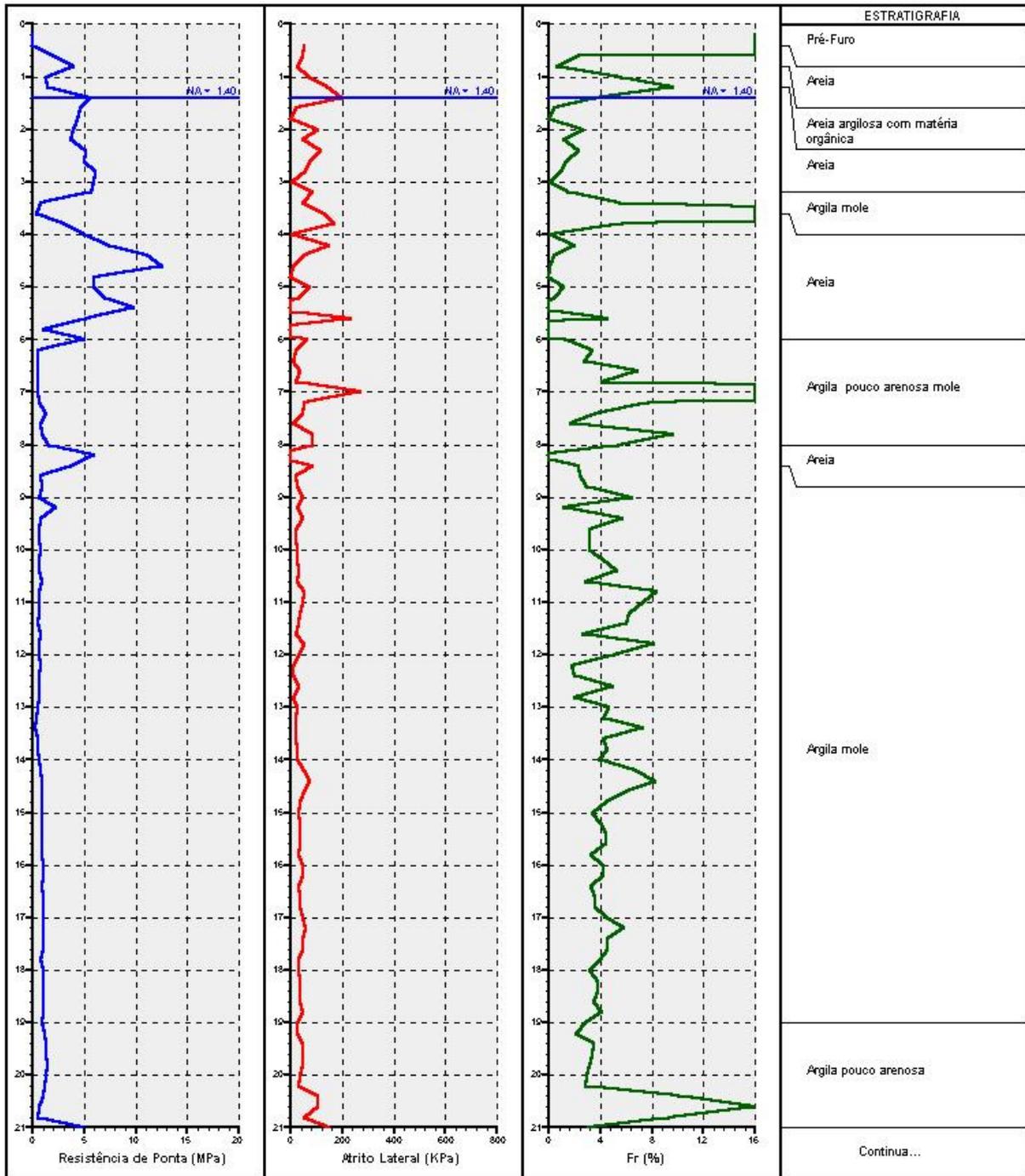


FIGURA 58 – Resultados do ensaio 2: CPT-02, DMT-02, SPT-01

FONTE: Autor



**FIGURA59 – Resultados do ensaio 2: CPT-02, DMT-02, SPT-01**  
 FONTE: Solo Sondagem

Amostr. No.	ENSAIO PENETROMÉTRICO (Golpes/cm)			Número de Golpes		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO							Profundidade da Camada (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
				2'e2'	2'e3'	AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK								
						No. DE GOLPES								
	2	3	5			10	20	30	40	50	60	70		
1	2/15	3/15	5/15	5	8								1.70	AREIA GROSSA MARROM MUITO ARGILOSA POUCO COMPACTA
2	20/15	41/15		61	41								2.82	AREIA GROSSA MARROM CLARA MUITO COMPACTA
3	15/15	5/15	4/15	20	9									
4	7/15	4/15	6/15	11	10									AREIA GROSSA MARROM CLARA ARGILOSA MEDIANAMENTE COMPACTA
5	6/15	7/15	4/15	13	11								5.60	
6	7/15	9/15	8/15	16	17								6.50	ARGILA CINZA CLARA MUITO ARENOSA RIJA
7	5/15	3/15	3/15	8	6								7.85	ARGILA CINZA CLARA MUITO ARENOSA MÉDIA
8	3/15	7/15	15/15	10	22								8.76	ARGILA CINZA CLARA MUITO ARENOSA DURA
														ROCHA OU MATAÇÃO IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA.  (SOMENTE ROTATIVA)

FIGURA 60 – Resultados do ensaio 2: CPT-02, DMT-02, SPT-01 NA=2,0m (as margens da BR101 – local Tijucas)

FONTE: Solo Sondagem

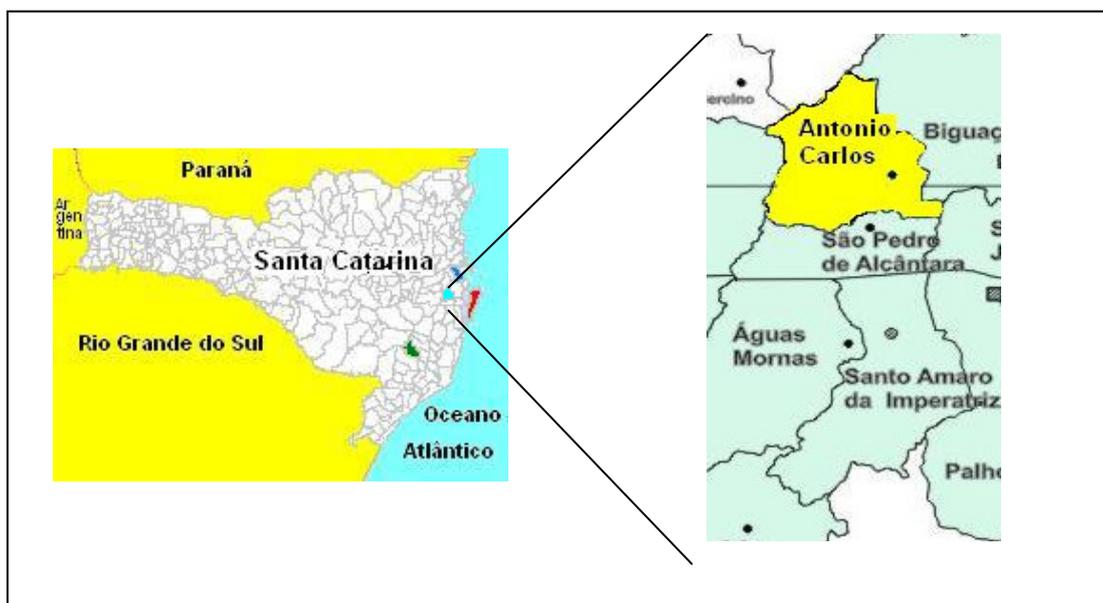
## 6.4 Ensaio nº 03 (SPT, CPT, DMT) – Antônio Carlos/SC

### 6.4.1 Localização e caracterização geológica

A cidade de Antônio Carlos está situada próximo ao litoral do Estado de Santa Catarina a 30 km da cidade de Florianópolis. Possui clima temperado, com temperatura média anual entre 10° C e 30° C, estando a 30 metros do nível do mar.

Estes ensaios foram executados no local onde será construída a nova subestação de energia da Eletrosul. As coordenadas geográficas deste campo são 27° 29' 06.27" S e 48° 44' 02.27" O.

A geologia da região é descrita, conforme mapa IBGE, pertencente a Suíte Intrusiva Pedras Grandes formada por granitos, granodioritos, e quartzo-monzonitos de cor rosa a cinza claro, granulação grossa, não raro porfiróides, com megacristais brancos e rosados. Segundo a pedologia é classificado como um Cambissolo Fluvico (CUbd2) distrófico gleico e típico, textura argilosa e média. A moderado e proeminente, relevo plano e suave ondulado.

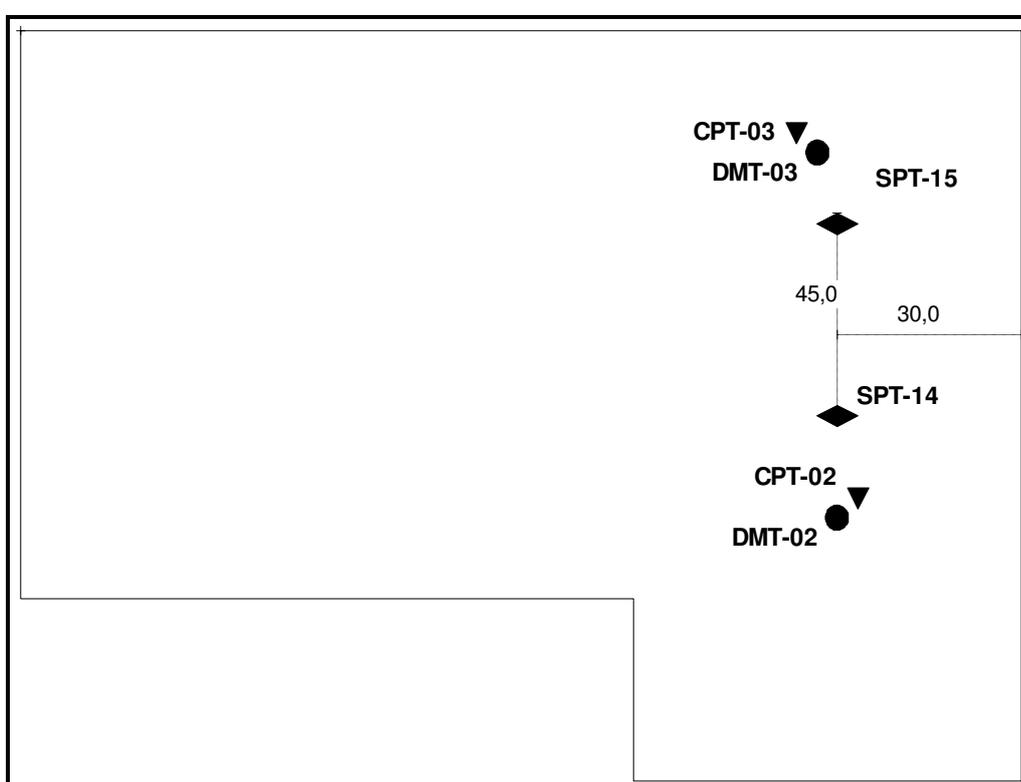


**FIGURA 61 – Mapa ilustrativo da localização do município de Antônio Carlos – SC**

Fonte: <http://www.gov.br.sc/mapas>

### 6.4.2 Localização dos furos de sondagem

A campanha de sondagem neste local envolveu ensaios 17 furos SPT, 2 furos CPT e 2 furos DMT. A sondagem SPT já havia sido executada e com base na localização dos furos SPT determinou-se os locais onde seriam realizados os ensaios CPT e DMT. A distância entre esses dois ensaios foi de aproximadamente 1,0 (um) metro.

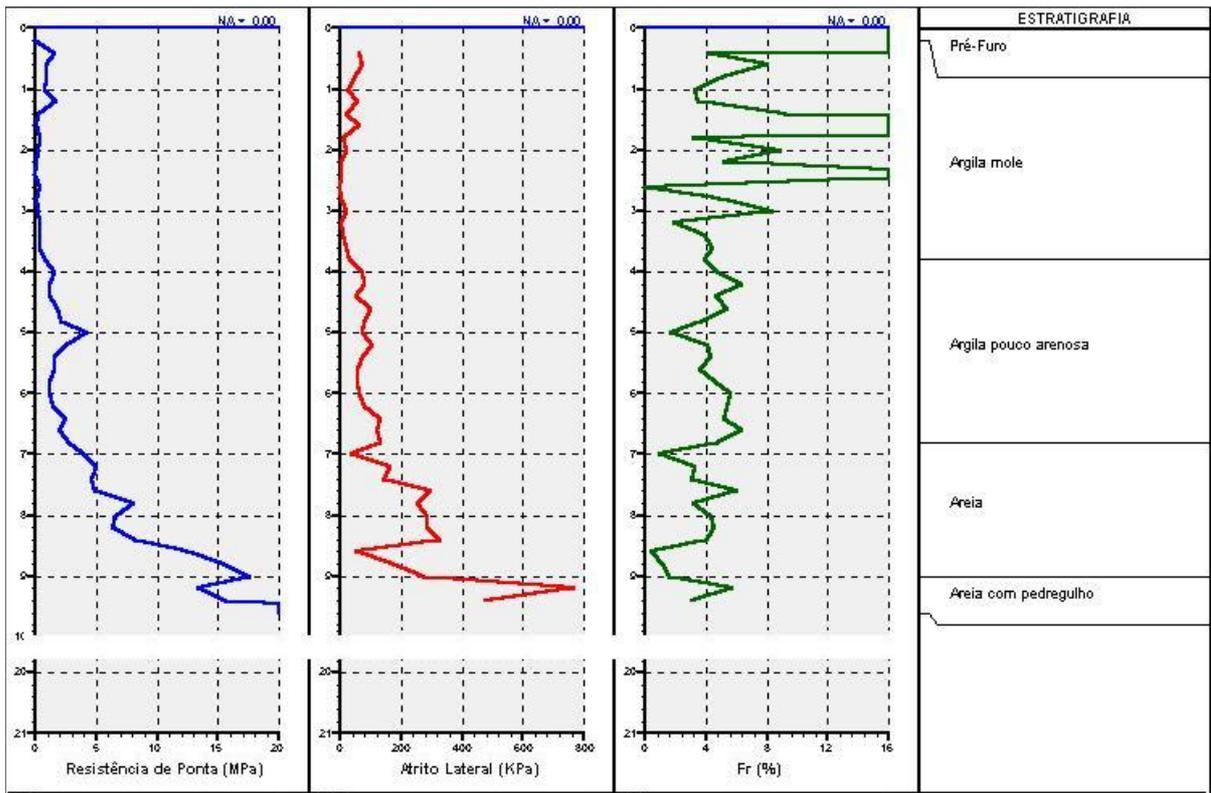


**FIGURA 62 – Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 3**

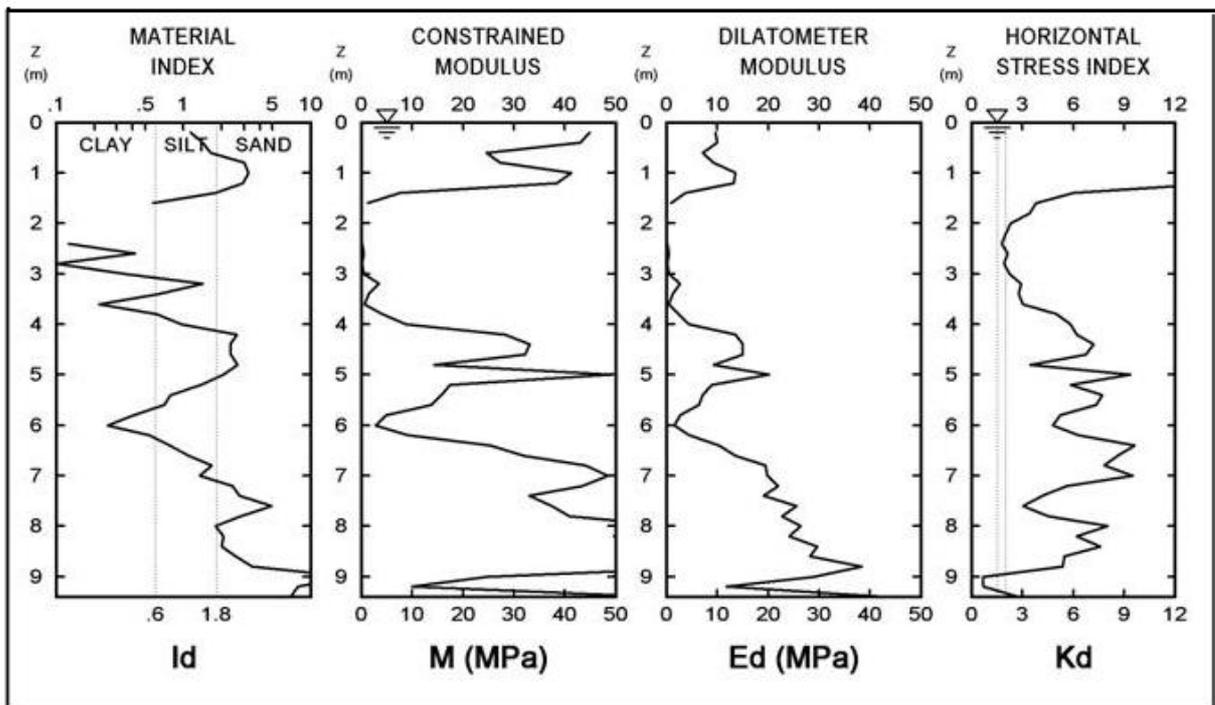
FONTES: Autor

### 6.4.3 Apresentação dos resultados

A seguir, os laudos obtidos nesta região.

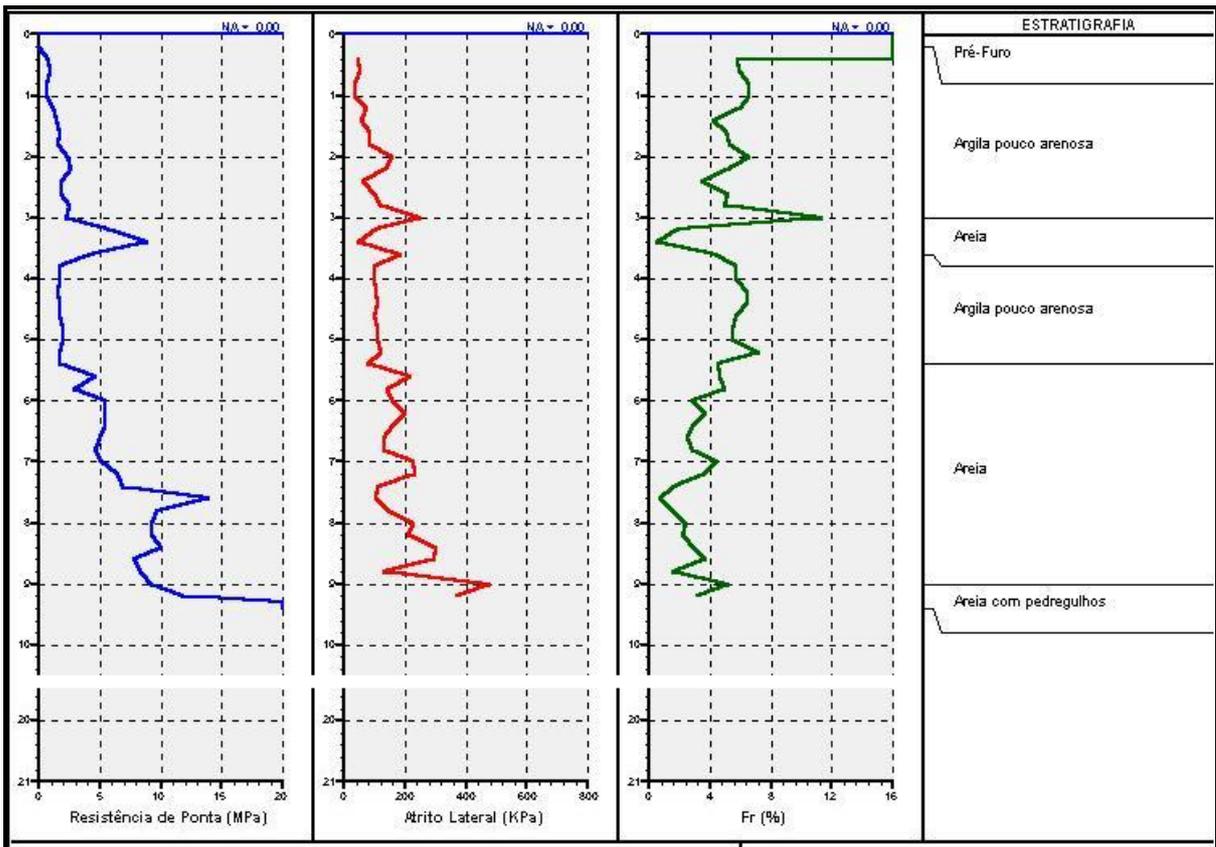


**FIGURA 63 – Resultados do ensaio 3: CPT-02, DMT-02, SPT-14**  
 FONTE: Solo Sondagem

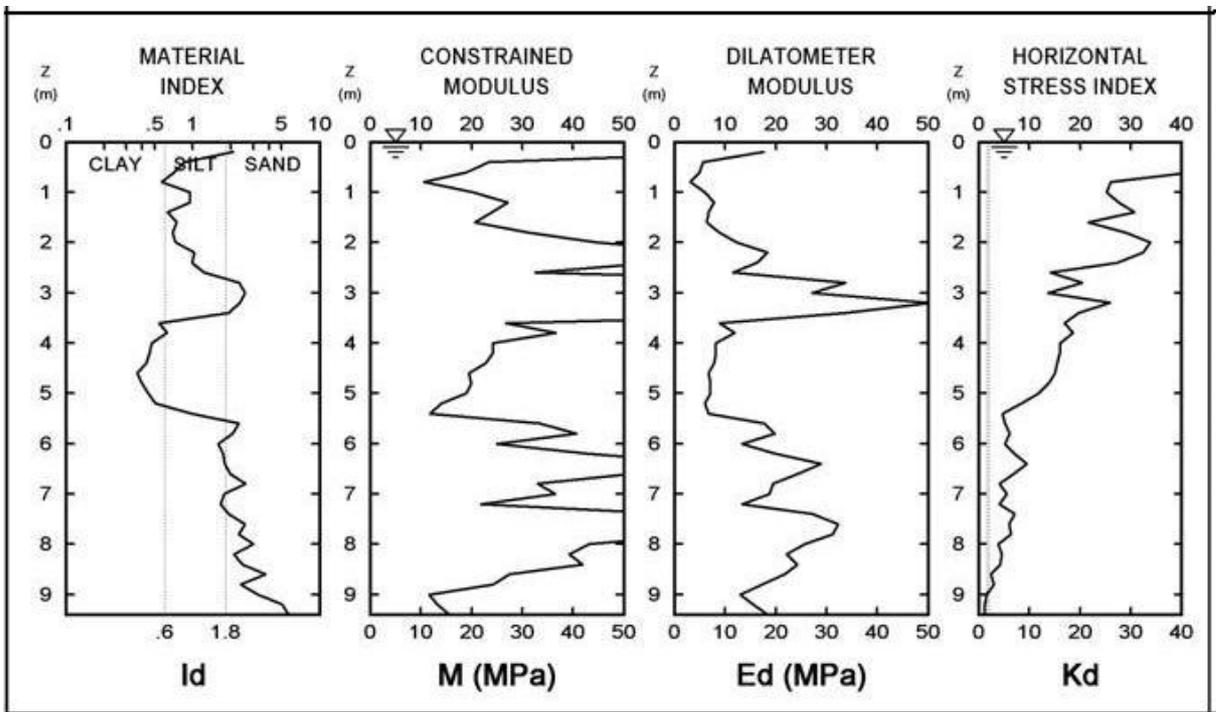


**FIGURA 64 – Resultados do ensaio 3: CPT-02, DMT-02, SPT-14**  
 FONTE: Autor





**FIGURA 66 – Resultados do ensaio 3: CPT-03, DMT-03, SPT-15**  
 FONTE: Solo Sondagem



**FIGURA 67 – Resultados do ensaio 3: CPT-03, DMT-03, SPT-15**  
 FONTE: Autor

Reves- timento (m)	Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
			Golpes / cm					
			1° + 2°	cm	2° + 3°	cm		
	100,000 99,400	1	5	30	6	30	0,60	Argila silto-arenosa, coloração marrom Argila silto-arenosa, coloração amarela
	97,200	2	5	30	7	30		
		3	5	30	7	30	2,80	Argila siltosa, pouco arenosa, coloração amarela e cinza
		4	5	30	8	30		
		5	6	30	8	30		
		6	5	30	8	30		
	93,300	7	5	30	10	30	6,70	Areia média, siltosa, coloração cinza e amarela
		8	6	30	10	30		
	91,100	9	15	30	20	30	8,90	Areia grossa, com pedriscos, siltosa coloração cinza
	89,900						10,10	Impenetrável à percussão
Nível D'Água :		28/4	h=0,80	C=99,200		Obs.: (*) Não veio amostra		

FIGURA 68 – Resultados do ensaio 3: CPT-03, DMT-03, SPT-15

FONTE: TopoSolo

## **6.5 Ensaio nº 04 e 05 (CPT, DMT, SM) – Florianópolis/SC**

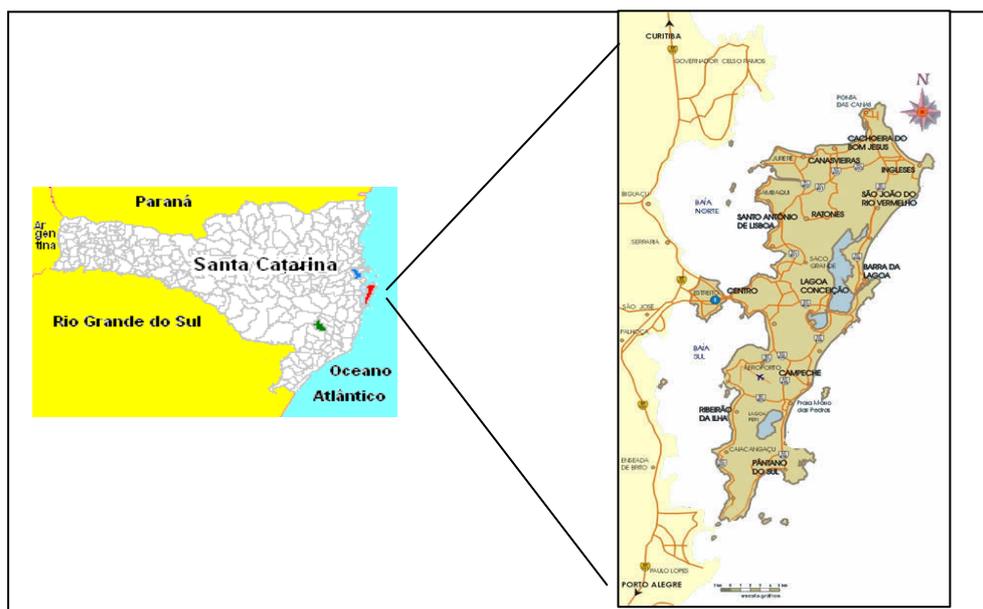
### **6.5.1 Localização e caracterização geológica**

A cidade de Florianópolis está localizada na Ilha de Santa Catarina, abrangendo toda a área insular (424,4km<sup>2</sup>) e parte do continente próximo (12,1km<sup>2</sup>). Assim têm mais de 100 praias, inúmeros parques, reservas naturais, lagoas e dunas. O clima é temperado com temperatura média entre 20º C e 30º C, e fica a 25 metros do nível do mar.

A suíte intrusiva Pedras Grandes (PPZ pg), unidade litoestratigráfica aqui definida é caracterizada pelas rochas graníticas, anteriormente consideradas como componente do “embasamento”. Constitui um imenso batolito alongado no sentido meridiano, alcançando 150 km, desde as proximidades de Biguaçu, na extremidade setentrional, até as proximidades de Criciúma, no sul. Ao norte de Biguaçu aflora, de maneira fragmentária, por 25 km até Governador Celso Ramos, resultante numa área aflorante de cerca de 4.500km<sup>2</sup>, da qual, cerca de 2/3 situam-se dentro dos limites atuais do Cráton de Itapema.

Na geologia desta região é descrita a Suíte Intrusiva Tabuleiro caracterizado por granitos e quartzo-monzonitos geralmente rosados, de granulação média a grossa, geralmente equigranulares, raramente porfiróides. Segundo a pedologia é descrito pelo IBGE como um Argissolo Vermelho+Amarelo distrofico típico, textura média/argilosa, pouca cascalhenta. A moderado e proeminente + Cambissolo háplico, textura argilosa pouco cascalhenta, relevo forte ondulado.

No local do ensaio nº 04 foi realizado também uma investigação de subsolo com amostragem de rocha (Sondagem Mista) que, posteriormente, após análise de um geólogo foi classificado geologicamente. O maciço rochoso é formado por rocha granítica pertencente ao grupo dos Granitóides alcalinos classificado como um Biotita-Monzogranito a Granito com predomínio de feldspatos potássicos e plagioclásios sódicos sobre o quartzo, cor cinza clara. A rocha possui textura granular hipidiomórfica, fanerítica grossa (granulometria grossa), localmente porfírica. Na literatura técnica é denominado de Granito Ilha.



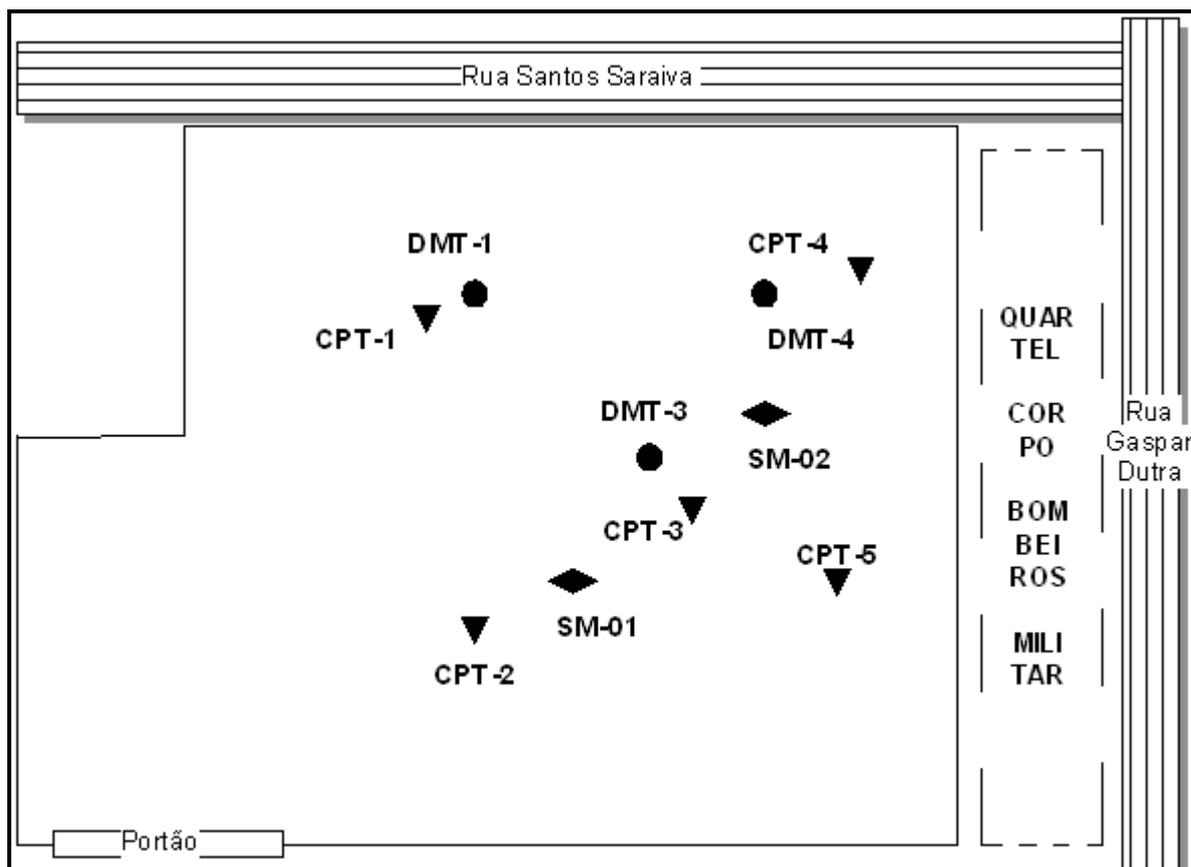
**FIGURA 69 – Mapa ilustrativo da localização do município de Florianópolis – SC**

Fonte: <http://www.gov.br.sc/mapas>

### 6.5.2 Localização dos furos de sondagem do ensaio nº 04

Estes ensaios foram executados num local onde será erguido um prédio residencial, no bairro Estreito no lado continental de Florianópolis. As coordenadas geográficas deste campo são  $27^{\circ} 35' 22.01''$  S e  $48^{\circ} 34' 37.38''$  O

A campanha de sondagem para caracterização deste local envolveu 5 furos CPT, 3 furos DMT e 2 furos de Sondagem Mista. Vale lembrar que o ensaio DMT foi executado em nível de estudo acadêmico e seus resultados não foram considerados para elaboração do projeto geotécnico de fundações.



**FIGURA 70 – Mapa ilustrativo da localização dos furos do ensaio 4**  
 FONTE: Autor

### 6.5.3 Apresentação dos resultados dos ensaios nº 04

A seguir, serão mostrados os resultados CPT, DMT e SM nesta região.

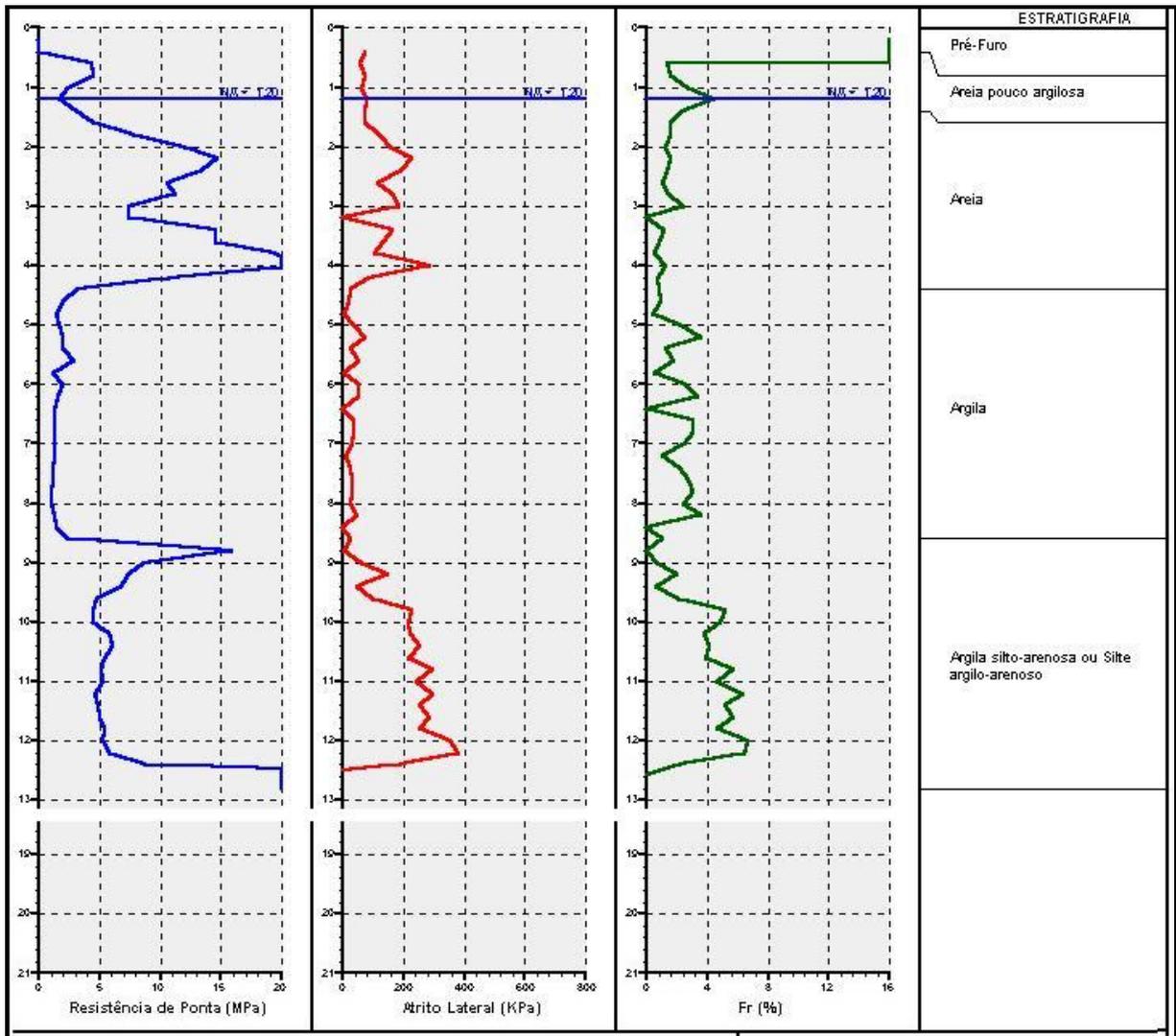


FIGURA 71 – Resultados do ensaio 4: CPT-01, DMT-01  
 FONTE: Solo Sondagem

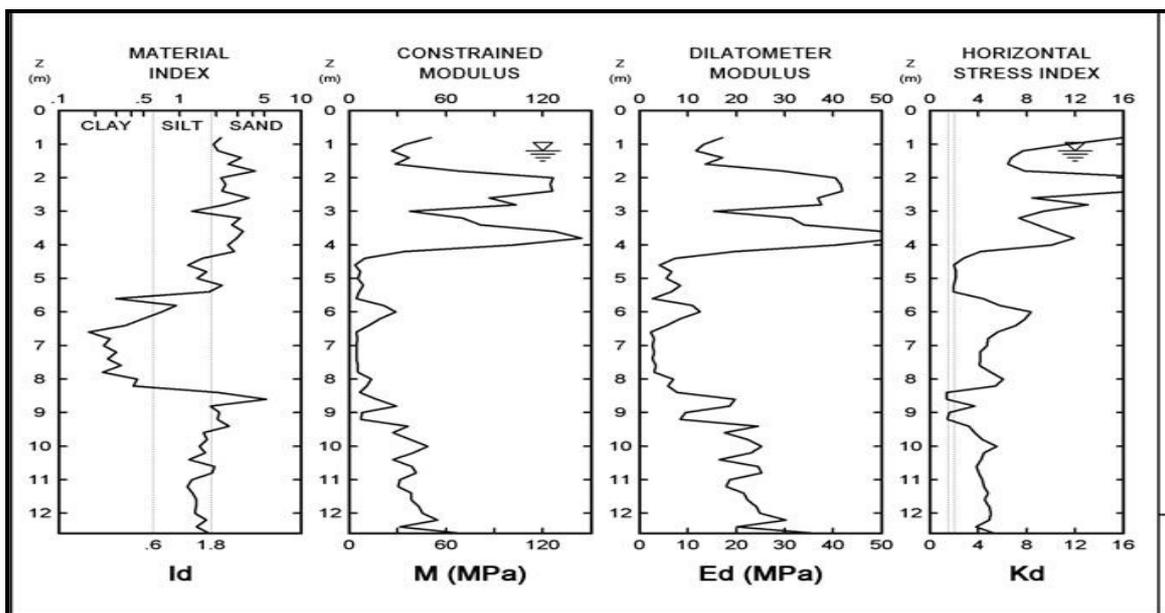


FIGURA 72 – Resultados do ensaio 4: CPT-01, DMT-01  
 FONTE: Autor

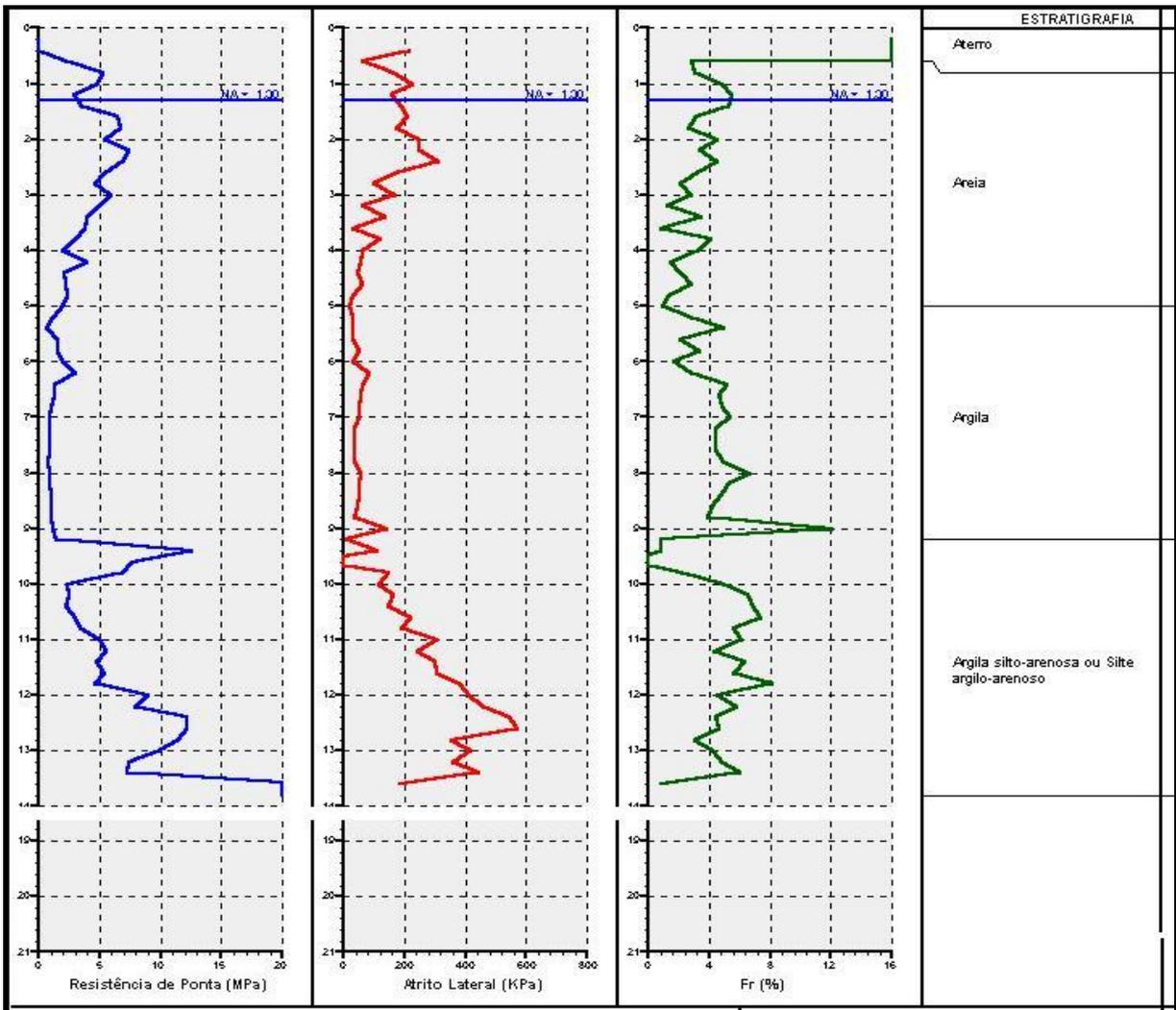


FIGURA 73 – Resultados do ensaio 4: CPT-03, DMT-03, SM-01

FONTE: Solo Sondagem

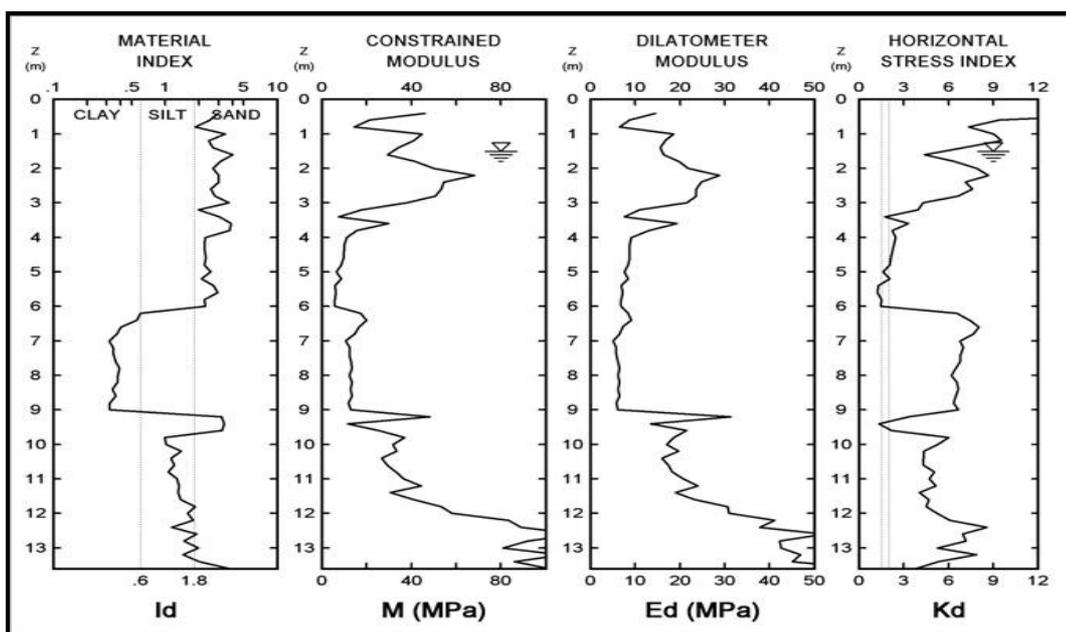


FIGURA 74 – Resultados do ensaio 4: CPT-03, DMT-03, SM01

FONTE: Autor

Diâmetro e método de Perfuração	Cota (m) e Nível d'água	Profundidade (m)	Perfil Geológico	Descrição do Material	Resistência a Penetração (S.P.T.)				RQD	Grau de Alteração	Grau de Fragmentação	Escala: 1/100
					Nº Golpes/30cm							
					1°+2°	2°+3°	3°	4°				
					Recuperação de Testemunho							
					20	40	60	80				
NW RW	-0,518	0,70	==	Aterro - Silte arenoso, variegado.								
	-1,018	1,20	F	Areia média, cinza clara.	5	7						-1
	-1,418		G	Areia grossa, marrom escura, pouco compacta e medianamente compacta.	15	15						-2
	-2,818	3,00	==	Areia grossa, pouco silteosa, cinza clara, fofa.	3	4						-3
	-4,718	4,90	-G-	Argila, amarela, muito mole.	3	3						-4
	-5,518	5,70	==	Areia grossa, pouco silteosa, variegada, medianamente compacta.	2	4						-5
	-7,818	7,80	-G-	Silte arenoso, micáceo, variegado, medianamente compacto.	8	11						-6
			==		8	12						-7
			==		7	12						-8
			==		7	11						-9
		==		8	12						-10	
		==		10	13						-11	
		==		10	16						-12	
NW RD	-12,518	12,70	==	Matacão de granito, cinza claro levemente rosado, siso.					44	A1	F1	-13
												-14
NW RW	-14,568	14,78	==	Silte arenoso, com pedregulhos, variegado, medianamente compacto e compacto.	34	16	18	34				-15
												-16
NW RD	-16,318	16,50		Solo de Alteração.						A5		-17
												-18
NW RD				Solo de Alteração.						A5		-19
												-20
BW RD	-19,858	19,84		Granito, cinza claro levemente rosado, siso.					87	A1	F1	-21
												-22
									84			-23
	-22,858	22,84		22,84m-Limite da sondagem estabelecido pelo Engenheiro da contratante.								-24
												-25
												-26
												-27
												-28
												-29
NW										A1		-30

FIGURA 75 – Resultados do ensaio 4: CPT-03, DMT-03, SM01  
 FONTE: Geodésia Ltda

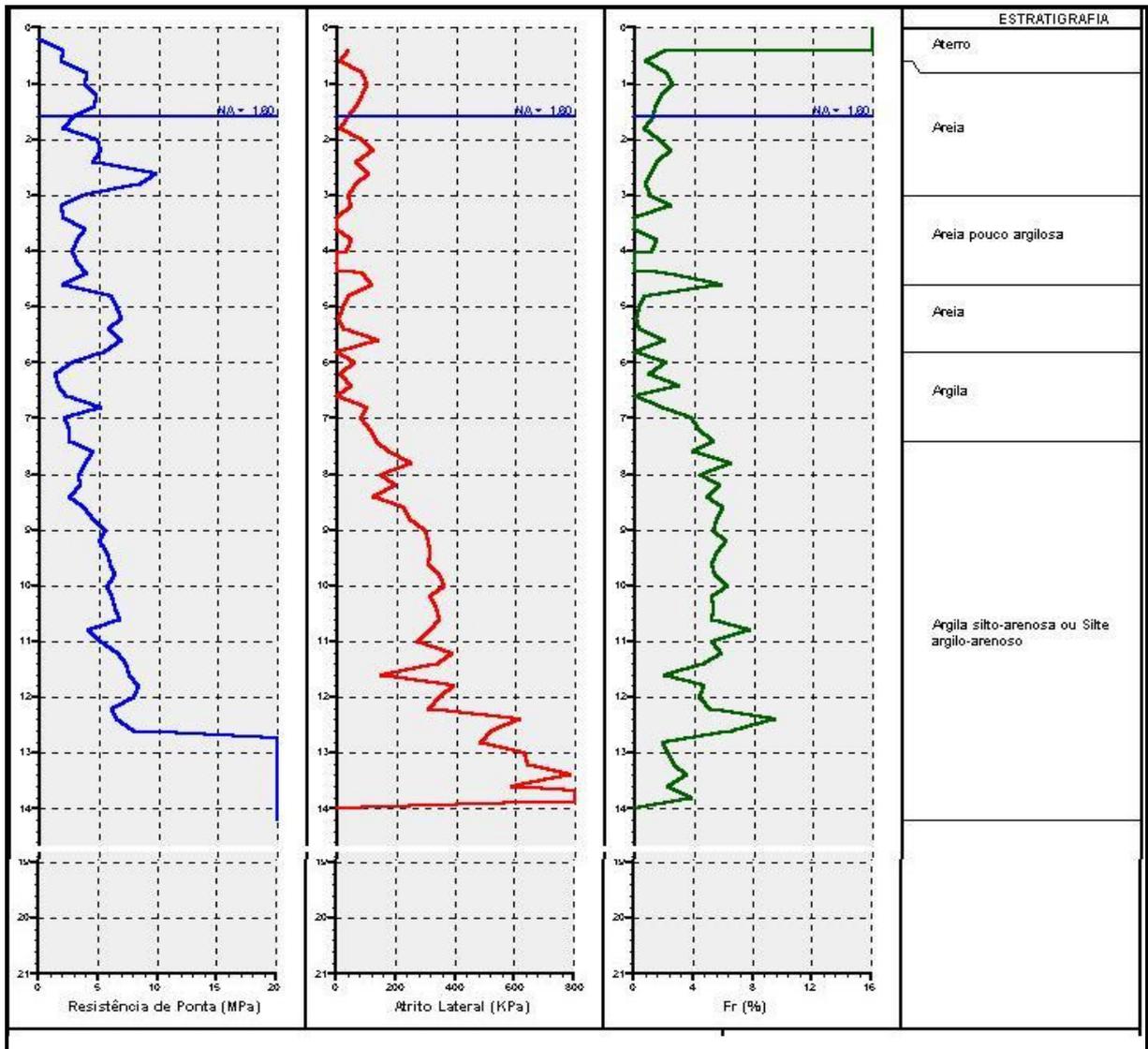


FIGURA 76 – Resultados do ensaio 4: CPT-04, DMT-04, SM-02

FONTE: Solo Sondagem

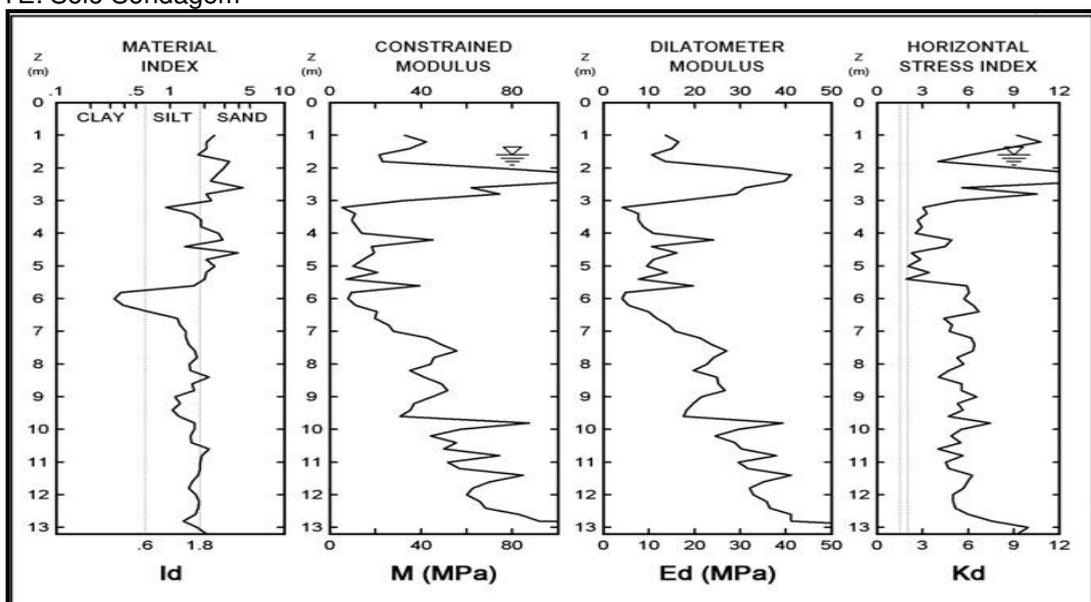


FIGURA 77 – Resultados do ensaio 4: CPT-04, DMT-04, SM-02

FONTE: Autor

Diámetro e método de Perforação	Cotas (m) e Nivel d'água	Profundidade (m)	Perfil Geológico	Descrição do Material	Resistência a Penetração (S.P.T.) Nº Golpes/30cm				RQD	Grau de Alteração	Grau de Fragmentação Escalar 1/100
					1º+2"		2º+3"				
					10	20	30	40			
NW RW	-1,041	1,00	== == ==	Aterro - Silte arenoso, com entulhos, variegado.	6	8			0	A3	F5
	-1,309			Idem, pouco compacto.	8	8					
	-1,891	1,85	== == ==	Areia grossa, cinza clara, medianamente compacta.	9	12					
					12	16					
					4	4					
	-4,041	4,00	G	Idem, fofa a pouco compacta.	3	5					
					4	4					
	-5,941	5,90		Argila, amarela escura, mole.	2	3					
	-6,541	6,50		Argila, cinza escura, mole.	2	3					
					2	3					
					3	4					
				3	4						
-10,541	10,50	G	Areia grossa, pouco silteosa, variegada, medianamente compacta.	10	17						
-11,841	11,80		Silte arenoso, amarelo, pouco compacto.	5	8						
-12,741	12,70		Silte arenoso, variegado, muito compacto compacto.	30	44						
				50							
				24	34						
				15	22						
BW/RD	-17,701	17,86		Dolerito, medianamente alterado.	90			0	A3	F5	
BW RD				Dolerito, medianamente alterado.	83				0	A3	F5
					27						
					83						
	-20,831	20,89		20,89m-Limite da sondagem estabelecido pelo Engenheiro da contratante.							

FIGURA 78 – Resultados do ensaio 4: CPT-04, DMT-04, SM02  
 FONTE: Geodésia Ltda

Sobre a Sondagem Mista realizada nesta região algumas informações técnicas são pertinentes. A sondagem mista foi executada com ferramental de diâmetro, NW, com coroas de widea e diamantadas, utilizando-se barrilete simples e barrilete duplo.

A resistência à penetração expressa pelo número de golpes necessários à cravação de 30 (trinta) centímetros de amostrador obedecendo às prescrições da NBR-6484/80. A compacidade ou a consistência dos solos em estudo é dada em função do índice de resistência à penetração conforme tabela abaixo:

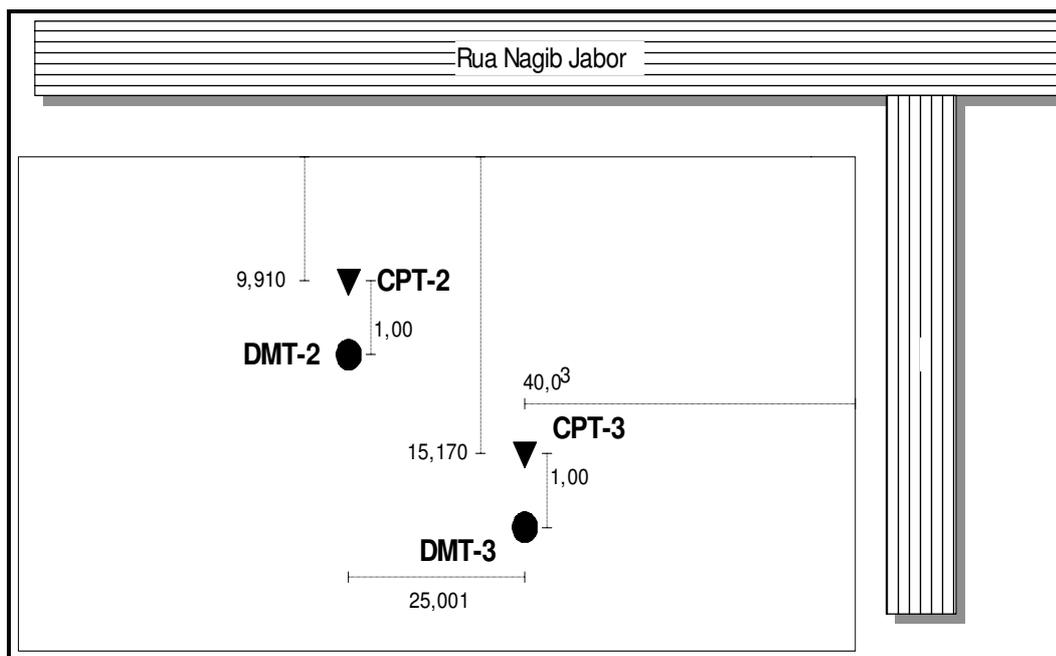
Areia e Silte Arenoso					Argila e Silte Argiloso						
Menor que 05					Menor que 03						
		golpes		fofa (o)			golpes		muito mole		
05	a	08	golpes		03		a	05	golpes		mole
09	a	18	golpes		06		a	10	golpes		média (o)
19	a	40	golpes		11		a	19	golpes		rija (o)
Maior que 40					Maior que 19						
		golpes		muito compacta (o)			golpes		dura (o)		

**QUADRO 10 – Tabela de classificação dos solos através do N<sub>SPT</sub>**  
 FONTE: NBR-6484/80

#### 6.5.4 Localização dos furos de sondagem do ensaio nº 05

A cidade de Florianópolis está localizada na Ilha de Santa Catarina. Estes ensaios também foram executados num local onde futuramente será construído um prédio residencial, no bairro Capoeiras no lado continental de Florianópolis. As coordenadas geográficas deste campo são 27º 35' 39.50" S e 48º 35' 39.84" O.

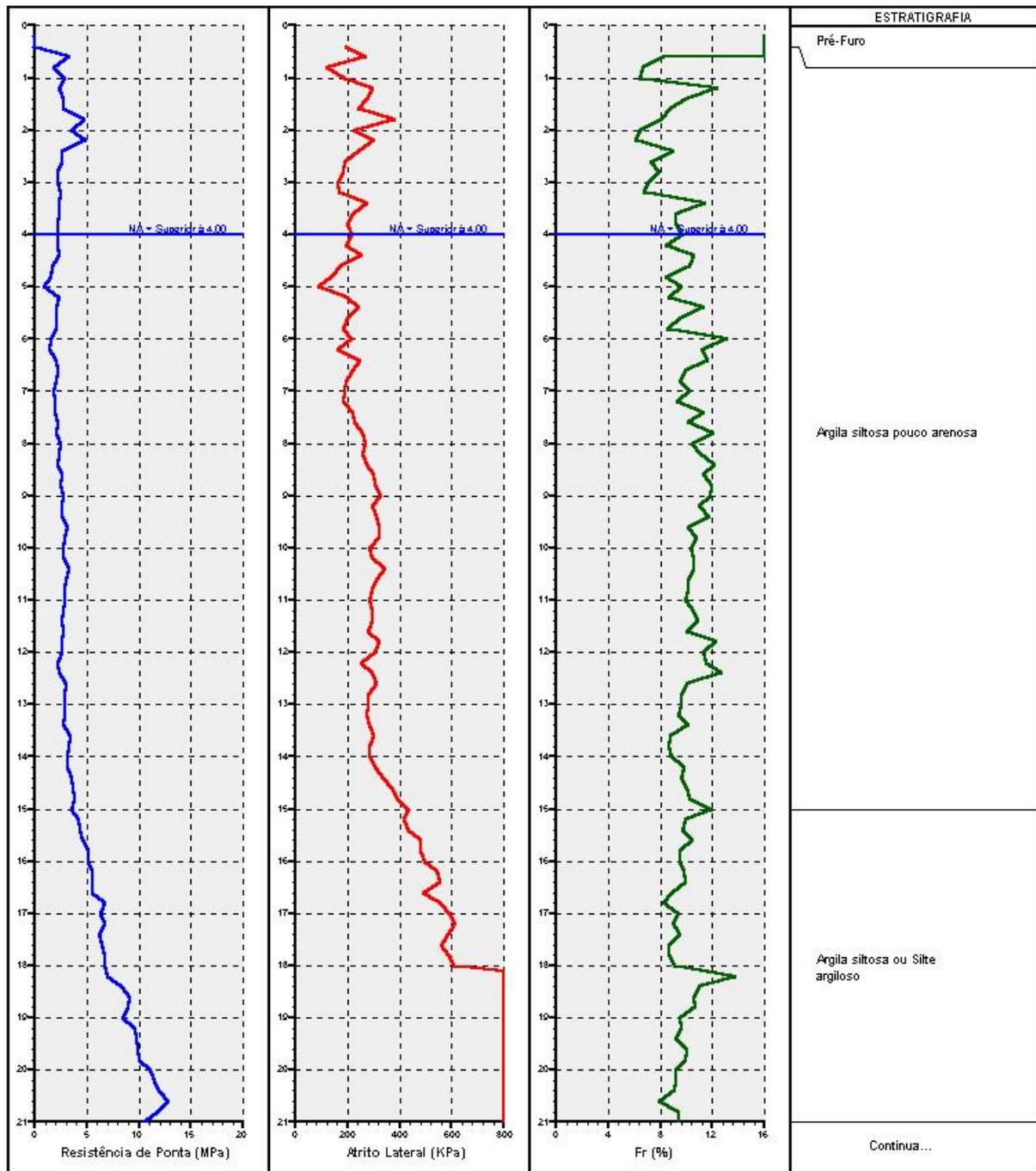
A região onde foi executado o Ensaio nº 05 foi o único local onde não foi possível obter laudos de sondagem SPT, ou mesmo laudos de Sondagem Mista. Foram consultadas todas as empresas da grande Florianópolis, mas não se obteve sucesso. Por isso, a campanha de sondagem neste local envolveu 2 furos CPT e 2 furos DMT.



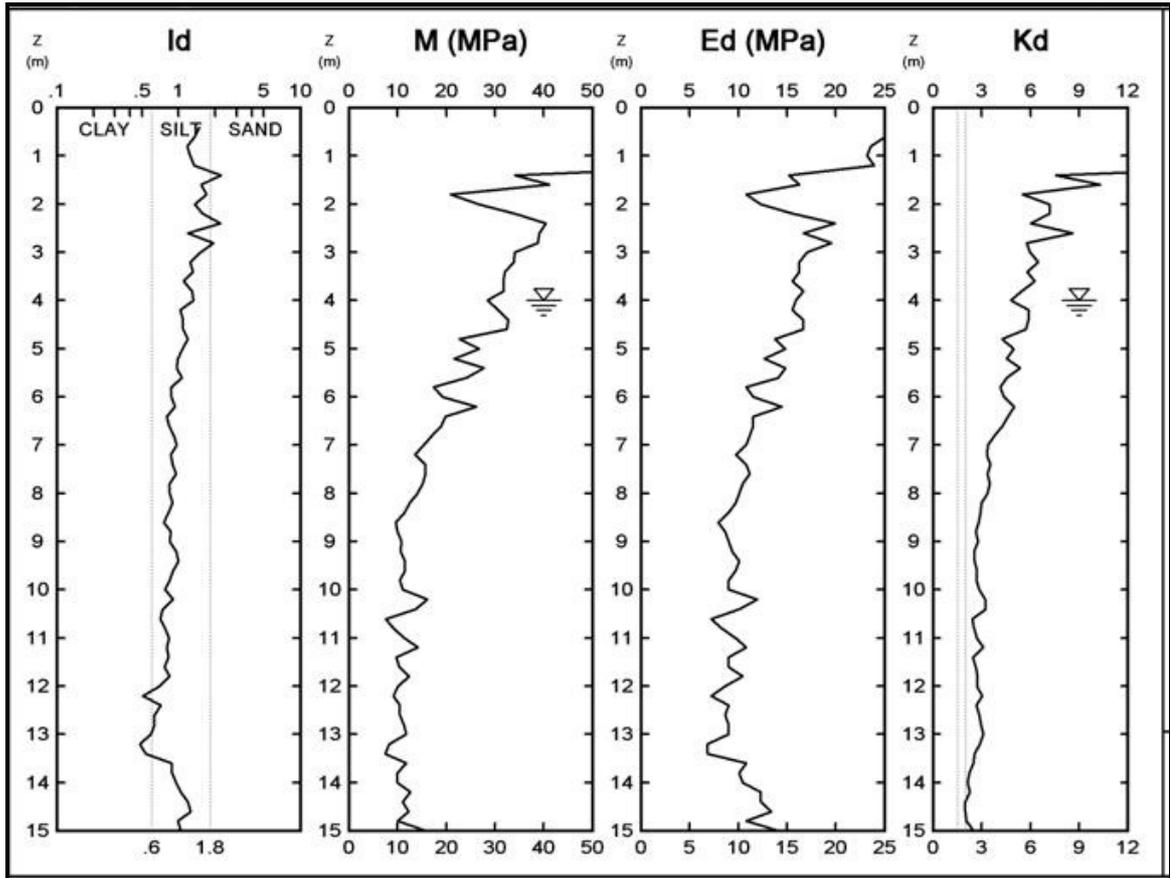
**FIGURA 79 – Mapa ilustrativo da localização dos Furos do ensaio 5**  
Fonte: Autor

### 6.5.5 Apresentação dos resultados dos ensaios de nº 05

A seguir, os laudos CPT e DMT obtidos na região.

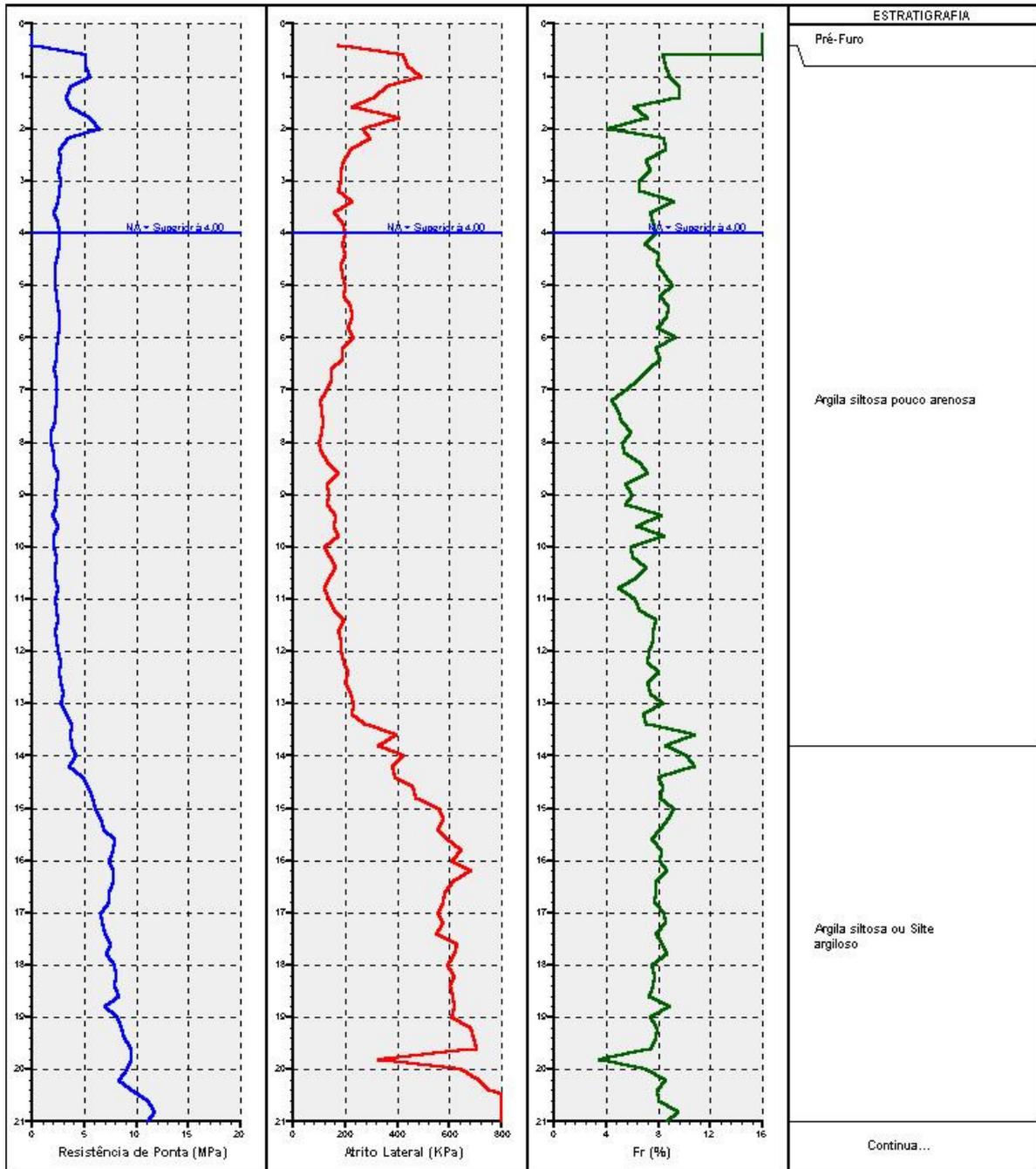


**FIGURA 80 – Resultados do ensaio 5: CPT-02, DMT-02**  
 FONTE: Solo Sondagem

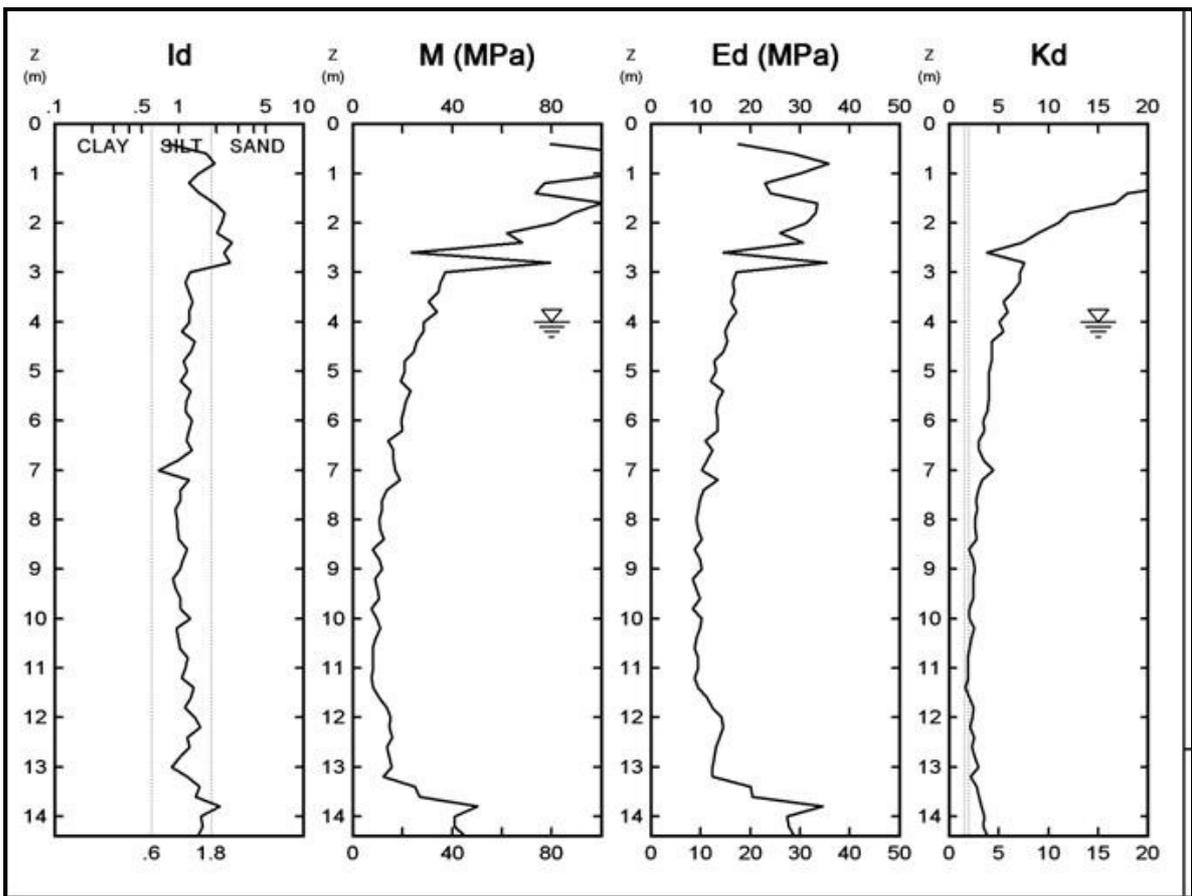


**FIGURA 81 – Resultados do ensaio 5: CPT-02, DMT-02**

FONTE: Autor



**FIGURA 82 – Resultados do ensaio 5: CPT-03, DMT-03**  
 FONTE: Solo Sondagem



**FIGURA 83 – Resultados do ensaio 5: CPT-03, DMT-03**  
 FONTE: Autor

## **7 ANÁLISE DOS PERFIS ESTRATIGRÁFICOS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

Para elaboração dos perfis estratigráficos de cada ensaio foi necessário fazer a perfilagem das camadas definidas em cada método de investigação. O boletim SPT apresenta a definição das camadas baseado nas amostras recolhidas pelo amostrador-padrão. Essa classificação é visual e tátil e o perfil das camadas é apresentado em intervalos de um metro com classificação do tipo de solo, coloração, grau de compactação e número de golpes.

O laudo CPT classifica o tipo de solo baseado no comportamento deste solo refletido nas variações de resistência de ponta e atrito lateral medidos durante a penetração do cone. Normalmente, uma argila apresenta baixos valores de  $q_c$ , menores que 5 Mpa, e uma razão de atrito acima de 5 %. O perfil CPT é definido em intervalos de 20 cm. O perfil CPT interpretado em cada furo foi disposto ao lado dos perfis do SPT e DMT. Para elaboração do boletim CPT são inseridos no software os valores registrados em campo pela célula de carga.

O perfil DMT também é apresentado em intervalos de 20 cm só que diferente dos ensaios CPT, não existe uma definição precisa das camadas. A estratigrafia deve ser efetuada com base na descrição do tipo de solo fornecido por  $I_D$  e na análise paralela dos valores de ângulo de atrito, OCR, resistência não drenada etc. Por exemplo, um solo descrito pelo DMT como um silte pode ser mais bem classificado observando outros parâmetros geotécnicos avaliados nesta camada, assim é possível dizer que se trata de um silte argiloso ou um silte arenoso. O laudo DMT é elaborado através da utilização do software Dmt Elab (fornecido através de contato com o Prof. Marchetti).

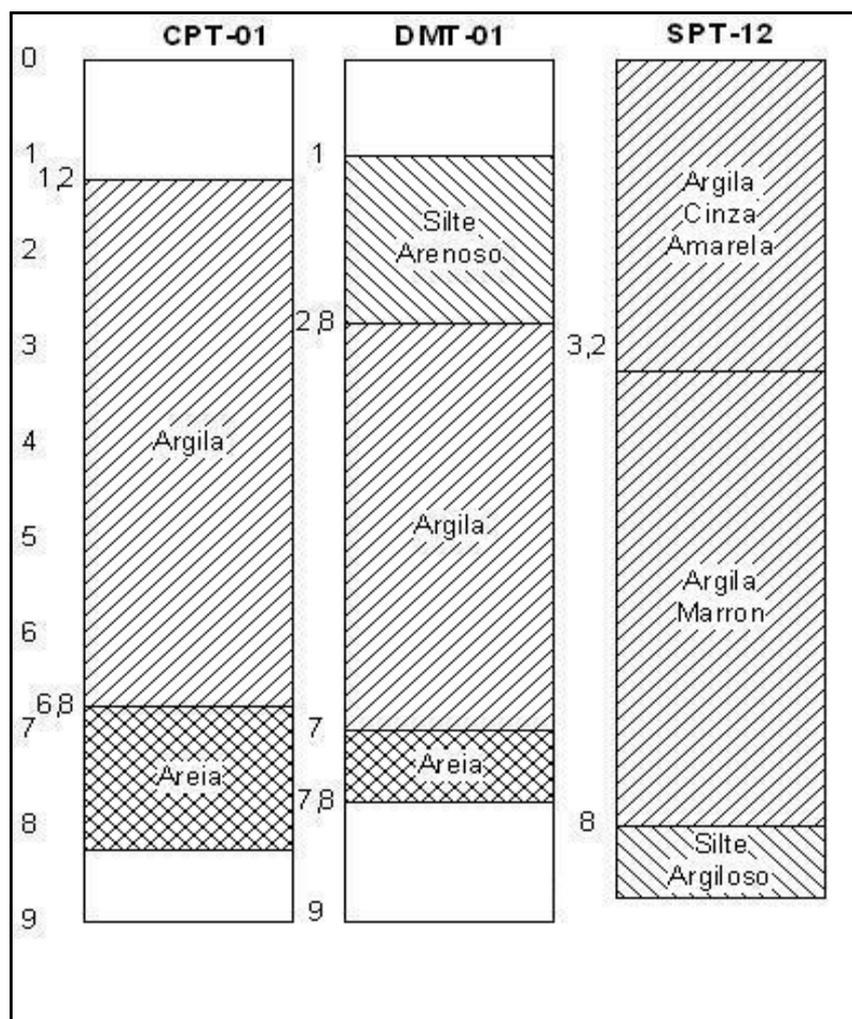
Para proceder a análise comparativa é necessário fazer a perfilagem dos perfis estratigráficos obtidos em cada ensaio, e analisá-los separadamente, conforme segue. Os laudos DMT foram gerados pelo pesquisador exclusivamente

para esta pesquisa. Todo o procedimento de montagem do equipamento do ensaio, execução, tomada dos registros de  $p_0$  e  $p_1$  (planilha de campo anexa), desmontagem, processamento dos dados e geração das planilhas DMT foram elaborados pelo pesquisador. O ensaio CPT foi executado em conjunto com o ensaio DMT, porém as planilhas do laudo CPT foram confeccionadas pela empresa colaboradora. Os laudos SPT já haviam sido executados e foram fornecidos ao autor para fins acadêmicos.

## **7.1 Ensaio nº 01 – URUSSANGA**

### **7.1.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios**

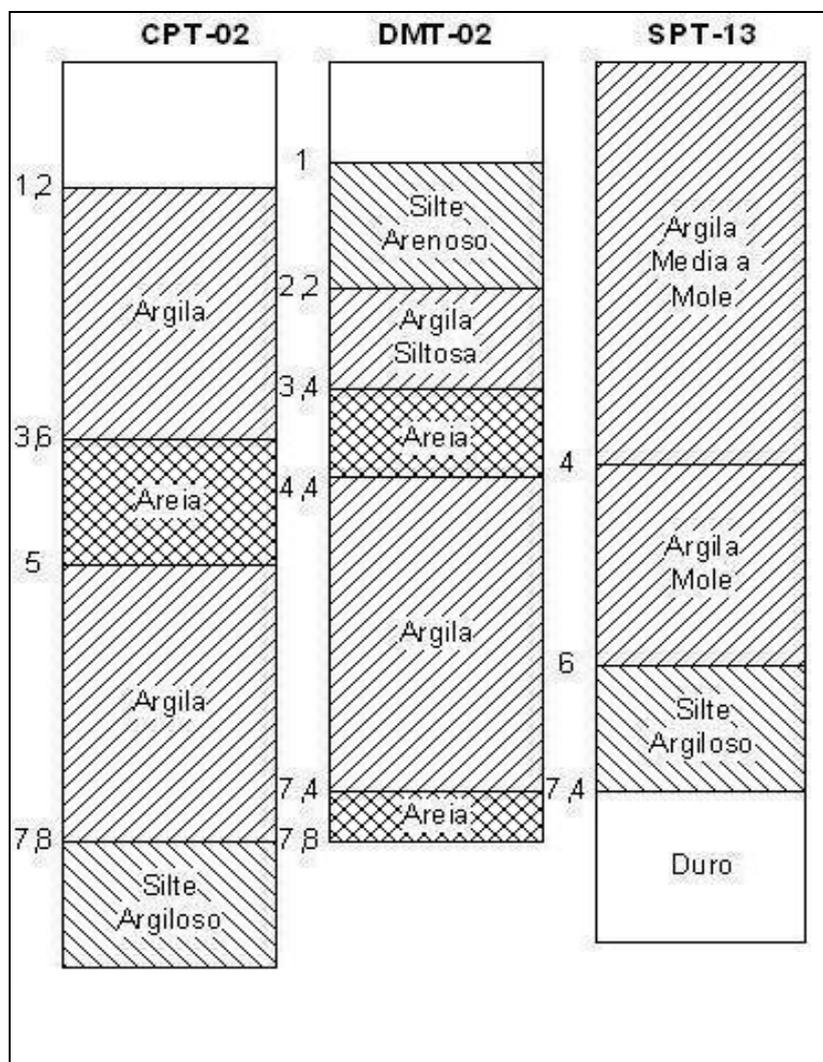
O laudo SPT-12 indica uma camada de argila cinza de consistência média até a profundidade de 3,2 metros sobre uma camada de argila marrom que se estende até a profundidade de 8 metros com um valor N médio de 3 golpes. O furo CPT-01 confirma a presença de uma camada de argila também até a profundidade de 7 metros. O furo DMT-01 identifica três camadas, a primeira um silte arenoso até 2,8 metros sobre uma camada de argila com espessura de 4 metros seguidos de uma camada de areia identificada na profundidade aproximada de 7 metros. O laudo CPT-01 é semelhantes aos demais ensaios, também identificando uma camada de areia a partir dos 7 metros. Enquanto que o SPT identifica uma camada de silte argiloso a partir dos 8 metros de profundidade. O nível de água para este perfil foi obtido pelo DMT em torno de 4,2 metros.



**FIGURA 84 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-01, DMT-01, SPT-12**

O laudo SPT-13 identifica um material argiloso com diferenças no grau de compactação até a profundidade de 6 metros, com o N em torno de 5 golpes. Antes do impenetrável o SPT-13 indica a presença de um silte argiloso duro entre 6 e 7,4 metros. O CPT-02 aponta um comportamento de uma argila até a profundidade de 7,8 metros, porém identifica a existência de uma camada de areia entre 3,6 e 5 metros. O DMT-02 diverge quanto à classificação do solo próximo a superfície, identificando uma primeira camada como um silte arenoso sobre uma argila siltosa. O furo DMT-02 também identifica uma camada de areia a partir dos 3,4 metros, só que esta camada é menor que a mostrada pelo CPT-02, tem aproximadamente 1 metro. Após a profundidade de 4,4 metros, o DMT-02 indica a ocorrência de uma argila até a profundidade de 7,4 metros, seguido de uma camada de areia compacta até 7,8 metros. O CPT-02, após a camada de areia, confirma os resultados

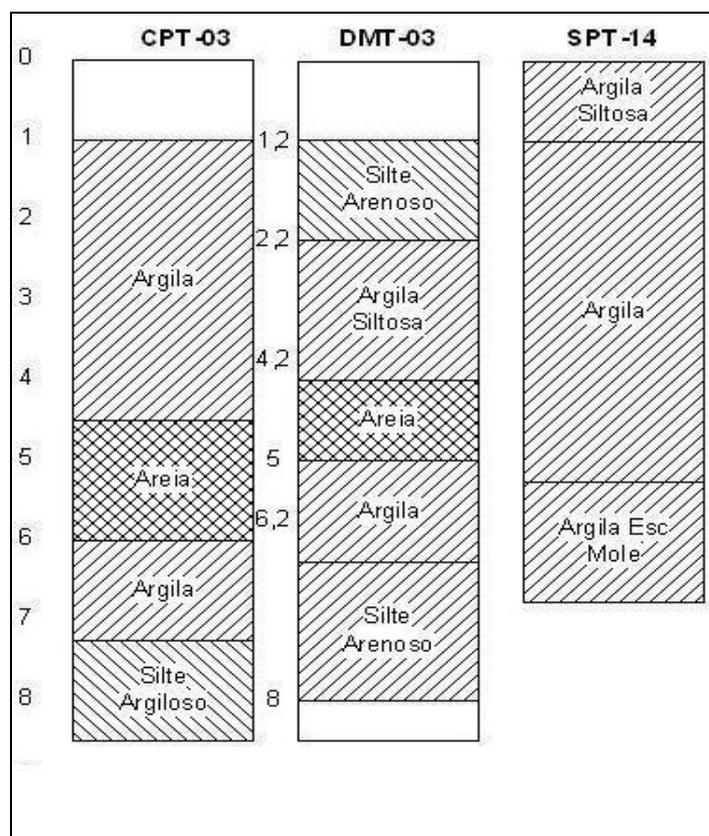
apontados pelo outros ensaios interpretando como uma argila o material existente após o 5 metros de profundidade.



**FIGURA 85 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-02, DMT-02, SPT-13**

Os furos CPT-03/DMT-03/SPT-14 são muito similares aos furos CPT-02/DMT-02/SPT-13. A única divergência quanto à classificação e estratigrafia mostrada na primeira camada identificada pelo DMT-03 como um silte arenoso enquanto o CPT-03 e SPT-14 indicam uma argila. Também são identificados pelo CPT-03 e DMT-03 a ocorrência de lentes de areias entre as profundidade de 4 a 6 metros. Só que novamente o ensaio CPT indica uma espessura maior que a do DMT para esta camada de areia. Após esta lente de areia todos os ensaios indicam a presença de uma argila mole. Ocorre divergência entre a classificação da última camada

enquanto O DMT-03 aponta um silte arenoso o CPT-03 indica um silte argiloso. O nível de água considerado para estes furos é de 3,9 metros. O furo SPT-14 aponta durante todo o seu perfil a existência de uma espessa camada de argila ate o impenetrável variando apenas o grau de compactidade.



**FIGURA 86 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-03, DMT-03, SPT-14**

O furo SPT-15 indica com base nas amostras coletadas uma argila até a profundidade de 5 metros antes do impenetrável, aos 6,2 metros, o solo é classificado com um silte argiloso. O furo CPT-04 identifica superficialmente uma fina camada de argila seguida de uma camada de areia até os 3 metros, o DMT-04 também interpreta o comportamento de solo com sendo de uma areia até a mesma profundidade do CPT-04. Após os 3 metros, todos os ensaios apontam uma camada de argila que acontece até os 5,5 metros. O furo CPT-04 indica a ocorrência de uma camada de areia após 6,2 metros, o DMT-04 avalia esta mudança indicando a presença de um silte arenoso até a profundidade aproximada de 8 metros. O nível de água deste furo foi aferido durante o ensaio DMT e é da ordem de 4 metros.

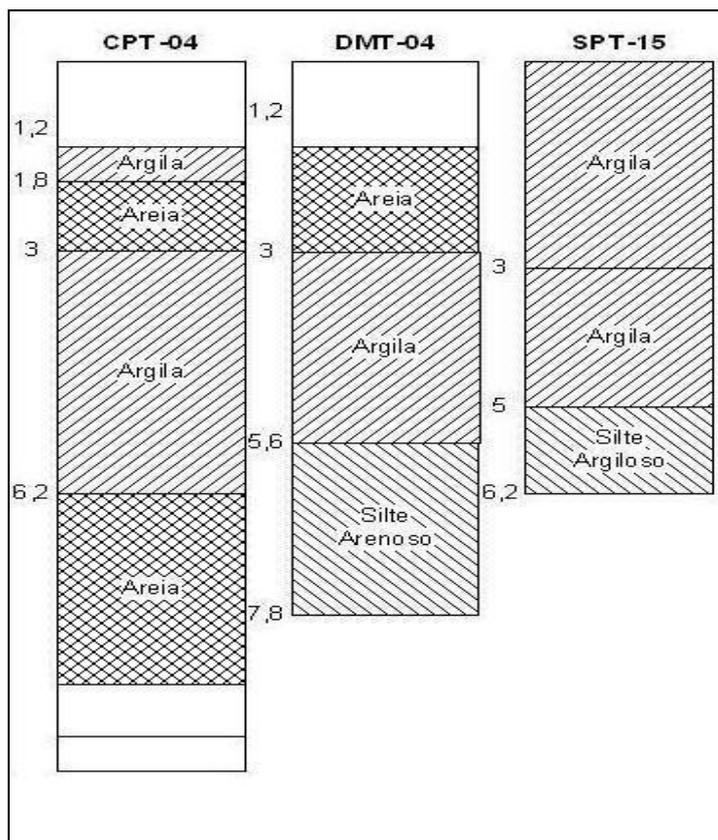


FIGURA 87 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-04, DMT-04, SPT-15

Os três furos CPT-05/DMT-05/SPT-17 identificam uma argila mole na primeira camada até aproximadamente 3 metros. Após essa profundidade o CPT-05 diverge na classificação indicando uma camada de areia de 2 metros de espessura enquanto o DMT-05 indica uma argila siltosa e o SPT-17 uma argila arenosa. Após os 5 metros de profundidade também acontece diferenças na classificação e estratigrafia das camadas. Percebe-se que nestes furos não há uma boa relação entre os perfis estratigráficos obtidos pelos ensaios.

O furo SPT-16 indica uma argila até a profundidade de 6 metros variando o seu grau de compactação de média a muito mole. O CPT-06 também interpreta essa camada, porém identifica uma lente de areia entre 2,6 e 3,8 metros, essa lente é confirmada pelo DMT-06 entre os 2,6 e 3,2 metros. Após os 4 metros ocorre uma relação muito boa na classificação e estratigrafia das camadas obtidas pelos ensaios CPT-06/DMT-06/SPT16, onde todos indicam a presença de uma camada de argila. Após os 6 metros, o DMT-06 indica uma areia siltosa enquanto o CPT-06 e SPT-16

apontam a presença de um silte argiloso. O nível de água para esse furo foi de 3 metros.

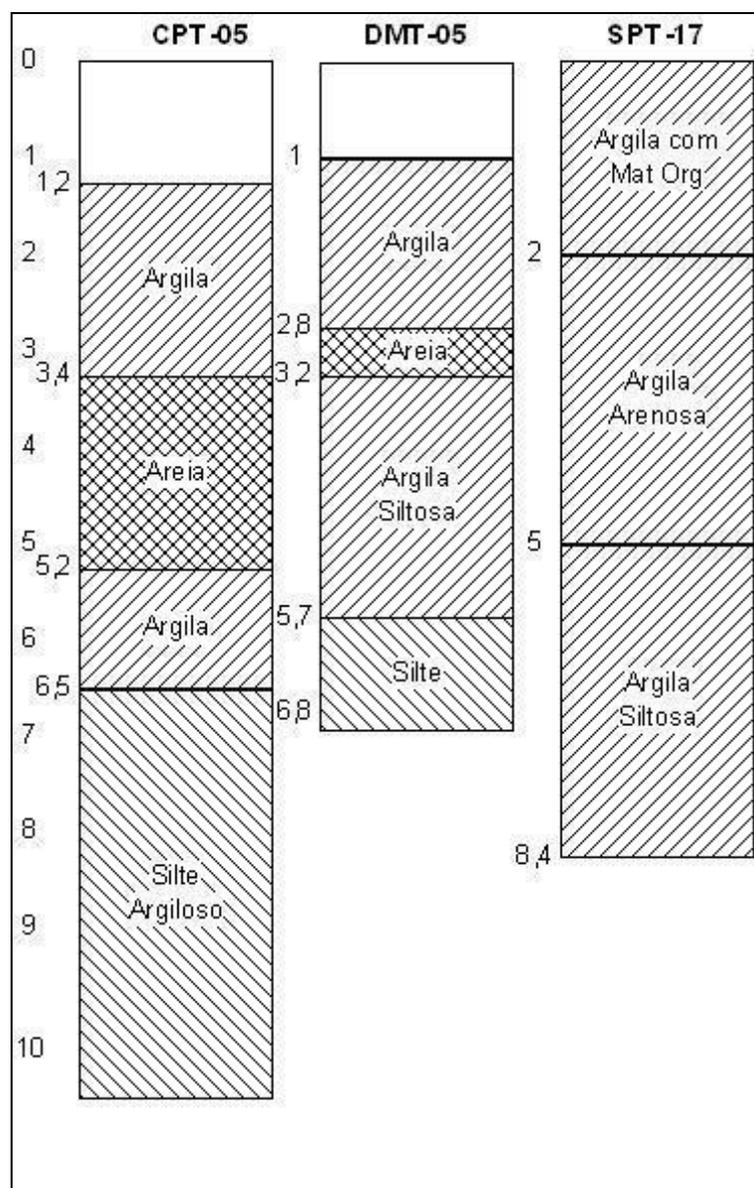
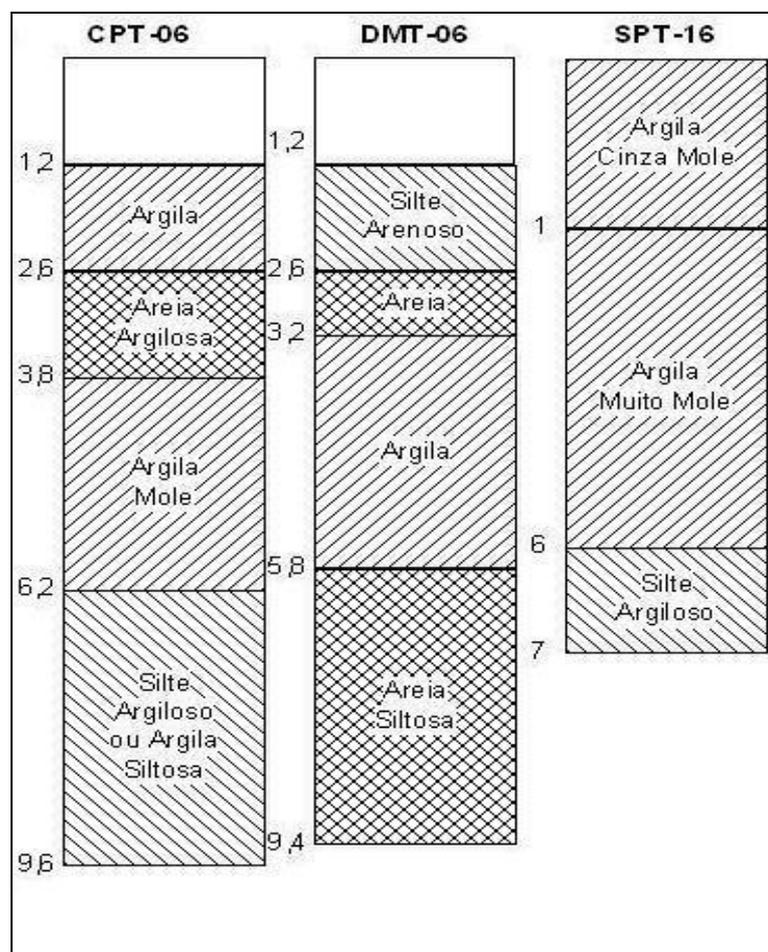


FIGURA 88 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-05, DMT-05, SPT-17

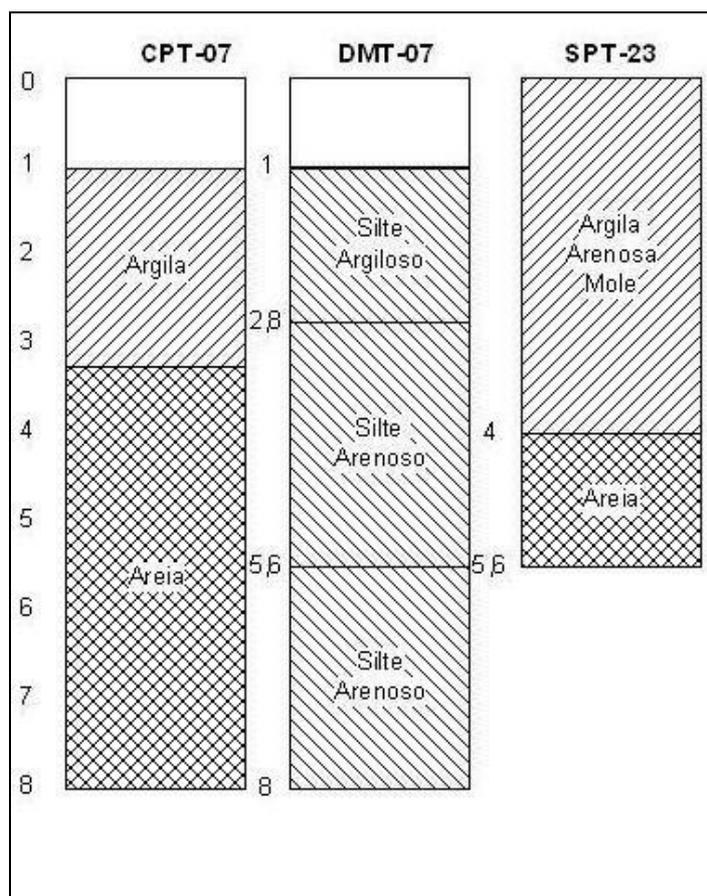
Ambos os furos CPT-07 e SPT-23 identificam uma camada de argila na superfície do subsolo, até aproximadamente 3 metros. A única diferença entre os dois perfis é na estratigrafia, onde no laudo CPT-07 a camada de areia inicia aos 3,4 metros e no SPT-23 aos 4 metros. Isso acontece porque no ensaio SPT-23 a camada de areia só foi possível ser identificada quando se coletou as amostras do intervalo entre os 3 e 4 metros do ensaio SPT-23. O furo DMT-07 apresentou diferença na classificação do solo, porém foi muito bom na identificação dos limites da camada. O DMT-07 interpretou a camada de argila apontada pelo SPT e CPT

com um comportamento de um silte argiloso, e a camada de areia com um silte arenoso. Como já enfatizado, Marchetti (2001) aponta que as diferenças na classificação do DMT são influenciadas pela proporção das misturas areia-argila ou argila-areia. No caso a camada argilosa foi identificada como um silte argiloso.



**FIGURA 89 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-06, DMT-06, SPT-16**

Os 24 furos de sondagem SPT foram obtidos através da coleta de dados de duas sondagens SPT executadas num terreno onde seria construída uma indústria de fabricação cerâmica. As sondagens SP-01 a SP-11 já existiam e as sondagens SP-12 a SP-24 foram realizadas posteriormente, no ano de 2003. Esta nova etapa de sondagem identificou muitas divergências quando comparada com os laudos SPT elaborados anteriormente.



**FIGURA 90 - Perfis estratigráficos ensaio 1 CPT-07, DMT-07, SPT-23**

Em 2004, visando uma investigação do subsolo mais eficiente foram empregados o ensaio CPT e DMT na caracterização geotécnica do subsolo.

Nas análises deste trabalho, serão utilizados somente os 12 furos SPT obtidos na sondagem nova. Conforme mapa de localização dos furos (figura 32) pode-se observar a posição de todos os furos SPT, CPT e DMT. Os furos CPT e DMT realizados uma ao lado do outro terão a mesma nomenclatura, por exemplo, CPT-03 e DMT-03. Os laudos SPT estão numerados do SP-12 a SP-24.

Analisando os perfis estratigráficos apresentados acima, é possível verificar semelhanças na classificação e estratigrafia obtida nos ensaios CPT e DMT. Porém o ensaio de cone revela a existência de lentes de areia não identificadas pelo ensaio SPT, isso pode ser confirmado observando os perfis dos furos CPT-02 e CPT-03 onde aparece uma camada de areia entre 3,5 e 5 metros de profundidade. A presença desta camada de areia é confirmada pelos ensaios DMT-02 e DMT-03, mas neste ensaio a espessura da lente de areia é um pouco menor. No ensaio DMT percebe-se que essas lentes de areias também são identificadas através do

aumento dos valores de módulo confinado ( $M$ ) e índice de tensão horizontal ( $K_D$ ) nessas profundidades.

Pode-se concluir que para esta região, o perfil estratigráfico determinado pelo ensaio CPT apresenta maiores semelhanças com o ensaio SPT do que se comparado ao ensaio DMT. Por exemplo, o ensaio DMT-07 identifica o primeiro estrato do perfil estratigráfico como um silte argiloso enquanto os furos CPT-07 e SPT-23 como uma argila. Apesar de a primeira camada da região, confirmada visualmente pelo ensaio SPT, se tratar de uma argila, o ensaio DMT identificou em alguns furos o registro um comportamento arenoso. Isso pode ser explicado pelo laudo SPT-23 que indicam a ocorrência de uma argila arenosa. Conforme Marchetti (2001) afirma que  $I_D$  não é resultado de uma análise “peneira”, mas um parâmetro que reflete o comportamento mecânico e este parâmetro indica que uma mistura argila-areia poderia geralmente ser descrita como silte. Isto acontece para esta região em particular.

A maior semelhança entre os três perfis é encontrada na classificação da segunda camada. Uma camada de argila muito mole situada entre a profundidade de 2 aos 7 metros. A classificação do solo feita através dos três ensaios se mostrou muito boa entre os ensaios CPT e SPT. No ensaio DMT em alguns furos ocorreram diferenças quanto a classificação e estratigrafia do perfil. A estratigrafia obtida via CPT se mostrou mais detalhada pelo fato de revelar lentes de areia não identificadas pelo ensaio SPT. As amostras do ensaio SPT são coletadas a cada metro, por isso pode ocorrer de uma camada com espessura inferior a esta não ser determinada. Também pode acontecer que o solo que “entra” internamente no amostrador-padrão é o solo correspondente a cravação dos primeiros centímetros do amostrador, mascarando assim, a identificação do solo abaixo desta profundidade.

A seguir serão analisados os parâmetros geotécnicos encontrados através da aplicação dos ensaios. Em cada região estudada será definida uma camada de interesse onde serão realizadas as confrontações das propriedades do solo obtidas pelo ensaio SPT, CPT e DMT.

As poucas divergências apontadas pelo DMT podem ter algumas explicações. Como por exemplo, particularidades regionais do clima e relevo. Consideram-se ainda o desconhecimento das condições de formação do solo, efeitos de cimentações e condições de contorno que envolve a região.

### 7.1.2 Interpretação e análise dos parâmetros geotécnicos da camada objetivo

Após a análise do perfil estratigráfico podemos partir para a definição de uma camada objetivo onde serão analisados os parâmetros geotécnicos do solo para esta camada. Em 1998, Hiroyuki Tanaka e Masanori Tanaka apresentam em sua pesquisa de caracterização (via CPT, DMT) em solos arenosos no Japão, uma proposta de definição e análise de uma camada objetivo, no caso deles, as camadas de areia encontradas no perfil. Eles chamam esta camada de “camada objetivo” (*objective layer*).

Nesta pesquisa será executada metodologia similar, onde o pesquisador definirá as camadas de interesse (*objective layer*) em cada região estudada, podendo se tratar de areias ou argilas. No caso da região de Urussanga, para padronização das análises será adotado o perfil estratigráfico que obteve a melhor relação entre os três ensaios. Neste caso foi escolhido o perfil dos furos CPT-01/DMT-01/SPT-12.

O nível de água adotado foi determinado durante o ensaio DMT-01, é de 4,2 metros. O laudo SPT-12 identifica três camadas, a primeira uma camada de argila cinza de consistência média a mole com um valor N em torno de 6 golpes. O segundo estrato identificado trata-se também de uma argila, de consistência mole, cor marrom e com um N médio de 3 golpes. Esta camada tem aproximadamente 3 a 4 metros de espessura. A seguir encontra-se uma camada de silte argiloso de coloração cinza esverdeado muito rijo onde se obtém, em torno dos 8,4 metros, o impenetrável à percussão. Os furos CPT-01 e DMT-01 também interpretam o comportamento argiloso entre 3 e 7 metros. Será adotada como camada objetivo ou de interesse, a camada de argila mole que ocorre entre os 3,2 e 6,8 metros de profundidade.

A metodologia de análise dos parâmetros geotécnicos definida para esta pesquisa consiste primeiramente na determinação do peso específico da camada analisada. Como não foram realizados ensaios de laboratório foi estimado o valor médio do peso específico obtido pelo DMT na camada em questão, neste caso igual a 16,3 kN/m<sup>3</sup>. Considerando, aproximadamente, em 4 metros a espessura da camada de argila.

A resistência não drenada foi calculada de acordo com o método proposto no capítulo 4, seção 4.5.1, para obtenção de  $S_u$  em argilas via ensaio CPT. A tensão vertical foi estimada para cada intervalo de 20 cm, e a correspondente resistência de ponta foi extraída do laudo CPT conforme planilha. Para o DMT, a resistência não drenada foi baseada na indicação já consagrada de Marchetti (1980) na qual considera o índice  $K_D$ . Nos itens 3.9.2 e 4.5.1 são mostradas as equações que fundamentam a determinação dos parâmetros geotécnicos para os ensaios de campo.

**TABELA 1 – Planilha de cálculo de  $S_u$ .**

Profundidade	Tensão Vert. Efetiva (KN/m <sup>2</sup> )	Tensão Vert. Efetiva (MPa)	Laudo CPT - $q_c$ (MPa)	$S_u$ (CPT) - kPa	Laudo DMT - $K_D$	$S_u$ (DMT) - kPa
3	48	0,0480	3,57	234,80	5,5	37,40
3,2	51,26	0,0513	1,51	97,25	2,3	13,43
3,4	54,52	0,0545	0,73	45,03	2,1	12,75
3,6	57,78	0,0578	0,34	18,81	2,6	17,65
3,8	61,04	0,0610	1,23	77,93	2,1	14,27
4	64,3	0,0643	0,74	45,05	2	14,15
4,2	65,56	0,0656	1,43	90,96	2,2	16,25
4,4	66,82	0,0668	2,02	130,21	2,7	21,39
4,6	68,08	0,0681	1,04	64,79	2,7	21,80
4,8	69,34	0,0693	1,53	97,38	2,8	23,23
5	70,6	0,0706	1,73	110,63	3	25,78
5,2	71,86	0,0719	1,44	91,21	3,2	28,45
5,4	73,12	0,0731	1,83	117,13	4,1	39,46
5,6	74,38	0,0744	1,74	111,04	4	38,92
5,8	75,64	0,0756	1,84	117,62	4	39,58
6	76,9	0,0769	1,35	84,87	3,9	38,98
6,2	78,16	0,0782	1,26	78,79	3,5	34,61
6,4	79,42	0,0794	1,16	72,04	3,8	38,98
6,6	80,68	0,0807	0,87	52,62	4	42,22
6,8	81,94	0,0819	0,97	59,20	6,9	84,76
7	83,2	0,0832	3,13	203,12	5,5	64,82

A avaliação de resistência não drenada através dos ensaios CPT e DMT apresentou diferenças. A resistência ao cisalhamento não drenado,  $S_u$ , no ensaio CPT (Roque, 1988) foi aproximadamente o triplo da resistência não drenada determinada pela equação proposta por Marchetti (1980). Nota-se na figura 91 que os valores de resistência não drenada do DMT são mais lineares, se comparados aos valores descontínuos obtidos pelo CPT. São necessários mais testes para

confirmar se o  $S_u$  obtido no DMT está subestimado ou se são os valores de  $S_u$  do CPT que foram superestimados nesta região particular.

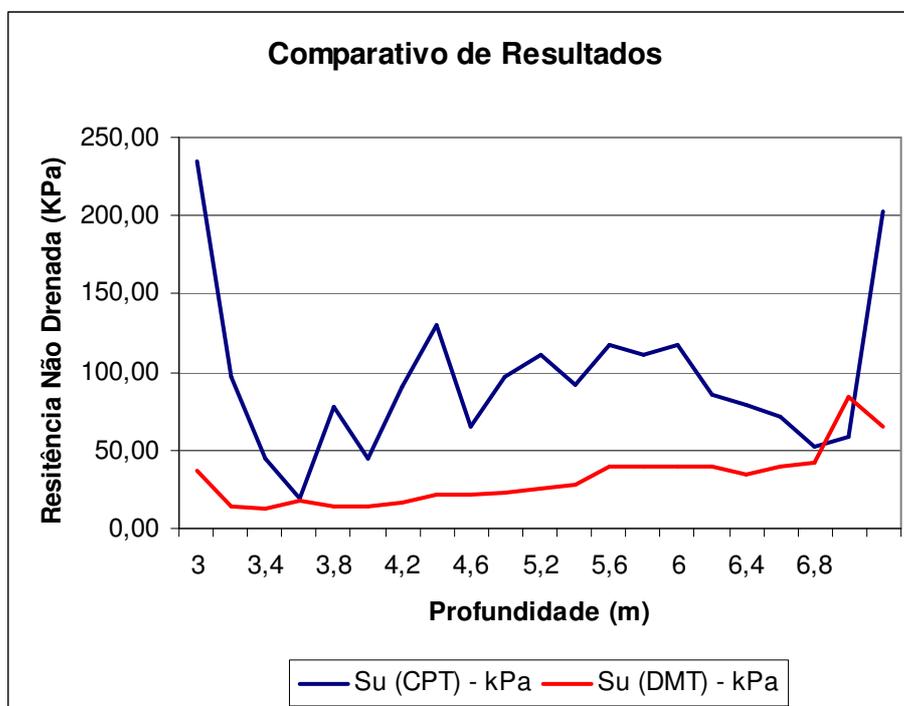


FIGURA 91 – Gráfico resistência não drenada Ensaio 1

A análise gráfica de OCR via CPT (item 4.5.4) foi introduzida por Schmertmann (1978) e adaptada por Robertson e Campanella (1988) onde se estima OCR através de um gráfico que relaciona  $(S_u/\sigma_{v_o}')_{NA}$ . Nesta pesquisa os valores de OCR foram estimados a cada 20 cm em todo o perfil da camada argilosa com base no gráfico de Robertson e Campanella (1988), o valor médio de OCR encontrado foi de 5,3, indicando uma argila pré-adensada. Para estimativa de OCR através do ensaio DMT foi aplicado o método proposto por Marchetti (1980), já apresentado no item 3.9.3. Este método indica uma camada de argila normalmente adensada até a profundidade de 4,4 metros. Depois desta, até os 6,8 metros os valores de OCR maiores que 2 e se mantêm constante com a profundidade, indicando uma camada de argila pré-adensada.

TABELA 2 – Planilha de cálculo de OCR

Profundidade	$Su/\sigma_{vo}$	$(Su/\sigma_{vo})_{NC}$	OCR (CPT)	OCR (DMT)
3	4,89	14,82	-	-
3,2	1,90	5,75	9,00	1,24
3,4	0,83	2,50	3,00	1,08
3,6	0,33	0,99	1,00	1,51
3,8	1,28	3,87	5,10	1,08
4	0,70	2,12	2,00	1,00
4,2	1,39	4,20	6,00	1,16
4,4	1,95	5,91	10,00	1,60
4,6	0,95	2,88	3,50	1,60
4,8	1,40	4,26	5,60	1,69
5	1,57	4,75	7,00	1,88
5,2	1,27	3,85	5,20	2,08
5,4	1,60	4,85	7,50	3,06
5,6	1,49	4,52	7,00	2,95
5,8	1,56	4,71	7,40	2,95
6	1,10	3,34	4,40	2,83
6,2	1,01	3,05	3,80	2,39
6,4	0,91	2,75	3,10	2,72
6,6	0,65	1,98	2,20	2,95
6,8	0,72	2,19	2,40	6,90
7	2,44	7,40	-	-

Ambos os ensaios foram satisfatórios na determinação da história de tensões do solo, indicando uma argila pré-adensada. Na análise dos módulos de deformabilidade, o módulo Young apresentou divergências muito grandes entre os ensaios CPT e DMT. O valor de  $E$  através do ensaio SPT foi obtido através da tabela de Berberian (1983) considerando um número de golpes igual a 3. Conforme quadro 11, o módulo  $E$  via SPT deve estar no intervalo de 4 a 10 Mpa.

BERB.	USCS	Classificação	$N_{72}$	$E, \text{kg/cm}^2$	$E, \text{kPa}$
C	C	Argila muito Mole $E=10+20 N_{72}$	0 a 2	10 - 50	1000 - 5000
C	C	Argila Mole $E=30 N_{72-50}$	3 a 5	40 - 100	4000 - 10000
C	C	Argila Média $E=25 N_{72-50}$	6 a 10	100 - 200	10000 - 20000
C	C	Argila Rija $E=38 N_{72-218}$	11 a 19	200 - 500	20000 - 50000
C	C	Argila Dura $E=35 N_{72-200}$	20 a 40	500 - 1200	50000 - 120000
C5S	CS	Argila Arenosa $E=33 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1700	5000 - 170000
		Argilas e Siltes Saturados		Reduzir em todos 12%	
M	M	Silte $E= 23 N_{72+60}$	0 a 50	60 - 1200	6000 - 120000
M5C	MC	Silte Argiloso $E=23 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1200	5000 - 120000
M5S	MS	Silte Arenoso $E= 29 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1500	5000 - 130000
S	S	Areia $E= 35 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1800	5000 - 180000
S7	S	Areias Saturadas		Reduzir em todas 25%	
S9	S	Areias Submersas		Reduzir em todas 35%	
S5C	SC	Areia Argilosa $E= 29 N_{72+50}$	0 a 50	30 - 1500	3000 - 150000
S5M	SM	Areia Siltosa $E= 33 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1700	5000 - 170000
S5G	SG	Areia Comp. Cascalho Fofa	0 a 4	100 - 1500	10000 - 150000
S5G	SG	Areia Comp. com Cascalho	10 a 30	1000 - 2000	100000 - 200000
-----	-----	Loess $E= 19 N_{72+50}$	0 a 50	50 - 1000	5000 - 100000

**QUADRO 11 - Intervalo de valores de módulo de elasticidade para alguns solos**

FONTE: Berberian, 1983

O ensaio CPT indica um módulo  $E$  que pode variar de 1,7 a 10,10 Mpa, conforme método apresentado no item 4.5.2. O método proposto para o ensaio DMT superestima demais o módulo de elasticidade  $E$ , não sendo indicado para essa finalidade (item 3.11.1).

TABELA 3 – Planilha de cálculo de  $E$ 

Profundidade	$E$ (CPT) - MPa	$E_D$	$E$ (DMT) - MPa
3	-	-	-
3,2	7,55	5,30	53,00
3,4	3,65	3,10	31,00
3,6	1,70	3,50	35,00
3,8	6,15	0,90	9,00
4	3,70	0,90	9,00
4,2	7,15	1,30	13,00
4,4	10,10	2,00	20,00
4,6	5,20	2,40	24,00
4,8	7,65	2,40	24,00
5	8,65	11,10	111,00
5,2	7,20	5,70	57,00
5,4	9,15	6,80	68,00
5,6	8,70	5,00	50,00
5,8	9,20	5,30	53,00
6	6,75	4,60	46,00
6,2	6,30	8,20	82,00
6,4	5,80	5,00	50,00
6,6	4,35	3,90	39,00
6,8	4,85	15,50	155,00
7	-	-	-

O módulo confinado  $M$  também foi comparado entre os ensaios. Pode se observar que os valores de Módulo Confinado são mais semelhantes na camada de argila pré-adensada. Após os 5 metros existe uma maior aproximação entre os valores de  $M$  obtidos para o CPT e DMT indicando uma tendência de melhores resultados neste tipo de material. Este parâmetro geotécnico tende a ser mais bem avaliado pelo ensaio DMT (conforme item 3.11.2). A determinação de  $M_{CPT}$  foi feita através do método de Trofimenkov (1974), proposto no item 4.5.3, é baseado em resultados de prova de carga em argilas rijas e duras, por isso os valores de  $M_{CPT}$  podem estar superestimados.

TABELA 4 – Planilha de cálculo de  $M$ 

Profundidade	M (CPT) - MPa	M (DMT) - MPa
3	-	-
3,2	19,699	8,7
3,4	15,877	4,6
3,6	13,966	6,1
3,8	18,327	1,4
4	15,926	1,3
4,2	19,307	2
4,4	22,198	3,6
4,6	17,396	4,3
4,8	19,797	4,3
5	20,777	21,1
5,2	19,356	11,1
5,4	21,267	15
5,6	20,826	10,6
5,8	21,316	11,4
6	18,915	9,7
6,2	18,474	16,3
6,4	17,984	10,2
6,6	16,563	8,1
6,8	17,053	41,6
7	27,637	-

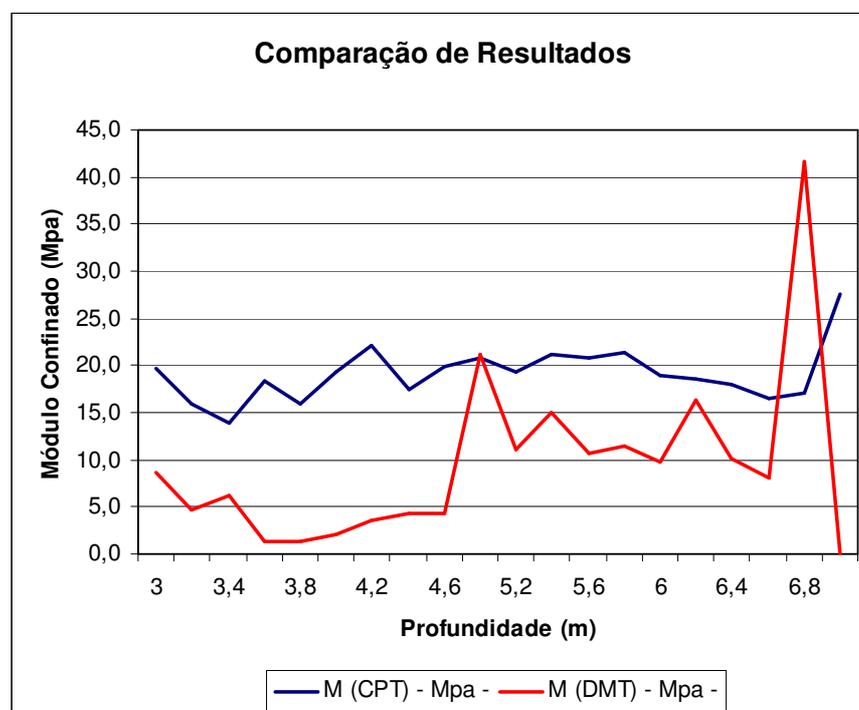


FIGURA 92 - Gráfico Módulo M

## 7.2 Ensaio 02 – TIJUCAS

### 7.2.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios

O furo SPT-01 do laudo SPT identifica uma camada de areia grossa até a profundidade de 5,6 metros dividida em 3 subcamadas diferenciadas pelos níveis de compactidade. O valor de N varia de 8 a 41 golpes indicando que uma das subcamadas é muito compacta, no caso a camada de areia intermediária. O nível do lençol freático nesta região foi arbitrado em 1,4 metros, conforme laudo CPT. Comparados os resultados obtidos nos ensaios SPT-01/CPT-01/DMT-01 observam-se um perfil estratigráfico muito similar entre os três ensaios. Os furos CPT-01 e DMT-01 confirmam a presença de uma camada com comportamento arenoso até a profundidade de aproximadamente 5,6 metros. Após essa profundidade todos os furos identificam uma espessa camada de argila até o final dos ensaios.

Aplicando-se também o furo SPT-01 para análise comparativa com os furos CPT-02 e DMT-02 observa-se semelhanças entre os ensaios. Os furos também indicam uma camada de areia até a profundidade de 5,5 metros, similar ao CPT-01/DMT-01, mas no meio desta camada identificam ainda uma fina camada de argila que ocorre entre 3 e 4 metros, confirmada pela queda nos valores de módulo confinado. Após os 5,5 metros, ocorre a presença de uma camada de argila mole com aproximadamente 12 metros de espessura, conforme laudo CPT. Esta camada de argila também é identificada pelo ensaio SPT até o impenetrável à percussão.

O ensaio DMT foi interrompido em torno dos 16 metros por medidas de segurança ao equipamento. É preciso salientar que o ensaio poderia ter sido continuado, mas haveria um risco maior de danos a lâmina e/ou as hastes de cravação. Por se tratar de um trabalho acadêmico e não de uma prestação de serviços a terceiros o pesquisador decidiu interromper o ensaio nesta profundidade e proteger o conjunto de eventuais danos.

Apesar disso, fazendo a perfilagem dos 3 ensaios podemos retirar muitas informações na comparação destes perfis estratigráficos. Existe uma relação muito boa no que se refere à classificação e estratigrafia do solo obtida através dos ensaios SPT, CPT e DMT na região de Tijucas.

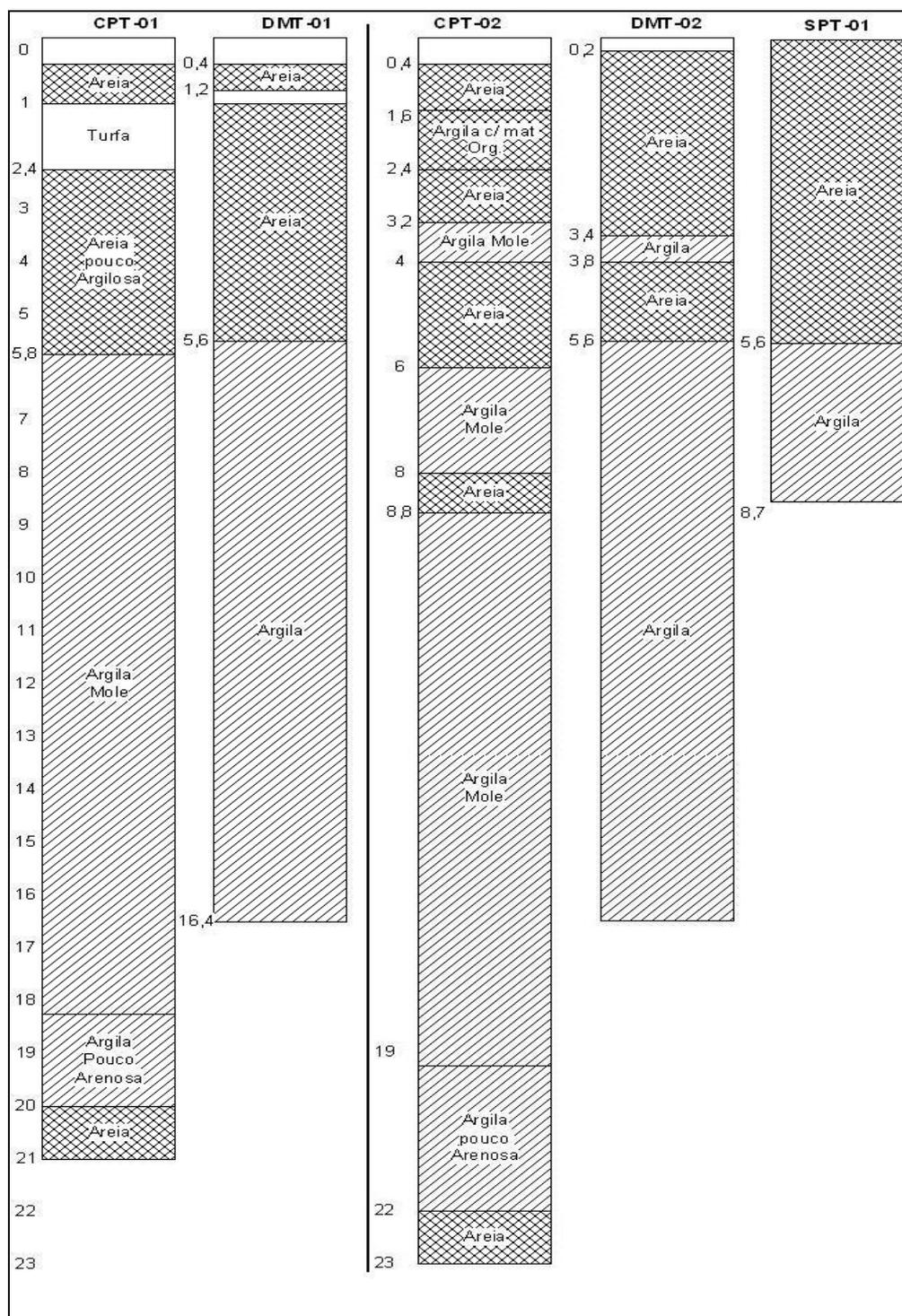


FIGURA 93 - Perfis Estratigráficos Ensaio 2 – CPT-01, DMT-01, CPT-02, DMT-02, SPT-01

### 7.2.2 Interpretação e análise dos parâmetros geotécnicos da camada objetivo

Neste campo a camada de interesse que será analisada será a camada de areia indicada no perfil que ocorre até a profundidade aproximada de 5,5 metros. Por

se tratar de uma areia analisaremos os parâmetros geotécnicos mais coerentes a este tipo de material.

A estimativa da densidade relativa através do ensaio CPT (conforme Baldi, 1982) é obtida graficamente através da relação entre a resistência de ponta média da camada (~53 bars) e a tensão vertical efetiva da camada igual a 0,59 bars, considerando o peso específico obtido pelo DMT (=18 kN/m<sup>3</sup>) e a espessura da camada igual a 5,8 m. A densidade relativa é da ordem de 50% indicando uma areia medianamente compacta. Após a determinação de Dr(%), conforme item 4.6.1, foi feita a comparação dos valores de ângulo de atrito determinados através das metodologias apresentadas anteriormente nos capítulos que descrevem os ensaios.

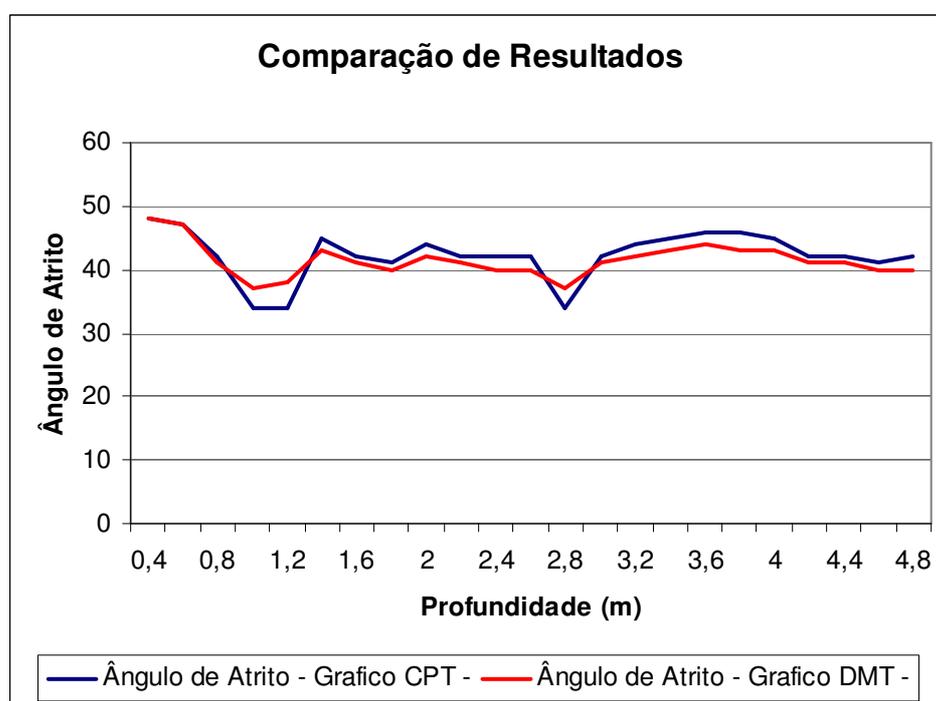
Com auxílio do gráfico (Bowles, 1988), mostrado na figura 25, que relaciona resistência de ponta (Kgf/cm<sup>2</sup>) e tensão vertical efetiva (Kgf/cm<sup>2</sup>) com o intervalo do ângulo de atrito, obteve-se para o CPT um  $\phi$  entre 40° e 42°, conforme tabela abaixo. Com a aplicação da figura 14 proposta por Campanella e Robertson (1991) que relaciona o  $K_D$  com a razão  $q_c/\sigma'_{vo}$ , também foi encontrado o intervalo de 40° e 42° para a areia desta camada. As correlações propostas encontram-se expostas nos itens 3.10.2 e 4.6.2.

**Tabela 5 – Planilha de cálculo de ângulo de atrito**

Profundidade	Tensão vertical efetiva (KN/m <sup>2</sup> )	Laudo CPT - $q_c$ (MPa)	Tensão vertical efetiva (Kg/cm <sup>2</sup> )	$q_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ângulo de Atrito - Gráfico CPT	Relação $q_c/\sigma'_{vo}$	Kd	Ângulo de Atrito - Gráfico DMT
0,4	7,20	0,01	0,072	0,10	-	-	-	-
0,6	10,80	8,25	0,108	82,50	48	763,89	43,8	48
0,8	14,40	6,68	0,144	66,80	47	463,89	45,8	47
1	18,00	2,66	0,180	26,60	42	147,78	9,9	41
1,2	19,60	0,80	0,196	8,00	34	40,82	5,1	37
1,4	21,20	1,20	0,212	12,00	34	56,60	5,7	38
1,6	22,80	5,51	0,228	55,10	45	241,67	7,4	43
1,8	24,40	3,75	0,244	37,50	42	153,69	7,9	41
2	26,00	2,87	0,260	28,70	41	110,38	7,9	40
2,2	27,60	4,93	0,276	49,30	44	178,62	9,4	42
2,4	29,20	4,25	0,292	42,50	42	145,55	3,9	41
2,6	30,80	3,96	0,308	39,60	42	128,57	4,2	40
2,8	32,40	3,47	0,324	34,70	42	107,10	3,7	40
3	34,00	1,12	0,340	11,20	34	32,94	2,5	37
3,2	35,60	4,55	0,356	45,50	42	127,81	7,4	41
3,4	37,20	7,50	0,372	75,00	44	201,61	8,1	42
3,6	38,80	9,46	0,388	94,60	45	243,81	8,7	43

Profundidade	Tensão vertical efetiva (KN/m <sup>2</sup> )	Laudo CPT - q <sub>c</sub> (MPa)	Tensão vertical efetiva (Kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ângulo de Atrito - Gráfico CPT	Relação q <sub>c</sub> /σ <sub>vo</sub>	Kd	Ângulo de Atrito - Gráfico DMT
3,8	40,40	12,41	0,404	124,10	46	307,18	8,7	44
4	42,00	13,39	0,420	133,90	46	318,81	6,9	43
4,2	43,60	10,26	0,436	102,60	45	235,32	10,1	43
4,4	45,20	6,33	0,452	63,30	42	140,04	7,6	41
4,6	46,80	6,44	0,468	64,40	42	137,61	8,1	41
4,8	48,40	5,65	0,484	56,50	41	116,74	4,1	40
5	50,00	5,95	0,500	59,50	42	119,00	4,5	40

Através da aplicação da tabela indicada por Berberian (2003) que relaciona N<sub>SPT</sub> com o nível de compactidade e granulometria para obtenção do ângulo de atrito (Quadro 12). Através do ensaio SPT obteve-se um intervalo de 33° a 40°. A seguir, será apresentado na Figura 94 o gráfico correspondente à comparação dos valores de ângulo de atrito obtidos nos ensaios CPT e DMT para a camada objetivo.



**FIGURA 94 - Gráfico do Ângulo de Atrito – Ensaio 2**

Descrição	Muito Fofa	Fofa	Méd. Compacta	Compacta	Muito Compacta
Dr. Dens. Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85
SPT N <sub>70</sub> Fina	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	?
Média	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	> 40
Grossa	3 – 6	5 – 9	10 – 25	26 – 45	> 45
Ø : Fina	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38	
Média	27 – 28	30 – 32	32 – 42	36 – 42	< 50
Grossa	28 – 30	30 – 34	33 – 40	40 – 50	

**QUADRO 12 – Grau de compactidade e ângulo de atrito em função do N**  
 FONTE: Berberian, 2003

A análise da história de tensões desta camada foi efetuada através do ensaio DMT, porque a medida de OCR via ensaio CPT para areias, não são confiáveis. A razão de pré-adensamento (OCR) sugerida para o DMT é baseada na relação entre  $M_{DMT}/q_c$ , já comentada no item 3.10.3. Esta relação indica neste local a presença de alternâncias de camadas pré-adensadas e normalmente adensadas até a profundidade de 3,2 metros. A partir desta, temos uma camada de areia normalmente adensada, conforme tabela abaixo.

**TABELA 6 – Planilha de cálculo de OCR via DMT**

Profundidade	M <sub>DMT</sub> (MPa)	Relação M <sub>DMT</sub> /q <sub>c</sub>
0,4	-	-
0,6	254,2	30,81
0,8	222,6	33,32
1	10	3,76
1,2	40,3	50,38
1,4	35,3	29,42
1,6	31,5	5,72
1,8	35,7	9,52
2	45,7	15,92
2,2	58,8	11,93
2,4	23,3	5,48
2,6	12,7	3,21
2,8	24,4	7,03
3	16,6	14,82
3,2	61,1	13,43
3,4	71,8	9,57

<b>Profundidade</b>	<b>M<sub>DMT</sub> (MPa)</b>	<b>Relação M<sub>DMT</sub>/q<sub>c</sub></b>
3,6	74,3	7,85
3,8	77	6,20
4	64,1	4,79
4,2	81,3	7,92
4,4	57,3	9,05
4,6	59,5	9,24
4,8	30,8	5,45
5	30,1	5,06

Foi feita também a análise do módulo de Young nesta areia. Conforme já foi discutida a penetração do cone em areias é uma função complexa que envolve propriedades de resistência e deformação. Até o presente momento não existe uma solução analítica para determinação do módulo de deformabilidade de Young em areias. Acredita-se que por isso a comparação entre os resultados obtidos nesta região via CPT e DMT não apresentam uma boa correlação necessitando-se de mais estudos. Os resultados obtidos do ensaio CPT, em areias, tendem a ser subestimados nesta região (conforme método indicado no item 4.6.3).

**TABELA 7 – Planilha de cálculo de E**

<b>Profundidade</b>	<b>E (CPT) - MPa</b>	<b>E<sub>D</sub></b>	<b>E (DMT) - MPa</b>
0,4	-	-	-
0,6	12,38	65,20	55,42
0,8	10,02	56,50	48,03
1	3,99	4,00	3,40
1,2	1,20	21,10	17,94
1,4	1,80	17,50	14,88
1,6	8,27	14,20	12,07
1,8	5,63	15,70	13,35
2	4,31	20,00	17,00
2,2	7,40	24,00	20,40
2,4	6,38	13,80	11,73
2,6	5,94	7,70	6,55
2,8	5,21	14,90	12,67
3	1,68	12,80	10,88
3,2	6,83	27,30	23,21
3,4	11,25	31,00	26,35
3,6	14,19	31,30	26,61
3,8	18,62	32,40	27,54
4	20,09	29,50	25,08
4,2	15,39	32,40	27,54
4,4	9,50	25,50	21,68
4,6	9,66	25,90	22,02
4,8	8,48	18,20	15,47
5	8,93	17,10	14,54

O módulo confinado tangente em areias via ensaio CPT apresentou uma relação muito boa com o valor de  $M_{DMT}$  na camada de areia normalmente adensada que ocorre após os 3,2 metros. Na camada pré-adensada existe uma tendência à dispersão dos valores de  $M$ . O ensaio CPT leva em consideração a relação entre a resistência de ponta (~51,94 bars) e a curvas de tensão vertical efetiva do solo. A curva escolhida para o caso é a curva 0.5 bar, conforme recomendações de Robertson e Campanella (1983), já discutidas no item 4.6.4. A comparação entre o valor de  $M_{CPT}$  é muito regular quando confrontada aos valores de  $M_{DMT}$  na camada de areia NA. No item 3.11.2 é mostrado a metodologia de determinação de  $M_{DMT}$ .

**TABELA 8 - Planilha de cálculo de M – ensaio 2**

Profundidade	qc (bar)	M (CPT)-MPa	M (DMT)-MPa
0,6	80,85	51,53	254,2
0,8	65,46	48,98	222,2
1	26,07	25,51	10
1,2	7,84	10,20	40,3
1,4	11,76	15,31	35,3
1,6	54,00	38,78	31,5
1,8	36,75	32,65	35,7
2	28,13	22,45	45,7
2,2	48,31	38,78	58,8
2,4	41,65	32,65	23,3
2,6	38,81	31,63	12,7
2,8	34,01	28,57	24,4
3	10,98	10,20	16,6
3,2	44,59	33,67	61,1
3,4	73,50	48,98	71,8
3,6	92,71	56,12	74,3
3,8	121,62	61,22	77
4	131,22	63,27	64,1
4,2	100,55	56,12	81,3
4,4	62,03	45,92	57,3
4,6	63,11	45,92	59,5
4,8	55,37	42,86	30,8
5	58,31	42,86	30,1

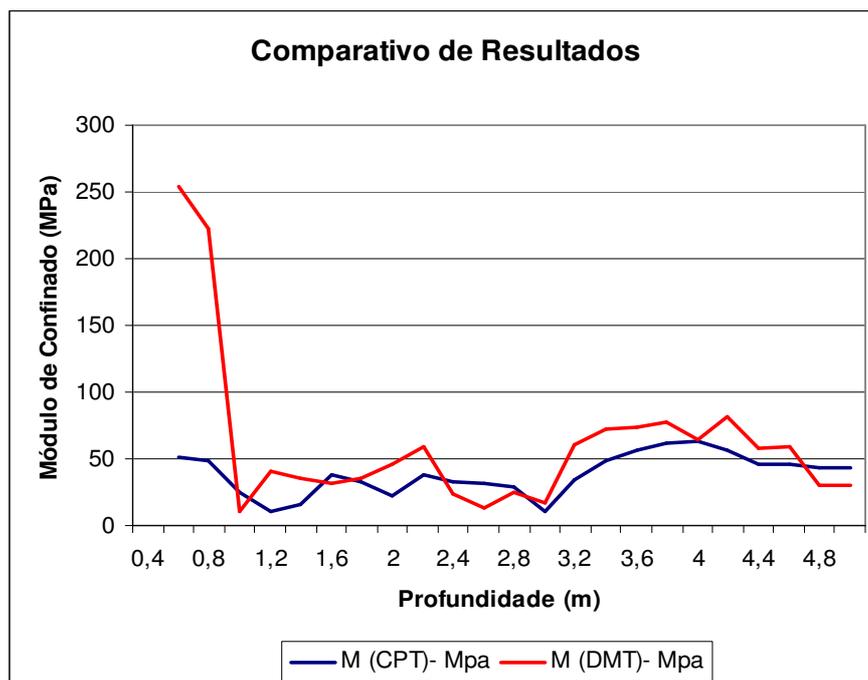
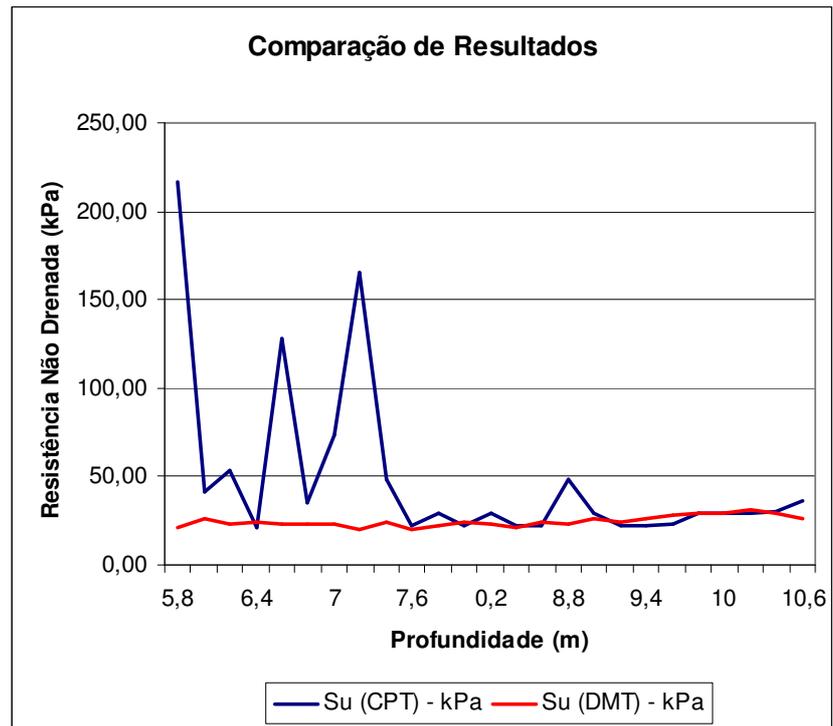


FIGURA 95 - Gráfico de M

Nesta região existe uma espessa camada de argila mole de aproximadamente 10 metros de espessura que também foi investigada, apesar de não ser a camada objetivo. O procedimento para análise deste parâmetro foi idêntico ao aplicado no ensaio nº 1. Os valores de resistência não drenada obtidas para os ensaios CPT e DMT foram plotados na Figura 96. Nota-se também uma relação muito boa entre os dois ensaios a partir dos 7,6 metros de profundidade.



**FIGURA 96 - Gráfico da resistência não drenada – Ensaio 2**

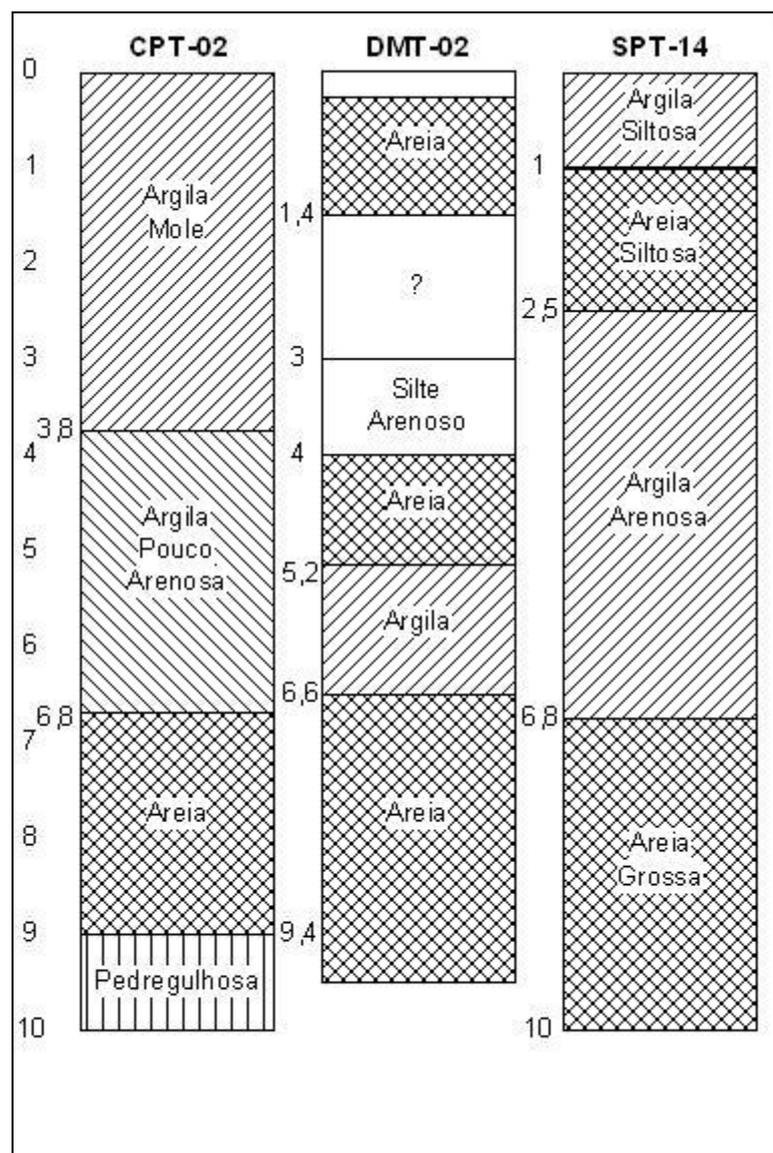
## **7.3 Ensaio 03 – ANTONIO CARLOS**

### **7.3.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios**

Analisando os perfis estratigráficos dos 3 ensaios pode-se chegar a algumas conclusões. Logicamente serão analisados os furos SPT mais próximos aos locais onde foram realizados os ensaios CPT e DMT para que a confrontação dos perfis estratigráficos seja a mais fiel possível.

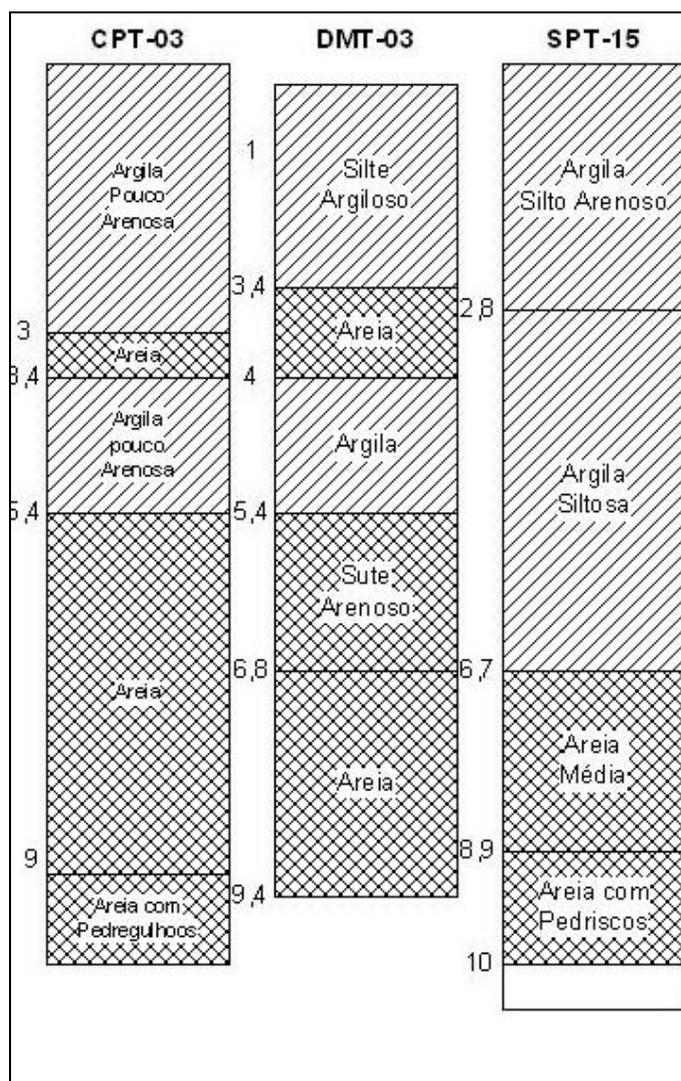
No laudo SPT-14 é indicado uma camada superficial de argila siltosa até a profundidade de 1 (um) metro, seguida de uma camada de areia média siltosa de coloração amarelada até os 2,5 metros de profundidade. Entre 2,5 e 6,8 metros é mostrada uma camada de argila cinza arenosa com um valor de N em torno de 6 golpes. Após ocorre uma camada de areia grossa com pedrisco de coloração amarela e cinza com um valor média de N igual 20 golpes. O impenetrável foi obtido aos 10 metros e o nível de água foi encontrado a 0,20 metros, ou seja, praticamente na superfície.

Na comparação do furo SPT-14 com os resultados dos ensaios CPT-02 e DMT-02 ocorrem divergências na classificação estratigrafia do solo das primeiras camadas. Enquanto no DMT-02 é apresentada uma camada superficial de areia de 1,4 metros de espessura, abaixo desta camada, entre 1,4 e 3 metros não são obtidos registros coerentes de Índice de Material indicando a presença de um solo orgânico ou com turfas. O DMT-02 identifica ainda uma camada de areias entre 4 e 5,2 metros de profundidade, camada que não é identificada por outros ensaios. O furo CPT-02 identifica três camadas, a primeira uma argila mole com 4 metros, a seguir até os 6,8 metros um estrato de argila pouco arenosa e após os 7 metros uma camada de areia. A partir desta profundidade todos os ensaios apresentam coerência na classificação do solo. Entre a profundidade de 6,8 e 10 metros é confirmada a presença de uma camada de areia grossa.



**FIGURA 97 - Perfis estratigráficos ensaio 3 CPT-02, DMT-02 e SPT-14**

Na análise do perfil estratigráfico oriundo dos furos SPT-14/CPT-02/DMT-02 conclui-se que ocorrem divergências quanto ao número e a classificação dos estratos. Na interpretação do perfil CPT X SPT verifica-se que ocorre uma diferença na classificação e estratigrafia da primeira camada, identificada pelo CPT-02 como uma argila mole e descrita pelo ensaio SPT-14 como uma areia siltosa. Após os 4 metros ambos os ensaios apresentam muito boa aproximação dos resultados. A única camada interpretada pelo ensaio DMT-02 que é confirmada pelos demais ensaios é a camada de areia grossa que ocorre entre os 6,8 e 10 metros de profundidade.



**FIGURA 98 - Perfis estratigráficos ensaio 3 CPT-03, DMT-03, SPT15**

Analisando o perfil SPT-15 é indicada pelo laudo uma camada de argila silto-arenosa até a profundidade de 2,8 metros com um valor de N de 6 golpes. O próximo estrato é definido como uma argila siltosa, pouco arenosa de coloração amarela e cinza com um N em torno de 8 golpes. Após ocorre a presença de uma camada de areia média a grossa, com N médio de 10 golpes, até se obter o impenetrável aos 10,10 metros.

Os perfis estratigráficos dos ensaios CPT-03 e DMT-03 apresentam melhor correlação do que nos furos CPT-02 e DMT-02 analisados anteriormente. A única diferença é que o DMT-03 avalia a primeira camada como um silte com comportamento argiloso enquanto o CPT-03 interpreta como uma argila pouco arenosa. Ambos os ensaios identificam a existência de uma lente de areia em torno da profundidade de 3,0 metros, confirmada pelo aumento dos valores de  $M_{DMT}$ . A

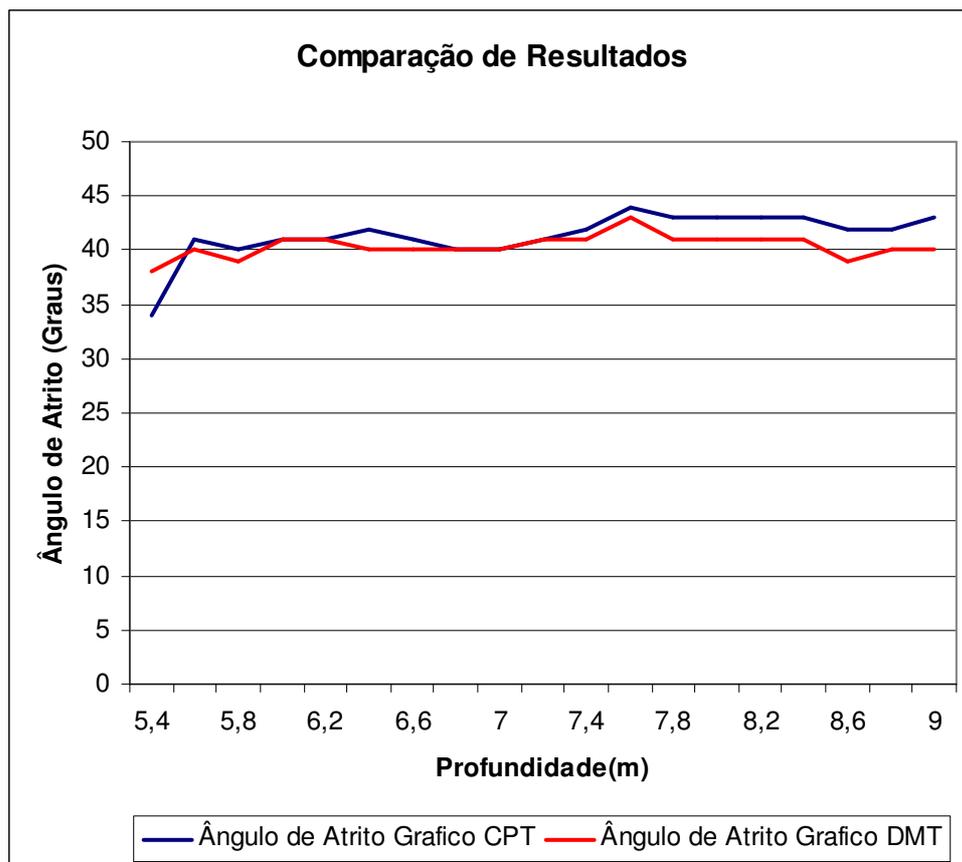
seguir ambos ensaios identificam uma camada de 2,0 metros de argilas e a partir da profundidade de 5,4 metros até o limite dos ensaios, a ocorrência de uma camada de areia.

Com esses dados podemos concluir que o ensaio DMT apresenta uma boa condição de classificação do solo e definição dos limites das camadas do solo quando comparado ao CPT. Porém o DMT foi muito conservador na classificação do solo próximo a superfície. Neste local, durante a execução dos ensaios CPT e DMT ocorreram problemas de ancoragem do equipamento de cravação devido a presença de uma espessa camada superficial de argila mole que impedia a ancoragem ideal da máquina de cravação ao solo.

### **7.3.2 Interpretação e análise dos parâmetros geotécnicos da camada objetivo**

Por ser a camada onde ocorreram maiores semelhanças na estratigrafia e classificação do solo, foi arbitrado que a camada de interesse é o estrato identificado como areia que ocorre entre 5,4 e 9 metros de profundidade, conforme CPT -03.

Conforme procedimento aplicado anteriormente, a densidade relativa desta areia é de aproximadamente 60 % indicando uma areia medianamente compacta. Confrontado os resultados dos intervalos de ângulo de atrito oriundo dos três ensaios obteve-se uma relação muito boa. Aplicando a metodologia indicada para determinação de parâmetros relativos a solos arenosos, para o CPT o intervalo estimado para  $\Phi$  foi de  $40^{\circ}$  a  $43^{\circ}$ . No caso do DMT relacionando-se o  $K_D$  com a resistência de ponta e tensão vertical obteve-se o intervalo de  $\Phi$  entre  $39^{\circ}$  a  $41^{\circ}$ . O ensaio SPT indica um intervalo de ângulo de atrito entre  $40^{\circ}$  a  $50^{\circ}$  confirmando os resultados do CPT e DMT. O SPT apresenta um intervalo maior de variação de  $\Phi$ , pelo fato de o método aplicado se fundamentar apenas no valor médio de N da camada e na classificação granulométrica visual do solo. A seguir na figura 99 será apresentada a comparação entre os valores de ângulo de atrito obtido para os ensaios CPT e DMT na camada de areia analisada.



**FIGURA 99 – Gráfico do ângulo de atrito – Ensaio 3**

A história de tensões é avaliada pela relação obtida entre o Módulo confinado do DMT e a resistência de ponta do CPT, esta relação apresenta valores inferiores a 10, assim interpreta-se este solo como sendo uma areia normalmente adensada. Nesta região fica evidenciado que o módulo de Young em areias é muito difícil, se não impossível, de ser obtido com a execução destes ensaios. O módulo estimado pelo DMT tende a ser o dobro do módulo E estimado pelo CPT. Mesmo assim observou-se uma maior semelhança na camada de areia NA abaixo dos 7,2 metros. Existe uma tendência de que os valores de  $E_{DMT}$  sejam mais confiáveis pelo fato que, o ensaio DMT representa uma relação tensão x deformação do solo durante a expansão da membrana.

Indicando a mesma tendência já confirmada em análises anteriores, em areias normalmente adensadas a estimativa do Módulo Confinado Tangente,  $M$ , é muito boa quando obtida dos ensaios CPT e DMT.

## 7.4 Ensaio 04 – FLORIANÓPOLIS

### 7.4.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios

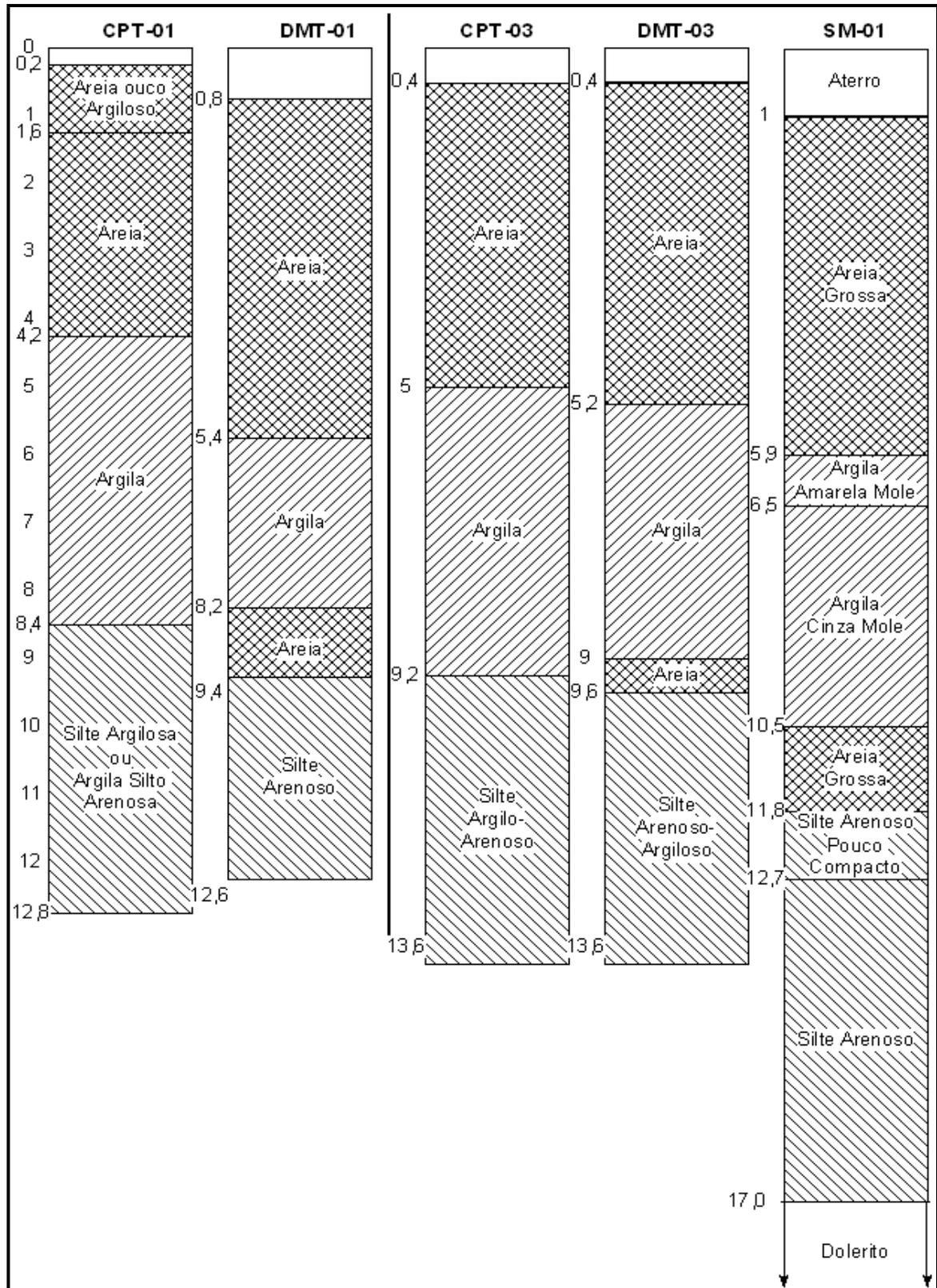


FIGURA 100 - Perfis estratigráficos ensaio 4 – CPT-01/DMT-01 e CPT-03, DMT-03, SM-01

Analisando os laudos CPT-01 e DMT-01 observa-se um perfil estratigráfico muito similar entre os dois ensaios. Nestes furos o nível de água está definido em 1,5 metros. Nos furos CPT-01 e DMT-01 podem-se verificar a presença de uma espessa camada de interpretada como areia até a profundidade de aproximadamente 4,2 metros indicada pelo CPT e 5,4 metros, mostrada pelo DMT. Essa camada de areia é confirmada pelos altos valores de resistência de ponta ( $>7$  Mpa) e atrito lateral ( $>0,1$  Mpa). Após esta profundidade, o próximo estrato é interpretado, por ambos os ensaios, como uma argila de aproximadamente 3,5 metros de espessura. Pode-se verificar no laudo CPT a corresponde queda dos valores de resistência de ponta nesta camada e no ensaio DMT a diminuição dos valores de modulo confinado para a camada de argila. Na profundidade entre 8,2 e 9,4 metros o furo DMT-01 ainda avalia uma lente de areia não mostrada no laudo CPT-01. O ultimo estrato identificado pelos ensaios classifica o solo como um silte.

Neste local também foram realizados dois furos de sondagem rotativa que auxiliou nas confrontações e análises dos resultados. De acordo com as distâncias entre os furos de sondagem dos ensaios realizados (figura 70) foram agrupados conforme perfis apresentados nas figuras 100 e 101. O perfil estratigráfico do furo de sondagem SM-01 apresentou uma semelhança muito boa com os furos CPT-03 e DMT-03. O furo SM-01 classifica a primeira camada como uma areia grossa com espessura aproximada de 6 metros confirmando os resultados obtidos pelos furos CPT-03 e DMT-03. Abaixo deste estrato, todos os ensaios realizados identificam uma camada de argila cinza muito mole com espessura de 4 metros. Após a profundidade de 10,5 metros o furo SM-01 classifica o solo como um silte arenoso até encontrar rochas na cota de 17 metros.

Os furos CPT-03 e DMT-03 são muito similares aos furos CPT-01 e DMT-01, porém apresentam melhor semelhança quanto à estratigrafia de suas camada. Indicando a mesma tendência do furo DMT-01, a camada superficial de areia do furo DMT-03 apresenta uma espessura maior que a mostrada pelo CPT-03. O estrato intermediário também é classificado como uma argila mole de aproximadamente 3 a 4 metros de espessura. O DMT-03 também indica uma lente de areia por volta dos 9 metros de profundidade. Após os 9 metros é observada uma mobilização maior do atrito lateral e conseqüentemente, um aumento da relação  $R_f(\%)$ . Esta variação indica uma mudança de camada. Esta próxima camada é

interpretada pelo CPT-03 como um silte argilo-arenoso e pelo ensaio DMT-03 como um silte arenoso.

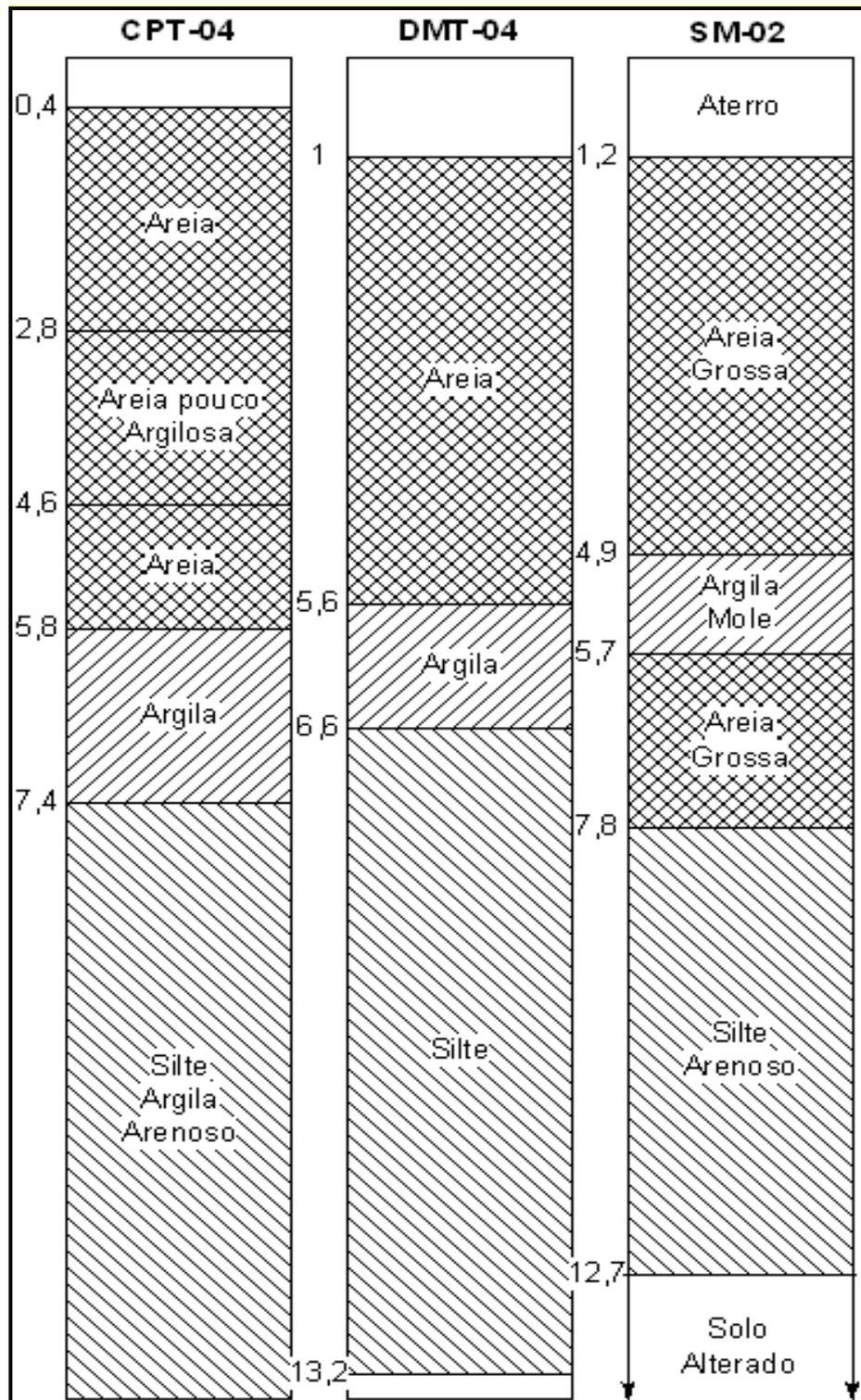


FIGURA 101 - Perfis estratigráficos ensaio 4 CPT-04, DMT-04, SM-02

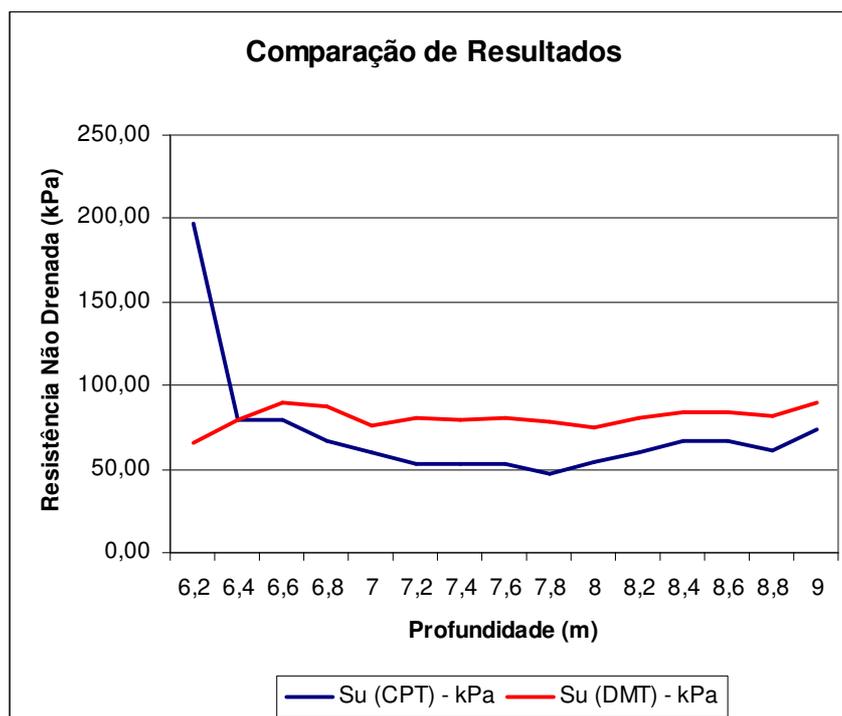
O furo SM-02 indica a presença de uma camada de areia grossa medianamente compacta até profundidade de 5 metros, confirmando os resultados dos furos CPT-04 e DMT-04. Após essa profundidade o furo SM-01 confirma a presença de uma camada de argila amarela muito mole com cerca de 1 metro de espessura. Abaixo, um estrato de areia grossa medianamente compacta que ocorre até a profundidade de 7,8 metros. O furo SM-02 mostra uma camada de silte arenoso micáceo com cerca de 5 metros de espessura. Após a profundidade de 12,7 metros ocorre o surgimento de matações, solo alterado e rocha sã.

Nos furos CPT-04 e DMT-04 também foram observadas boa regularidade na classificação do solo e estratigrafia das camadas. Porém a camada de areia e argila identificadas pelo furo CPT-04 são ligeiramente superior às espessuras identificadas pelos furos DMT-03 e SM-01. Após os 7 metros de profundidade todos os ensaios indicam a presença de um material siltoso. As comparações dos perfis estratigráficos dos ensaios CPT, DMT e SM se mostraram muito boa para esta região.

#### **7.4.2 Interpretação e análise dos parâmetros geotécnicos da camada objetivo**

Nesta situação arbitra-se como camada objetivo a camada de comportamento argiloso, similar aos 3 ensaios, com espessura aproximada de 3 metros, melhor representada nos ensaios CPT-03, DMT-03 e SM-01. Esta camada intermediária ocorre entre as profundidades de 6,2 e 9,0 metros.

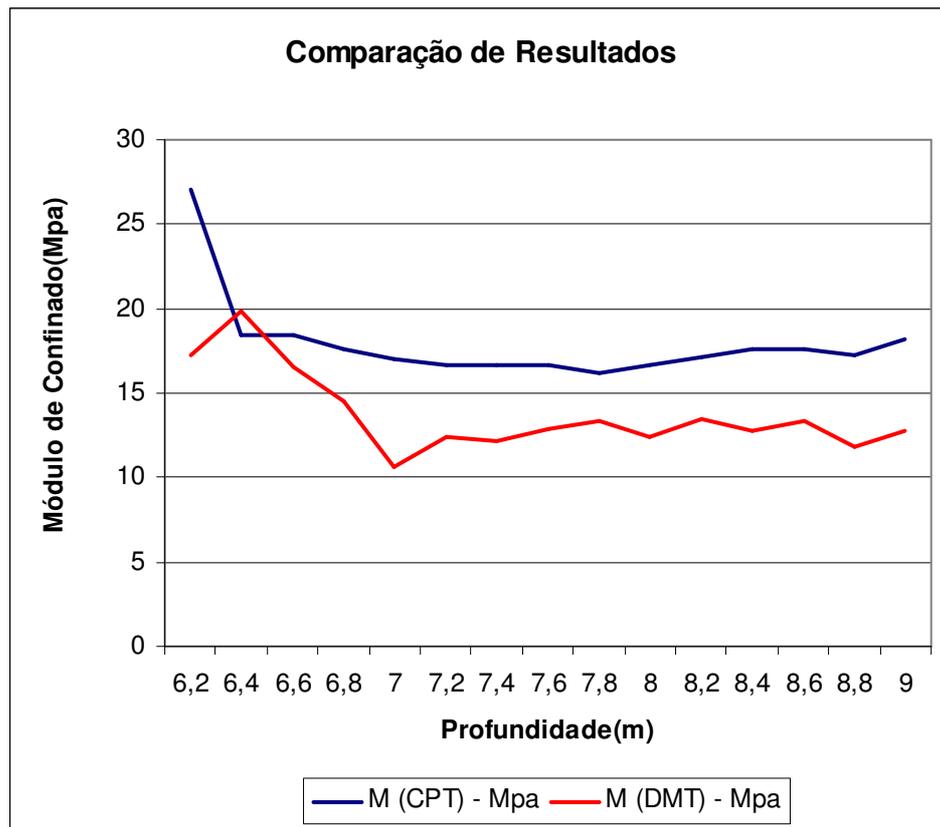
Em solos coesivos um dos principais parâmetros geotécnicos a serem investigados trata-se da resistência não drenada ao cisalhamento. Um método aplicado rotineiramente pelos projetistas brasileiros para estimativa da resistência não drenada em ensaio de cones leva em consideração a tensão vertical efetiva e o fator de cone, que geralmente se aplica como sendo igual a 15. Marchetti (1980) sugeriu uma equação para obtenção de  $S_u$  que leva em consideração o índice de tensão horizontal do DMT,  $K_D$ . A comparação das resistências não drenadas obtidas para a argila, neste local, apresentou resultados confiáveis, com uma aproximação muito boa entre os ensaios. Estes resultados são apresentados na figura 102, percebe-se também a boa correlação existente entre os ensaios.



**FIGURA 102- Gráfico da resistência não drenada – Ensaio 4**

Avaliando o OCR, pode-se ter a primeira estimativa do nível de tensões suportada historicamente por essa argila observando o gráfico de  $K_D$ . Podem-se notar valores altos de  $K_D$  e constantes com o aumento da profundidade indicando uma argila pré-adensada. Isto é confirmado através da aplicação da metodologia para obtenção de OCR para ensaio CPT e DMT.

Como já podia ser esperado, as comparações do módulo de Young obtido pelo CPT e DMT apresentam divergências, necessitando de ensaios específicos para quantificarmos esse parâmetro. A análise do módulo confinado tangente ( $M$ ) para argilas pré-adensadas tende a apresentar resultados mais confiáveis do que os ensaios realizados em argilas normalmente adensadas (figura 103).



**FIGURA 103 – Gráfico módulo confinado**

## 7.5 Ensaio 05 – FLORIANÓPOLIS

### 7.5.1 Avaliação dos perfis estratigráficos obtidos nos ensaios

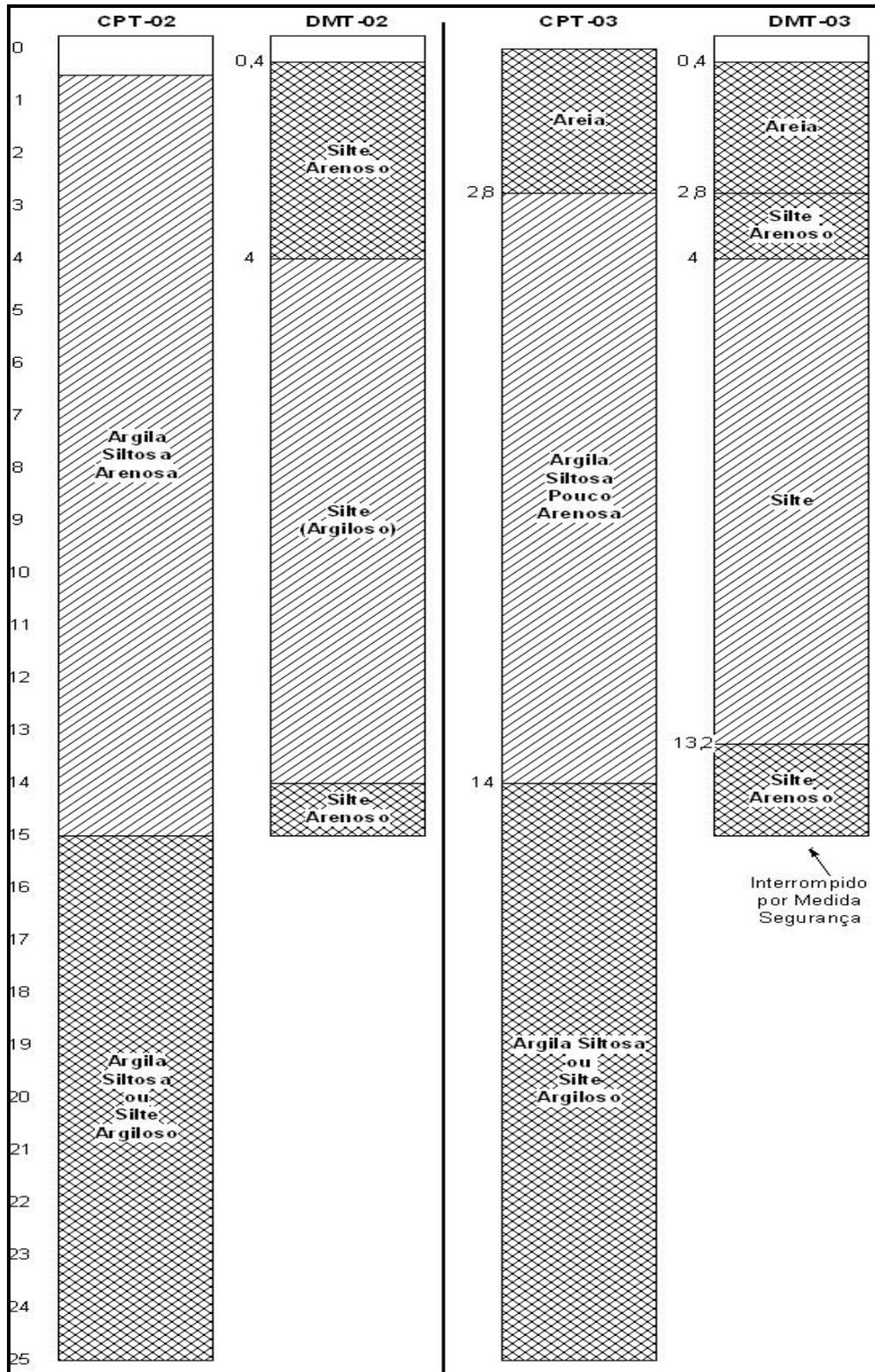


FIGURA 104 – Perfis estratigráficos ensaio 5 CPT-02/DMT-02 e CPT-03/DMT-03

O ensaio DMT foi levado até a profundidade de 14 metros e por medida de segurança o pesquisador optou por finalizar o ensaio a esta cota e prevenir quaisquer danos a lâmina do DMT. O ensaio CPT atingiu a profundidade de 24 metros. Este fato prejudicou a análise comparativa dos perfis estratigráficos obtidos pelo CPT e DMT, pois só permitiu que os perfis fossem comparados até determinada profundidade.

Nos furos CPT-02 e CPT -03 não são indicadas pelo laudo a presença de uma camada superficial de areia até a profundidade de 2,8 metros. Deve-se lembrar que a classificação dos solos via CPT é feita através de ábacos que relacionam a razão de atrito com o tipo de solo. Mas esta camada existe e é evidenciada pelos valores de resistência de ponta em torno de 5 Mpa.

Após a profundidade de 2,8 metros, é mostrado pelo CPT, uma camada com um comportamento de argila siltosa pouco arenosa até a profundidade de 15 metros apresentando uma resistência de ponta em torno de 2,0 MPa. Após os 15 metros, ocorre a presença de silte argiloso ou argila siltosa evidenciado pelo aumento no valor de  $q_c$  ( $>5$  Mpa) e uma mobilização maior do atrito lateral ( $>0,4$  Mpa).

Na análise dos furos DMT-02 e DMT-03 ocorreram poucas diferenças na classificação do solo. Enquanto o DMT-02 identificou uma única camada de silte arenoso até a profundidade de 4 metros, o furo DMT-03 subdividiu esta primeira camada em outras duas. A primeira subcamada é classificada como comportamento de uma areia até a profundidade de 2,8 metros. Observando-se os perfis CPT e DMT, existe coerência na avaliação desta camada superficial de areia. A segunda subcamada do DMT-03 é indicada como uma camada de silte arenoso até a mesma profundidade de 4 metros indicada no furo DMT-02. Após a profundidade de 4 metros ambos os furos DMT-02 e DMT-03 identificam um solo com comportamento de um silte. No furo DMT-03 existe uma tendência ao comportamento de um silte argiloso. Ambos os furos identificam o início de uma camada de silte arenoso por volta dos 14 metros, esta mudança de camada também é mostrada pelo CPT, porém este ensaio classifica o material como sendo uma argila siltosa.

Nesta região em particular não foi obtida boa relação entre classificação dos solos e estratigrafia das camadas através de ensaios CPT e DMT, com exceção da camada superficial de areia. Devem-se realizar mais ensaios para um melhor entendimento do maciço.

### 7.5.2 Interpretação e análise dos parâmetros geotécnicos da camada objetivo

Por ser a única camada identificada por ambos os ensaios a camada de interesse analisada nesta região será a camada de areia superficial até a profundidade de 2,8 metros.

A avaliação da compactação desta areia indica uma areia fofa. As comparações de ângulo de atrito para ambos os ensaios se mostraram similares, mas apresentando um intervalo de valores maior que os demais ensaios. Os valores ângulo de atrito diminuem com a profundidade para ambos os ensaios, conforme figura 105 a seguir.

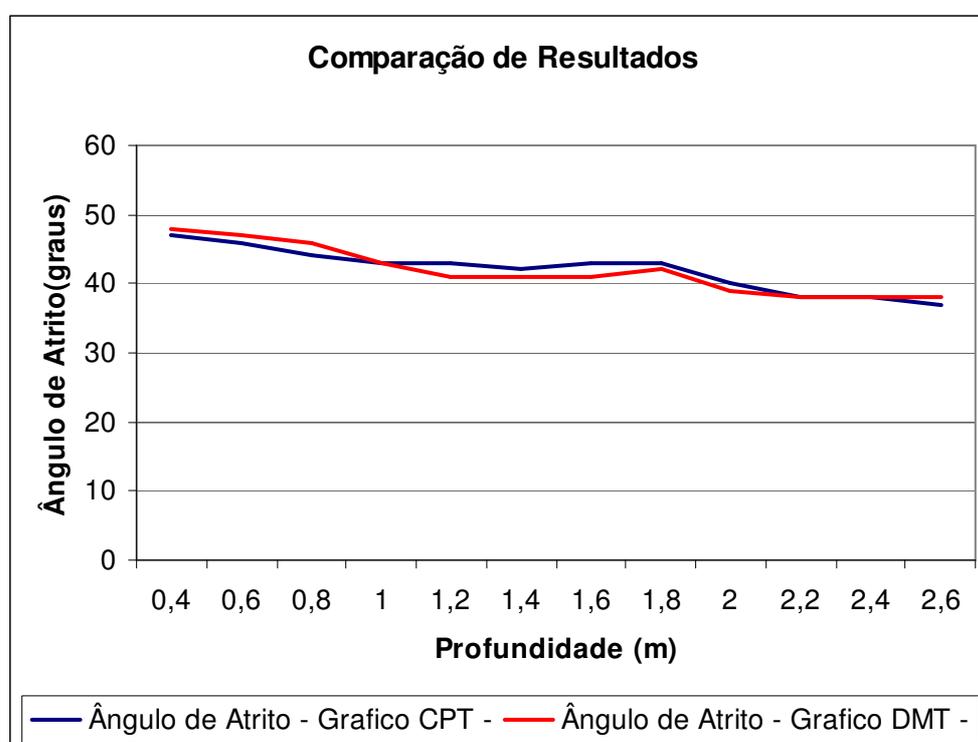


FIGURA 105 – Gráfico do ângulo de atrito – Ensaio 5

Analisando a história de tensões através do ensaio DMT pode-se perceber com a interpretação de  $K_D$  que existe uma camada de areia pré-adensada até a profundidade aproximada de 10 metros, a partir daí deve ocorrer uma camada de areia normalmente adensada. Dentro de nossa camada de interesse foi estimado um OCR da ordem de 20.

As análises de deformabilidade de solos arenosos pré-adensados tende a indicar muitas divergências nos valores de modulo de Young e modulo confinado obtido pelos ensaios CPT e DMT. Não é recomendável a obtenção destes parâmetros através dos ensaios estudados, em areias OC.

## 8 CONCLUSÕES

Após essa extensa campanha de investigação geotécnica em cinco regiões de Santa Catarina pode-se definir a algumas conclusões. Os ensaios SPT e CPT já estão consagrados e sua aplicação pratica já são bem conhecidas. O ensaio DMT é um ensaio recente e inovador que no Brasil ainda enfrenta resistência por não se ter uma base de dados confiável para ensaios DMT.

Novos equipamentos de prospecção de subsolo sempre enfrentaram resistência dos profissionais geotécnicos diante de uma nova tecnologia que lhes é apresentada. Por isso, buscou-se através deste estudo ampliar os conhecimentos sobre o ensaio DMT em solos brasileiros. E avaliar o ganho de informações que podemos adquirir se o ensaio DMT for aliado a outros métodos de investigação do solo.

Verificou-se que com a aplicação do ensaio DMT nestas regiões boa confiabilidade dos resultados e alto potencial de repetibilidade dos ensaios. Aliado a um equipamento portátil e simples, de grande potencial de perfuração independente, e rápido tratamento dos dados por meio de *softwares*. A avaliação dos dados contínuos fornecido ao longo perfil interpretado pelo DMT, atestam a consistência e confiabilidade dos resultados deste ensaio.

Nota-se também que o ensaio DMT não deve ser utilizado exclusivamente como único meio de se avaliar as propriedades do subsolo. Este ensaio deve ser aplicado com algum outro método que permita ao projetista confrontar as informações colhidas em cada tipo de ensaio. Como se sabe, não é coletado amostras no DMT e muitas vezes, em função de misturas de areias e argilas o tipo de solo interpretado indica um comportamento que não reflete fielmente o tipo de material que ocorre neste local. Por isso novas tecnologias têm sido adaptadas ao ensaio DMT como o uso de células cargas acopladas a hastes de cravação,

instalação de geofones da lamina do DMT ou ainda a utilização do amostrador-padrão do SPT para controle da profundidade na coletas de amostras através do equipamento de cravação do ensaio DMT.

Foi obtido grande sucesso na união em campo dos ensaios CPT e DMT. Além de possuírem metodologias similares, ambos os ensaios utilizam o mesmo equipamento de cravação e apresentam suas leituras em intervalos de 20 cm o que facilita muito a interpretação e comparação dos resultados. Os ensaios CPT e DMT são complementares entre si, e ambos são métodos que avaliam o comportamento mecânico dos solos.

Nesta pesquisa em particular, como se tratava se uma análise qualitativa de resultados do DMT confrontados com outros ensaios de campo não foram aplicados ensaios de laboratório. Com isso verificou-se, que em alguns casos, uma análise granulométrica do material seria importante para interpretação dos resultados. Outro ponto que limitou essa pesquisa foi o desconhecimento das poro-pressões do solo, um espectro maior de parâmetros geotécnicos poderiam ser melhor avaliados através do ensaio CPTU e da leitura C do DMT.

Como conclusões finais, as confrontações dos resultados dos ensaios aplicados nas regiões estudadas indicam o DMT como uma boa ferramenta de prospecção geotécnica quando se necessita de uma informação confiável quanto à classificação e definição de camadas, quando tratamos de solos “normais” tipo areia e argila. Em solos especiais, ou sensíveis, os resultados podem ser diferentes. Em algumas regiões a classificação dos solos pelo DMT foi diferente das previsões feitas pelo SPT e CPT. Como sabemos o Índice de Material do DMT é influenciado por características granulométricas e de rigidez do solo. Isto indica que nestes locais devemos realizar mais estudos para verificar os ajustes e as melhores correlações que devem ser usadas nesta região em particular.

A avaliação estratigráfica do DMT é muito boa para definir camadas com comportamento semelhantes no caso que trata exclusivamente de solos arenosos e solos argilosos. Misturas areia-argila, silte-areia são identificadas em função do seu comportamento mecânico. Em 2001, Giacheti et al. afirmaram que o DMT não é qualificado para definir os limites de camadas de solos saprolíticos das camadas de solos lateríticos.

Os parâmetros geotécnicos obtidos entre os ensaios, para solos não coesivos, mostraram uma relação regular quando comparados entre si. O ângulo de atrito estimado via DMT tende a ser consistente aos obtidos pelo CPT e SPT. A avaliação de OCR pelo ensaio DMT apresentou resultados consistentes. Os valores de Módulo Confinado Tangente obtidos pelo CPT em areias se mostraram próximos aos obtidos pelo ensaio DMT. Indicando o ensaio DMT como um meio satisfatório para se ter uma primeira estimativa desta propriedade. As piores relações foram obtidas na análise do módulo de deformabilidade de Young. Os fatores complexos que envolvem a análise deste parâmetro nas areias já foram discutidos anteriormente.

Em solos argilosos, existe uma tendência muito boa na comparação da resistência não drenada obtida através dos ensaios CPT e DMT. Em duas regiões os resultados foram muito similares e em uma região os resultados do DMT tenderam a subestimar em torno de 60% os valores de  $S_u$ . Por isso é indicada a realização de mais ensaios comparativos afim de melhor ajustar as correlações existentes às peculiaridades de nossa região. A análise da história de tensões em argilas apresentou dados coerentes na classificação entre argilas pré-adensadas e normalmente adensadas. A relação  $M_{DMT}/q_c$  foi aplicada com sucesso para interpretação do OCR nas regiões estudadas. Na análise do módulo de Young o DMT tende a apresentar valores subestimados quando comparado ao ensaio CPT. A comparação dos valores de Módulo Confinado obtido entre os ensaios confirmam a boa aplicabilidade do DMT na obtenção de parâmetros geotécnicos.

Para aplicação rotineira do ensaio CPT junto do DMT deve-se buscar através de mais experiências de campo novas correlações entre a resistência de ponta e os índices dilatométricos. Buscou-se com esta pesquisa apontar que é possível analisar satisfatoriamente o perfil estratigráfico do solo e obter parâmetros geotécnicos confiáveis através da comparação dos ensaios CPT e DMT. É, entretanto, necessário mais estudos comparativos entre os ensaios, aliados ao emprego de outros métodos de investigação para garantir uma fiel caracterização geotécnica do subsolo. Com a aplicação experimental de outros ensaios auxiliares podemos definir adequadamente melhores correlações entre resistência de ponta e atrito lateral, e os índices físicos do DMT. Assim será possível indicar somente os ensaios CPT e DMT na avaliação das propriedades visando a elaboração do projeto geotécnicos de fundações.

## 9 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Propõe-se que sejam desenvolvidas novas pesquisas para um melhor entendimento dos pontos discutidos neste trabalho. As futuras pesquisas de investigação de subsolo devem abordar:

- Realização de análise mineralógica para identificação dos minerais nos depósitos estudados na busca de um melhor entendimento sobre a influência dos minerais na estrutura dos solos argilosos;
- Realização de novos ensaios de campo tipo palheta, CPTU e pressiômetro buscando uma melhor caracterização geotécnica do solo;
- Analisar as relações que existem entre a pressão neutra obtida com a aplicação do ensaio CPTU e a leitura C obtida pelo ensaio DMT;
- A realização de ensaios em laboratório (triaxial UU/CD, cisalhamento direto) para verificação/confirmação dos parâmetros geotécnicos obtidos em campo com os resultados do ensaio DMT;
- A realização de métodos sísmicos (*crosshole*, *downhole*,) aliados aos ensaios de campo na busca da verificação/confirmação dos parâmetros geotécnicos obtidos em campo;
- Estudos para o desenvolvimento de um sistema automático de registro das leituras das pressões A, B e C do ensaio DMT;
- A aplicação dos resultados do ensaio DMT no projeto geotécnico de fundações;

## 10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A – Bibliografia referida no texto

ABNT MB-3406 (1990). *Solo-Ensaio de Penetração de Cone In Situ(CPT)*, CB-02 – Rio de Janeiro, 10p.

ABNT NBR-6484 (2001). *Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*, CB-02 – Rio de Janeiro, 17p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. Suggested method for performing the flat dilatometer test. *Geotechnical Testing Journal*, v. 9, n.2, p. 93-101, 1986.

AOKI, N., VELLOSO, D.A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. *Proc. 5 th PCSMFE, Buenos Aires, Vol. I, pp. 367-376, 1975.*

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKWSKI, M., PASQUALINI, E., Cone Resistance of a dry medium sand, 10<sup>th</sup>. *Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering, Estocolmo, vol. 2, pp. 427-432, 1981.*

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKWSKI, M., MARCHETTI, S., PASQUALINI, E., Flat dilatometer test in calibration chambers. In *Situ'86 ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986.*

BELICANTA, A. (1998). *Avaliação dos Fatores Intervenientes no Índice de Resistência a Penetração do SPT*, Tese Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP, 2 Vls., 486p.

BERBERIAN, D., *Engenharia de Fundações*. Ed. UnB, Infrasolo Technical, pp.2.15-2.82, 2003.

BOGOSSIAN, F., MUXFELDT, A.S. (1988): "A Utilização do Dilatômetro para Determinação de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole". *Anais do Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e de laboratório em Geotecnia*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 483-491.

BOGOSSIAN, F., MUXFELDT, A.S. (1993). *Dilatômetro de Marchetti: um equipamento para determinação de parâmetros geotécnicos in situ de solos*

residuais. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7, 1993 Poços de caldas. P.333-338.

BOWLES, J.E., Foundation analysis and design. 4.ed. New York: McGraw-Hill Book, 1175p., 1986.

BOWLES, J.E., Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering, pp. 262-263, 1988.

BRIAUD, J.L., MIRAN, J., The Flat Dilatometer Test. Washington: Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, 102 p., 1992.

BYRNE, P.M., ELDRIDGE, T.L., A three Parameter Dilatant Elastic Stress-strain model for sand, Civil Engineering department Soil Mechanics series nº 57, University of British Columbia, 1982.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. Cone penetration testing in deltaic soils. Canadian geotechnical Journal, Vol. 20, No. 1, pp. 23-35, 1983.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. e GRIEG, J., Recent Developments on In Situ Testing of Soils. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 849-854., 1985.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. Seismic cone penetration test. ASCE Geot. Spec. Publ. No. 6 on Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, pp 116-130, 1986.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., Current status of the piezocone test – state-of-the-art- report. Proc., ISOPT-1, Orlando, Vol., 20, No. 1, pp. 93-116, 1988.

CAMPANELLA, R.G. e ROBERTSON, P.K., (1991) Use and Interpretation of a Research Dilatometer. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 28, pp. 113-126.

CAVALCANTE, E.H., DANZIGER, F.A.B. e DANZIGER, B.R. (2006). O SPT e Alguns Desvios da Norma Praticados no Brasil, XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba/PR.

CHEN, B.S.-Y & MAYNE, P. W. (1994) Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests, Georgia Tech Research Corp. *Report N° GIT-CEECEO-94*-submitted to National Science Foundation, 280 pp.

CORDEIRO, D.D. (2005). Obtenção de Parâmetros Geotécnicos em areias por meio de ensaios de campo e laboratório. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R., DANZIGER, F.A.B.(1993). Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife. Solos e Rochas, Vol. 16. Nº 4, pp. 103-113.

COUTINHO, R.Q. e OLIVEIRA, J.R.T. (1997): “Geotechnical Characterization of a Recife Soft Clay - Laboratory and In Situ Tests”. Proc. XIV ICSMFE., Hamburg, Vol. 1, pp 69-72.

COUTINHO, R.Q., BELLO, M.I., PEREIRA, A.C.(2004) Geotechnical Investigation of the Recife Soft Clays by Dilatometer test. Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference, 2006.

CUNHA, R.P. e MIRANDA, G.A. (2006). Uso do Ensaio Dilatométrico na Avaliação da Capacidade de Suporte de Fundações Escavadas em Solo Não Saturado no Distrito Federal. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

DAMASCO, A.S.P. (2006). Some recent experience obtained with DMT in Brazilian soils. Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference, 2006.

DAMASCO, A.S.P. (2006). Avaliações da Compressibilidade dos Solos, a partir de Ensaio com o Dilatômetro de Marchetti (DMT). XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba, BR.

DANZIGER, B.R., VELLOSO, D.A., (1995). Correlations between the CPT and the SPT for some Brazilian Soils. Proceedings on the International Symposium on Cone Penetration testing, CPT'95, Linkoping, v. 2, p. 155-160.

DAHLBERG, R., Penetration Pressuremeter and Screw Plate Tests in a Preloaded Natural Sand Deposit, Proceedings of the European Symposium on Penetration testing, ESOPT I, Estocolmo, Vol.2, 1974.

DAVIES, M.P. & CAMPANELLA, R.G. Piezocone technology: down hole geophysics for the geoenvironmental characterization on soil. Symposium on the application of geophysics to engineering and environmental problems, SAGEEP'95, 1995, Orlando(Florida, USA), 11p.

DE RUITER, (1981). Current Penetrometer practice. Symposium Cone Penetration testing and experience, St. Louis, National convention, p. 1-48.

DURGUNOGLU, H.T. e MITCHEL, J.K. (1975), Static Penetration Resistance of Soils. In: ASCE Symposium of In Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh, Vol. 1, pp 151-171.

ESQUIVEL, E.R. Piezocone testing: centrifuge modeling and interpretation. Boulder, 1995, 260p. thesis (Ph.D.) – *University on Colorado at Boulder*, Boulder (colorado, USA).

FERREIRA, R. S., MACHADO, C.R.(2003). Ensaio de Cone – CPT Mecânico executado comercialmente: Propostas de especificações técnicas visando credenciamento no PBQP-H. *1º Simpósio de Geotecnia do Centro Oeste*, Cuiabá/Brasil, 13p.

FLETCHER, G.F.A. (1965). Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, V.91, SM4, p.67-75.

FRANCESCATO, J.A.G. (2004). Trabalho acadêmico sobre o ensaio SPT – Disciplina de Investigação do Subsolo da UNICAMP.

GABR, M.A. (1994): "P-y Analysis of Laterally Loaded Piles in Soft Clay Using DMT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.120, N° 5, pp. 816-837.

GIACHETI, H.L., (2001). Os Ensaios de Campo na Investigação do Subsolo: estudos e Considerações quanto a Aplicação em Solos Tropicais, Livre-docência, Depto. Engenharia Civil, FE-Unesp, bauru/SP, 299p.

GIACHETI, H.L., ELIS, V.R., DE MIO, G., CAVALCANTE, E.H. (2006), Ensaios de Campo na Investigação Geotécnica e Geoambiental. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.

GIACHETI, H.L., PEIXOTO, A.S., DE MIO, G., CARVALHO, D.(2006), Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils, Proceedings Second Flat Dilatometer Conference – ISC' 06, Washington/USA, p. 103-111.

GIACHETI, H.L., DE MIO, G., PEIXOTO, A.S.P. (2006). Cross-hole and seismic CPT Tests in Tropical Soil Site, Proc. ASCE Conference, Atlanta/USA, accepted paper.

GRAVENSEN, S. Elastic semi-infinite medium bounded by a rigid wall with a circular hole. Copenhagen: Laboratories For Bygningsteknik/danmarks Tekniske Hojskole, 1960.

GOMES BOEHL, P.E. (2005). Dilatômetro de Marchetti(DMT): Atualização da revisão Bibliográfica. Contribuição Pessoal – Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 112p.

KAMEI, T., TWASAKI, K., (1995) Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Soils using a Flat Dilatometer. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 35, pp. 111-116.

HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design equations and curves. Proceedings of ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 98, SM7, pp. 667-692.

HARDIN, B.O., BLANDFORD, G.E. (1989). Elasticity of particulate Materials. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, pp. 788-805.

HOSSAIN, S., KHOURI, B., HAQUE, M., Comparative Study of different In-Situ for Site Investigation. Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference, pp. 205-212, 2006.

HRYCIW, R.D., Small-Strain Shear Modulus of Soil by Dilatometer. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, vol.116, pp.1700-1716, 1990.

IRELAND, H.O., MORETTO, C.P., VARGAS, M. (1970). The Dynamic Penetration test: A Standard that is not Standardized, Géotechnique, V.20, n.2, p. 185-192.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, 1963.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTA, R., New developments in field and laboratory testing of soils. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153, 1985

JAMIOLKOWSKI, M., GHIONNA, V.N., LANCELLOTA, R., PASQUALINI, E. (1998). New correlations of Penetration test for Design Practice. 1<sup>o</sup> International Symposium on Penetration Testing, ISQPT-1, Orlando, FL, Vol.1, pp. 263-296.

JARDIM, N.A., (1998). Metodologia de previsão de capacidade de carga vertical e horizontal com o Dilatômetro de Marchetti, Dissertação de Mestrado, Brasília, 141 p.

JONES, G.A., VAN ZYL, D., RUST, E. Mine tailings characterization by piezometer cone. Proc. Symp. On Cone Penetration testing and Experience, ASCE, St. Louis, pp. 303-324, 1981.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics, Jonh Wiley & Son, Inc. New York.

LACASSE, S., LUNNE, T. (1988). Calibration of Dilatometer Correlations. Proc. of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 1988, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 539-548.

LEONARDS, G.A., FROST, J.D., (1988). Settlement on Shallow Foundations on Granular Soils. Journal os Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, n<sup>o</sup> GT7, pp. 791-809.

LUTENEGGER, A.J. (1988). Current Status of the Marchetti Dilatometer Test. In: Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 137-156.

LUNNE, T.,LACASSE, S., RAD, N.S., SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing - Part 1:All tests except SPT. General report/Discussion session 2 Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2339-2403, 1989.

LUNNE, T., POWELL, J.J.M., HAUGE, E.A., UGLOW, I.M., MOKKELBOST, K.H. (1990). Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress. 69<sup>o</sup> Anual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC, USA.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J., CPT e piezocone testing in geotechnical practice. Chapman & Hall, 1997.

MARCHETTI, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, pp. 299-321.

MARCHETTI, S. (1985). On the Field determination of  $K_o$  in Sand. Panel presentation Session, In Situ Test Techniques, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, ICSMFE, San Francisco, Vol. 5, pp. 2667-2672.

MARCHETTI, S. (1997): The Flat Dilatometer - Design Applications. 3<sup>rd</sup> Geotechnical Engineering Conference-Keynote Lecture, Cairo University, 26 p.

MARCHETTI, S., CRAPPS, D.K., (1981). Flat Dilatometer Manual. Internal report of GPE Inc., Gainesville, FL.

MARCHETTI S., MONACO P., TOTANI G., CALABRESE M., (2001). The Flat Dilatometer test (DMT) in Soil Investigations, *TC16 Report. Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, Indonesia, 41pp.

MAYNE, P.W., (2004) Interrelationships of DMT and CPT readings in soft clays, Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference.

MEIGH, A.C.(1987), Cone penetration testing: methods and interpretation. London, *CIRIA ground engineering report: in situ testing*. Butterworths, 141 p.

MELLO VIEIRA, M.V.C. (1994). Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole do Sarapuú, Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 333 p.

MINETTE, E., CUSTODIO, G.S., REZENDE, D.V. (2006). Estudo de Alguns Parâmetros Obtidos Através de Ensaio DMT e PMT de Ménard. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba, BR.

MITCHELL, J.K., GARDNER, W.S., (1975) In Situ Measurement of Volume change characteristics, State-of-the-art Report, Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Specialty Conference of the Geotechnical Division, North Carolina State University, Raleigh, Vol. II.

ODEBRECHT, E. (2003). Medidas de Energia no Ensaio do SPT, Tese Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 230p.

ORTIGÃO, J.A.R. (1993): "Dilatômetro em Argila Porosa", Proc. VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Vol. 5, pp. 309-320.

ORTIGÃO, J.A.R., Cunha, R.P., Alves, L.S., (1996). In situ in Brasilia porous clay. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, Nº 1, pp. 189-198.

PARKIN, A.K., ARNOLD, M., (1977) An Analysis of penetration measurements in the C.R.S. Calibration Chamber, Internal report 52108-3 Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.

PAULA, M.C. (1998). Ensaio dilatométricos em um solo residual de gnaiss. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. 176p.

PEREIRA, A.C. (1997) Ensaio dilatométricos em um depósito de argila mole no bairro Ibura, Recife PE, Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, 226p.

PESSOA NETO, D.P. (2005). Análise de Escorregamento de encosta na circunvizinhança da cidade de Viçosa-MG. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa-MG.

ROBERTSON, P.K. (1989): "Design of Laterally Loaded Piles Using the Flat Dilatometer". *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 12, Nº 1, pp. 30-38.

ROBERTSON, P.K. (1990). Soil Classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., 1983 (a e b). Interpretation of Cone Penetration test – Part I (sand) e II (Clay), Canadian Geotechnical Journal, vol 20, No. 4, pp. 718-733 e pp. 734-745.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J., (1986) Use of piezometer cone data. Proc., In-Situ 86, Specialty Conf., ASCE, Blacksburg, pp. 1263-1280.

ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1988) Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU data. Report, *Federal Highway Administration (FHWA)*, 340 p.

ROBERTSON, P.K., SULLY, J.P., WOELLER, D.J., LUNNE, T., POWELL, J.J.M, GILLESPIE, D.G., (1992) Estimation coefficient on consolidation from piezocone tests. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 29, N° 4, pp. 539-557.

ROBERTSON, P.K., LUNNE, T., POWELL, J., (1995) Applications of penetration tests for geo-environmental purposes. Proc. Conf. on Advances in Site Investigation Practice. ICE, London.

ROQUE, R. JAMBU, N., SENNESET, K. (1988). Basic Interpretation Procedures of Flat Dilatometer Tests. Proc. 1<sup>st</sup> International Symposium on penetration testing, ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, pp. 577-587.

SANGLERAT, G. (1972) The penetrometer and soil exploration. Elsevier.

SCHMERTMANN, J.H. (1978), Guidelines for cone penetration test, performance and design. Washington (DC), *Federal Highway Administration (FHWA)*, report, n. TS-787-209.

SCHMERTMANN, J.H. (1982), A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti dilatometer test (DMT). Proceedings of the Second European Symposium Testing, Amsterdam.

SCHMERTMANN, J.H. (1983), Revised Procedure for Calculating  $K_0$  and OCR from DMT's with  $I_D \geq 1.2$  and which Incorporates the penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle, DMT Digest n° 1, GPE Inc, Gainesville, FL.

SCHMERTMANN, J.H. (1986a), Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer test, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 9 n° 2, pp. 93-101.

SCHMERTMANN, J.H. (1988), Guidelines for Using CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Desing, Report n° FHWA-PA-87-023, Vol.3-4.

SCHMERTMANN, J.H., BAKER, W., GUPTA, R., KESSLER, K. (1986) CPT/DMT Quality Control ground Modification at a power plant. Proceedings of In Situ 86, ASCE, Blacksburg, VA.

SCHNAID, F. A Study of the pressuremeter test in sand. D. Phil. Thesis, Oxford University, UK, 1990.

SCHNAID, F., CONSOLI, N.C., AVERBECK, J.H. (1998). Aspects of cone penetration in natural weakly-cemented deposits, ISC'98 Conference, V.2, p. 1159-1163.

SEED, H.B., IDRIS, I.M., (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report n. EERC 70-10, Univ. of California, Berkeley, Dec.

SENNESET, K., JANBU, N. Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. Proc. Symp. On Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In-Situ Measurements. ASTM 04-883000-38, San Diego, pp. 41-54, 1984.

SIVIERO, C. (2003). Obtenção de Parâmetros Geotécnicos utilizando o Dilatômetro de Marchetti (DMT). Dissertação de Mestrado. 156p. Universidade de São Paulo.

SIVIERO, C., PINTO, C.S. (2006). Tensão Admissível Para Fundações Diretas pelo Dilatômetro de Marchetti em Comparação com a NBR 6122. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba, BR.

SMITS, F.P. Penetration pore pressure measured with piezometer cones. Proc., II-ISOPT, Amsterdã, Vol. II, pp. 871-876, 1982.

SOARES, M.M., LUNNE, T, ALMEIDA, M.S.S. e DANZIGER, F.A.B. (1986): "Ensaio de Dilatômetro em Argila Mole". Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, Vol. 2, pp. 89-98.

TANAKA, H., TANAKA, M., Characterization of Sandy Soils using CPT e DMT. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 38, pp. 55-65, 1998.

TEIXEIRA, R.S., SOBRINHO, V.M., COSTA BRANCO, C.J., Avaliação de Perfil Estratigráfico obtido por meio de SPT, CPT e DMT executados em solo laterítico da Cidade de Londrina/PR. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006, Curitiba, BR.

TOTANI, G., MARCHETTI, S., MÔNACO, P., CALABRESE, M. (2001) Use of the Flat Dilatometer Test (DMT) in geotechnical design. International Conference on In Situ Measurements Soil, Indonesia.

VARGAS, M. (1989). Heritage Lecture: Soil Mechanics in Brazil, Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, V.4, p. 2289-2299.

VESIC, A.S., (1970). Tests on Instrumented Piles Ogeechee River Site. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol, 96, SM2, pp. 561-584.

WROTH, P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. Geotechnique, Vol.34, pp. 449-489.

## B – Bibliografia Complementar

CODUTO, D.P.(1994), Foundation design: principles and practice. New Jersey: Prentice Hall, 796p.

DAVIDSON, J.L., BOGHRAT, A. (1983)\*. Flat Dilatometer Testing in Florida. Proc. International Symposium on In Situ Testing of Soil and Rock, Paris, Vol. 2, pp. 251-255.

DANZIGER, F.A.B., LUNNE, T. The development of semi-empirical design procedures for foundations – Status for use of triple element piezocone for foundation design, NGI report 5215551-1, dez. 1994.

DECOURT, L. (1989). The Standard Penetration Test – State of the Art report. Proc. XII ICSMFE, Vol. IV, pp 2405-2416, Rio de Janeiro.

FRANCISCO, G.M. (1997). Ensaio de Piezocone sísmico, Dissertação de Mestrado, PUC. Rio de Janeiro/RJ.159p.

<http://www.marchetti-dmt.it> / Visited in Ago, 2007.

IWASAKI, K. (1991): “Applicability of the Marchetti Dilatometer Test to Soft Ground in Japan”. Proc. GEOCOAST’91, Yokohama, pp. 29-32.

LUTENEGGER, A.J., KABIR, M.G. (1988). Dilatometer C-Reading to Help Determine Stratigraphy. In: 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 549-554.

MITCHELL, J.K. (1993). Fundamentals of Soil Behavior. 2<sup>nd</sup> ed., John Wiley & Sons, New York, 437 p.

PINI – VÁRIOS AUTORES - Fundações: Teoria e Prática. (1998). 2<sup>o</sup> ed., São Paulo, Editora PINI Ltda.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., WIGHTMAN, A. (1983). SPT-CPT correlations, in: J. Geotech. Engng, New York: ASCE, 109 (11), p. 1449-1459.

SCHNAID, F. (2000). Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações, Oficina Textos. 189p.

VARGAS, M. (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Mc Graw-Hill do Brasil – Ed. Da Universidade, São Paulo/SP, pág. 107.

## **ANEXOS**

**Anexo 1 - Planilhas de Campo - Ensaio DMT**

**Anexo 2 - Planilhas Completas - Ensaio DMT**

**Anexo 3 - Planilhas Completas - Ensaio CPT**

**ANEXO 1**  
**PLANILHAS DE CAMPO**  
**DMT**

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 1				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	9/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):	<3,0	Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,19 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,19	0,70	0,20	0,60	$\Delta B$ (antes)	0,68 <b>0,19</b>			
0,20	0,68	0,19	0,60	$\Delta A$ (depois)	0,19 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,18	0,67	0,20	0,59	$\Delta A$ (depois)	0,60 <b>0,65</b>			
				Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-12
20		0,8		3,6				
40		2,8		7,5				
60		3,4		7,5				
80		2,4		5,7				
1		1,5		5,0				
20		3,8		10,5				
40		4,2		11,0				
60		5,7		24,0				
80		4,8		11,5				
2		5,5		12,5				
20		2,9		7,0				
40		1,2		3,5				
60		1,1		2,8				
80		1,5		3,3				
3		1,2		2,3				
20		1,2		2,3				
40		1,4		2,6				
60		1,8		3,2				
80		1,9		3,4				
4		2,0		3,5				
20		2,3		6,2				
40		2,5		4,9				
60		3,3		6,0				
80		3,2		5,4				
5		3,3		5,6				
20		3,3		5,4				
40		3,1		6,2				
60		3,4		5,6				
80		3,6		5,5				
6		6,4		11,5				
20		5,2		9,4				
40		7,7		17,0				
60		4,3		9,7				
80		7,8		21,0				
7		16,5		34,0				
20								
40								

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 2				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	10/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio			Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>			
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,20	$\Delta A$		
0,20	0,60	0,27	0,40	$\Delta B$ (antes)	0,60	<b>0,24</b>		
0,19	0,60	0,27	0,40	$\Delta A$ (depois)	0,27	<b><math>\Delta B</math></b>		
0,20	0,59	0,27	0,40	$\Delta A$ (depois)	0,40	<b>0,5</b>		
				Obs:NA não encontrado até 3,2m				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-13
20		0,2	-	1,2	-			
40		2,1	12	5,6	32			
60		1,4	6	4,7	15			
80		1,7	6	4,7	16			
1		1,4	4	4,8	16			
20		1,7	6	4,7	16			
40		1,1	5	3,4	14			
60		1,7	7	3,5	15			
80		1,3	4	2,7	10			
2		1,4	8	4,4	24			
20		1,3	4	2,5	9			
40		1,1	5	2,9	12			
60		1,1	4	2,5	10			
80		1,0	4	3,5	16			
3		1,2	4	4,7	17			
20		1,1	5	4,0	15			
40		1,5	6	5,5	22			
60		1,5	5	4,9	17			
80		1,5	6	2,6	10			
4		1,4	5	3,3	13			
20		1,9	7	3,7	15			
40		3,0	16	5,4	27			
60		3,9	18	6,3	28			
80		3,3	11	5,1	18			
5		2,5	10	3,8	16			
20		2,4	10	3,8	15			
40		2,5	9	3,9	15			
60		2,7	7	4,1	12			
80		4,9	17	9,6	35			
6		5,2	18	9,0	28			
20		5,2	14	10,0	26			
40		4,8	16	7,7	25			
60		4,6	13	8,3	23			
80		3,9	14	12,0	35			
7		12,0	31	33,5	01:06			
20								
40								

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 3				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	10/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio			Média dos Valores kgf/cm²			
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,20	$\Delta A$		
0,20	0,50	0,20	0,55	$\Delta B$ (antes)	0,50	<b>0,2</b>		
0,20	0,50	0,20	0,55	$\Delta A$ (depois)	0,20	<b><math>\Delta B</math></b>		
0,20	0,50	0,20	0,55	$\Delta A$ (depois)	0,55	<b>0,55</b>		
				Obs:Pré furo 1,0m				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm²)	Tempo (sec)	B (kgf/cm²)	Tempo (sec)	C (kgf/cm²)	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-6 NA = 3,9m
20		2,3	10	15,0	59			
40		5,4	17	12,0	36			
60		2,2	7	9,8	30			
80		5,4	14	13,5	35			
1		2,9	10	7,7	25			
20		1,6	4	5,0	13			
40		1,8	6	4,2	14			
60		1,2	4	2,4	10			
80		1,0	3	2,1	8			
2		7,0	3	1,7	7			
20		8,0	4	1,9	11			
40		7,0	4	1,9	12			
60		8,0	3	1,7	7			
80		1,1	6	3,8	21			
3		1,5	7	3,2	15			
20		3,7	14	5,2	22			
40		2,4	7	9,0	25			
60		2,5	7	8,5	25			
80		2,2	8	8,8	31			
4		2,0	6	7,9	24			
20		2,7	11	4,3	19			
40		2,4	8	3,9	14			
60		2,2	8	3,7	13			
80		2,3	7	3,5	12			
5		2,0	7	5,7	22			
20		2,0	6	3,8	13			
40		1,8	6	7,0	22			
60		2,0	6	6,2	22			
80		0,5	2	1,3	6			
6		2,8	13	4,1	20			
20		3,3	16	12,5	49			
40		3,9	19	11,5	00:00			
60		14,5	41	32,0	01:24			
80		14,0	29	35,0	57			
7		22,5	32	>45	01:21			
20								
40								

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 4				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	10/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,27 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,27	0,40	0,20	0,50	$\Delta B$ (antes)	0,40 <b>0,24</b>			
0,27	0,40	0,20	0,50	$\Delta A$ (depois)	0,20 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,27	0,40	0,20	0,50	$\Delta A$ (depois)	0,50 <b>0,45</b>			
				Obs:Pré furo 1,0m				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-5 SPT-1 NA = não encontrado até 3,75m
20		4,1	20	13,5	56			
40		1,5	7	5,0	23			
60		1,2	6	4,7	20			
80		1,4	6	5,8	21			
1		3,8	10	16,5	44			
20		7,4	20	20,0	50			
40		5,0	13	17,5	43			
60		6,9	13	19,0	38			
80		2,4	8	9,3	32			
2		2,2	7	7,8	27			
20		1,4	5	4,0	14			
40		1,4	6	3,6	14			
60		1,7	6	2,7	10			
80		1,6	4	6,5	18			
3		1,6	5	2,6	11			
20		1,4	3	2,3	7			
40		1,6	4	2,5	8			
60		1,5	6	2,4	10			
80		1,6	4	2,4	7			
4		1,5	5	2,5	10			
20		1,4	4	2,5	8			
40		1,5	5	3,6	16			
60		1,3	4	2,8	11			
80		1,3	5	3,9	16			
5		1,4	4	3,7	12			
20		1,6	4	3,0	8			
40		5,4	22	13,0	47			
60		5,2	19	14,0	48			
80		4,5	18	15,0	50			
6		4,0	13	12,0	39			
20		8,6	28	19,5	52			
40		11,5	37	23,5	01:02			
60		13,0	33	25,5	00:00			
80		15,0	28	32,0	46			
7								
20								
40								



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 6				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	11/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,18 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,18	0,56	0,19	0,46	$\Delta B$ (antes)	0,55 <b>0,19</b>			
0,18	0,55	0,20	0,45	$\Delta A$ (depois)	0,20 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,17	0,54	0,20	0,45	$\Delta A$ (depois)	0,45 <b>0,5</b>			
				Obs:Pré furo 1,0m				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-16 SPT-15 NA = não encontrado até 2,75m
20		1,0	5	9,0	24			
40		2,6	11	8,8	33			
60		1,5	9	6,2	17			
80		2,9	10	7,6	25			
1		2,9	8	6,7	21			
20		3,0	7	6,7	16			
40		3,3	10	8,0	27			
60		2,8	7	5,5	14			
80		2,5	7	11,0	29			
2		2,6	8	9,7	28			
20		3,2	10	11,5	32			
40		2,1	6	3,5	11			
60		1,9	6	3,0	11			
80		2,0	7	3,2	11			
3		2,3	6	3,6	11			
20		2,4	9	3,9	16			
40		2,4	6	3,7	10			
60		2,0	4	3,0	7			
80		2,0	4	3,1	7			
4		1,9	6	3,2	10			
20		2,0	6	3,1	10			
40		2,3	7	3,6	11			
60		2,4	6	3,8	11			
80		2,5	8	3,7	12			
5		2,1	5	8,7	28			
20		1,3	3	7,8	21			
40		3,6	11	15,5	41			
60		4,8	12	10,5	27			
80		12,0	30	21,5	48			
6		6,5	12	21,5	42			
20		12,0	27	37,0	01:04			
40		16,5	33	41,5	01:02			
60		12,5	33	41,5	01:03			
80		10,5	23	28,0	40			
7		9,8	21	22,5	44			
20		11,0	22	26,5	39			
40		14,0	29	32,0	45			
60		6,2	9	18,0	31			
80		9,3	20	25,0	41			
8		6,8	16	16,0	31			
20		23,0	48	41,0	01:06			
40		16,5	26	44,0	52			

<b>DILATOMETRO DE MARCHETTI</b>				<b>ENSAIO Nº DMT 7</b>				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
<b>DADOS</b>								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	CEUSA	Data	11/9/2004			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Ronaldo	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	1			
<b>CALIBRAÇÃO</b>								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio			Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>			
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,20	$\Delta A$		
0,19	0,46	0,20	0,50	$\Delta B$ (antes)	0,45	<b>0,2</b>		
0,20	0,45	0,21	0,48	$\Delta A$ (depois)	0,20	<b><math>\Delta B</math></b>		
0,20	0,45	0,20	0,49	$\Delta A$ (depois)	0,49	<b>0,47</b>		
				Obs:Pré furo 1,0m				
<b>LEITURAS DO ENSAIO</b>								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								SPT-17 NA = 2,0m
20		1,6	5	3,7	11			
40		1,1	3	2,3	6			
60		0,9	2	3,0	9			
80		1,0	3	2,0	8			
1		0,2	2	3,7	15			
20		-	-	2,0	-			
40		1,7	7	5,2	23			
60		2,5	9	6,0	23			
80		2,7	10	5,5	21			
2		2,7	10	8,5	31			
20		3,4	12	7,8	27			
40		3,3	12	10,0	31			
60		5,3	15	12,5	32			
80		4,2	10	9,8	24			
3		4,4	9	8,3	16			
20		2,9	7	7,9	20			
40		3,3	9	9,6	26			
60		5,3	16	12,5	36			
80		5,5	16	13,0	34			
4		5,2	18	12,5	37			
20		4,0	10	10,5	24			
40		3,5	11	12,5	37			
60		13,0	38	26,0	59			
80		14,0	36	31,5	01:03			
5		6,5	15	13,5	29			
20		11,0	30	28,5	53			
40		14,5	24	33,0	45			
60		16,0	23	29,5	42			
80		13,5	25	25,5	41			
6		2,6	7	5,7	15			
20		9,9	23	22,5	47			
40		9,5	23	23,5	48			
60		15,5	27	31,5	45			
80		11,5	22	39,5	51			
7		18,5	37	43,0	01:04			
20								
40								

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 1				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Gigawatt	Data	12/3/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	-			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,18 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,17	0,57	0,21	0,45	$\Delta B$ (antes)	0,57 <b>0,19</b>			
0,17	0,57	0,20	0,45	$\Delta A$ (depois)	0,21 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,18	0,58	0,21	0,45	$\Delta A$ (depois)	0,45 <b>0,51</b>			
0,18	0,57	0,21	0,45	Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
20		-		-				
40		2,4		10,0				
60		5,4		24,0				
80		7,3		23,5				
1		1,7		3,5				
20		1,2		7,7				
40		1,5		2,0				
60		2,0		6,6				
80		2,3		7,3				
2		2,5		8,7				
20		3,2		10,5				
40		1,4		5,9				
60		1,5		4,3				
80		1,5		6,3				
3		1,1		5,3				
20		3,3		11,5				
40		3,8		13,0				
60		4,2		13,5				
80		4,4		14,0				
4		3,7		12,5				
20		5,4		15,0				
40		4,3		12,0				
60		4,7		12,5				
80		2,6		8,3				
5		2,9		8,3				
20		1,7		3,2				
40		3,2		9,4				
60		4,8		12,5				
80		2,3		3,5				
6		2,7		3,9				
20		2,5		3,5				
40		2,6		3,8				
60		2,5		3,7				
80		2,5		3,7				
7		2,6		3,8				
20		2,4		3,8				
40		2,7		3,9				
60		2,4		3,6				
80		2,6		4,5				
8		2,7		3,7				
20		2,7		4,0				
40		2,6		3,7				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 2				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Gigawatt	Data	12/3/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	-			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,21 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,21	0,45	0,25	0,35	$\Delta B$ (antes)	0,45 <b>0,24</b>			
0,20	0,45	0,26	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,26 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,21	0,45	0,26	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,35 <b>0,4</b>			
0,21	0,45	0,27	0,33	Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
	20	1,2		9,1				
	40	3,9		12,5				
	60	2,1		8,1				
	80	1,3		6,8				
1		2,7		9,0				
	20	1,2		4,0				
	40	1,5		7,1				
	60	2,0		7,5				
	80	1,6		5,8				
2		1,5		5,9				
	20	1,3		5,3				
	40	1,5		5,6				
	60	1,8		7,3				
	80	2,2		8,2				
3		2,4		8,6				
	20	2,3		7,2				
	40	1,7		7,0				
	60	1,7		2,8				
	80	1,6		2,6				
4		2,2		9,0				
	20	2,8		9,5				
	40	1,6		6,1				
	60	4,5		14,0				
	80	3,4		11,5				
5		1,9		6,8				
	20	2,2		8,4				
	40	2,0		7,8				
	60	4,9		15,0				
	80	1,5		2,8				
6		3,7		11,0				
	20	2,4		3,5				
	40	2,2		3,2				
	60	2,4		3,4				
	80	2,3		3,3				
7		2,6		3,6				
	20	2,6		3,7				
	40	2,3		3,3				
	60	2,9		4,8				
	80	2,8		4,2				
8		2,7		6,4				
	20	4,0		11,0				
	40	3,4		8,3				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 2				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Eletrosul	Data	6/7/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Valcione	Pré-Furo(m)	-			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,21 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,21	0,45	0,25	0,35	$\Delta B$ (antes)	0,45 <b>0,24</b>			
0,20	0,45	0,26	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,26 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,21	0,45	0,26	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,35 <b>0,4</b>			
0,21	0,45	0,27	0,33	Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
	20	1,2		9,1				
	40	3,9		12,5				
	60	2,1		8,1				
	80	1,3		6,8				
1		2,7		9,0				
	20	1,2		4,0				
	40	1,5		7,1				
	60	2,0		7,5				
	80	1,6		5,8				
2		1,5		5,9				
	20	1,3		5,3				
	40	1,5		5,6				
	60	1,8		7,3				
	80	2,2		8,2				
3		2,4		8,6				
	20	2,3		7,2				
	40	1,7		7,0				
	60	1,7		2,8				
	80	1,6		2,6				
4		2,2		9,0				
	20	2,8		9,5				
	40	1,6		6,1				
	60	4,5		14,0				
	80	3,4		11,5				
5		1,9		6,8				
	20	2,2		8,4				
	40	2,0		7,8				
	60	4,9		15,0				
	80	1,5		2,8				
6		3,7		11,0				
	20	2,4		3,5				
	40	2,2		3,2				
	60	2,4		3,4				
	80	2,3		3,3				
7		2,6		3,6				
	20	2,6		3,7				
	40	2,3		3,3				
	60	2,9		4,8				
	80	2,8		4,2				
8		2,7		6,4				
	20	4,0		11,0				
	40	3,4		8,3				

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 3				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Eletrosul	Data	6/7/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Valcione	Pré-Furo(m)	-			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,20 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,20	0,35	0,20	0,34	$\Delta B$ (antes)	0,35 <b>0,2</b>			
0,20	0,35	0,20	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,20 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,20	0,36	0,20	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,35 <b>0,35</b>			
0,2	0,35			Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
	20	2,5		7,9				
	40	1,8		3,9				
	60	1,9		3,8				
	80	1,5		2,9				
1		1,8		4,0				
	20	2,4		5,1				
	40	3,1		5,5				
	60	2,5		4,8				
	80	3,8		6,8				
2		5,0		8,9				
	20	5,4		11,0				
	40	5,0		10,0				
	60	2,9		6,6				
	80	4,7		14,5				
3		3,5		11,5				
	20	7,0		21,5				
	40	5,7		15,5				
	60	5,0		8,0				
	80	5,8		9,6				
4		5,3		8,1				
	20	5,5		8,3				
	40	5,6		8,3				
	60	5,7		8,1				
	80	5,5		8,0				
5		5,0		7,5				
	20	3,8		6,0				
	40	2,4		4,8				
	60	2,8		8,2				
	80	3,4		9,4				
6		3,0		7,2				
	20	-		-				
	40	5,5		14,0				
	60	4,3		11,5				
	80	2,9		8,8				
7		3,8		9,5				
	20	3,0		7,2				
	40	5,0		13,0				
	60	4,6		14,0				
	80	4,9		14,0				
8		3,4		11,0				
	20	3,9		10,5				
	40	3,8		11,0				

DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 1				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	RDO	Data	6/7/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Valcione	Pré-Furo(m)	-			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,20 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,20	0,35	0,20	0,34	$\Delta B$ (antes)	0,35 <b>0,2</b>			
0,20	0,35	0,20	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,20 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,20	0,36	0,20	0,35	$\Delta A$ (depois)	0,35 <b>0,35</b>			
0,2	0,35			Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
20		2,5		7,9				
40		1,8		3,9				
60		1,9		3,8				
80		1,5		2,9				
1		1,8		4,0				
20		2,4		5,1				
40		3,1		5,5				
60		2,5		4,8				
80		3,8		6,8				
2		5,0		8,9				
20		5,4		11,0				
40		5,0		10,0				
60		2,9		6,6				
80		4,7		14,5				
3		3,5		11,5				
20		7,0		21,5				
40		5,7		15,5				
60		5,0		8,0				
80		5,8		9,6				
4		5,3		8,1				
20		5,5		8,3				
40		5,6		8,3				
60		5,7		8,1				
80		5,5		8,0				
5		5,0		7,5				
20		3,8		6,0				
40		2,4		4,8				
60		2,8		8,2				
80		3,4		9,4				
6		3,0		7,2				
20		-		-				
40		5,5		14,0				
60		4,3		11,5				
80		2,9		8,8				
7		3,8		9,5				
20		3,0		7,2				
40		5,0		13,0				
60		4,6		14,0				
80		4,9		14,0				
8		3,4		11,0				
20		3,9		10,5				
40		3,8		11,0				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 3				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	RDO	Data	13/12/2006			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Valcione	Pré-Furo(m)	0,2			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,21 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,21	0,21	0,20	0,58	$\Delta B$ (antes)	0,21 <b>0,21</b>			
0,21	0,21	0,20	0,58	$\Delta A$ (depois)	0,21 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,21	0,21	0,22	0,60	$\Delta A$ (depois)	0,58 <b>0,4</b>			
		0,20	0,59	Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
	20	-		-				
	40	1,4		6,0				
	60	0,9		3,9				
	80	0,9		3,3				
1		1,6		7,3				
	20	2,0		7,2				
	40	1,7		6,6				
	60	1,2		6,3				
	80	1,9		7,9				
2		2,5		9,1				
	20	3,0		11,5				
	40	2,6		10,0				
	60	2,9		10,0				
	80	2,7		9,8				
3		1,9		8,4				
	20	1,7		5,3				
	40	0,8		3,5				
	60	1,7		7,6				
	80	1,2		5,4				
4		1,3		4,4				
	20	1,3		4,3				
	40	-		-				
	60	1,3		4,3				
	80	1,3		4,2				
5		1,1		3,8				
	20	1,4		4,3				
	40	1,0		3,5				
	60	1,0		3,6				
	80	1,2		3,2				
6		1,2		3,7				
	20	4,4		7,3				
	40	5,1		8,2				
	60	5,6		8,2				
	80	5,5		7,9				
7		5,0		7,0				
	20	5,3		7,5				
	40	5,3		7,5				
	60	5,4		7,7				
	80	5,3		7,7				
8		5,2		7,5				
	20	5,6		8,0				
	40	5,8		8,1				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 4				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	RDO	Data	13/12/2006			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Valcione	Pré-Furo(m)	0,2			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,30 <b><math>\Delta A</math></b>			
0,30	0,48	0,30	0,35	$\Delta B$ (antes)	0,47 <b>0,3</b>			
0,30	0,46	0,30	0,34	$\Delta A$ (depois)	0,29 <b><math>\Delta B</math></b>			
0,30	0,47	0,28	0,34	$\Delta A$ (depois)	0,34 <b>0,4</b>			
		0,28	0,34	Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
20		-		-				
40		-		-				
60		-		-				
80		-		-				
1		1,5		5,9				
20		2,2		7,4				
40		2,0		6,8				
60		1,6		5,2				
80		1,1		5,5				
2		3,1		12,0				
20		5,0		17,0				
40		5,4		17,0				
60		2,3		11,5				
80		4,3		13,0				
3		2,2		7,5				
20		1,2		3,0				
40		1,4		4,2				
60		1,2		4,0				
80		1,4		4,5				
4		1,3		5,0				
20		2,7		10,0				
40		2,4		6,0				
60		1,4		6,5				
80		1,2		5,4				
5		1,3		4,6				
20		2,2		6,7				
40		1,3		4,1				
60		3,9		10,0				
80		3,9		5,9				
6		3,8		5,6				
20		4,3		6,5				
40		4,7		8,1				
60		3,3		7,2				
80		3,8		8,4				
7		3,8		8,8				
20		5,0		11,5				
40		5,3		12,5				
60		5,4		13,5				
80		4,7		12,0				
8		5,1		12,0				
20		4,4		10,5				
40		4,0		11,5				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 2				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Nagib Jab.	Data	20/3/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	0,2			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,19	$\Delta A$		
0,19	0,40	0,18	0,50	$\Delta B$ (antes)	0,40	<b>0,18</b>		
0,19	0,41	0,17	0,50	$\Delta A$ (depois)	0,18	$\Delta B$		
0,19	0,41	0,18	0,50	$\Delta A$ (depois)	0,50	<b>0,45</b>		
0,19	0,4			Obs:				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
	20	-		-				
	40	9,1		22,0				
	60	5,5		13,0				
	80	5,9		13,0				
1		5,5		12,5				
	20	5,3		12,5				
	40	2,0		6,8				
	60	3,1		8,2				
	80	1,8		5,4				
2		2,6		6,6				
	20	2,9		7,8				
	40	2,7		8,8				
	60	4,1		9,3				
	80	3,0		9,0				
3		3,3		8,6				
	20	3,8		8,9				
	40	3,6		8,7				
	60	4,1		9,0				
	80	3,8		9,0				
4		3,5		8,5				
	20	4,4		9,3				
	40	4,5		9,7				
	60	4,5		9,7				
	80	3,4		7,8				
5		4,1		8,8				
	20	3,8		7,9				
	40	4,6		9,3				
	60	4,0		8,5				
	80	3,7		7,3				
6		4,0		7,8				
	20	4,7		9,3				
	40	4,4		8,2				
	60	4,2		8,0				
	80	3,8		7,5				
7		3,5		7,1				
	20	3,5		6,8				
	40	3,8		7,4				
	60	3,7		7,4				
	80	3,9		7,4				
8		3,8		7,2				
	20	3,5		6,8				
	40	3,5		6,6				



DILATOMETRO DE MARCHETTI				ENSAIO Nº DMT 3				
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA								
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL								
DADOS								
Número lâmina:	526	Local do ensaio	Nagib Jab.	Data	20/3/2007			
Equip. Cravação:	CPT	Tipo Membrana	0,25mm	Tipo de haste	CPT			
Nível de água(m):		Menor Pressão(bars)	-	Maior Pressão (bars)	-			
Operador DMT	Fabio	Operador Hastes	Fabricio	Pré-Furo(m)	0,2			
CALIBRAÇÃO								
Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Média dos Valores kgf/cm <sup>2</sup>				
$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$	$\Delta B$	$\Delta A$ (antes)	0,27	$\Delta A$		
0,27	0,35	0,18	0,39	$\Delta B$ (antes)	0,35	<b>0,23</b>		
0,27	0,36	0,19	0,40	$\Delta A$ (depois)	0,19	$\Delta B$		
0,28	0,35	0,19	0,40	$\Delta A$ (depois)	0,40	<b>0,37</b>		
0,28	0,35			Obs:utilizado quebrador de atrito				
LEITURAS DO ENSAIO								
Profundidade (m)	Força ou golpe / 30cm	A (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	B (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tempo (sec)	Obs.
0								
20		-		-				
40		6,1		11,5				
60		5,1		13,5				
80		5,6		16,0				
1		6,2		15,0				
20		5,6		12,5				
40		4,8		12,0				
60		5,2		15,0				
80		4,3		14,0				
2		4,3		13,5				
20		3,8		11,5				
40		3,5		12,5				
60		1,8		6,4				
80		4,2		14,5				
3		4,0		9,3				
20		4,2		9,3				
40		4,0		9,2				
60		3,6		8,6				
80		4,1		9,4				
4		3,7		8,6				
20		4,1		8,8				
40		3,3		8,1				
60		3,4		8,0				
80		3,4		7,5				
5		3,3		7,5				
20		3,4		7,3				
40		3,5		8,1				
60		3,5		7,8				
80		3,5		7,7				
6		3,2		7,5				
20		3,4		7,7				
40		2,9		6,5				
60		3,0		7,0				
80		3,5		7,2				
7		4,5		7,9				
20		3,5		7,8				
40		3,2		6,7				
60		3,0		6,3				
80		3,2		6,4				
8		3,0		6,1				
20		3,1		6,3				
40		3,3		6,7				



**ANEXO 2**  
**PLANILHAS COMPLETAS DMT**  
**(Software Dmt ELAB)**

09/09/2004		DHT Im.odi.f. dat		LEGEND										INTERPRETED PARAMETERS										SOUNDING PARAMETERS															
UEFC		CEUSA		CPT		URUSSARNA-SC		DMT 1																															
E (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id (kPa)	Kd	Ed (kPa)	Ko	Ud	Ko	Ocr (Deg)	Phi (Deg)	H (kPa)	Oa (kPa)	DHT 1 DESCRIPTION																			
1.0	80	360		89	295		16.7	21	0	2.31	5.1	7.1					37	13.5		13.5	SILTY SAND																		
1.2	280	750		280	685		17.7	21	0	1.45	13.4	14.1						39.1		39.1	SANDY SILT																		
1.4	340	750		345	685		17.7	24	0	1.00	14.1	11.9		2.3		21.0		33.5	61	61	SILT																		
1.6	240	570		247	505		16.7	28	0	1.05	8.8	9.0		1.7		10.2		21.3	39	39	SILT																		
1.8	150	500		156	435		16.7	31	0	1.79	5.0	9.7					37	17.8		17.8	SANDY SILT																		
2.0	360	1050		370	985		17.7	35	0	1.66	10.7	21.4					41	54.7		54.7	SANDY SILT																		
2.2	420	1100		409	1035		17.7	38	0	1.53	10.7	21.7						55.8		55.8	SANDY SILT																		
2.4	570	2400		502	2335		19.6	42	0	3.65	12.1	63.6					41	170.3		170.3	SANDY SILT																		
2.6	480	1150		470	1085		17.7	46	0	1.31	10.3	21.4						54.0		54.0	SANDY SILT																		
2.8	590	1250		536	1185		19.1	49	0	1.20	11.0	22.4						58.1		58.1	SANDY SILT																		
3.0	290	700		295	635		17.7	53	0	1.17	5.5	11.9		1.2		4.9		22.7		22.7	SILT																		
3.2	120	350		132	285		15.7	56	0	1.16	2.3	5.3		0.63		1.3		5.6		5.6	SILT																		
3.4	110	280		125	215		15.7	60	0	0.72	2.1	3.1		0.57		1.1		2.9		2.9	CLAYEY SILT																		
3.6	150	330		164	265		15.7	63	0	0.61	2.6	3.5		0.70		1.5		3.9		3.9	CLAYEY SILT																		
3.8	120	230		138	185		14.7	66	0	0.20	2.1	0.9		0.57		1.1		0.8		0.8	MUD																		
4.0	120	230		138	185		14.7	69	0	0.20	2.0	0.9		0.54		1.0		0.8		0.8	MUD																		
4.2	140	260		157	195		15.7	72	0	0.24	2.2	1.3		0.59		1.2		1.2		1.2	CLAY																		
4.4	180	320		196	255		15.7	75	2	0.30	2.7	2.0		0.71		1.6		2.3		2.3	CLAY																		
4.6	190	340		206	275		15.7	74	4	0.34	2.7	2.4		0.72		1.6		2.8		2.8	SILTY CLAY																		
4.8	200	350		216	285		15.7	75	6	0.33	2.8	2.4		0.74		1.7		2.9		2.9	SANDY SILT																		
5.0	230	620		234	595		16.7	76	8	1.42	3.0	11.1		0.83		2.1		14.7		14.7	CLAYEY SILT																		
5.2	250	490		261	425		16.7	78	10	0.65	3.2	5.7		1.0		3.1		7.6		7.6	CLAYEY SILT																		
5.4	330	600		340	535		16.7	79	12	0.60	4.1	6.8		0.98		2.9		10.8		10.8	SILTY CLAY																		
5.6	320	540		332	475		16.7	81	14	0.45	4.0	5.0		0.98		2.9		7.7		7.7	SILTY CLAY																		
5.8	330	560		342	495		16.7	82	16	0.47	4.0	5.3		0.98		2.9		8.3		8.3	SILTY CLAY																		
6.0	330	540		345	475		16.7	83	18	0.41	3.9	4.6		0.97		2.8		7.0		7.0	SILTY CLAY																		
6.2	310	620		316	595		16.7	85	20	0.80	3.5	8.2		0.89		2.4		11.9		11.9	CLAYEY SILT																		
6.4	340	560		352	495		16.7	86	22	0.43	3.8	5.0		0.95		2.8		7.5		7.5	SILTY CLAY																		
6.6	360	550		374	485		16.7	87	24	0.32	4.0	3.9		0.99		3.0		6.0		6.0	CLAY																		
6.8	640	1150		636	1085		17.7	89	26	0.73	6.9	15.5		1.4		6.9		32.9		32.9	CLAYEY SILT																		
7.0	520	940		522	875		17.7	90	27	0.71	5.5	12.2		1.2		4.8		23.1		23.1	CLAYEY SILT																		
7.2	770	1700		747	1635		19.1	92	29	1.24	7.8	30.8						69.5		69.5	SANDY SILT																		
7.4	430	970		426	905		19.6	94	31	1.21	4.2	16.6						27.4		27.4	SANDY SILT																		
7.6	790	2100		748	2035		19.6	95	33	1.80	7.5	44.7						99.4		99.4	SANDY SILT																		
7.8	1650	3400		1586	3335		20.6	97	35	1.13	15.9	60.7		2.4		25.5		178.5		178.5	SILT																		

WaterTable at 4.2 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Enl. Mtr. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TELLE ISSAOE, 2001



### DMT 3

09/09/2004 DMT 3 m.modi.f.dat

UFSC

CEUSA

CPT

URUSSAER-SC

**LEGEND**  
 S = Depth Below Ground Level  
 Po,P1,P2 = Corrected A,B,C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Pore pressure

**INTERFERED PARAMETERS**  
 Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Gu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**  
 DeltaSa = 20 kPa  
 DeltaSb = 55 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Em = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 3.9 m

WaterTable at 3.9 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to ULS ISSHEE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Gu (kPa)	IHT 3 DESCRIPTION
1.2	230	1500		190	1445		18.6	21	0	6.60	9.1	43.5		2.9	40.6	40	105.1		SAND
1.4	540	1200		531	1145		17.7	25	0	1.16	21.5	21.3					68.7	106	SILT
1.6	220	980		206	925		18.6	28	0	3.50	7.3	25.0				39	55.5		SAND
1.8	540	1350		523	1295		19.1	32	0	1.47	16.4	26.8					79.4		SANDY SILT
2.0	290	770		290	715		17.7	36	0	1.47	8.1	14.8				36	33.9		SANDY SILT
2.2	160	500		167	445		16.7	39	0	1.67	4.2	9.7		1.1	3.5		16.2		SANDY SILT
2.4	160	420		192	365		16.7	43	0	0.90	4.5	6.0					10.2		SILT
2.6	120	240		138	185		15.7	46	0	0.34	3.0	1.6		0.78	1.9		2.1		SILTY CLAY
2.8	100	210		118	155		14.7	49	0	0.31	2.4	1.3		0.65	1.3		1.3		CLAY
3.0	70	170		89	115		14.7	52	0	0.30	1.7	0.9		0.46	<0.8		0.8		HD
3.2	80	190		98	135		15.7	55	0	0.37	1.8	1.3		0.48	0.83		1.1		SILTY CLAY
3.4	70	190		88	135		15.7	58	0	0.54	1.5	1.6		0.40	<0.8		1.4		SILTY CLAY
3.6	80	170		99	115		14.7	62	0	0.16	1.6	0.5		0.43	<0.8		0.5		HD
3.8	110	380		120	325		15.7	64	0	1.70	1.9	7.1		0.66	1.4		6.4		SANDY SILT
4.0	150	320		165	265		15.7	67	1	0.61	2.5	3.5		1.3	5.1		3.7		CLAYEY SILT
4.2	370	520		366	465		16.7	68	3	0.21	5.7	2.7					5.2		CLAY
4.4	240	900		231	845		18.6	69	5	2.72	3.3	21.3				35	32.1		SILTY SAND
4.6	250	850		244	795		18.6	71	7	2.33	3.3	19.1				35	28.7		SILTY SAND
4.8	220	880		211	825		18.6	73	9	3.04	2.8	21.3				34	29.6		SILTY SAND
5.0	200	790		194	735		17.7	74	11	2.95	2.5	18.8				33	24.0		SILTY SAND
5.2	270	430		286	375		16.7	76	13	0.33	3.6	3.1		0.91	2.5		4.5		CLAY
5.4	240	390		256	335		15.7	77	15	0.33	3.1	2.7		0.81	2.0		3.6		CLAY
5.6	220	370		236	315		15.7	79	17	0.36	2.8	2.7		0.74	1.7		3.3		SILTY CLAY
5.8	230	350		248	295		15.7	80	19	0.21	2.9	1.6		0.76	1.8		2.0		CLAY
6.0	200	570		205	515		16.7	81	21	1.68	2.3	10.7				33	11.7		SANDY SILT
6.2	200	380		215	325		15.7	82	23	0.57	2.3	3.8		0.63	1.3		3.9		SILTY CLAY
6.4	150	700		146	645		17.7	83	25	4.10	1.5	17.3				30	14.7		SAND
6.6	200	620		203	565		17.7	85	26	2.06	2.1	12.6				32	13.0		SILTY SAND
6.8	50	130		70	75		14.7	87	28	0.15	0.5	0.2		<0.3	<0.8		0.2		HD
7.0	280	410		297	395		15.7	88	30	0.22	3.0	2.0		0.79	1.9		2.6		CLAY
7.2	330	1250		308	1195		18.6	89	32	3.22	3.1	30.8				36	45.7		SILTY SAND
7.4	390	1150		376	1095		18.6	91	34	2.11	3.8	25.0				36	39.8		SILTY SAND
7.6	1450	3200		1366	3145		20.6	92	36	1.30	14.6	61.0				42	174.5		SANDY SILT
7.8	1400	3500		1319	3445		20.6	94	38	1.66	13.6	73.8					205.7		SANDY SILT
8.0	2250	4500		2161	4445		20.6	97	40	1.08	21.9	79.2		2.9	42.1		257.1		SILT



<b>DMT 5</b>																		
1.0/09/2004 DMT 5 m.modi.f.dat																		
WFSC																		
CEUSA																		
CPT																		
URUSSANER-SC																		
WaterTable at 4.0 m.																		
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TIL6 ISSHEE, 2001																		
S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P0 (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	U0 (kPa)	Id (kPa)	Kd	Ed (MPa)	Ud	Ko	Ocr (Deg)	H (MPa)	Qu (kPa)	DHT 5 DESCRIPTION
1.2	250	600		255	545		16.7	21	0	1.14	12.2	10.1		2.1	16.7	27.0	44	SILT
1.4	220	640		222	585		16.7	24	0	1.64	9.1	12.6				30.4	30	SANDY SILT
1.6	180	320		196	265		15.7	28	0	0.35	7.1	2.4		1.5	7.2	5.2	30	SILTY CLAY
1.8	150	420		159	365		16.7	31	0	1.29	5.2	7.1				13.2	18	SANDY SILT
2.0	120	260		136	205		15.7	34	0	0.51	4.0	2.4		0.98	2.9	3.7	18	SILTY CLAY
2.2	100	230		116	175		15.7	37	0	0.51	3.1	2.0		0.81	2.0	2.7	14	SILTY CLAY
2.4	110	260		125	205		15.7	40	0	0.64	3.1	2.8		0.81	2.0	5.6	15	CLAYEY SILT
2.6	100	200		116	145		14.7	44	0	0.23	2.7	0.9		0.72	1.6	1.1	14	HD
2.8	130	270		146	215		15.7	47	0	0.48	3.1	2.4		0.81	2.0	3.2	18	SILTY CLAY
3.0	220	780		215	725		18.6	50	0	2.38	4.3	17.7				30.8	18	SILTY SAND
3.2	150	570		152	515		17.7	53	0	2.39	2.8	12.6				17.1	18	SILTY SAND
3.4	50	180		66	125		15.7	57	0	0.89	1.2	2.0				1.7	6	SILT
3.6	60	210		75	155		15.7	60	0	1.06	1.3	2.8				2.4	7	SILT
3.8	150	230		169	175		13.7	63	0	0.04	2.7	0.2		0.71	1.6	0.3	20	HD SAND/CLAY
4.0	120	240		157	185		15.7	66	0	0.35	2.1	1.7		0.56	1.1	1.5	15	SILTY CLAY
4.2	180	290		197	235		15.7	67	2	0.19	2.9	1.3		0.76	1.8	1.6	24	CLAY
4.4	180	280		188	225		14.7	68	4	0.14	2.8	0.9		0.75	1.7	1.1	23	HD
4.6	200	620		202	565		17.7	69	6	1.86	2.8	12.6				16.5	22	SILTY SAND
4.8	180	320		196	265		15.7	71	8	0.37	2.7	2.4		0.71	1.6	2.7	22	SILTY CLAY
5.0	170	490		177	435		16.7	72	10	1.55	2.3	9.0				9.8	20	SANDY SILT
5.2	170	310		186	255		15.7	73	12	0.40	2.4	2.4		0.64	1.3	2.5	20	SILTY CLAY
5.4	170	440		179	385		16.7	75	14	1.24	2.2	7.1				7.3	20	SANDY SILT
5.6	170	630		170	575		17.7	76	16	2.63	2.0	14.1				15.1	43	SILTY SAND
5.8	330	580		340	525		16.7	78	18	0.57	4.2	6.4		1.0	3.1	30.3	43	SILTY CLAY
6.0	550	1050		548	935		17.7	79	20	0.85	6.7	15.5		1.4	6.6	32.5	79	SILT
6.2	680	1450		664	1395		19.1	80	22	1.14	8.0	25.4		1.6	8.7	57.8	100	SILT
6.4	700	1850		665	1795		19.1	82	24	1.76	7.8	39.2		1.6	8.3	88.7	101	SANDY SILT
6.6	680	1150		679	1095		17.7	84	26	0.64	7.8	14.4		1.6	8.3	32.3	101	CLAYEY SILT
6.8	1500	4200		1388	4145		21.1	86	27	2.03	15.9	95.7				261.0	101	SILTY SAND

**SOUNDING PARAMETERS**

Deltaa = 19 kPa  
 DeltaB = 55 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 4.0 m

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
 P0, P1, P2 = Corrected R, B, C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-U0)/(P0-U0)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 U0 = Pore pressure

**SOUNDING PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')

**DMT 6**

1.1/09/2004 DMT 6 modif. dat

UESC  
 CEUSR  
 CPT  
 URUSSNER-SC

**LEGEND**  
 S = Depth Below Ground Level  
 P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> = Corrected R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>, R<sub>3</sub> readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P<sub>2</sub>-U<sub>0</sub>)/(P<sub>0</sub>-U<sub>0</sub>)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 U<sub>0</sub> = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**  
 Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 K = Constrained modulus (at Sigma')

**SOUNDING PARAMETERS**  
 DeltaA = 19 kPa  
 DeltaB = 50 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorBd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 3.0 m

**INTERPRETED PARAMETERS**  
 Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 K = Constrained modulus (at Sigma')

**SOUNDING PARAMETERS**  
 DeltaA = 19 kPa  
 DeltaB = 50 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorBd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 3.0 m

WaterTable at 3.0 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Engr. Mag. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TILS ISSHOE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	P <sub>1</sub> (kPa)	P <sub>2</sub> (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	U <sub>0</sub> (kPa)	Id	Ka	Rd (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	O <sub>s</sub> (kPa)	DMT 6 DESCRIPTION
1.2	100	500		102	450		17.7	21	0	3.39	4.9	12.1				37	22.6		SMND
1.4	260	880		251	830		18.6	25	0	2.30	10.3	20.1				41	50.7		SILTY SMND
1.6	150	620		149	570		17.7	28	0	2.83	5.3	14.6				37	28.3		SILTY SMND
1.8	290	760		289	710		17.7	32	0	1.46	9.1	14.6					35.2		SMND SILT
2.0	290	670		293	620		17.7	35	0	1.11	8.3	11.3		1.6	9.2		26.2	46	SILT
2.2	300	670		304	620		17.7	39	0	1.04	7.8	11.0		1.6	8.4		24.7	47	SILT
2.4	330	800		329	750		17.7	42	0	1.28	7.8	14.6					32.9		SMND SILT
2.6	280	550		288	500		15.7	46	0	0.73	6.3	7.3		1.4	6.0		14.9	42	CLAYEY SILT
2.8	260	1100		230	1050		18.6	49	0	3.57	4.7	28.5				37	52.3		SMND
3.0	260	970		247	920		18.6	53	0	2.73	4.7	23.4				37	42.6		SILTY SMND
3.2	320	1150		301	1100		18.6	55	2	2.67	5.5	27.7				38	54.4		SILTY CLAY
3.4	210	350		225	300		15.7	57	4	0.34	3.9	2.6		0.97	2.9		4.0	29	SILTY CLAY
3.6	190	300		207	250		15.7	58	6	0.21	3.5	1.5		0.89	2.4		2.1	25	CLAY
3.8	200	320		216	270		15.7	59	8	0.26	3.5	1.9		0.90	2.4		2.7	26	CLAY
4.0	230	360		246	310		15.7	60	10	0.27	3.9	2.2		0.97	2.9		3.4	31	CLAY
4.2	240	390		255	340		15.7	61	12	0.35	4.0	3.0		0.98	2.9		4.6	32	SILTY CLAY
4.4	240	370		256	320		15.7	62	14	0.26	3.9	2.2		0.96	2.8		3.4	31	CLAY
4.6	200	300		217	250		14.7	64	16	0.16	3.2	1.1		0.82	2.1		1.5	25	MO
4.8	200	310		217	260		15.7	65	18	0.22	3.1	1.5		0.80	2.0		1.9	24	CLAY
5.0	190	320		206	270		15.7	66	20	0.34	2.8	2.2		0.75	1.7		2.7	22	SILTY CLAY
5.2	200	310		217	260		15.7	67	22	0.22	2.9	1.5		0.77	1.8		1.8	24	CLAY
5.4	230	360		246	310		15.7	68	24	0.29	3.3	2.2		0.84	2.2		3.0	28	CLAY
5.6	240	380		255	330		15.7	69	26	0.32	3.3	2.6		0.85	2.2		3.5	29	CLAY
5.8	250	370		266	320		15.7	70	27	0.22	3.4	1.9		0.87	2.3		2.6	30	CLAY
6.0	210	870		199	820		17.7	72	29	3.65	2.4	21.5				33	26.9		SMND
6.2	130	780		120	730		17.7	75	31	6.89	1.2	21.2				29	18.0		SMND
6.4	360	1550		325	1500		18.6	75	33	4.06	3.9	40.8				36	68.5		SMND
6.6	480	1050		474	1000		17.7	77	36	1.20	5.7	18.3		1.3	5.2		35.6	63	SILT
6.8	1200	2150		1175	2100		20.6	78	37	0.81	14.6	32.1		2.3	22.2		206	206	SILT
7.0	650	2150		597	2100		19.6	80	39	2.69	7.0	52.1				39	113.5		SILTY SMND
7.2	1200	3700		1097	3650		21.1	82	41	2.42	12.8	88.6				42	242.4		SILTY SMND
7.4	1650	4150		1547	4100		20.6	84	43	1.70	17.8	88.6				43	269.8		SMND SILT
7.6	1250	4150		1127	4100		21.1	87	45	2.75	12.5	103.1				41	279.6		SILTY SMND
7.8	1050	2800		985	2750		21.1	89	47	1.88	10.6	61.2				41	156.2		SILTY SMND
8.0	980	2550		939	2500		19.1	91	49	1.42	9.8	43.8					108.4		SMND SILT
8.2	1100	2650		1045	2600		20.6	93	51	1.56	10.7	54.0					158.3		SMND SILT
8.4	1400	3200		1332	3150		20.6	96	53	1.42	13.4	63.1					175.4		SMND SILT
8.6	620	1800		583	1750		19.6	97	56	2.21	5.4	40.5				38	78.5		SILTY SMND
8.8	930	2500		874	2450		19.6	99	57	1.93	8.2	54.7				40	126.7		SILTY SMND
9.0	690	1600		667	1550		19.1	101	59	1.45	6.0	30.6					61.5		SMND SILT
9.2	2300	4100		2232	4050		20.6	103	61	0.84	21.1	63.1		2.9	39.5		202.2	450	SILT
9.4	1650	4900		1535	4350		21.1	105	63	1.91	14.0	97.7				42	275.2		SILTY SMND

# DMT 7

1.1/09/2004 DMT 7 m.o.d.i.f. dat

UESC  
 CEUSA  
 CPT  
 URUSSAIEA-SC

## LEGEND

S = Depth Below Ground Level  
 Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Pore pressure

## INTERPRETED PARAMETERS

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Cu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (OCR = 'relative OCR' - generally realistic; if accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

## SOUNDING PARAMETERS

DeltaRa = 20 kPa  
 DeltaRb = 47 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 2.0 m

WaterTable at 2.0 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TUL6 ISSAGE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Ka	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Pbd (Deg)	H (kPa)	Qu (kPa)	DMT 7 DESCRIPTION
1.2	160	370		175	323		16.7	21	0	0.87	8.2	5.2		1.6	9.1		12.0	27	SILT
1.4	110	230		127	188		15.7	24	0	0.44	5.2	1.9		1.2	4.5		3.5	18	SILTY CLAY
1.6	90	300		105	253		15.7	27	0	1.46	3.7	5.2					8.1		SANDY SILT
1.8	100	200		118	153		15.7	31	0	0.29	3.9	1.2		0.96	2.8		1.8	15	CLAY
2.0	20	370		26	323		16.7	34	0	11.50	0.8	10.3				26	8.8		SAND
2.2	100	200		118	153		15.7	35	2	0.30	3.3	1.2		0.85	2.2		1.6	15	CLAY
2.4	170	520		176	473		16.7	36	4	1.73	4.7	10.3				37	18.4		SANDY SILT
2.6	250	600		258	553		16.7	38	6	1.19	6.6	10.3		1.4	6.5		21.6	37	SILT
2.8	270	580		279	503		16.7	39	8	0.82	7.0	7.8		1.5	7.0		16.6	41	SILT
3.0	270	850		264	803		16.6	40	10	2.12	6.3	18.7				38	38.7		SILT SAND
3.2	340	780		341	733		17.7	42	12	1.19	7.8	13.6		1.6	8.4		30.7	51	SILT
3.4	330	1000		320	953		18.6	44	14	2.07	7.0	22.0				39	47.6		SILT SAND
3.6	530	1250		517	1203		17.7	46	16	1.37	11.0	23.8					61.7		SANDY SILT
3.8	420	980		415	933		17.7	47	18	1.30	8.4	18.0					41.9		SANDY SILT
4.0	440	830		444	783		17.7	49	20	0.80	8.7	11.8		1.7	10.0		27.8	67	CLAYEY SILT
4.2	290	790		288	743		17.7	50	22	1.70	5.3	15.8					29.9		SANDY SILT
4.4	330	960		322	913		18.6	52	24	1.98	5.8	20.5				38	40.7		SILT SAND
4.6	530	1250		517	1203		17.7	54	26	1.39	9.2	23.8					57.5		SANDY SILT
4.8	550	1300		536	1253		19.1	55	27	1.41	9.2	24.9					60.2		SANDY SILT
5.0	520	1250		507	1203		17.7	57	29	1.46	8.4	24.2					56.2		SANDY SILT
5.2	400	1050		391	1003		17.7	59	31	1.70	6.1	21.2				38	43.2		SANDY SILT
5.4	350	1250		328	1203		18.6	60	33	2.96	4.9	30.4				37	57.0		SILT SAND
5.6	1300	2600		1258	2553		20.6	62	35	1.06	19.8	44.9		2.8	35.7		141.3	239	SILT
5.8	1400	3150		1336	3103		20.6	64	37	1.36	20.3	61.3					194.3		SANDY SILT
6.0	650	1350		638	1303		19.1	66	39	1.11	9.0	23.1		1.7	10.6		55.4	96	SILT
6.2	1100	2850		1036	2803		20.6	68	41	1.78	14.6	61.3					175.3		SANDY SILT
6.4	1450	3300		1381	3253		20.6	70	43	1.40	19.0	65.0					202.0		SANDY SILT
6.6	1600	2950		1596	2903		20.6	72	45	0.89	20.9	46.7		2.8	38.9		149.4	239	SILT
6.8	1350	2550		1315	2503		20.6	75	47	0.94	17.0	41.3		2.5	28.2		123.9	238	SILT
7.0	280	570		288	523		16.7	77	49	1.17	2.9	8.9		0.75	1.7		11.2	26	SILT
7.2	990	2250		990	2203		19.1	78	51	1.39	11.5	43.5					114.5		SANDY SILT
7.4	950	2350		905	2303		19.1	80	53	1.65	10.6	48.6				41	124.3		SANDY SILT
7.6	1550	3150		1495	3103		20.6	82	55	1.12	17.6	55.9		2.6	29.8		169.5	272	SILT
7.8	1150	3950		1033	3903		21.1	84	57	2.94	11.6	99.6				41	263.2		SILT SAND
8.0	1850	4300		1751	4253		20.6	86	59	1.48	19.6	86.8					272.5		SANDY SILT

**DMT 2**

06/07/07 eletrosul DMT2.dat

UESC

ELETROSUL

CPT

ANTONIO CARLOS - RIGURÇU/SC

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
 Po,Pl,P2 = Corrected A,B,C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Cu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor.)

**SOUNDING PARAMETERS**

DeltaA = 19 kPa  
 DeltaB = 38 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sbs = 0.0 m  
 Sv = 0.0 m

WaterTable at 0.0 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321. Phi according to TL16 ISSMR, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Oa (kPa)	DMT 2 DESCRIPTION
0.2	240	560	522	246	522	522	16.7	2	2	1.13	>99.9	9.6		6.6	>99.9		44.8	45	SILT
0.4	200	530	492	205	492	492	16.7	3	4	1.42	69.2	9.9					43.1		SMIDY SILT
0.6	120	370	332	129	332	332	15.7	4	6	1.64	28.8	7.0					24.6		SMIDY SILT
0.8	90	400	362	96	362	362	15.7	5	8	3.00	16.2	9.2					27.3		SILTY SAND
1.0	130	560	522	130	522	522	17.7	7	10	3.25	17.6	13.6					41.3		SILTY SAND
1.2	140	560	522	141	522	522	17.7	8	12	2.95	15.4	13.2					36.4		SILTY SAND
1.4	60	220	162	74	162	162	15.7	10	14	1.80	6.0	3.8					7.6		SMIDY SILT
1.6	40	120	82	58	82	82	14.7	11	16	0.57	3.8	0.8					1.3		HOD
1.8	40	90	58	59	52	52	13.7	12	16		3.4								HOD AND/OR PEAT
2.0	30	80	49	49	42	42	13.7	13	20		2.3								HOD AND/OR PEAT
2.2	30	80	49	49	42	42	13.7	14	22		2.0								HOD AND/OR PEAT
2.4	30	90	49	49	52	52	14.7	14	24		1.7								HOD
2.6	40	110	58	58	72	72	14.7	15	26	0.42	2.1	0.1					0.1		HOD
2.8	40	100	68	68	82	82	14.7	16	27	0.10	1.9	0.1					0.4		HOD
3.0	50	120	88	88	102	102	14.7	17	29	0.35	2.2	0.1					0.1		HOD
3.2	70	200	162	85	162	162	15.7	18	31	1.42	2.9	2.7					0.5		HOD
3.4	70	160	87	87	122	122	16.0	20	33	0.64	2.8	1.2					3.5		SMIDY SILT
3.6	80	150	112	96	112	112	14.7	21	35	0.22	3.0	0.5					1.4		SMIDY SILT
3.8	130	260	212	146	212	212	15.7	22	37	0.61	3.0	2.3					0.6		HOD
4.0	160	340	302	173	302	302	15.7	23	38	0.97	5.8	4.5					4.1		SMIDY SILT
4.2	160	620	582	190	582	582	17.7	24	41	2.63	6.2	13.6					28.2		SILTY SAND
4.4	230	700	682	228	682	682	17.7	26	43	2.34	7.2	15.0					33.1		SILTY SAND
4.6	230	700	682	228	682	682	17.7	27	45	2.37	6.7	15.0					32.2		SILTY SAND
4.8	140	450	412	146	412	412	16.7	29	47	2.68	3.4	9.2					14.3		SILTY SAND
5.0	340	950	531	237	531	531	16.6	30	49	2.06	9.4	20.1					49.1		SILTY SAND
5.2	230	530	312	237	492	492	16.7	32	51	1.37	5.8	8.9					17.5		SMIDY SILT
5.4	300	550	308	308	512	512	16.7	33	53	0.79	7.7	7.0					15.7		SMIDY SILT
5.6	300	530	310	310	492	492	16.7	35	55	0.71	7.4	6.3					13.8		CLAYEY SILT
5.8	230	360	245	245	322	322	15.7	36	57	0.41	5.2	2.7					4.9		CLAY
6.0	220	320	237	237	282	282	15.7	37	59	0.25	4.8	1.6					2.7		SILTY CLAY
6.2	290	470	303	303	432	432	16.7	38	61	0.53	6.3	4.5					9.1		SILTY CLAY
6.4	440	780	742	445	742	742	17.7	40	63	0.78	9.6	10.3					25.4		SILTY CLAY
6.6	430	850	812	430	812	812	17.7	41	65	1.10	8.6	13.6					31.9		SILT
6.8	410	1000	962	402	962	962	17.7	43	67	1.67	7.8	19.4					44.0		SMIDY SILT
7.0	500	1300	1062	492	1062	1062	17.7	45	69	1.35	9.5	22.8					48.5		SMIDY SILT
7.2	340	1000	329	329	962	962	18.6	46	71	2.45	5.6	19.0					43.4		SILTY SAND
7.4	280	860	278	278	822	822	17.7	48	73	2.74	4.2	14.1					32.9		SAND
7.6	240	1000	224	224	962	962	17.7	49	75	4.94	3.0	25.6					37.4		SAND
7.8	520	1000	362	362	962	962	18.6	51	77	2.83	4.5	22.7					41.0		SILTY SAND
8.0	520	1300	1262	505	1262	1262	17.7	53	80	1.79	8.0	26.3					60.4		SMIDY SILT
8.2	430	1150	1112	416	1112	1112	18.6	54	82	2.08	6.2	24.2					49.6		SMIDY SILT
8.4	530	1400	1362	508	1362	1362	18.6	56	82	2.00	7.6	29.6					66.4		SILTY SAND
8.6	430	1250	1212	400	1212	1212	18.6	58	84	2.57	5.5	28.2					55.1		SILTY SAND
8.8	440	1550	1512	406	1512	1512	18.6	60	86	3.45	5.4	38.4					75.2		SMIDY SILT
9.0	150	1000	962	129	962	962	16.7	61	88	20.28	0.7	28.9					24.6		SMIDY SILT
9.2	130	510	472	133	472	472	16.7	63	90	7.96	0.7	11.8					10.0		SMIDY SILT
9.4	310	1550	1512	270	1512	1512	18.6	64	92	6.99	2.8	43.1					59.7		SMIDY SILT

**DMT 3**

06/07/07 eletrosul DMT3.dat

**UFSC**

**ELETROSUL**

**CPT**

**ANTONIO CARLOS - BICUMBU/SC**

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
 P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> = Corrected A, B, C readings  
 I<sub>d</sub> = Material Index  
 E<sub>d</sub> = Dilatometer modulus  
 U<sub>d</sub> = Pore Press. Index = (P<sub>2</sub>-U<sub>d</sub>)/(P<sub>0</sub>-U<sub>d</sub>)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 U<sub>0</sub> = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe Floor value of Friction Angle  
 K<sub>0</sub> = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma'<sub>1</sub>)  
 C<sub>u</sub> = Undrained shear strength  
 O<sub>cr</sub> = Overconsolidation ratio  
 (OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor.)

**SOUNDING PARAMETERS**

DeltaR<sub>A</sub> = 20 kPa  
 DeltaR<sub>B</sub> = 35 kPa  
 Gamma<sub>top</sub> = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 S<sub>m</sub> = 0.0 kPa  
 S<sub>bs</sub> = 0.0 m  
 S<sub>w</sub> = 0.0 m

WaterTable at 0.0 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Intl. Mar. 1980, Vol. 109, 289-321. Phi according to TEL6 ISSHE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	P <sub>1</sub> (kPa)	P <sub>2</sub> (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	U <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	K <sub>d</sub>	E <sub>d</sub> (kPa)	U <sub>d</sub>	K <sub>0</sub>	O <sub>cr</sub>	Phi (Deg)	H (kPa)	C <sub>u</sub> (kPa)	DMT 3 DESCRIPTION
0.2	250	790		246	755		18.6	2	2	2.09	>99.9	17.7		4.9	>99.9		82.7	48	SILTY SAND
0.4	180	390		192	355		16.7	3	4	0.86	57.0	5.6		4.2	>99.9		23.4	47	SILT
0.6	150	360		205	345		16.7	5	6	0.72	42.2	4.9		3.2	55.1		19.0	33	CLAYEY SILT
0.8	150	290		166	255		16.7	6	8	0.57	26.1	3.1		3.2	52.1		10.6	38	SILT
1.0	180	400		192	365		16.7	7	10	0.95	25.2	6.0		3.3	60.2		20.3	50	SILT
1.2	240	510		249	475		16.7	9	12	0.95	27.6	7.8		2.9	41.2		27.1	67	CLAYEY SILT
1.4	310	550		321	515		16.7	10	14	0.63	30.8	6.7		3.4	65.3		24.0	49	CLAYEY SILT
1.6	250	480		261	445		16.7	11	16	0.75	21.6	6.4		3.7	82.7		20.6	60	CLAYEY SILT
1.8	380	680		388	645		17.7	13	18	0.70	23.1	8.9		3.6	77.1		44.6	108	CLAYEY SILT
2.0	500	880		503	855		17.7	14	20	0.73	33.8	12.2		3.3	58.8		66.5	113	CLAYEY SILT
2.2	540	1100		535	1065		17.7	16	22	1.03	32.4	18.4					55.9	100	SANDY SILT
2.4	500	1000		498	965		17.7	17	24	0.99	27.2	16.2					32.5		SANDY SILT
2.6	290	660		294	625		18.6	19	26	1.23	14.1	11.5					107.1		SANDY SILT
2.8	470	1450		444	1415		18.6	20	27	2.33	20.4	33.7					76.0		SANDY SILT
3.0	350	1150		333	1115		18.6	22	29	2.58	13.7	27.1					102.8		SANDY SILT
3.2	700	2150		650	2115		19.6	24	31	2.37	25.9	50.8					105.9		SANDY SILT
3.4	570	1550		544	1515		19.6	26	35	1.90	13.7	33.7					26.8		SANDY SILT
3.6	500	800		506	785		17.7	28	37	0.62	18.6	11.8					36.6		SANDY SILT
3.8	580	960		584	925		17.7	29	37	0.62	18.6	11.8					36.6		SANDY SILT
4.0	530	810		539	775		17.7	31	39	0.47	16.1	8.2					24.2		SANDY SILT
4.2	550	830		559	795		17.7	33	41	0.46	15.9	8.2					24.1		SANDY SILT
4.4	560	830		569	795		17.7	34	43	0.43	15.4	7.8					22.8		SANDY SILT
4.6	570	810		581	775		17.7	36	45	0.36	15.0	6.7					19.4		SANDY SILT
4.8	550	800		560	765		17.7	37	47	0.40	13.8	7.1					19.9		SANDY SILT
5.0	500	750		510	715		17.7	39	49	0.44	11.9	7.1					18.9		SANDY SILT
5.2	380	600		392	565		16.7	40	51	0.51	8.4	6.0					14.0		SANDY SILT
5.4	240	480		251	445		16.7	42	53	0.98	4.7	6.7					11.8		SANDY SILT
5.6	280	620		276	785		18.6	43	55	2.31	5.1	17.7					33.4		SANDY SILT
5.8	340	940		333	905		18.6	45	57	2.07	6.1	19.9					40.7		SANDY SILT
6.0	300	720		302	685		16.7	47	59	1.58	5.2	13.3					24.9		SANDY SILT
6.2	400	1000		395	965		17.7	48	61	1.72	6.9	19.9					42.7		SANDY SILT
6.4	550	1400		530	1365		19.1	50	63	1.79	9.4	29.0					70.8		SANDY SILT
6.6	430	1150		417	1115		18.6	51	65	1.98	6.8	24.2					52.0		SANDY SILT
6.8	290	680		283	845		18.6	53	67	2.59	4.1	19.5					33.0		SANDY SILT
7.0	380	560		374	915		16.7	55	69	1.77	5.6	18.8					36.4		SANDY SILT
7.2	300	720		302	685		16.7	57	71	1.66	4.1	13.3					21.9		SANDY SILT
7.4	500	1300		483	1265		18.6	58	73	1.91	7.1	27.1					59.0		SANDY SILT
7.6	460	1400		436	1365		18.6	60	75	2.57	6.0	32.2					66.1		SANDY SILT
7.8	490	1400		467	1365		18.6	61	77	2.30	6.4	31.2					65.0		SANDY SILT
8.0	340	1100		325	1065		18.6	63	78	3.01	3.9	25.7					43.2		SANDY SILT
8.2	390	1050		380	1015		18.6	65	80	2.12	4.6	22.0					39.3		SANDY SILT
8.4	380	1100		367	1065		18.6	67	82	2.46	4.3	24.2					41.9		SANDY SILT
8.6	260	910		250	875		17.7	69	84	3.77	2.4	21.7					27.5		SANDY SILT
8.8	300	830		296	795		17.7	70	86	2.38	3.0	17.3					24.3		SANDY SILT
9.0	200	610		202	575		17.7	72	88	3.27	1.6	12.9					11.7		SANDY SILT
9.2	180	660		179	625		17.7	73	90	5.04	1.2	15.5					13.2		SANDY SILT
9.4	190	750		185	715		17.7	75	92	5.73	1.2	18.4					15.6		SANDY SILT

**DMT 1**

12/03/07 GIGAWATT DMT Imodi.f. dat

WFSC

GIGAWATT

CPT

Rua Afanasio Bernardes - TILUCAS

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
 Po,Pl,P2 = Corrected A,B,C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Poze Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Poze pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Cu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (Ocr = 'relative Ocr' - generally realistic. If accurate independent Ocr available, apply suitable Ocr Factor.)

**SOUNDING PARAMETERS**

DeltaaB = 19 kPa  
 DeltaaC = 51 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Em = 0.0 kPa  
 Eabs = 0.0 m  
 Ew = 1.4 m

WaterTable at 1.4 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TEL6 ISSHEE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	Pl (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	G <sub>u</sub> (kPa)	DMT 1 DESCRIPTION
0.4	240	1000		225	949		18.6	7	0	3.23	32.1	25.1				45	90.6		SILTY SAND
0.6	540	2400		470	2349		19.6	11	0	4.00	43.8	65.2				46	254.2		SAND
0.8	730	2360		671	2298		19.6	15	0	2.42	45.8	56.5				46	222.6		SILTY SAND
1.0	170	350		184	239		15.7	19	0	0.65	9.9	4.0		1.8	12.1		10.0	30	CLAYEY SILT
1.2	120	770		130	719		17.7	22	0	5.54	5.1	21.1				37	40.3		SAND
1.4	150	700		145	649		17.7	25	0	3.48	5.7	17.5				38	35.3		SAND
1.6	200	660		200	609		17.7	27	2	2.07	7.4	14.2				38	31.5		SILTY SAND
1.8	230	730		228	679		17.7	28	4	2.02	7.9	15.7				39	35.7		SILTY SAND
2.0	250	870		242	819		18.6	30	6	2.45	7.9	20.0				39	45.7		SILTY SAND
2.2	320	1050		306	998		18.6	32	8	2.32	9.4	24.0				40	58.8		SILTY SAND
2.4	140	590		140	539		17.7	33	10	3.06	3.9	13.8				36	23.3		SILTY SAND
2.6	150	430		159	379		16.7	35	12	1.50	4.2	7.7				36	24.4		SANDY SILT
2.8	150	630		149	579		17.7	36	14	3.19	3.7	14.9				36	24.4		SILTY SAND
3.0	110	530		112	479		17.7	38	16	3.84	2.5	12.8				34	16.6		SAND
3.2	330	1150		312	1099		18.6	40	18	2.68	7.4	27.3				39	61.1		SILTY SAND
3.4	380	1300		357	1249		18.6	41	20	2.65	8.1	31.0				40	71.8		SILTY SAND
3.6	420	1360		396	1298		18.6	43	22	2.41	8.7	31.3				40	74.3		SILTY SAND
3.8	440	1400		415	1349		18.6	45	24	2.39	8.7	32.4				40	77.0		SILTY SAND
4.0	470	1250		349	1199		18.6	47	26	2.63	6.9	29.5				39	64.1		SILTY SAND
4.2	540	1500		515	1449		19.6	48	27	1.92	10.1	32.4				41	81.3		SILTY SAND
4.4	430	1200		414	1149		17.7	50	29	1.91	7.6	25.5				39	57.3		SILTY SAND
4.6	470	1250		454	1199		17.7	52	31	1.77	8.1	25.9				40	59.5		SANDY SILT
4.8	260	830		254	779		18.6	54	33	2.38	4.1	18.2				36	30.8		SILTY SAND
5.0	290	830		286	779		18.6	55	35	1.97	4.5	17.1				37	30.1	17	SILTY CLAY
5.2	170	320		185	269		15.7	57	37	0.57	2.6	2.9		0.69	1.5		3.2		SILTY CLAY
5.4	320	940		312	889		18.6	58	39	2.12	4.7	20.0				37	35.9		SILTY SAND
5.6	480	1250		464	1199		17.7	60	41	1.74	7.0	25.5				39	55.2		SANDY SILT
5.8	230	360		247	299		15.7	62	43	0.26	3.3	1.8		0.85	2.2		2.5	25	CLAY
6.0	270	390		287	339		15.7	63	45	0.22	3.8	1.8		0.95	2.8		2.8	31	CLAY
6.2	250	360		268	299		14.7	64	47	0.14	3.4	1.1		0.88	2.3		1.5	28	HD
6.4	260	380		277	329		15.7	65	49	0.23	3.5	1.8		0.89	2.4		2.6	29	CLAY
6.6	250	370		267	319		15.7	66	51	0.24	3.3	1.8		0.84	2.1		2.5	27	CLAY
6.8	260	370		267	319		15.7	67	53	0.25	3.2	1.8		0.82	2.1		2.4	26	CLAY
7.0	260	380		277	329		15.7	69	55	0.24	3.2	1.8		0.83	2.1		2.4	27	CLAY
7.2	240	360		256	329		15.7	70	57	0.37	2.8	2.6		0.75	1.7		3.1	24	SILTY CLAY
7.4	270	390		287	339		15.7	71	59	0.25	3.2	1.8		0.85	2.1		2.4	28	CLAY
7.6	240	360		257	309		15.7	72	61	0.27	2.9	1.8		0.72	1.6		2.1	23	CLAY
7.8	260	450		273	399		16.7	73	63	0.60	2.9	4.4		0.76	1.8		5.3	25	SILTY CLAY
8.0	270	370		288	319		14.7	75	65	0.14	3.0	1.1		0.78	1.9		1.4	27	HD
8.2	270	400		286	349		15.7	76	67	0.29	2.9	2.2		0.76	1.8		2.7	26	CLAY
8.4	260	370		277	319		15.7	77	69	0.20	2.7	1.5		0.72	1.6		1.7	25	CLAY
8.6	280	400		297	349		15.7	78	71	0.23	2.9	1.8		0.76	1.8		2.2	27	CLAY
8.8	280	420		296	369		15.7	79	73	0.33	2.8	2.6		0.74	1.7		3.1	27	CLAY

**DMT 1**

1.2/03/07 GIGAWATT DMT In.odi.f. dat

WFSC

GIGAWATT

CPT

Rua Afanasio Bernades - TLJUCRS

**LEGEND**  
 S = Depth Below Ground Level  
 Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**  
 Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Cu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (OCR = "relative OCR" - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**  
 DeltaR = 19 kPa  
 DeltaB = 51 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 1.4 m

WaterTable at 1.4 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASSE Geot. Int. Mar. 1980, Vol. 109, 289-321; Phi according to TELLS ISSHEE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 1 DESCRIPTION
9.0	300	410		317	359		15.7	80	75	0.17	3.0	1.5		0.79	1.9	1.9	1.9	30	CLAY
9.2	290	410		307	359		15.7	82	77	0.23	2.8	1.8		0.74	1.7	1.7	2.2	28	CLAY
9.4	300	430		316	379		15.7	83	78	0.27	2.9	2.2		0.76	1.8	1.8	2.7	29	CLAY
9.6	320	430		337	379		15.7	84	80	0.16	3.1	1.5		0.80	1.9	1.9	1.9	31	CLAY
9.8	330	460		346	409		15.7	85	82	0.24	3.1	2.2		0.81	2.0	2.0	2.8	32	CLAY
10.0	340	480		356	429		16.7	86	84	0.27	3.1	2.6		0.81	2.0	2.0	3.4	33	CLAY
10.2	350	500		365	449		16.7	88	86	0.30	3.2	2.9		0.82	2.1	2.1	3.9	34	CLAY
10.4	340	470		356	419		15.7	89	88	0.24	3.0	2.2		0.79	1.9	1.9	2.8	33	CLAY
10.6	320	470		335	419		15.7	90	90	0.34	2.7	2.9		0.72	1.6	1.6	3.4	29	SILTY CLAY
10.8	350	510		365	459		16.7	91	92	0.35	3.0	3.3		0.78	1.9	1.9	4.1	33	SILTY CLAY
11.0	360	470		377	419		15.7	93	94	0.15	3.0	1.5		0.80	1.9	1.9	1.9	35	CLAY
11.2	370	530		385	479		16.7	94	96	0.33	3.1	3.3		0.80	2.0	2.0	4.2	36	CLAY
11.4	370	520		385	469		16.7	95	98	0.29	3.0	2.9		0.79	1.9	1.9	3.7	35	CLAY
11.6	360	510		375	459		16.7	97	100	0.31	2.8	2.9		0.75	1.7	1.7	3.5	33	CLAY
11.8	380	520		396	469		16.7	102	102	0.25	3.0	2.6		0.78	1.9	1.9	3.2	36	CLAY
12.0	350	500		365	449		16.7	99	104	0.32	2.6	2.9		0.70	1.5	1.5	3.3	31	CLAY
12.2	320	430		337	379		15.7	101	106	0.18	2.3	1.5		0.62	1.2	1.2	1.4	26	CLAY
12.4	340	470		356	419		15.7	102	108	0.25	2.4	2.2		0.65	1.4	1.4	2.3	29	CLAY
12.6	290	470		304	419		15.7	103	110	0.60	1.9	4.0		0.51	0.91	0.91	3.4	21	SILTY CLAY
12.8	340	430		358	379		13.7	104	112	0.09	2.4	0.7		0.64	1.3	1.3	0.7	28	MOI FND /OR PERT
13.0	350	490		366	439		15.7	105	114	0.29	2.4	2.6		0.65	1.3	1.3	2.6	29	CLAY
13.2	390	540		405	489		16.7	106	116	0.29	2.7	2.9		0.72	1.6	1.6	3.4	34	CLAY
13.4	400	530		416	479		15.7	108	118	0.21	2.8	2.2		0.73	1.7	1.7	2.6	36	CLAY
13.6	400	540		416	489		16.7	109	120	0.25	2.7	2.6		0.72	1.6	1.6	3.0	35	CLAY
13.8	400	550		415	499		16.7	110	122	0.29	2.7	2.9		0.71	1.6	1.6	3.3	35	CLAY
14.0	420	580		435	529		16.7	112	124	0.30	2.8	3.3		0.74	1.7	1.7	3.9	37	CLAY
14.2	440	590		455	539		16.7	113	126	0.25	2.9	2.9		0.77	1.8	1.8	3.6	40	CLAY
14.4	420	570		435	519		16.7	114	128	0.27	2.7	2.9		0.72	1.6	1.6	3.4	36	CLAY
14.6	460	620		475	569		16.7	116	129	0.27	3.0	3.3		0.78	1.9	1.9	4.1	42	CLAY
14.8	450	610		465	559		16.7	117	131	0.28	2.8	3.3		0.75	1.7	1.7	4.0	40	CLAY
15.0	470	640		484	589		16.7	118	133	0.30	3.0	3.6		0.78	1.8	1.8	4.6	43	CLAY
15.2	460	650		473	599		16.7	120	135	0.37	2.8	4.4		0.74	1.7	1.7	5.3	40	SILTY CLAY
15.4	490	650		505	599		16.7	121	137	0.26	3.0	3.3		0.79	1.9	1.9	4.2	45	CLAY
15.6	500	680		514	629		16.7	123	139	0.31	3.1	4.0		0.80	1.9	1.9	5.1	46	CLAY
15.8	500	680		514	629		16.7	124	141	0.31	3.0	4.0		0.79	1.9	1.9	5.1	45	CLAY
16.0	520	700		534	649		16.7	125	143	0.30	3.1	4.0		0.81	2.0	2.0	5.2	48	CLAY
16.2	500	680		514	629		16.7	127	145	0.31	2.9	4.0		0.76	1.8	1.8	4.9	44	CLAY
16.4	510	700		523	649		16.7	128	147	0.34	2.9	4.4		0.77	1.8	1.8	5.4	46	SILTY CLAY

**DMT 2**

1.2/03/07GIGAWATT DMT 2 modif. dat

WFSC

GIGAWATT

CPT

Rua Afanasio Bernades - TELUCERS

**LEGEND**

E = Depth Below Ground Level  
 Po,P1,P2 = Corrected A,B,C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma' = Effective overb. stress  
 Uo = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma')  
 Cu = Undrained shear strength  
 Ocr = Overconsolidation ratio  
 (OCR = "relative OCR" - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor.)

**SOUNDING PARAMETERS**

DeltaA = 24 kPa  
 DeltaB = 40 kPa  
 GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sabs = 0.0 m  
 Sw = 1.4 m

WaterTable at 1.4 m  
 Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TILS ISSNER, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Ka	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 2 DESCRIPTION
0.2	120	910		106	870		17.7	4	0	7.08	30.8	26.5				45	94.3		SAND
0.4	390	1250		374	1210		18.6	7	0	2.23	53.2	29.0				47	118.4		SILTY SAND
0.6	210	810		207	770		18.6	11	0	2.72	19.3	19.5				43	60.9		SILTY SAND
0.8	130	680		130	640		17.7	14	0	3.93	9.0	17.7				40	42.6		SAND
1.0	270	900		266	860		18.6	18	0	2.24	14.7	20.6				42	59.1		SILTY SAND
1.2	120	400		133	360		16.7	22	0	1.70	6.1	7.9				38	16.0		SANDY SILT
1.4	150	710		149	670		17.7	25	0	3.49	5.9	18.1				38	37.0		SAND
1.6	200	750		200	710		17.7	27	2	2.58	7.4	17.7				39	39.5		SILTY SAND
1.8	160	580		166	540		17.7	28	4	2.30	5.8	13.0				38	25.9		SILTY SAND
2.0	150	590		155	550		17.7	30	6	2.64	5.0	13.7				37	25.8		SILTY SAND
2.2	130	530		137	490		17.7	31	8	2.73	4.1	12.2				36	21.0		SILTY SAND
2.4	150	560		157	520		17.7	33	10	2.47	4.5	12.6				37	22.3		SILTY SAND
2.6	180	750		180	690		17.7	34	12	3.04	4.9	17.7				37	33.2		SILTY SAND
2.8	220	820		217	780		18.6	36	14	2.77	5.6	19.5				38	38.9		SILTY SAND
3.0	240	860		236	820		18.6	38	16	2.65	5.8	20.3				38	40.9		SILTY SAND
3.2	230	720		233	680		17.7	40	18	2.08	5.4	15.5				38	30.0		SILTY SAND
3.4	170	700		171	660		17.7	41	20	3.24	3.7	17.0				36	27.7		SILTY SAND
3.6	170	280		192	240		15.7	43	22	0.28	4.0	1.7		0.98	2.9	2.6	2.6	22	CLAY
3.8	160	260		182	220		15.7	44	24	0.24	3.6	1.3		0.91	2.5	1.9	2.0	20	CLAY
4.0	230	900		213	860		18.6	45	26	3.45	4.2	22.4				36	39.0		SAND
4.2	280	950		274	910		18.6	47	27	2.56	5.3	22.1				37	42.5		SILTY SAND
4.4	160	610		165	570		17.7	49	29	3.00	2.8	14.1				34	19.5		SILTY SAND
4.6	450	1400		430	1360		18.6	50	31	2.34	7.9	32.3				39	73.9		SILTY SAND
4.8	340	1150		327	1110		18.6	52	33	2.67	5.6	27.2				38	54.1		SILTY SAND
5.0	190	680		193	640		17.7	54	35	2.84	2.9	15.5				34	22.1		SILTY SAND
5.2	220	840		216	800		17.7	55	37	3.26	3.2	20.3				35	30.8		SILTY SAND
5.4	200	780		186	740		17.7	57	39	3.41	2.8	18.8				34	26.2		SAND
5.6	490	1500		467	1460		19.6	58	41	2.33	7.3	34.5				39	76.2		SILTY SAND
5.8	150	280		171	240		15.7	60	43	0.54	2.1	2.4		0.57	1.1	2.2	14	2.2	SILTY SAND
6.0	370	1100		361	1060		18.6	62	45	2.22	5.1	24.3				37	45.7		SILTY SAND
6.2	240	350		262	310		15.7	63	47	0.23	3.4	1.7		0.87	2.3	2.3	2.3	2.3	CLAY
6.4	220	320		242	280		15.7	65	49	0.20	3.0	1.3		0.78	1.9	1.7	2.4	2.4	CLAY
6.6	240	340		262	300		15.7	66	51	0.18	3.2	1.3		0.83	2.1	1.8	2.6	2.6	CLAY
6.8	230	330		262	290		15.7	67	53	0.19	3.0	1.3		0.78	1.9	1.7	2.4	2.4	CLAY
7.0	260	360		282	320		15.7	68	55	0.17	3.3	1.3		0.86	2.2	1.8	2.6	2.6	CLAY
7.2	260	370		282	330		15.7	69	57	0.21	3.2	1.7		0.84	2.1	2.3	2.8	2.8	CLAY
7.4	230	330		252	290		15.7	70	59	0.20	2.7	1.3		0.73	1.6	2.3	2.8	2.8	CLAY
7.6	290	480		308	440		16.7	72	61	0.54	3.4	4.6		0.88	2.3	6.5	31	3.7	SILTY CLAY
7.8	280	420		300	380		15.7	73	63	0.34	3.3	2.8		0.88	2.3	6.5	31	3.7	SILTY CLAY
8.0	270	640		279	600		16.7	74	65	1.50	2.9	11.1		0.84	2.1	14.5	29	3.7	SANDY SILT
8.2	400	1100		382	1060		18.6	76	67	2.05	4.3	23.2				36	39.8		SILTY SAND
8.4	340	830		343	790		17.7	77	69	1.85	3.5	15.5				35	33.4		SANDY SILT
8.6	310	420		332	380		15.7	79	71	0.19	3.3	1.7		0.85	2.2	2.3	3.3	3.3	CLAY

<b>DMT 2</b>		<b>LEGEND</b>										<b>INTERPRETED PARAMETERS</b>					<b>SOUNDING PARAMETERS</b>				
1.2/03/078IGAWATT DMT 2 modif. dat		S = Depth Below Ground Level										Phi = Safe floor value of Friction Angle					DeltaA = 24 kPa				
UFSC		Po,Pl,P2 = Corrected A,B,C readings										Ko = In situ earth press. coeff.					DeltaB = 40 kPa				
GIGAWATT		Id = Material Index										H = Constrained modulus (at Sigma')					GammaTop = 17.5 kN/m <sup>3</sup>				
CPT		Ed = Dilatometer modulus										Cu = Undrained shear strength					FactorEd = 34.7				
Rua Afanasio Bernades - TIJUCAS		Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)										Ocr = Overconsolidation ratio					Sm = 0.0 kPa				
		Gamma = Bulk unit weight										(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)					Sabs = 0.0 m				
		Uo = Pore pressure															Sw = 1.4 m				
S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	Pl (kPa)	P2 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	EA (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 2 DESCRIPTION
8.8	290	400		312	360			15.7	80	73	0.20	3.0	1.7	1.7	0.76	1.9		2.1	2.1	28	CLAY
9.0	280	370		303	330			14.7	81	75	0.12	2.8	0.9	0.9	0.74	1.7		1.1	1.1	27	ROD
9.2	260	360		282	320			15.7	82	77	0.18	2.5	1.3	1.3	0.67	1.4		1.4	1.4	24	CLAY
9.4	300	420		321	380			15.7	83	78	0.24	2.9	2.0	2.0	0.77	1.8		2.5	2.5	29	CLAY
9.6	330	470		350	430			16.7	85	80	0.30	3.2	2.8	2.8	0.83	2.1		3.7	3.7	33	CLAY
9.8	320	440		341	400			15.7	86	82	0.23	3.0	2.0	2.0	0.79	1.9		2.6	2.6	32	CLAY
10.0	320	420		342	380			15.7	87	84	0.15	3.0	1.3	1.3	0.78	1.8		1.6	1.6	31	CLAY
10.2	330	460		351	420			15.7	88	86	0.26	3.0	2.4	2.4	0.78	1.9		3.0	3.0	32	CLAY
10.4	360	480		381	440			15.7	89	88	0.20	3.3	2.0	2.0	0.84	2.2		2.8	2.8	36	CLAY
10.6	330	450		351	410			15.7	91	90	0.23	2.9	2.0	2.0	0.76	1.8		2.5	2.5	31	CLAY
10.8	340	460		361	420			15.7	92	92	0.22	2.9	2.0	2.0	0.77	1.8		2.5	2.5	33	CLAY
11.0	350	530		368	490			16.7	93	94	0.44	2.9	4.2	4.2	0.77	1.8		5.3	5.3	33	SILTY CLAY
11.2	350	480		371	440			15.7	94	96	0.25	2.9	2.4	2.4	0.76	1.8		3.0	3.0	33	CLAY
11.4	350	480		371	440			15.7	96	98	0.25	2.9	2.4	2.4	0.75	1.7		2.9	2.9	33	CLAY
11.6	360	460		382	420			15.7	97	100	0.13	2.9	1.3	1.3	0.77	1.8		1.6	1.6	34	CLAY
11.8	360	580		376	540			16.7	98	102	0.60	2.8	5.7	5.7	0.74	1.7		6.8	6.8	33	SILTY CLAY
12.0	330	490		349	450			16.7	99	104	0.41	2.5	3.5	3.5	0.66	1.4		3.7	3.7	28	SILTY CLAY
12.2	330	440		352	400			15.7	101	106	0.20	2.4	1.7	1.7	0.66	1.4		1.8	1.8	28	CLAY
12.4	320	430		342	390			15.7	102	108	0.21	2.3	1.7	1.7	0.62	1.2		1.7	1.7	27	CLAY
12.6	310	410		332	370			15.7	103	110	0.17	2.2	1.3	1.3	0.59	1.1		1.2	1.2	25	CLAY
12.8	310	450		330	410			15.7	104	112	0.37	2.1	2.8	2.8	0.57	1.1		2.5	2.5	24	SILTY CLAY
13.0	380	510		401	470			16.7	105	114	0.24	2.7	2.4	2.4	0.72	1.6		2.8	2.8	34	CLAY
13.2	370	470		392	430			15.7	105	116	0.14	2.6	1.3	1.3	0.69	1.5		1.5	1.5	32	CLAY
13.4	370	500		391	460			15.7	108	118	0.25	2.5	2.4	2.4	0.68	1.4		2.6	2.6	32	CLAY
13.6	400	540		420	500			16.7	109	120	0.27	2.8	2.8	2.8	0.73	1.7		3.3	3.3	36	CLAY
13.8	420	580		439	540			16.7	110	122	0.32	2.9	3.5	3.5	0.76	1.8		4.3	4.3	38	CLAY
14.0	440	580		460	560			16.7	112	124	0.24	3.0	2.8	2.8	0.79	1.9		3.5	3.5	41	CLAY
14.2	450	600		470	560			16.7	113	126	0.26	3.0	3.1	3.1	0.79	1.9		4.0	4.0	42	CLAY
14.4	470	620		490	580			16.7	115	128	0.25	3.2	3.1	3.1	0.82	2.0		4.1	4.1	45	CLAY
14.6	470	630		489	590			16.7	116	129	0.28	3.1	3.5	3.5	0.81	2.0		4.5	4.5	44	CLAY
14.8	450	640		468	600			16.7	117	131	0.39	2.9	4.6	4.6	0.76	1.8		5.6	5.6	40	SILTY CLAY
15.0	470	640		489	600			16.7	119	133	0.31	3.0	3.9	3.9	0.78	1.9		4.9	4.9	43	CLAY
15.2	500	670		519	630			16.7	120	135	0.29	3.2	3.9	3.9	0.83	2.1		5.1	5.1	47	CLAY
15.4	500	690		518	650			16.7	121	137	0.35	3.1	4.6	4.6	0.81	2.0		6.0	6.0	47	SILTY CLAY
15.6	510	680		529	640			16.7	123	139	0.29	3.2	3.9	3.9	0.82	2.1		5.1	5.1	48	CLAY

WaterTable at 1.4 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 289-321, Phi according to TL16 ISSMFE, 2001

**DMT 1**

1.2/12/2006ED0 Santos Saraiiva DMT  
 1modif. dat

UFSC

RDD Construções

CPT

Rua Santos Saraiiva - FMOJLIS

WaterTable at 1.2 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TELLS ISSMER, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	P <sub>1</sub> (kPa)	P <sub>2</sub> (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma <sub>v</sub> ' (kPa)	U <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	K <sub>A</sub>	E <sub>d</sub> (kPa)	U <sub>d</sub>	K <sub>0</sub>	O <sub>cr</sub>	Phi (Deg)	H (kPa)	O <sub>a</sub> (kPa)	DMT 1 DESCRIPTION
0.8	220	760		225	720		18.6	14	0	2.19	16.1	17.2				45	50.6		SILTY SAND
1.0	190	620		201	580		17.7	18	0	1.89	11.3	13.2				41	34.4		SILTY SAND
1.2	150	540		163	500		17.7	21	0	2.07	7.7	11.7				39	26.3		SILTY SAND
1.4	150	690		155	650		17.7	23	2	3.22	6.7	17.2				39	37.0		SILTY SAND
1.6	150	590		160	550		17.7	24	4	2.49	6.4	13.5				38	28.4		SILTY SAND
1.8	220	1100		208	1080		18.6	26	6	4.20	7.8	29.5				39	67.5		SAND
2.0	570	1750		545	1710		19.6	28	8	2.18	19.3	40.5				45	126.4		SILTY SAND
2.2	540	1750		512	1710		19.6	30	10	2.39	16.9	41.6				43	126.6		SILTY SAND
2.4	580	1800		551	1760		19.6	32	12	2.24	17.0	41.9				43	126.0		SILTY SAND
2.6	320	1400		298	1360		18.6	34	14	3.73	8.5	36.8				40	86.8		SAND
2.8	500	1600		477	1560		19.6	36	16	2.34	13.0	37.6				42	103.4		SILTY SAND
3.0	360	850		368	810		17.7	37	18	1.26	9.4	15.3				39	70.1		SANDY SILT
3.2	320	1250		306	1210		18.6	39	20	3.16	7.4	31.4				40	81.2		SILTY SAND
3.4	400	1400		362	1360		18.6	41	22	2.71	8.9	33.9				41	127.1		SAND
3.6	500	1950		460	1910		19.6	42	24	3.32	10.3	50.3				41	143.9		SILTY SAND
3.8	600	2150		555	2110		19.6	44	26	2.94	11.9	54.0				41	101.4		SILTY SAND
4.0	520	1700		495	1660		19.6	46	27	2.50	10.0	40.5				36	34.2		SANDY SILT
4.2	230	840		232	800		16.7	48	28	2.80	4.2	19.7				9.2		11	SILT
4.4	150	420		169	380		16.7	50	31	1.53	2.7	7.3				3.6			SANDY SILT
4.6	110	290		133	250		15.7	51	33	1.16	1.9	4.0				6.9			SANDY SILT
4.8	130	380		150	340		15.7	53	35	1.66	2.2	6.6				5.4			SANDY SILT
5.0	130	350		151	310		15.7	54	37	1.39	2.1	5.5				32	8.5		SANDY SILT
5.2	130	450		147	390		16.7	55	39	2.24	2.0	8.4				32	6.2		SANDY SILT
5.4	130	380		150	340		15.7	56	41	1.75	1.9	6.6				32			SANDY SILT
5.6	270	410		285	370		15.7	58	43	0.30	4.4	2.6				3.4			CLAY
5.8	370	740		384	700		17.7	59	45	0.93	5.8	11.0				5.2			SILT
6.0	540	950		552	910		17.7	60	47	0.71	8.4	12.4				9.4			CLAYEY SILT
6.2	520	820		537	780		17.7	62	49	0.50	7.9	8.4				8.5			SILTY CLAY
6.4	480	700		501	660		17.7	63	51	0.35	7.1	5.5				7.2			SILTY CLAY
6.6	390	520		416	480		16.7	65	53	0.18	5.6	2.2				5.0			CLAY
6.8	380	500		375	460		16.7	66	55	0.27	4.8	3.0				4.0			CLAY
7.0	350	490		375	450		16.7	68	57	0.23	4.7	2.6				3.8			CLAY
7.2	320	470		345	430		16.7	69	59	0.30	4.1	3.0				3.1			CLAY
7.4	330	470		355	430		16.7	71	61	0.25	4.2	2.6				3.0			CLAY
7.6	330	490		354	450		16.7	72	63	0.33	4.1	3.3				3.2			CLAY
7.8	410	560		436	520		16.7	73	65	0.23	5.1	3.0				4.3			CLAY
8.0	500	760		519	720		17.7	75	67	0.44	6.1	7.0				5.7			SILTY CLAY
8.2	460	690		461	650		16.7	76	69	0.41	5.4	5.9				11.0			SILTY CLAY
8.4	160	440		178	400		16.7	78	71	2.05	1.4	7.7				3.0			SAND
8.6	180	790		182	750		17.7	79	73	5.19	1.4	19.7				30			SANDY SILT
8.8	370	950		373	910		17.7	81	75	1.80	3.7	18.6				36			SAND
9.0	190	520		206	480		17.7	82	77	2.12	1.6	9.5				31			SILTY SAND
9.2	180	480		197	440		17.7	84	78	2.04	1.4	8.4				30			SILTY SAND

**INTERESTED PARAMETERS**  
 Phi = Safe floor value of Friction Angle  
 Ko = In situ earth press. coeff.  
 H = Constrained modulus (at Sigma<sub>v</sub>)  
 O<sub>cr</sub> = Undrained shear strength  
 O<sub>cr</sub> = Overconsolidation ratio  
 (OCR = "relative OCR" - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**  
 Deltaσ = 29 kPa  
 Deltaσ = 40 kPa  
 Gamma<sub>top</sub> = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
 FactorEd = 34.7  
 Sm = 0.0 kPa  
 Sbs = 0.0 m  
 Sw = 1.2 m

**LEGEND**  
 S = Depth Below Ground Level  
 Po,Pl,P2 = Corrected R,B,C readings  
 Id = Material Index  
 Ed = Dilatometer modulus  
 Ud = Poress. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
 Gamma = Bulk unit weight  
 Sigma<sub>v</sub>' = Effective overb. stress  
 Uo = Poress. Index

## DMT 1

1.2/12/2006R0 Santos Saraiiva DMT  
lmodi.f. dat

UFSC

RMO Construções

CPT

Rua Santos Saraiiva - FPOLLIS

WaterTable at 1.2 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Intl. Nr. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TL16 ISSUES, 2001

LABOR										INTERPRETED PARAMETERS										SOUNDING PARAMETERS																																							
S	A	B	C	Po	P1	P2	Gamma	Sigma'	Uo	Id	Kd	Ed	Ud	Ko	Ocr	Phi	H	Cu	DMT 1	S	A	B	C	Po	P1	P2	Gamma	Sigma'	Uo	Id	Kd	Ed	Ud	Ko	Ocr	Phi	H	Cu	DMT 1	S	A	B	C	Po	P1	P2	Gamma	Sigma'	Uo	Id	Kd	Ed	Ud	Ko	Ocr	Phi	H	Cu	DMT 1
9.4	360	1100		355	1060		18.6	85	80	2.56	3.2	24.4				35	36.3		SILTY SAND	9.4	360	1100		355	1060		18.6	85	80	2.56	3.2	24.4				35	36.3		SILTY SAND	9.4	360	1100		355	1060		18.6	85	80	2.56	3.2	24.4				35	36.3		SILTY SAND
9.6	400	950		405	910		17.7	87	82	1.57	3.7	17.5				36	27.1		SANDY SILT	9.6	400	950		405	910		17.7	87	82	1.57	3.7	17.5				36	27.1		SANDY SILT	9.6	400	950		405	910		17.7	87	82	1.57	3.7	17.5				36	27.1		SANDY SILT
9.8	470	1150		468	1110		17.7	89	84	1.67	4.3	22.3				36	37.9		SANDY SILT	9.8	470	1150		468	1110		17.7	89	84	1.67	4.3	22.3				36	37.9		SANDY SILT	9.8	470	1150		468	1110		17.7	89	84	1.67	4.3	22.3				36	37.9		SANDY SILT
10.0	590	1350		584	1310		19.1	90	86	1.46	5.5	25.2				37	48.5		SANDY SILT	10.0	590	1350		584	1310		19.1	90	86	1.46	5.5	25.2				37	48.5		SANDY SILT	10.0	590	1350		584	1310		19.1	90	86	1.46	5.5	25.2				37	48.5		SANDY SILT
10.2	500	1200		497	1160		17.7	92	88	1.62	4.4	23.0				37	39.6		SANDY SILT	10.2	500	1200		497	1160		17.7	92	88	1.62	4.4	23.0				37	39.6		SANDY SILT	10.2	500	1200		497	1160		17.7	92	88	1.62	4.4	23.0				37	39.6		SANDY SILT
10.4	480	1000		486	960		17.7	94	90	1.20	4.2	16.4		1.0	3.2	36	27.2	53	SILT	10.4	480	1000		486	960		17.7	94	90	1.20	4.2	16.4		1.0	3.2	36	27.2	53	SILT	10.4	480	1000		486	960		17.7	94	90	1.20	4.2	16.4		1.0	3.2	36	27.2	53	SILT
10.6	460	1200		455	1160		18.6	95	92	1.94	3.8	24.4				36	39.0		SANDY SILT	10.6	460	1200		455	1160		18.6	95	92	1.94	3.8	24.4				36	39.0		SANDY SILT	10.6	460	1200		455	1160		18.6	95	92	1.94	3.8	24.4				36	39.0		SANDY SILT
10.8	490	1250		484	1210		18.6	97	94	1.86	4.0	25.2				36	41.4		SANDY SILT	10.8	490	1250		484	1210		18.6	97	94	1.86	4.0	25.2				36	41.4		SANDY SILT	10.8	490	1250		484	1210		18.6	97	94	1.86	4.0	25.2				36	41.4		SANDY SILT
11.0	520	1100		523	1060		17.7	99	96	1.26	4.3	18.6				36	31.2		SANDY SILT	11.0	520	1100		523	1060		17.7	99	96	1.26	4.3	18.6				36	31.2		SANDY SILT	11.0	520	1100		523	1060		17.7	99	96	1.26	4.3	18.6				36	31.2		SANDY SILT
11.2	540	1100		544	1060		17.7	100	98	1.16	4.5	17.9		1.1	3.5	37	30.4	60	SILT	11.2	540	1100		544	1060		17.7	100	98	1.16	4.5	17.9		1.1	3.5	37	30.4	60	SILT	11.2	540	1100		544	1060		17.7	100	98	1.16	4.5	17.9		1.1	3.5	37	30.4	60	SILT
11.4	590	1250		589	1210		17.7	102	100	1.27	4.8	21.5				37	38.4		SANDY SILT	11.4	590	1250		589	1210		17.7	102	100	1.27	4.8	21.5				37	38.4		SANDY SILT	11.4	590	1250		589	1210		17.7	102	100	1.27	4.8	21.5				37	38.4		SANDY SILT
11.6	570	1250		568	1210		17.7	102	102	1.38	4.5	22.3				37	38.4		SANDY SILT	11.6	570	1250		568	1210		17.7	102	102	1.38	4.5	22.3				37	38.4		SANDY SILT	11.6	570	1250		568	1210		17.7	102	102	1.38	4.5	22.3				37	38.4		SANDY SILT
11.8	620	1350		616	1310		19.1	105	104	1.36	4.9	24.1				37	43.3		SANDY SILT	11.8	620	1350		616	1310		19.1	105	104	1.36	4.9	24.1				37	43.3		SANDY SILT	11.8	620	1350		616	1310		19.1	105	104	1.36	4.9	24.1				37	43.3		SANDY SILT
12.0	660	1400		645	1360		19.1	107	106	1.33	5.0	24.8				37	45.4		SANDY SILT	12.0	660	1400		645	1360		19.1	107	106	1.33	5.0	24.8				37	45.4		SANDY SILT	12.0	660	1400		645	1360		19.1	107	106	1.33	5.0	24.8				37	45.4		SANDY SILT
12.2	660	1550		637	1510		19.1	109	108	1.65	4.9	30.3				37	54.9		SANDY SILT	12.2	660	1550		637	1510		19.1	109	108	1.65	4.9	30.3				37	54.9		SANDY SILT	12.2	660	1550		637	1510		19.1	109	108	1.65	4.9	30.3				37	54.9		SANDY SILT
12.4	530	1150		531	1110		17.7	111	110	1.37	3.8	20.1				37	31.3		SANDY SILT	12.4	530	1150		531	1110		17.7	111	110	1.37	3.8	20.1				37	31.3		SANDY SILT	12.4	530	1150		531	1110		17.7	111	110	1.37	3.8	20.1				37	31.3		SANDY SILT
12.6	750	1600		709	1760		19.1	112	112	1.76	5.3	36.5				37	69.4		SANDY SILT	12.6	750	1600		709	1760		19.1	112	112	1.76	5.3	36.5				37	69.4		SANDY SILT	12.6	750	1600		709	1760		19.1	112	112	1.76	5.3	36.5				37	69.4		SANDY SILT

## SOUNDING PARAMETERS

DeltaA = 29 kPa  
DeltaB = 40 kPa  
GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
FactorEd = 34.7  
Em = 0.0 kPa  
Eabs = 0.0 m  
Ew = 1.2 m

## INTERPRETED PARAMETERS

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
Ko = In situ earth press. coeff.  
H = Constrained modulus (at Sigma'<sub>v</sub>)  
Cu = Undrained shear strength  
Ocr = Overconsolidation ratio  
(OCR = 'helatine OCR'- generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

## LABOR

S = Depth Below Ground Level  
Po, P1, P2 = Corrected A, B, C readings  
Id = Material Index  
Ed = Dilatometer modulus  
Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
Gamma = Bulk unit weight  
Sigma' = Effective overb. stress  
Uo = Pore pressure

DMT 3										INTERFERED PARAMETERS					SOUNDING PARAMETERS				
13/12/06R00 Santos Saraiiva DMT										Phi = Safe floor value of Friction Angle					DeltaR = 21 kPa				
3modif.dat										Ko = In situ earth press. coeff.					DeltaB = 40 kPa				
UFSC										H = Constrained modulus (at Sigma')					GammaTop = 17.5 kN/m <sup>3</sup>				
R00 Construções										Cu = Undrained shear strength					FactorEd = 34.7				
CPT										Ocr = Overconsolidation ratio					Em = 0.0 kPa				
Rua Santos Saraiiva - EPOLIS										(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)					Sabs = 0.0 m				
WaterTable at 1.5 m										Ed (MPa)					Sw = 1.5 m				
Reduction formulae according to Marchetti, RCSE Geot. Int. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TELLS ISSHE, 2001										Ud					Oa				
z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Ed	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (MPa)	Oa (kPa)	DMT 3 DESCRIPTION		
0.4	140	600		141	560		17.7	7	0	2.97	20.2	14.5		43	46.0		SILTY SAND		
0.6	90	390		99	350		16.7	11	0	2.53	9.4	8.7		40	21.3		SILTY SAND		
0.8	90	380		102	290		16.7	14	0	1.84	7.4	6.5		39	14.4		SILTY SAND		
1.0	160	730		196	690		17.7	17	0	3.44	9.0	18.5		40	44.7		SAND		
1.2	200	720		198	680		17.7	21	0	2.43	9.6	16.7		40	41.1		SILTY SAND		
1.4	170	660		170	620		17.7	24	0	2.66	7.0	15.6		39	34.1		SILTY SAND		
1.6	120	630		119	590		17.7	27	1	4.01	4.4	16.4		37	29.2		SAND		
1.8	190	790		184	750		17.7	28	3	3.12	6.4	19.6		38	41.4		SILTY SAND		
2.0	250	910		241	870		18.6	30	5	2.66	7.9	21.8		39	49.9		SILTY SAND		
2.2	300	1150		262	1110		18.6	32	7	3.02	8.7	28.7		40	68.3		SILTY SAND		
2.4	260	1000		247	960		18.6	33	9	2.99	7.1	24.7		39	54.5		SILTY SAND		
2.6	290	1000		279	960		18.6	35	11	2.55	7.6	23.6		39	53.3		SILTY SAND		
2.8	270	960		259	940		18.6	37	13	2.77	6.6	23.6		39	50.6		SILTY SAND		
3.0	190	840		182	800		17.7	38	15	3.71	4.3	21.5		36	37.9		SAND		
3.2	170	530		176	490		17.7	40	17	1.97	3.9	10.9		36	17.8		SILTY SAND		
3.4	80	350		91	310		16.7	42	19	3.05	1.7	7.6		31	7.4		SILTY SAND		
3.6	170	760		165	720		17.7	43	21	3.86	3.3	19.3		35	29.7		SAND		
3.8	120	540		123	500		17.7	45	23	3.75	2.2	13.1		33	15.7		SILTY SAND		
4.0	120	440		139	400		17.7	46	25	2.29	2.5	9.1		33	11.0		SILTY SAND		
4.2	130	430		139	390		16.7	48	26	2.23	2.3	8.7		33	10.2		SILTY SAND		
4.4	130	430		139	390		16.7	49	28	2.27	2.2	8.7		33	9.8		SILTY SAND		
4.6	130	430		139	390		16.7	51	30	2.31	2.1	8.7		33	9.5		SILTY SAND		
4.8	130	420		140	380		16.7	52	32	2.24	2.1	8.3		32	8.7		SILTY SAND		
5.0	130	380		121	340		16.7	53	34	2.55	1.6	7.6		31	6.6		SILTY SAND		
5.2	140	430		150	390		16.7	55	36	2.12	2.1	8.3		32	8.7		SILTY SAND		
5.4	100	350		112	310		16.7	56	38	2.71	1.3	6.9		30	5.9		SILTY SAND		
5.6	100	360		111	320		16.7	58	40	2.95	1.2	7.3		29	6.2		SILTY SAND		
5.8	120	370		132	330		16.7	59	42	2.22	1.5	6.9		31	5.9		SILTY SAND		
6.0	120	370		132	330		16.7	60	44	2.27	1.4	6.9		30	5.9		SILTY SAND		
6.2	440	730		450	690		17.7	62	46	0.60	6.5	8.3	1.4	6.4	17.2	60	SILTY CLAY		
6.4	510	820		519	780		17.7	63	48	0.56	7.4	9.1	1.6	7.8	19.9	72	SILTY CLAY		
6.6	580	820		571	780		17.7	65	50	0.40	8.0	7.3	1.6	8.8	16.5	81	SILTY CLAY		
6.8	550	790		562	750		17.7	66	52	0.37	7.7	6.5	1.6	8.2	14.5	79	SILTY CLAY		
7.0	500	700		514	660		17.7	68	54	0.32	6.8	5.1	1.4	6.7	10.6	69	CLAY		
7.2	530	750		543	710		17.7	70	56	0.34	7.0	5.8	1.5	7.1	12.4	73	SILTY CLAY		
7.4	530	750		543	710		17.7	71	58	0.34	6.8	5.8	1.4	6.8	12.2	73	SILTY CLAY		
7.6	540	770		553	730		17.7	73	60	0.36	6.8	6.2	1.4	6.7	12.9	74	SILTY CLAY		
7.8	530	770		542	730		17.7	74	62	0.39	6.5	6.5	1.4	6.2	13.4	71	SILTY CLAY		
8.0	520	750		533	710		17.7	76	64	0.38	6.2	6.2	1.3	5.8	12.4	68	SILTY CLAY		
8.2	560	800		572	760		17.7	77	66	0.37	6.5	6.5	1.4	6.4	13.5	75	SILTY CLAY		
8.4	580	810		593	770		17.7	79	68	0.34	6.6	6.2	1.4	6.5	12.8	78	SILTY CLAY		
8.6	580	820		592	780		17.7	81	70	0.36	6.5	6.5	1.4	6.3	13.4	77	SILTY CLAY		
8.8	580	800		593	760		17.7	82	72	0.32	6.3	5.8	1.4	6.1	11.8	77	CLAY		

DMT 3										INTERFERED PARAMETERS					SOUNDING PARAMETERS				
13/12/06R00 Santos Saraiva DMT										Phi = Safe floor value of Friction Angle					Delta $\sigma$ = 21 kPa				
3modif.dat										Ko = In situ earth press. coeff.					Delta $\sigma$ B = 40 kPa				
UFSC										H = Constrained modulus (at Sigma')					Gamma $\sigma$ Top = 17.5 kN/m <sup>3</sup>				
R00 Construcões										Cu = Undrained shear strength					FactorEd = 34.7				
CPT										OCR = Overconsolidation ratio					Em = 0.0 kPa				
Rua Santos Saraiva - EMOLLIS										(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor.)					Sabs = 0.0 m				
										OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor.)					Sw = 1.5 m				
WaterTable at 1.5 m																			
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to IEL6 ISSHOE, 2001																			
Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id (kPa)	Kd	Ed (kPa)	Ua	Ko	OCR	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 3 DESCRIPTION
9.0	620	850		633	810		17.7	84	74	0.32	6.7	6.2		1.4	6.6		12.8	83	CLAY
9.2	380	1300		358	1260		18.6	85	76	3.19	3.3	31.3				35	48.2		SILTY SAND
9.4	190	620		193	580		17.7	87	77	3.37	1.3	13.4				30	11.4		SAND
9.6	280	930		272	890		18.6	89	79	3.22	2.2	21.5				33	25.2		SILTY SAND
9.8	630	1200		626	1160		17.7	90	81	0.98	6.0	18.5		1.3	5.6		37.0	79	SILT
10.2	570	1100		568	1060		17.7	92	83	1.02	5.3	17.1		1.2	4.5		31.8	68	SILT
10.4	500	1000		499	960		17.7	94	85	1.38	4.4	19.6		1.0	3.3		33.3	55	SPANDY SILT
10.6	510	1050		507	1010		17.7	95	87	1.12	4.3	16.0		1.2	4.2		26.7	69	SILT
10.8	590	1150		586	1110		17.7	97	89	1.20	4.3	17.5					29.2		SPANDY SILT
11.0	570	1200		563	1160		17.7	100	93	1.27	4.7	20.7					33.0		SILT
11.2	630	1350		618	1310		19.1	101	95	1.32	5.2	24.0					36.5		SPANDY SILT
11.4	520	1100		515	1060		17.7	103	97	1.30	4.0	18.9					44.5		SPANDY SILT
11.6	600	1300		589	1260		17.7	105	99	1.37	4.7	23.3					40.9		SPANDY SILT
11.8	600	1500		579	1460		19.6	106	101	1.84	4.5	30.6				37	53.3		SILTY SAND
12.0	690	1600		669	1560		19.1	108	103	1.58	5.2	30.9					58.0		SPANDY SILT
12.2	810	2000		775	1960		19.1	110	105	1.77	6.1	41.1					83.4		SPANDY SILT
12.4	1100	2200		1069	2160		19.1	112	107	1.13	8.6	37.9	1.7	9.7			88.9	152	SILT
12.6	950	2450		899	2410		19.6	114	109	1.91	6.9	52.4					113.1		SILTY SAND
12.8	960	2200		943	2160		19.1	116	111	1.46	7.2	42.2					92.0		SPANDY SILT
13.0	770	2000		753	1960		19.6	118	113	1.98	5.3	42.6					80.9		SILTY SAND
13.2	1100	2450		1057	2410		19.1	120	115	1.44	7.9	47.0					106.5		SPANDY SILT
13.4	800	2100		759	2060		19.6	122	117	2.03	5.3	45.1					86.0		SILTY SAND
13.6	650	2400		587	2360		19.6	124	119	3.79	3.8	61.5					101.9		SAND

**DMT 4**

1.2/12/2006R0 Santos Saraiva DMT  
4modif.dat

UFSC

RIO Construções

CPT

Rua Santos Saraiva - FMOIS

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
Po,Pl,P2 = Corrected A,B,C readings  
Id = Material Index  
Ed = Dilatometer modulus  
Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)  
Gamma = Bulk unit weight  
Sigma' = Effective overb. stress  
Uo = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
Ko = In situ earth press. coeff.  
H = Constrained modulus (at Sigma')  
Ca = Undrained shear strength  
Ocr = Overconsolidation ratio  
(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**

DeltaA = 29 kPa  
DeltaB = 40 kPa  
GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
FactorEd = 34.7  
Em = 0.0 kPa  
Esv = 0.0 m  
Ew = 1.6 m

WaterTable at 1.6 m  
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Intl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TIL6 ISSHE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Ca (kPa)	OCR	DMT 4 DESCRIPTION
1.0	150	590		160	550		17.7	18	0	2.43	9.2	15.5			40	32.7			SILTY SAND
1.2	220	740		236	700		18.6	21	0	2.09	10.8	16.4			41	42.2			SILTY SAND
1.4	200	680		206	640		17.7	25	0	2.07	8.4	15.0			40	35.0			SILTY SAND
1.6	160	520		174	480		16.7	28	0	1.75	6.2	10.6			38	21.6			SANDY SILT
1.8	110	350		120	310		15.7	30	2	3.29	4.0	13.5			36	23.0			SILTY SAND
2.0	310	1200		298	1160		18.6	31	4	2.93	9.4	29.9			40	73.2			SILTY SAND
2.2	500	1700		472	1660		19.6	33	6	2.55	14.1	41.2			42	116.5			SILTY SAND
2.4	540	1700		514	1660		19.6	35	8	2.26	14.5	39.8			42	113.3			SILTY SAND
2.6	230	1150		216	1110		18.6	37	10	4.32	5.6	31.0			38	61.9			SAND
2.8	430	1300		419	1260		18.6	39	12	2.07	10.5	29.2			41	74.4			SILTY SAND
3.0	220	750		226	710		17.7	40	14	2.28	5.2	16.8			37	52.1			SILTY SAND
3.2	130	300		143	260		15.7	42	16	0.91	3.0	4.0		0.79	57	5.3	16		SILT
3.4	140	420		158	380		16.7	43	18	1.57	3.3	7.7			34	10.9			SANDY SILT
3.6	130	400		138	360		16.7	45	20	1.86	2.9	7.7			34	9.6			SILTY SAND
3.8	140	450		157	410		17.7	46	22	1.87	2.9	8.8			34	11.8			SILTY SAND
4.0	130	500		144	460		17.7	48	24	2.62	2.5	11.0			34	14.0			SILTY SAND
4.2	270	1000		266	960		18.6	49	26	2.89	4.9	24.1			37	45.2			SILTY SAND
4.4	240	600		254	560		16.7	51	27	1.35	4.5	10.6			37	18.2			SANDY SILT
4.6	140	650		147	610		17.7	52	29	3.94	2.3	16.1			35	19.4			SAND
4.8	170	540		184	500		17.7	54	31	2.07	2.8	11.0			34	14.6			SILTY SAND
5.0	130	460		146	420		17.7	55	33	2.43	2.0	9.5			32	10.1			SILTY SAND
5.2	220	670		230	630		17.7	57	35	2.06	3.4	13.9			35	20.8			SILTY SAND
5.4	130	410		146	370		16.7	59	37	1.99	1.9	7.7			32	7.3			SILTY SAND
5.6	390	1000		392	960		17.7	60	39	1.61	5.9	19.7			38	39.3			SANDY SILT
5.8	380	890		412	860		16.7	61	41	0.37	6.0	4.8		1.3	39	9.5	54		SILTY CLAY
6.0	380	560		405	520		16.7	63	43	0.32	5.7	4.0		1.3	38	7.8	52		CLAY
6.2	430	650		451	610		16.7	64	45	0.39	6.3	5.5		1.4	37	11.2	60		SILTY CLAY
6.4	470	810		485	770		17.7	66	47	0.65	6.7	9.9		1.4	36	20.6	65		CLAYEY SILT
6.6	330	720		343	680		17.7	67	49	1.15	4.4	11.7		1.1	39	19.7	39		SILT
6.8	380	840		389	800		17.7	69	51	1.21	4.9	14.2			35	25.7			SANDY SILT
7.0	380	880		397	840		17.7	70	53	1.35	4.8	15.7			35	27.9			SANDY SILT
7.2	500	1150		500	1110		17.7	72	55	1.37	6.2	21.2			36	43.0			SANDY SILT
7.4	530	1250		526	1210		17.7	73	57	1.46	6.4	23.7			36	49.0			SANDY SILT
7.6	540	1350		532	1310		19.1	75	59	1.64	6.3	27.0			37	55.6			SANDY SILT
7.8	470	1200		466	1160		17.7	77	61	1.71	5.3	24.1			37	45.5			SANDY SILT
8.0	510	1300		506	1160		17.7	78	63	1.46	5.7	22.6			36	44.2			SANDY SILT
8.2	440	1050		442	1010		17.7	80	65	1.51	4.7	19.7			36	35.0			SANDY SILT
8.4	400	1150		395	1110		18.6	82	67	2.18	4.0	24.8			36	41.2			SILTY SAND
8.6	540	1300		534	1260		17.7	83	69	1.56	5.6	25.2			36	48.8			SANDY SILT
8.8	530	1350		542	1310		17.7	85	71	1.63	5.6	26.6			36	51.6			SANDY SILT
9.0	640	1300		639	1260		19.1	86	73	1.09	6.6	21.5		1.4	36	44.8	84		SILT
9.2	540	1150		542	1110		17.7	88	75	1.22	5.3	19.7			36	36.9			SANDY SILT
9.4	580	1150		584	1110		17.7	90	77	1.04	5.6	18.3		1.3	36	35.2	72		SILT

## DMT 4

12/12/2006RD0 Santos Saraiva DMT  
4modif.dat

UFSC

RIO Construções

CPT

Rua Santos Saraiva - FROLIS

**LEGEND**  
S = Depth, Below Ground Level  
P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> = Corrected A, B, C readings  
I<sub>d</sub> = Material Index  
E<sub>d</sub> = Dilatometer modulus  
U<sub>d</sub> = Pore Press. Index = (P<sub>2</sub>-U<sub>d</sub>)/(P<sub>0</sub>-U<sub>d</sub>)  
Gamma = Bulk unit weight  
Sigma' = Effective overb. stress  
U<sub>0</sub> = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**  
Phi = Safe floor value of Friction Angle  
K<sub>0</sub> = In situ earth press. coeff.  
H = Constrained modulus (at Sigma'<sub>v</sub>)  
C<sub>u</sub> = Undrained shear strength  
O<sub>cr</sub> = Overconsolidation ratio  
(O<sub>cr</sub> = 'relative O<sub>cr</sub>' - generally realistic. If accurate independent O<sub>cr</sub> available, apply suitable O<sub>cr</sub> Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**  
DeltaR = 29 kPa  
DeltaB = 40 kPa  
Gamma<sub>Top</sub> = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
FactorEd = 34.7  
E<sub>m</sub> = 0.0 kPa  
E<sub>sbs</sub> = 0.0 m  
E<sub>w</sub> = 1.6 m

WaterTable at 1.6 m

Reduction formulae according to Harchetti, ASCE Geot. Intl. Har. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TL16 ISSHE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	P <sub>1</sub> (kPa)	P <sub>2</sub> (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	U <sub>0</sub> (kPa)	I <sub>d</sub>	E <sub>d</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	O <sub>cr</sub>	Phi (Deg)	H (kPa)	C <sub>u</sub> (kPa)	DMT 4 DESCRIPTION
9.6	500	1050		505	1010		17.7	91	78	1.18	4.7	17.5	1.1	3.8	30.6	58	SILT
9.8	800	1950		775	1910		19.1	93	80	1.63	7.5	39.4			87.4		SPDY SILT
10.0	620	1500		608	1460		19.1	95	82	1.62	5.5	29.5			57.2		SPDY SILT
10.2	560	1300		555	1260		17.7	97	84	1.50	4.9	24.4			44.1		SPDY SILT
10.4	640	1500		629	1460		19.1	98	86	1.53	5.5	28.8			55.6		SPDY SILT
10.6	500	1400		487	1360		18.6	100	88	2.19	4.0	30.3			50.0		SILTY SAND
10.8	690	1800		667	1760		19.6	102	90	1.90	5.7	37.9			38		SILTY SAND
11.0	570	1450		558	1410		19.6	104	92	1.83	4.5	29.5			37		SILTY SAND
11.2	610	1550		595	1510		19.6	106	94	1.82	4.7	31.7			37		SILTY SAND
11.4	800	2000		772	1960		19.1	108	96	1.76	6.3	41.2			38		SPDY SILT
11.6	770	1800		751	1760		19.1	110	98	1.55	6.0	35.0			70.0		SPDY SILT
11.8	750	1700		735	1660		19.1	112	100	1.46	5.7	32.1			62.7		SPDY SILT
12.0	680	1650		664	1610		19.1	113	102	1.68	5.0	32.8			37		SPDY SILT
12.2	700	1750		680	1710		19.1	115	104	1.79	5.0	35.7			37		SPDY SILT
12.4	750	1800		709	1760		19.1	117	106	1.74	5.1	36.5			37		SPDY SILT
12.6	850	2050		822	2010		19.1	119	108	1.66	6.0	41.2			38		SPDY SILT
12.8	1050	2250		1022	2210		19.1	121	110	1.30	7.5	41.2			91.7		SPDY SILT
13.0	1400	3450		1330	3410		20.6	123	112	1.71	9.9	72.2			179.9		SPDY SILT
13.2	1350	3700		1285	3660		21.1	125	114	2.08	9.2	83.1			201.5		SILTY SAND

DMT 2										INTERPRETED PARAMETERS										SOUNDING PARAMETERS									
20/03/07ED0 Magib Jabor										Phi = Safe floor value of Friction Angle										DeltaB = 18 kPa									
DMT_2modif.dat										Ko = In situ earth press. coeff.										DeltaB = 45 kPa									
UFSC										H = Constrained modulus (at Sigma <sup>1</sup> )										GammaTop = 17.5 kN/m <sup>3</sup>									
RDO Construções										Cu = Undrained shear strength										FactorEd = 34.7									
CPT										Ocr = Overconsolidation ratio										Em = 0.0 kPa									
Rua Nagib Jabor - FWOIIS										(OCE = "relative OCE" - generally realistic. If accurate independent OCE available, apply suitable OCE Factor)										Sabs = 0.0 m									
																				Sw = 4.0 m									
WaterTable at 4.0 m.																													
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321. Phi according to TEL6 ISSHEE, 2001																													
S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma <sup>1</sup> (kPa)	Uo (kPa)	Id (kPa)	Kd	Ed (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Oa (kPa)	DMT 2 DESCRIPTION										
0.4	910	2200		867	2155		19.1	7	0	1.49	>99.9	44.7					209.2		SANDY SILT										
0.6	550	1300		534	1255		19.1	11	0	1.35	49.3	25.0		4.0	>99.9		100.4	133	SANDY SILT										
0.8	590	1300		576	1255		19.1	15	0	1.18	39.3	23.6					89.5		SILT										
1.0	590	1250		536	1205		19.1	18	0	1.25	29.0	23.2					81.4		SANDY SILT										
1.2	530	1250		515	1205		19.1	22	0	1.34	23.1	23.9				39	78.8		SANDY SILT										
1.4	200	680		197	635		17.7	26	0	2.22	7.5	15.2					34.0		SILT/SMO										
1.6	310	820		306	775		17.7	30	0	1.54	10.3	16.3				38	41.2		SANDY SILT										
1.8	180	540		183	496		16.7	33	0	1.70	5.5	10.8					20.9		SANDY SILT										
2.0	260	660		261	615		16.7	37	0	1.35	7.1	12.3					26.7		SANDY SILT										
2.2	290	780		287	735		17.7	40	0	1.56	7.2	15.6					34.0		SANDY SILT										
2.4	270	880		261	835		18.6	43	0	2.20	6.0	19.9					40.5		SANDY SILT										
2.6	410	930		405	885		17.7	47	0	1.18	8.6	16.7		1.7	9.8		39.1	64	SILT/SMO										
2.8	300	900		291	855		18.6	51	0	1.94	5.7	19.6					38.8		SILT										
3.0	330	860		325	815		17.7	54	0	1.51	6.0	17.0					34.1		SANDY SILT										
3.2	380	880		376	845		17.7	58	0	1.25	6.5	16.3					33.8		SANDY SILT										
3.4	360	870		356	825		17.7	61	0	1.32	5.8	16.3					32.0		SANDY SILT										
3.6	410	900		407	855		17.7	65	0	1.10	6.3	15.6					31.7	59	SILT										
3.8	380	900		375	855		17.7	69	0	1.28	5.5	16.7					31.8		SANDY SILT										
4.0	350	850		346	805		17.7	72	0	1.33	4.8	15.9					28.4		SANDY SILT										
4.2	440	930		437	885		17.7	74	2	1.03	5.9	15.6					30.7		SILT										
4.4	450	970		445	925		17.7	75	4	1.09	5.9	16.7			5.4		32.8		SILT										
4.6	450	970		445	925		17.7	77	6	1.09	5.7	16.7			5.4		32.4		SILT										
4.8	340	780		338	735		17.7	78	8	1.19	4.2	13.7			3.2		22.7		SILT										
5.0	410	880		408	835		17.7	80	10	1.07	5.0	14.8			4.2		26.8		SILT										
5.2	380	790		381	745		17.7	81	12	0.99	4.5	12.6			3.6		21.6		SILT										
5.4	460	930		458	885		17.7	83	14	0.96	5.3	14.8			4.6		27.8		SILT										
5.6	400	850		399	805		17.7	85	16	1.06	4.5	14.1			3.6		24.1		SILT										
5.8	370	730		373	685		17.7	86	18	0.88	4.1	10.8			3.1		17.4		SILT										
6.0	400	780		402	735		17.7	88	20	0.87	4.4	11.5			3.4		19.2		SILT										
6.2	470	930		468	885		17.7	89	22	0.93	5.0	14.5			4.2		26.1		SILT										
6.4	440	820		442	775		17.7	91	24	0.80	4.6	11.5			3.7		19.8		SILT										
6.6	420	800		422	755		17.7	92	26	0.84	4.3	11.5			3.3		19.0		SILT										
6.8	380	750		383	705		17.7	94	27	0.91	3.8	11.2			2.7		17.0		SILT										
7.0	350	710		353	665		17.7	96	29	0.87	3.4	10.8			2.3		15.3		SILT										
7.2	350	680		355	635		17.7	97	31	0.87	3.3	9.7			2.2		13.5		SILT										
7.4	380	740		383	695		17.7	98	33	0.89	3.5	10.8			2.4		15.8		SILT										
7.6	270	740		275	655		17.7	100	35	0.95	3.4	11.2			2.3		15.8		SILT										
7.8	350	740		344	635		17.7	102	37	0.85	3.5	10.5			2.4		15.1		SILT										
8.0	380	720		384	675		17.7	103	39	0.84	3.3	10.1			2.2		14.0		SILT										
8.2	350	680		355	635		17.7	105	41	0.89	3.0	9.7			1.9		12.5		SILT										
8.4	350	660		356	615		16.7	107	43	0.83	2.9	9.0			1.8		11.3		SILT										
8.6	340	620		347	575		16.7	108	45	0.75	2.8	7.9			1.7		9.5		CLAYEY SILT										
8.8	330	630		336	585		16.7	109	47	0.86	2.6	8.6			1.5		10.0		SILT										

**DMT 2**

20/03/07ED0 Nagib Jabor  
DMT\_2modif.dat

**UFSC**

**RMO Construções**

**CPT**

Rua Nagib Jabor - **EMOLIS**

WaterTable at 4.0 m

Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot.Jnl.Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TL16 ISSHEB, 2001

LEGEND										INTERFERED PARAMETERS										SOUNDING PARAMETERS									
S = Depth Below Ground Level										Phi = Safe floor value of Friction Angle										Deltaa = 18 kPa									
Po,P1,P2 = Corrected A,B,C readings										Ko = In situ earth press. coeff.										DeltaB = 45 kPa									
Id = Material Index										H = Constrained modulus (at Sigma')										GammaTop = 17.5 kN/m <sup>3</sup>									
Ed = Dilatometer modulus										Cu = Undrained shear strength										FactorEd = 34.7									
Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)										Ocr = Overconsolidation ratio										Em = 0.0 kPa									
Gamma = Bulk unit weight										(Ocr = 'helative Ocr'- generally realistic. If accurate independent Ocr available, apply suitable Ocr Factor)										Eabs = 0.0 m									
Sigma' = Effective overb. stress																				Ew = 4.0 m									
Uo = Pore pressure																													
S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Ka	Ea (kPa)	Ua	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 2 DESCRIPTION										
9.0	350	660		356	615		16.7	111	49	0.85	2.8	9.0		0.73	1.7	10.8		37	SILT										
9.2	330	650		335	605		16.7	112	51	0.95	2.5	9.4		0.68	1.5	10.5		33	SILT										
9.4	340	680		344	635		16.7	113	53	1.00	2.6	10.1		0.69	1.5	11.5		34	SILT										
9.6	360	690		365	645		17.7	115	55	0.91	2.7	9.7		0.72	1.6	11.5		37	SILT										
9.8	360	670		366	625		16.7	116	57	0.84	2.7	9.0		0.71	1.6	10.4		36	SILT										
10.0	390	700		396	655		17.7	118	59	0.77	2.9	9.0		0.75	1.8	11.1		41	CLAYEY SILT										
10.2	440	830		442	785		17.7	119	61	0.90	3.2	11.9		0.83	2.1	15.1		47	SILT										
10.4	450	790		454	745		17.7	121	63	0.74	3.2	10.1		0.83	2.1	13.7		49	CLAYEY SILT										
10.6	350	610		358	565		16.7	122	65	0.71	2.4	7.2		0.65	1.3	7.5		34	CLAYEY SILT										
10.8	370	660		377	615		16.7	124	67	0.77	2.5	6.3		0.67	1.4	9.1		36	CLAYEY SILT										
11.0	400	730		405	685		17.7	125	69	0.83	2.7	9.7		0.71	1.6	11.4		40	CLAYEY SILT										
11.2	460	820		463	775		17.7	127	71	0.79	3.1	10.8		0.80	2.0	14.2		48	CLAYEY SILT										
11.4	380	690		386	645		16.7	128	73	0.83	2.4	9.0		0.66	1.4	9.7		36	SILT										
11.6	410	720		416	675		17.7	130	75	0.76	2.6	9.0		0.70	1.5	10.3		40	CLAYEY SILT										
11.8	430	780		434	735		17.7	131	77	0.84	2.7	10.5		0.72	1.6	12.4		42	SILT										
12.0	430	730		436	685		17.7	133	78	0.70	2.7	8.6		0.72	1.6	10.0		42	CLAYEY SILT										
12.2	480	740		488	695		17.7	134	80	0.51	3.0	7.2		0.79	1.9	9.2		50	SILTY CLAY										
12.4	440	750		446	705		17.7	136	82	0.71	2.7	9.0		0.71	1.6	10.4		43	CLAYEY SILT										
12.6	470	770		476	725		17.7	138	84	0.64	2.8	8.6		0.75	1.7	10.5		47	CLAYEY SILT										
12.8	490	800		496	755		17.7	139	86	0.63	2.9	9.0		0.77	1.8	11.2		50	CLAYEY SILT										
13.0	520	830		526	785		17.7	141	88	0.59	3.1	9.0		0.81	2.0	11.7		54	SILTY CLAY										
13.2	490	740		499	695		17.7	142	90	0.48	2.9	6.8		0.76	1.8	8.3		49	SILTY CLAY										
13.4	450	700		459	655		16.7	144	92	0.54	2.5	6.8		0.68	1.5	7.5		43	SILTY CLAY										
13.6	450	810		453	765		17.7	145	94	0.87	2.5	10.8		0.66	1.4	11.8		42	SILT										
13.8	420	760		424	715		17.7	147	96	0.89	2.2	10.1		0.61	1.2	10.0		37	SILT										
14.0	410	760		414	715		17.7	148	98	0.95	2.1	10.5		0.58	1.1	9.9		35	SILT										
14.2	440	840		441	795		17.7	150	100	1.04	2.3	12.3		0.62	1.2	12.6		39	SILT										
14.4	400	800		401	755		17.7	152	102	1.18	2.0	12.3		0.54	0.96	11.0		33	SILT										
14.6	410	840		410	795		17.7	153	104	1.26	2.0	13.4				12.3		35	SPRUY SILT										
14.8	420	780		423	735		17.7	155	106	0.98	2.1	10.8		0.56	1.0	9.9		35	SILT										
15.0	500	950		499	905		17.7	156	108	1.04	2.5	14.1		0.67	1.4	15.8		45	SILT										

**DMT 3**

20/03/07RD0 Nagib Jabor  
DHT\_3modif.dat

WFSC

RMO Construções

CPT

Rua Nagib Jabor - EPOLIS

**LEGEND**

S = Depth Below Ground Level  
P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> = Corrected R<sub>1</sub>, P, C readings  
Id = Material Index  
Ed = Dilatometer modulus  
Ud = Pore Press. Index = (P<sub>2</sub>-U<sub>0</sub>)/(P<sub>0</sub>-U<sub>0</sub>)  
Gamma = Bulk unit weight  
Sigma' = Effective overb. stress  
U<sub>0</sub> = Pore pressure

**INTERPRETED PARAMETERS**

Phi = Safe floor value of Friction Angle  
Ko = In situ earth press. coeff.  
H = Constrained modulus (at Sigma')  
Cu = Undrained shear strength  
Ocr = Overconsolidation ratio  
(OCR = 'relative OCR' - generally realistic. If accurate independent OCR available, apply suitable OCR Factor)

**SOUNDING PARAMETERS**

Deltaa = 23 kPa  
DeltaB = 37 kPa  
GammaTop = 17.5 kN/m<sup>3</sup>  
FactorEd = 34.7  
Em = 0.0 kPa  
Eabs = 0.0 m  
Ew = 4.0 m

WaterTable at 4.0 m  
Reduction formulae according to Marchetti, ASCE Geot. Jnl. Mar. 1980, Vol. 109, 299-321; Phi according to TIL6 ISSMFE, 2001

S (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	P <sub>0</sub> (kPa)	P <sub>1</sub> (kPa)	P <sub>2</sub> (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	U <sub>0</sub> (kPa)	Id	Ka	Kd (kPa)	Ud	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	OCR	DMT 3 DESCRIPTION
0.4	610	1150		609	1113		19.1	7	0	0.83	87.0	17.5		6.1	>99.9	46	79.5	172		SILT
0.6	510	1350		494	1313		19.1	11	0	1.66	45.6	28.4				46	111.9			SANDY SILT
0.8	580	1600		534	1563		19.6	15	0	1.93	36.4	35.7				46	133.0			SILTY SAND
1.0	620	1500		602	1463		19.1	19	0	1.43	32.4	29.9					108.0			SANDY SILT
1.2	560	1250		552	1213		19.1	22	0	1.20	24.6	23.0		3.1	50.3		77.0	114		SILT
1.4	480	1200		470	1163		17.7	26	0	1.47	17.9	24.0					73.4			SILT
1.6	520	1500		497	1463		19.6	30	0	1.94	16.7	33.5					100.1			SANDY SILT
1.8	430	1400		408	1363		18.6	34	0	2.34	12.1	33.2					88.9			SILTY SAND
2.0	430	1350		410	1313		18.6	37	0	2.20	11.0	31.3					81.1			SILTY SAND
2.2	380	1150		368	1113		18.6	41	0	2.03	8.9	25.9					62.0			SILTY SAND
2.4	350	1250		331	1213		18.6	45	0	2.66	7.4	30.6					68.2			SILTY SAND
2.6	180	640		183	603		17.7	49	0	2.30	3.8	14.6					23.4			SILTY SAND
2.8	420	1450		395	1413		18.6	52	0	2.58	7.6	35.3					79.5			SILTY SAND
3.0	400	930		400	893		17.7	56	0	1.24	7.2	17.1		1.5	7.2		37.2			SANDY SILT
3.2	420	930		421	893		17.7	59	0	1.12	7.1	16.4					35.4			SILT
3.4	400	920		400	883		17.7	63	0	1.21	6.4	16.8					34.4			SANDY SILT
3.6	360	860		361	823		17.7	66	0	1.28	5.4	16.0					30.5			SANDY SILT
3.8	410	940		410	903		17.7	70	0	1.21	5.9	17.1					33.8			SANDY SILT
4.0	370	860		372	823		17.7	74	0	1.22	5.1	15.7					28.6			SANDY SILT
4.2	410	880		413	843		17.7	75	2	1.05	5.5	14.9		1.2	4.8		28.4			SILT
4.4	330	810		332	773		17.7	77	4	1.34	4.3	15.3					25.6			SANDY SILT
4.6	340	800		343	763		17.7	78	6	1.25	4.3	14.6					24.4			SANDY SILT
4.8	340	750		346	713		17.7	80	8	1.09	4.2	12.8		1.0	3.2		21.0			SILT
5.0	330	750		335	713		17.7	81	10	1.16	4.0	13.1		0.98	3.0		20.9			SILT
5.2	340	750		347	693		17.7	83	12	1.04	4.0	12.0		0.99	3.0		19.2			SILT
5.4	350	810		353	773		17.7	84	14	1.24	4.0	14.6					23.4			SANDY SILT
5.6	350	780		355	743		17.7	86	16	1.15	3.9	13.5		0.97	2.9		21.3			SILT
5.8	350	770		355	733		17.7	88	18	1.12	3.8	13.1		0.96	2.8		20.4			SILT
6.0	320	750		325	713		17.7	89	20	1.27	3.4	13.5					19.5			SANDY SILT
6.2	340	770		345	733		17.7	91	22	1.20	3.6	13.5		0.78	1.9		20.0			SANDY SILT
6.4	290	650		296	613		16.7	92	24	1.15	3.0	10.9					14.2			SILT
6.6	300	700		306	663		17.7	94	26	1.27	3.0	12.4					16.3			SANDY SILT
6.8	350	720		358	683		17.7	95	27	0.99	3.5	11.3		0.88	2.4		16.3			SILT
7.0	450	790		459	753		17.7	97	29	0.68	4.4	10.2		1.1	3.5		17.0			CLAYEY SILT
7.2	350	780		355	743		17.7	96	31	1.20	3.3	13.5					18.9			SANDY SILT
7.4	320	670		329	633		17.7	100	33	1.03	3.0	10.6		0.77	1.8		13.6			SILT
7.6	300	630		310	593		16.7	102	35	1.03	2.7	9.8		0.72	1.6		11.8			SILT
7.8	320	640		330	603		16.7	103	37	0.93	2.6	9.5		0.75	1.7		11.7			SILT
8.0	300	610		311	573		16.7	104	39	0.97	2.6	9.1		0.69	1.5		10.5			SILT
8.2	310	630		320	593		16.7	106	41	0.98	2.6	9.5		0.70	1.5		11.1			SILT
8.4	330	670		339	633		16.7	107	43	0.99	2.8	10.2		0.73	1.7		12.4			SILT
8.6	250	550		261	513		16.7	108	45	1.17	2.0	8.7		0.54	1.0		7.9			SILT
8.8	300	630		310	593		16.7	110	47	1.08	2.4	9.8		0.64	1.3		10.6			SILT

## DMT 3

20/03/07ED0 Magrib Jabor  
DMT\_3modif.dat

UFSC

RMO Construções

CPT

Rua Nagib Jabor - FPOJIS

WaterTable at 4.0 m

Reduction formulae according to Harchetti, ASCE Geot.Jnl.Mar. 1980, Vol.109, 299-321; Phi according to TL16 ISSHE, 2001

LEGEND										INTERPRETED PARAMETERS										SOUNDING PARAMETERS									
S = Depth Below Ground Level										Phi = Safe floor value of Friction Angle										DelcrA = 23 kPa									
Po,P1,P2 = Corrected A,B,C readings										Ko = In situ earth press. coeff.										DelcrB = 37 kPa									
Id = Material Index										H = Constrained modulus (at Sigma')										GammaTop = 17.5 kN/m <sup>3</sup>									
Ed = Dilatometer modulus										Cu = Undrained shear strength										FactorEd = 34.7									
Ud = Pore Press. Index = (P2-Uo)/(Po-Uo)										Ocr = Overconsolidation ratio										Em = 0.0 kPa									
Gamma = Bulk unit weight										(OCE = 'relative OCE'- generally realistic. If accurate independent OCE available, apply suitable OCE Factor)										Eabs = 0.0 m									
Sigma' = Effective overb. stress																				Ew = 4.0 m									
Uo = Pore pressure																													
Z (m)	A (kPa)	B (kPa)	C (kPa)	Po (kPa)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Sigma' (kPa)	Uo (kPa)	Id	Kd	Ed (kPa)	Ug	Ko	Ocr	Phi (Deg)	H (kPa)	Cu (kPa)	DMT 3 DESCRIPTION										
9.0	330	670		339	633		16.7	111	49	1.01	2.6	10.2		0.70	1.5		11.8	34	SILT										
9.2	310	600		322	563		16.7	113	51	0.89	2.4	8.4		0.65	1.3		8.9	31	SILT										
9.4	320	630		331	593		16.7	114	53	0.95	2.4	9.1		0.66	1.4		9.9	32	SILT										
9.6	320	650		330	613		16.7	115	55	1.03	2.4	9.8		0.64	1.3		10.5	32	SILT										
9.8	280	570		292	533		16.7	117	57	1.03	2.0	8.4		0.55	1.0		7.5	26	SILT										
10.0	290	630		299	593		16.7	118	59	1.22	2.0	10.2					9.5		SPWY SILT										
10.2	350	680		360	643		16.7	119	61	0.95	2.5	9.8		0.67	1.4		10.9	35	SILT										
10.4	320	630		331	593		16.7	121	63	0.98	2.2	9.1		0.60	1.2		9.0	30	SILT										
10.6	300	600		311	563		16.7	122	65	1.02	2.0	8.7		0.55	1.0		7.9	27	SILT										
10.8	290	610		300	573		16.7	124	67	1.17	1.9	9.5		0.51	0.92		8.1	25	SILT										
11.0	300	620		310	583		16.7	125	69	1.13	1.9	9.5		0.53	0.95		8.3	26	SILT										
11.2	300	600		311	563		16.7	126	71	1.05	1.9	8.7		0.52	0.93		7.4	26	SILT										
11.4	270	590		280	553		16.7	128	73	1.32	1.6	9.5				8.1		SPWY SILT											
11.6	330	700		338	663		16.7	129	75	1.24	2.0	11.3				10.6		SPWY SILT											
11.8	390	790		396	753		17.7	130	77	1.12	2.4	12.4		0.66	1.4		13.7	37	SILT										
12.0	380	830		384	793		17.7	132	78	1.34	2.3	14.2				15.2		SPWY SILT											
12.2	360	820		363	783		17.7	134	80	1.49	2.1	14.6				14.5		SPWY SILT											
12.4	420	860		424	823		17.7	135	82	1.17	2.5	13.8		0.68	1.4		15.8	40	SILT										
12.6	390	810		395	773		17.7	137	84	1.22	2.3	13.1				13.7		SPWY SILT											
12.8	440	850		446	813		17.7	138	86	1.02	2.6	12.8		0.69	1.5		14.7	42	SILT										
13.0	490	890		496	853		17.7	140	88	0.88	2.9	12.4		0.77	1.8		15.6	49	SILT										
13.2	390	790		396	753		17.7	141	90	1.17	2.2	12.4		0.59	1.1		12.2	34	SILT										
13.4	490	1100		496	1063		17.7	143	92	1.47	2.8	20.0				25.1		SPWY SILT											
13.6	530	1150		525	1113		17.7	145	94	1.36	3.0	20.4				26.9		SPWY SILT											
13.8	590	1600		566	1563		19.6	146	96	2.13	3.2	34.6	35			50.2		SILTY SPWD											
14.0	640	1450		625	1413		19.1	148	98	1.49	3.6	27.3				41.0		SPWY SILT											
14.2	630	1450		615	1413		19.1	150	100	1.55	3.4	27.7				40.7		SPWY SILT											
14.4	700	1550		683	1513		19.1	152	102	1.43	3.8	28.8				45.1		SPWY SILT											

**ANEXO 3**  
**PLANILHAS NUMÉRICAS**  
**CPT**































