

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

DANIEL DARGAN CORDEIRO

OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS
DE AREIAS POR MEIO DE ENSAIOS
DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

Vitória
2004

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

DANIEL DARGAN CORDEIRO

**OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS
DE AREIAS POR MEIO DE ENSAIOS
DE CAMPO E DE LABORATÓRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Geotecnia.

Orientador: Professor M.Sc. Uberescilas Fernandes Polido.

Vitória
2004

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

C794o Cordeiro, Daniel Dargan, 1977-
Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório / Daniel Dargan Cordeiro. – 2004.
198 f. : il.

Orientador: Uberescilas Fernandes Polido.
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Areia. 2. Solos arenosos. 3. Solos - testes. 4. Mecânica do solo. 5. Fundações (Engenharia). 6. Laboratórios de engenharia. I. Polido, Uberescilas Fernandes. II. Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III. Título.


CDU: 624

"OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO"

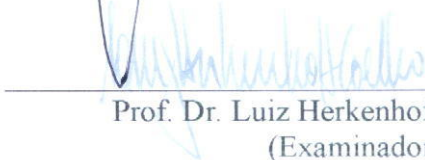
Daniel Dargan Cordeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade federal do Espírito Santo como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

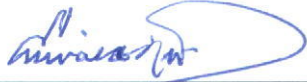
Aprovada em 23/04/2004.



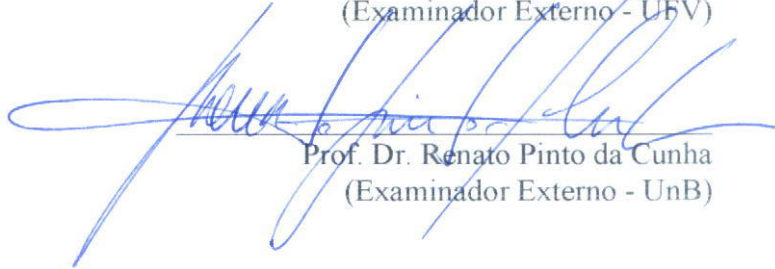
Prof. M. Sc. Uberescilas Fernandes Polido
(Orientador da Dissertação)



Prof. Dr. Luiz Herkenhoff Coelho
(Examinador Interno)



Prof. Dr. Enivaldo Minette
(Examinador Externo - UFV)



Prof. Dr. Renato Pinto da Cunha
(Examinador Externo - UnB)

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Dedico esta obra

aos meus pais, eternos professores, e

à Cristina, grande companheira.

AGRADECIMENTOS

Esse trabalho é fruto de muita dedicação do autor, mas, sem a ajuda daqueles que estiveram comigo ao longo desses anos, certamente ele não seria possível. Com todos que colaboraram com este trabalho, divido agora minha alegria e faço questão de registrar em definitivo a minha gratidão.

A Deus, por me dar saúde, força e por iluminar o meu caminho.

Ao professor Uberescilas, de quem tenho orgulho de me considerar discípulo, pela incansável dedicação. Não quero apenas agradecer-lhe por este trabalho, pois é dele co-autor. Minha gratidão é por todo o incentivo, motivação, orientação acadêmica, profissional e pessoal. Sempre que precisei, não poupou noite, feriado nem final de semana para ver este trabalho concluído. Obs.: o professor Uberescilas é aposentado pela UFES e trabalhou durante toda a pesquisa, voluntariamente, pelo prazer de lecionar.

À minha esposa Cristina, pelo amor, apoio e incentivo em todos os momentos desde o vestibular e para sempre.

A meus pais, grande exemplo, pela luta e dedicação incondicional para que eu pudesse me tornar o que sou.

Ao técnico Miguel Caxias, amigo pessoal e anjo da guarda desta pesquisa, que para o bem da Universidade deve ser imediatamente clonado, pois não existe outro ser humano tão dedicado e prestativo neste mundo. Muito obrigado pela inacreditável ajuda.

Ao professor Enivaldo Minette que, sempre disposto e atencioso, enfrentou a estrada várias vezes até Vitória e tornou possível boa parte da pesquisa experimental. No campo, sob sol e chuva, realizou os ensaios DMT, além das valiosas contribuições ao trabalho.

Aos professores Luiz Herkenhoff e Renato Cunha, por terem aceitado imediatamente o convite para compor a banca, pela dedicação ao trabalho e pelas valiosas contribuições.

Aos amigos José Mello Junior e Carla Borjaille Alledi, por toda a ajuda, valiosas opiniões, discussões e amizade.

Aos professores do Mestrado da UFES e da COPPE, pelas orientações e dedicação à minha formação acadêmica e dos demais alunos.

Aos colegas e funcionários do Mestrado da UFES, por todo apoio e companheirismo.

À CAPES pela concessão da bolsa que tornou possível que eu me dedicasse a este trabalho.

À Murano Engenharia, pelo empréstimo do terreno que sediou a área experimental, construção do aterro e empréstimo de equipamentos.

À MG Engenharia, pela realização das sondagens SPT, empréstimo de equipamentos e socorro em várias ocasiões.

À professora Alina Bonella pela correção gramatical e ortográfica do texto.

CORDEIRO, D. D. **Obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório.** 2004. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2004.

Apresenta um estudo sobre a obtenção de parâmetros geotécnicos de areias por meio de ensaios de campo e de laboratório. 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 (sobreadensamento) 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 sobreadensamento conhecido nos resultados dos ensaios de campo e nos parâmetros geotécnicos por eles estimados. O trabalho apresenta também alguns ajustes de correlações entre ensaios e sugere novas correlações para a obtenção de parâmetros das areias pesquisadas.

Palavras-chave: areias, ensaios de campo, DMT, CPT, sobreadensamento, parâmetros geotécnicos, fundações

ABSTRACT

CORDEIRO, D. D. **Geotechnical parameters of sands by means of in situ and laboratory tests**. M.Sc. Thesis (M.Sc. in Civil Engineer). Federal University of Espírito Santo, Vitória, 2004.

It presents an in situ and laboratory investigation to obtain geotechnical parameters on sands. The programme research was carried out on a sandy sediment, in a research area close to the costal area of Vitória-ES, Brazil. The topsoil layer studied 7,0m thick consists by fine-medium or medium-fine silica sands, from loose to dense density. It was performed two series of soil exploration, including standard penetration tests (SPT), mechanical cone penetration tests (CPT), flat dilatometer tests (DMT) and portable dynamic penetrometer tests (PDM). After the first test series of tests, in situ density measurements were carried out on the top layer to a depth of 2,0 m and both disturbed and undisturbed samples were obtained for laboratory tests: basic characterization and direct shear tests. Then, an embankment surcharge load, 4,0m in height, was placed over the experimental area remaining there for 90 days, until removal. Settlements were monitored. Then, a second investigation was carried out to observe the effects of the temporary surcharge on the sand behaviour. In situ tests showed soil improvement by detecting an increase in all strength indexes. This behaviour was then analysed by means of existing literature information and an analysis of the preloading of the sand. Correlations for sand parameters were obtained.

Keywords: sands, in situ tests, DMT, CPT, preloading, geotechnical parameters, foundations

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	21
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	21
1.2 OBJETIVO.....	22
CAPÍTULO 2 - REVISÃO DE LITERATURA	24
2.1 INTRODUÇÃO: INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO.....	24
2.2 SPT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS.....	26
2.2.1 Correções na medida de N.....	29
2.2.2 Compacidade relativa (C_r).....	36
2.2.3 Ângulo de atrito interno (ϕ).....	42
2.2.4 Peso específico natural (γ_{nat}).....	44
2.2.5 Módulo de Young (E).....	45
2.3 CPT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS.....	47
2.3.1 Compacidade relativa (C_r).....	49
2.3.2 Ângulo de atrito interno (ϕ).....	52
2.3.3 Módulo de Young (E).....	58
2.4 DMT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS.....	61
2.4.1 Parâmetros intermediários (I_D , K_D , E_D).....	64
2.4.2 Caracterização básica.....	65
2.4.3 Coeficiente de empuxo em repouso (K_0).....	67
2.4.4 Razão de sobreadensamento (RSA).....	68
2.4.5 Ângulo de atrito (ϕ).....	69
2.4.6 Módulo endométrico (M).....	71
2.4.7 Módulo de Young (E).....	73
2.5 PDM: PENETRÔMETRO DINÂMICO MANUAL.....	74

CAPÍTULO 3 - A ÁREA EXPERIMENTAL E AS PRINCIPAIS

ETAPAS DA PESQUISA.....	76
3.1 LOCALIZAÇÃO	76
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA.....	77
3.3 HISTÓRICO DA PESQUISA EXPERIMENTAL.....	80
3.3.1 Investigação de campo inicial.....	80
3.3.2 Execução do aterro.....	81
3.3.3 Segunda etapa da investigação de campo.....	81
3.3.4 Coleta de amostras do tipo indeformadas.....	85
3.3.5 Ensaio de laboratório.....	85

CAPÍTULO 4 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

DA ÁREA EXPERIMENTAL.....	87
4.1 ENSAIOS DE CAMPO.....	87
4.1.1 Sondagem de simples reconhecimento (SPT).....	88
4.1.2 Ensaio de cone (CPT).....	90
4.1.3 Ensaio dilatométrico (DMT).....	94
4.1.4 Investigações com penetrômetro dinâmico manual (PDM).....	98
4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	102
4.2.1 Caracterização.....	102
4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto.....	110
4.3 DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO APARENTE IN SITU.....	119
4.4 O ATERRO EXPERIMENTAL.....	120
4.4.1 Acompanhamento dos recalques.....	120
4.4.2 Acréscimo de tensões gerado pelo aterro.....	121

CAPÍTULO 5 - OBTENÇÃO DE PARÂMETROS, CORRELAÇÕES

E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	123
5.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ESTIMADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO.....	123
5.1.1 Peso específico aparente total.....	123

5.1.2	Compacidade relativa.....	127
5.1.3	Ângulo de atrito.....	138
5.1.4	Módulo de Young.....	145
5.2	CORRELAÇÕES.....	151
5.2.1	Adoção do módulo de referência: justificativa.....	151
5.2.2	Ajuste da correlação E versus q_c	153
5.2.3	Ajuste da correlação E versus N_{60}	154
5.2.4	Considerações sobre a obtenção do módulo de Young com base nos ensaios CPT e SPT.....	156
5.2.5	N_{60} versus q_c	159
5.2.6	N versus E_D	163
5.2.7	q_c versus q_d	165
5.2.8	q_c versus M_{DMT}	167
 CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....		169
6.1	SOBRE A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AREIAS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO.....	169
6.1.1	Caracterização básica.....	169
6.1.2	Compacidade relativa.....	169
6.1.3	Ângulo de atrito.....	170
6.1.4	Módulo de Young e módulo edométrico.....	171
6.2	SOBRE OS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	172
6.3	SOBRE AS CORRELAÇÕES.....	173
6.3.1	Módulo de Young: E versus N_{60} e E versus q_c	173
6.3.2	Resistência de ponta do cone: q_c versus N	174
6.3.3	Resistência de ponta do cone: q_c versus q_d	174
6.3.4	Módulo dilatométrico: E_D versus N	174
6.3.5	Módulo edométrico: M versus q_c	175
 REFERÊNCIAS.....		176
 APÊNDICE - ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....		182

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema do ensaio SPT, e suas etapas: a) avanço da composição por lavagem; b) cravação do amostreador-padrão.....	27
Figura 2.2: Obtenção de e_1	31
Figura 2.3: Obtenção de e_2	32
Figura 2.4: Compacidade relativa de areias em função de N.....	37
Figura 2.5: Compacidade relativa de areias.....	38
Figura 2.6: Relação ϕ versus C_r para areias médias a finas ou finas a médias da Grande Vitória-ES.....	41
Figura 2.7: Relação ϕ versus C_r para areias predominantemente finas da Grande Vitória-ES.....	41
Figura 2.8: Obtenção de ϕ por meio do SPT.....	43
Figura 2.9: Comparação entre relações $q_c - \sigma'_v - C_r$ para areias de diferentes compressibilidades: 1) alta; 2) média; 3) baixa.....	49
Figura 2.10: Influência da compressibilidade na compacidade relativa para areias quartzosas, normalmente adensadas, sem cimentação ou envelhecimento.....	51
Figura 2.11: Relação entre ϕ e C_r	52
Figura 2.12: Correlação $q_c - \phi - \sigma'_v$ obtida em câmaras de calibração.....	54
Figura 2.13: Estimativa do ângulo de atrito para areias quartzosas, normalmente adensadas, sem cimentação ou envelhecimento.....	56
Figura 2.14: Estimativa do módulo de Young por meio do ensaio CPT.....	60
Figura 2.15: Aparato principal do DMT: a) lâmina dotada de membrana circular; b) unidade de controle e leitura.....	62
Figura 2.16: Gráfico para obtenção da "classificação" do solo e peso específico.....	66
Figura 2.17: Projeto de construção do PDM.....	75

Figura 3.1: a) Localização geográfica do município de Vitória-ES, Brasil	
b) A ilha de Vitória (ao centro) e a porção continental (nordeste)	
do município, onde se situa a Praia de Camburi.....	76
Figura 3.2: Perfil geotécnico típico da área experimental.....	78
Figura 3.3: Ensaios de compressão edométrica e obtenção da tensão	
de pré-adensamento.....	79
Figura 3.4: Planta de locação dos ensaios e demarcação dos setores.....	82
Figura 3.5: Planta de locação dos ensaios de campo, por setor.....	83
Figura 3.6: Planta e cortes do aterro experimental.....	84
Figura 4.1: Ensaios SPT, campanha inicial de investigação geotécnica.....	88
Figura 4.2: Ensaios SPT, campanha complementar de investigação.....	89
Figura 4.3: O equipamento de CPT da UFES: à esquerda, uma vista frontal	
onde se vêem as vigas de reação e o pórtico com a cremalheira;	
à direita, um detalhe do sistema de leitura de pressões durante a cravação....	91
Figura 4.4: Detalhes do sistema de ancoragem: à esquerda, a viga e o sistema	
de fixação da haste; à direita a ponta da haste dotada de helicóide.....	91
Figura 4.5: Variação da resistência de ponta (q_c) com a profundidade	
para os ensaios CPT.....	93
Figura 4.6: Execução do ensaio DMT usando o sistema de reação e hastes do CPT.....	94
Figura 4.7: Índice dilatométrico (I_D) obtido nos ensaios.....	96
Figura 4.8: Índice de tensões horizontais (K_D) obtido nos ensaios.....	96
Figura 4.9: Módulo Edométrico (E_D) obtido nos ensaios.....	97
Figura 4.10: Resultados dos testes com PDM, para a situação sobreadensada.....	101
Figura 4.11: Curvas granulométricas para as amostras ensaiadas.....	103
Figura 4.12: Fotografias ao microscópio da areia estudada.....	104
Figura 4.13: Esquema do mecanismo de chuveiramento.....	106
Figura 4.14: Foto do sistema de chuveiramento empregado.....	106
Figura 4.15: Envoltórias de resistência de pico e residual para $C_r=90\%$	111
Figura 4.16: Envoltórias de resistência de pico e residual para $C_r=60\%$	113

Figura 4.17: Envoltória de resistência de pico e residual para Cr=15%.....	114
Figura 4.18: Preparação dos corpos de prova congelados: a) extração da amostra do tubo PVC; b) preparação inicial; c) raspagem com auxílio da espátula e do molde metálico; d) corpo de prova pronto.....	116
Figura 4.19: Envoltórias de resistência para amostras indeformadas.....	117
Figura 4.20: Esquema da trincheira feita para determinação do peso específico natural <i>in situ</i> (frasco de areia) e coleta de amostras indeformadas.....	119
Figura 4.21: Solução de Boussinesq para cálculo do acréscimo de tensão sob o canto de uma área carregada.....	121
Figura 4.22: Distribuição do acréscimo de tensões devido ao aterro, por setor.....	122
Figura 5.1: Comparação das estimativas de γ_{nat} por setor da área experimental. a) setor 4, antes do lançamento do aterro; b) setor 3, após remoção do aterro; c) setor 4, após remoção do aterro.....	125
Figura 5.2: Compacidade relativa média estimada para o Setor 4: a) antes do aterro experimental; b) após remoção do aterro.....	134
Figura 5.3: Avaliação do efeito do aterro na compacidade relativa estimada: a) setor 4; b) Setor 3.....	135
Figura 5.4: Estimativa da compacidade relativa por meio do ensaio CPT. Comparação entre propostas e efeito do sobreadensamento: a) setor 4, b) setor 3.....	136
Figura 5.5: Estimativa da compacidade relativa por meio do CPT.....	137
Figura 5.6: Comparação dos diversos métodos e ensaios disponíveis para a estimativa do ângulo de atrito: setor 4, antes do aterro (situação normalmente adensada).....	141
Figura 5.7: Comparação dos diversos métodos e ensaios disponíveis para a estimativa do ângulo de atrito: setor 4, após a remoção do aterro (situação sobreadensada).....	142
Figura 5.8: Variação do ângulo de atrito estimado em função do sobreadensamento.....	144
Figura 5.9: Comparação das estimativas do módulo de Young (E) para o setor 4.....	149

Figura 5.10: Comparação das estimativas do módulo de Young (E) para o setor 3.....	149
Figura 5.11: Comparação dos recalques totais do aterro estimados por meio do ensaio dilatométrico DMT1 e medidos <i>in situ</i>	152
Figura 5.12: Relação q_c versus E : obtenção de a para as areias estudadas.....	153
Figura 5.13: Relação N_{60} versus E para as areias estudadas.....	154
Figura 5.14: Regressão linear para a relação E versus N_{60}	155
Figura 5.15: : Módulo de Young ajustado para o CPT, de acordo com a equação 5.3.....	158
Figura 5.16: Relação N versus q_c para as areias estudadas.....	160
Figura 5.17: Comparação dos dados observados com os obtidos por Robertson et al. (1983).....	161
Figura 5.18: Relação E_D versus N_{75} para as areias estudadas.....	163
Figura 5.19: Relação E_D versus N_{60} para as areias estudadas.....	164
Figura 5.20: Relação q_c versus q_d para as areias estudadas.....	165
Figura 5.21: Relação q_c versus M_{DMT} para as areias estudadas.....	167
Figura 5.22: Variação da relação M_{DMT}/q_c para os ensaios realizados.....	168

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tabela dos estados de compactidade e de consistência.....	28
Tabela 2.2: Valores de eficiência do SPT brasileiro, para composição de 40m de comprimento, coxim de madeira e cabeça de bater de 3,6kg.....	30
Tabela 2.3: Valores de e_3	32
Tabela 2.4: Valores empíricos para ϕ , C_r e γ_{nat} para solos granulares, normalmente adensados, baseados em valores de N obtidos à profundidade de 6m	37
Tabela 2.5: Valores típicos de índice de vazios e peso específico de solos granulares	44
Tabela 2.6: Equações aproximadas para estimativa do módulo de Young (E) via SPT.....	46
Tabela 2.7: Valores típicos de α (E/ q_c)	59
Tabela 4.1: Resultados dos ensaios tipo SPT, investigação inicial.....	88
Tabela 4.2: Resultados dos ensaios SPT, investigação geotécnica complementar (após aterro).....	89
Tabela 4.3: Resultados dos ensaios CPT: resistência de ponta, q_c	92
Tabela 4.4: Índices dilatométricos obtidos nos ensaios DMT.....	95
Tabela 4.5: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 1.....	98
Tabela 4.6: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 2.....	99
Tabela 4.7: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 3.....	99
Tabela 4.8: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 4.....	100
Tabela 4.9: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 5.....	100
Tabela 4.10: Resultados da granulometria feita nas amostras coletadas até 2,0m.....	102
Tabela 4.11: Resultados da granulometria das amostras obtidas no SPT.....	102
Tabela 4.12: Resultados da determinação do peso específico real dos grãos (NBR6508/82).....	105

Tabela 4.13: Determinação do peso específico seco mínimo pelo método do funil de vidro da ABNT (MB-3324/90).....	107
Tabela 4.14: Determinação do peso específico seco mínimo pelo método da proveta proposto por Pacheco (1978).....	108
Tabela 4.15: Pesos específicos e índices de vazios obtidos pelo método de vibração.....	108
Tabela 4.16: Pesos específicos secos máximos obtidos pelo método de chuveiramento.....	109
Tabela 4.17: Resumo das principais características das areias estudadas.....	109
Tabela 4.18: Determinações do peso específico <i>in situ</i> (método do frasco de areia).....	119
Tabela 4.19: Evolução dos recalques totais devidos ao aterro.....	120
Tabela 5.1: Estimativa do peso específico natural em função dos resultados do SPT, baseado na Tabela 2.4 (Bowles, 1996) e Tabela 2.5 (Sowers, 1979).....	123
Tabela 5.2: Estimativa do peso específico natural em função dos resultados do DMT.....	124
Tabela 5.3: Estimativa da compactidade relativa em função dos resultados do SPT (continua).....	127
Tabela 5.4: Estimativa da compactidade relativa em função dos resultados do CPT (continua).....	129
Tabela 5.5: Estimativa do ângulo de atrito por meio do ensaio SPT.....	138
Tabela 5.6: Estimativa do ângulo de atrito em função dos ensaios CPT.....	139
Tabela 5.7: Estimativa do ângulo de atrito em função dos ensaios DMT.....	140
Tabela 5.8: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios SPT (continua).....	145
Tabela 5.9: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios CPT.....	147
Tabela 5.10: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios DMT.....	148

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Aplicabilidade dos principais ensaios de campo na obtenção de parâmetros geotécnicos.....	25
Quadro 2.2: Fatores de correção quanto à tensão efetiva vertical.....	35
Quadro 2.3: Equações para estimativa da C_r em função de N , considerando σ'_v	39
Quadro 2.4: Obtenção da C_r por meio de ϕ	40
Quadro 2.5: Principais vantagens e desvantagens do ensaio dilatométrico.....	63
Quadro 2.6: Parâmetros dilatométricos.....	64
Quadro 2.7: Classificação do solo segundo o I_D	65
Quadro 2.8: Estimativa do ângulo de atrito por meio do ensaio DMT.....	69
Quadro 2.9: Obtenção de R_M em função de I_D e K_D	71
Quadro 4.1: Ensaios de campo realizados antes da execução e depois da remoção do aterro.....	88
Quadro 4.2: Comparação dos resultados do ângulo de atrito obtido em laboratório.....	118
Quadro 5.1: Análise comparativa dos resultados obtidos para a relação E / q_c	157
Quadro 5.2: Análise comparativa dos resultados obtidos para a relação E versus N_{60}	157
Quadro 5.3: Comparação dos resultados encontrados para q_c/N com outras publicações.....	161
Quadro 5.4: Cruzamento dos dados para obtenção da relação q_d versus q_c	165

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

α = relação entre o módulo de Young e a resistência de ponta do cone ($\alpha = E / q_c$)

ε_a = deformação axial

ϕ = ângulo de atrito interno

γ_t = peso específico aparente total

γ_d = peso específico aparente seco

γ' = peso específico aparente efetivo

γ_{sat} = peso específico saturado

γ_{nat} = peso específico natural (úmido)

γ_w = peso específico da água

γ_s = peso específico real dos sólidos

σ'_h = tensão efetiva horizontal

σ'_v = tensão efetiva vertical

σ'_{vp} = tensão efetiva vertical de sobreadensamento

$\sigma'_{m,o}$ = tensão efetiva octaédrica

ρ = massa específica aparente

CC = câmara de calibração

CPT = *Cone Penetration Test*, ou ensaio de cone

Cr = Compacidade relativa

C_u = Coeficiente de uniformidade

Dr = Densidade relativa = Cr

D_{50} = diâmetro do solo que corresponde a 50% na curva granulométrica = d_{50}

DMT = *Flat Dilatometer Test*, ou ensaio dilatométrico

E = Módulo de Young

E_D = Módulo dilatométrico. Parâmetro intermediário do DMT

f_s = Atrito lateral localizado obtido no ensaio de cone

G_s = Densidade dos grãos

I_D = Índice dilatométrico. Parâmetro intermediário do DMT

K_D = Índice de tensões horizontais. Parâmetro intermediário do DMT

M = Módulo edométrico ou módulo confinado

N = Índice de resistência à penetração do amostreador-padrão do SPT = N_{SPT}

N_{70} = N para uma energia de 70% da energia teórica

NA = Normalmente adensado(a)

R^2 = Coeficiente de determinação da regressão estatística. Mede o grau de ajuste da curva, quanto mais próximo de 1,0 mais bem ajustada estará a equação aos pontos.

RSA = Razão de sobreadensamento = OCR = σ'_{vp} / σ'_v

SA = Sobreadensado(a)

q_c = resistência à penetração da ponta do cone (ensaio CPT)

SPT = *Standard Penetration Test*, ou sondagem à simples percussão

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em toda análise de um problema geotécnico, os parâmetros dos solos envolvidos são variáveis de entrada necessárias. Em muitos casos, o conhecimento desses parâmetros pode não passar de uma estimativa baseada em investigação pouco detalhada e na experiência adquirida. Com muita ou pouca informação, caberá ao engenheiro avaliar os parâmetros geotécnicos necessários e aplicá-los a modelos de comportamento que, em geral, são simplificadores e consideram o solo como um meio homogêneo, isotrópico e elástico. Entretanto, em muitos casos não há outra forma de agir senão trabalhar com as informações disponíveis, pois a engenharia também está na previsão do comportamento de uma obra, não importa o quão complexo seja o fenômeno.

A obtenção dos parâmetros dos solos pode ser a etapa mais difícil na análise de um problema geotécnico. Ao contrário do concreto e do aço, por exemplo, o solo não é um material fabricado pelo homem, e suas propriedades mecânicas não são totalmente conhecidas ou controladas. “[...] na geotecnia, o profissional irá trabalhar com um material natural sobre o qual pouco pode atuar, e deverá aceitá-lo tal como ele se apresenta, com suas propriedades e comportamentos específicos” (VELLOSO; LOPES, 1997, p. 3). Caberá a esse profissional definir a amplitude da investigação geotécnica e a escolha quantitativa e qualitativa dos ensaios a serem realizados para a obtenção dos parâmetros necessários.

Por exemplo, a estabilidade de um talude, seja ele natural, seja de corte, seja de aterro, depende da sua resistência ao cisalhamento. Para estimá-la, serão necessários parâmetros, como o peso específico, o ângulo de atrito interno e a coesão. Por outro lado, em análises de deformações, é necessário conhecer parâmetros como o módulo de Young, ou o coeficiente de adensamento, conforme o caso. A acurácia na adoção dos valores mais representativos desses parâmetros pode ser mais importante do que a própria escolha do modelo ou teoria mais adequados.

1.2 OBJETIVO

Esta pesquisa tem como objetivo geral a análise dos parâmetros geotécnicos de uma camada superficial de solos arenosos da área experimental situada no litoral da cidade de Vitória-ES. O foco principal foi o uso, interpretação dos resultados e avaliação da aplicabilidade de ensaios de campo para as areias finas a médias estudadas, muito freqüentes na região da Grande Vitória, conforme identificado por Polido et al. (1999).

Na pesquisa experimental foram realizados diversos ensaios de campo, tais como: ensaio dilatométrico (DMT); ensaio de cone (CPT); sondagem de simples reconhecimento (SPT) e penetrômetro dinâmico manual (PDM). A pesquisa incluiu também a realização de um aterro experimental que, após removido, promoveu o sobreadensamento do solo estudado.

A comparação dos resultados dos ensaios de campo realizados antes da execução e após a remoção do aterro mostrou que houve um incremento de resistência na camada de areia situada de 0,0 até 7,0m de profundidade. Tal fato era inesperado, uma vez que as técnicas de melhoria de terrenos arenosos em geral estão associadas à vibração.

Assim sendo, o foco do presente trabalho foi definido como a obtenção de parâmetros geotécnicos de areias, podendo, então, ser avaliado o “sobreadensamento” da camada de areia superficial e seus efeitos nos resultados dos ensaios de campo e de laboratório.

Também foram realizados ensaios de laboratório em amostras reconstituídas e em amostras do tipo indeformadas.

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- a) estimativa de parâmetros geotécnicos (ϕ , E, M, Cr, γ_{nat} ,) da camada de solos arenosos pesquisada por meio dos ensaios de campo realizados (SPT, CPT e DMT);
- b) análise do efeito do aterro nos resultados dos ensaios de campo realizados;
- c) avaliação do potencial dos ensaios de campo e suas restrições na investigação de areias naturais e o efeito do sobreadensamento;
- d) análise e tentativa de ajuste das correlações existentes para obtenção de parâmetros geotécnicos (ϕ , E) das areias da área experimental;
- e) correlações entre os resultados dos ensaios de campo;

f) comparações entre os ensaios de campo e de laboratório na obtenção de parâmetros geotécnicos (ϕ).

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 INTRODUÇÃO: INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

A investigação geotécnica de um solo qualquer pode contemplar ensaios de campo e a obtenção de amostras para realização de ensaios em laboratório. Em ambos os casos, definir a aplicabilidade do(s) ensaio(s) ao problema e realizar a análise dos resultados para obtenção de parâmetros será tarefa do engenheiro geotécnico. Para o caso dos ensaios de campo, Lunne et al. (1997) propuseram uma tabela orientativa sobre a aplicabilidade de cada ensaio na estimativa dos parâmetros geotécnicos mais importantes (Quadro 2.1). Whoth (1984) também havia publicado tabela com a mesma finalidade.

Em areias, especialmente abaixo do nível d'água, a amostragem é extremamente difícil, de modo que os ensaios de laboratório são feitos em amostras reconstituídas, que podem não reproduzir adequadamente o estado em que o solo se encontra no campo. Isso torna difícil a avaliação dos efeitos da anisotropia, cimentação, envelhecimento e estado de tensões *in situ*. Por esses motivos, com a evolução das tecnologias e do conhecimento dos ensaios de campo, os projetos geotécnicos têm sido normalmente executados com base nesses ensaios, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e boa estimativa das propriedades mecânicas dos materiais que o constituem (SCHNAID, 2000).

Grupo	Equipamento	Parâmetros do solo														Tipo de solo			
		Tipo solo	Perfil	u	ϕ'^*	s_u	Ct	m_v	c_v	k	G_o	σ_h	RSA	$\sigma-\varepsilon$	Areia	Silt	Argila	Turfa	
Penetrômetro	Penetrômetros Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	C	-	C	-	A	B	B			
	Cone Mecânico (CPT)	B	A/B	-	C	C	B	C	-	C	C	C	-	A	A	A	A		
	Cone Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	B	B/C	B	-	A	A	A	A		
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B/C	B	C	A	A	A	A		
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	A	A	A	A		
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	B	B	B	C	A	A	A	A		
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	C	-	-	C	-	A	A	A		
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	A	A	A	A	
	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	B	B	A	B	
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A ¹	B	B	B	B	A ¹	B	A ²	A/B	B	A/B ²	B	B	A	B	
Outros	Cone-pessômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	A ²	C	C	C	B	B	A	A		
	Palheta (Vane test)	B	C	-	A	A	-	-	-	-	-	B/C	B	-	-	A	B		
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	A	C	B	B	B	A	A	A		
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	A	C	B	B	-	A	A	A		
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	A	A	A	A		

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = nenhuma

* Dependência do tipo de solo. ¹ = Apenas quando disponível o sensor de poro-pressões. ² = Apenas quando disponível o sensor de deslocamento.

Parâmetros: u= poro-pressão in situ; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; s_u = resistência não drenada; Ct= compactidade relativa; m_v = coeficiente de variação volumétrica; c_v = coeficiente de adensamento; k= coeficiente de permeabilidade; G_o = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ'_h = tensão horizontal; RSA= Razão de sobre-adensamento; $\sigma-\varepsilon$ = relação tensão-deformação.

Quadro 2.1: Aplicabilidade dos principais ensaios de campo na obtenção de parâmetros geotécnicos

Fonte: Lunne et al., 1997

2.2 SPT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS

Apesar das grandes evoluções que ocorreram no campo de ensaios *in situ*, o SPT, o *Standard Penetration Test* ou, ainda, a sondagem de simples reconhecimento é, até hoje, o ensaio de campo mais utilizado na prática da engenharia de fundações em toda América Latina, EUA, Canadá, Reino Unido, Japão, Austrália, Índia, Espanha, Portugal, África do Sul, Israel e outros países (DÉCOURT, 2002). Ao longo dos últimos cinquenta anos, outros ensaios foram desenvolvidos para promover uma melhor investigação das propriedades mecânicas dos solos, de modo que hoje se tem disponível uma grande quantidade de ferramentas que, com maior acurácia (e geralmente maior custo), pode atender à necessidade de cada investigação.

Todavia, esses ensaios ainda não dispensam a realização da sondagem de simples reconhecimento e, no intuito de agregar conhecimento local anteriormente adquirido com informações baseadas em SPT, surgiram, em todo o mundo, correlações entre os resultados obtidos com os novos ensaios e os resultados de SPT.

No Brasil, o SPT é o ensaio mais importante e mais freqüente na prática da Engenharia de Fundações, sendo usado como única fonte de informações do solo para a maioria das obras. Schnaid (2000, p. 9) definiu o SPT como

[...] a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo, permitindo uma indicação da densidade dos solos granulares, também aplicado à identificação da consistência dos solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projetos de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil.

O SPT brasileiro tem o procedimento normalizado pela NBR 6484 (ABNT, 2001). Pode-se dividi-lo em duas etapas:

- a) perfuração com trado ou trépano de lavagem, com auxílio de jato d'água, até a profundidade de interesse a medir N (de metro em metro);
- b) ensaio: logo após a retirada do trado ou trépano de lavagem, o amostrador-padrão é inserido até o fundo da perfuração. O ensaio consiste em três medidas consecutivas do número de golpes necessário para cravar 15cm o amostrador-padrão. Os golpes são aplicados por queda livre de um peso de 65kg caindo de uma altura de 75cm. O valor

de N é a soma da 2ª e 3ª medidas assim determinadas, ou seja, o número de golpes necessários para cravar o amostrador-padrão de 15cm a 45cm, a cada metro.

Em seguida, retiram-se as hastes e o amostrador contendo a amostra de solo e repete-se o processo com o trépano ou trado de 45cm até o próximo metro.

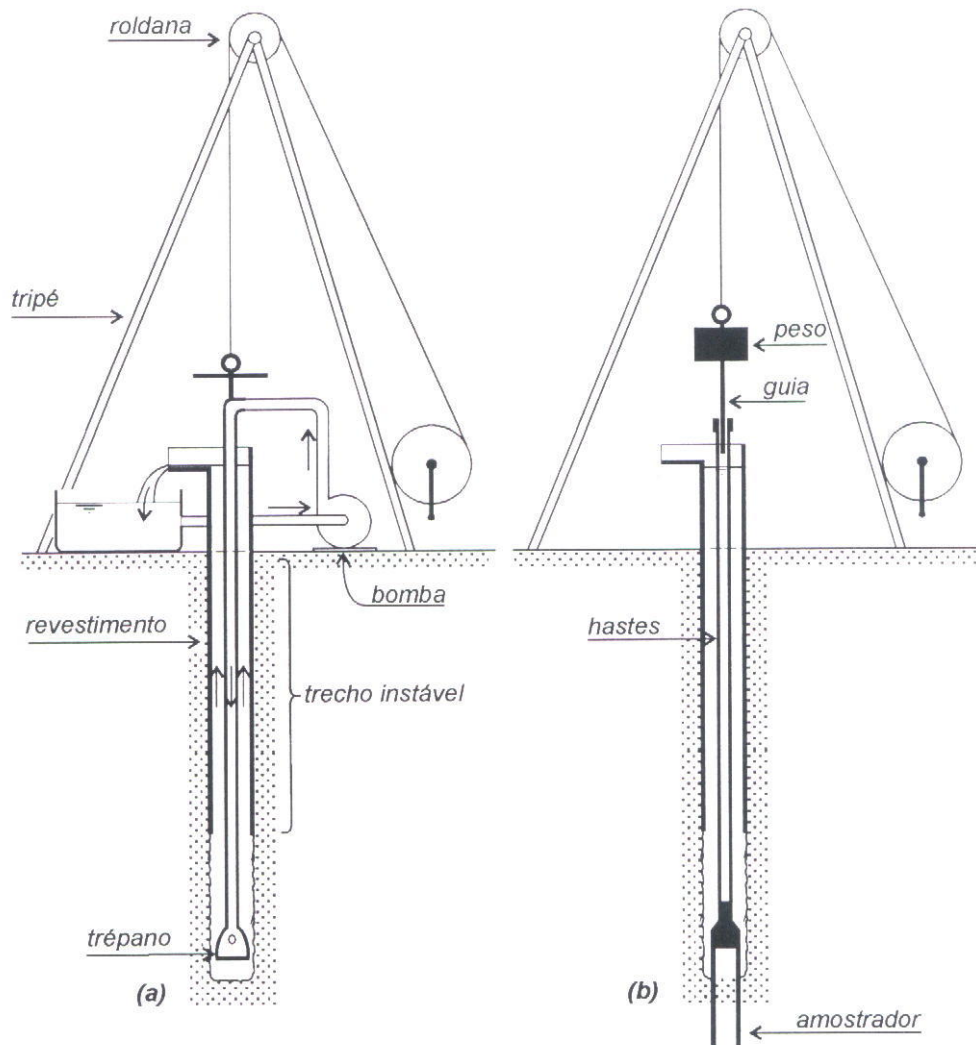


Figura 2.1: Esquema do ensaio SPT e suas etapas: a) avanço da composição por lavagem; b) cravação do amostrador-padrão

Fonte: Velloso e Lopes, 1997, p. 45

Como aspectos relevantes desse tipo de ensaio, tem-se:

- a) obtenção de uma amostra dos primeiros 45cm de cada metro. Tais amostras poderão ser encaminhadas ao laboratório para classificação e ensaios como umidade natural, limites de liquidez, plasticidade e contração, granulometria, teor de finos e matéria orgânica.

b) obtenção de um índice de resistência do solo (N) a cada metro.

A NBR-6484 (ABNT, 2001) sugere uma tabela (Tabela 2.1) dos estados de compactidade (para areias) e consistência (para argilas), a partir do valor de N. Entretanto, na norma não há indicação acerca de quaisquer correções, apenas sendo indicado que as designações referem-se à deformabilidade e resistência dos solos sob o ponto de vista de fundações, pouco ou nada tendo a ver com os conceitos de compactidade relativa da mecânica dos solos (ABNT, 2001).

Tabela 2.1: Tabela dos estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração - N	Designação
Areias e Siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e Siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR-6484 (ABNT, 2001)

2.2.1 Correções na medida de N

A simplicidade do ensaio o torna realmente atraente, mas há alguns fatores importantes que merecem discussão mais detalhada, principalmente quanto à padronização do ensaio, de modo que os resultados obtidos com diferentes equipamentos em diferentes partes do mundo possam ser comparados e interpretados.

2.2.1.1 Correção de Terzaghi e Peck (1948)

Quando ocorre ruptura em uma areia compacta ou em uma argila sobreadensada saturadas, há uma tendência de dilatação que pode causar uma poro-pressão negativa. Se a taxa de geração for maior que a taxa de dissipação das poro-pressões, a sucção induzida aumenta a resistência ao cisalhamento.

No caso de areias finas, saturadas e compactas, a tendência de dilatação que ocorre, quando cisalhadas pelo amostrador do SPT, pode causar uma poro-pressão negativa e aumentar a resistência ao cisalhamento. Em consequência, o SPT pode fornecer valores contra a segurança. Esse fenômeno foi evidenciado por Terzaghi e Peck (1948) que propuseram a redução de N, quando este for maior do que 15. Nesses casos, o valor corrigido seria:

$$N_{\text{corr}} = 15 + (N - 15)/2 \quad (2.1)$$

2.2.1.2 Correção quanto à energia do ensaio

Apesar de o ensaio ser padronizado em todo o mundo, diferenças de procedimento e equipamento tornam possível que um mesmo solo apresente valores de N diferentes. Isso ocorre porque há significativa diferença entre o valor da energia teórica, dada pela energia potencial de queda livre do peso (**E_t**), e a energia verdadeiramente transmitida às hastes (**E_h**).

O trabalho de Schmertmann e Palácios (1979) detalhou diversas variáveis intervenientes na energia do ensaio e mostrou a necessidade da transformação de N para uma energia-padrão ou de referência. Os autores mostraram que o valor medido de N é inversamente proporcional à energia transmitida ao amostrador. Ou seja, para ensaios realizados com energias diferentes, teremos:

$$E_2 \cdot N_2 = E_1 \cdot N_1 \quad (2.2)$$

onde N_1 e N_2 são obtidos com energias de ensaios E_1 e E_2 , respectivamente.

Diversos valores de energia-padrão foram sugeridos, até que o valor de 60% passou a ser aceito como referência mundial (ISSMFE, 1989). Assim, um valor de N_i obtido com uma energia de cravação E_{h_i} , deve ser corrigido para a energia-padrão de 60%.

$$N_{60} = E_{h_i} \cdot N_i / E_{60} \quad (2.3)$$

Na prática, a energia de cravação nunca é medida em campo, exceto em alguns trabalhos de pesquisa. Alguns autores (SCHEMERTMANN; PALACIOS, 1979; SKEMPTON, 1986; DÉCOURT, 1989) propuseram fatores que permitem estimar a energia de campo, função do procedimento e equipamentos utilizados no ensaio. Felizmente, nos últimos dez anos, alguns trabalhos, como os de Belincanta et al. (1994), Belincanta e Cintra (1998) e Cavalcante (2002), contribuíram de forma valiosa para um maior conhecimento da questão da energia do SPT brasileiro. Medindo a energia com células de carga, Belincanta e Cintra (1998) apresentam na Tabela 2.2 um resumo do banco de dados obtido em suas pesquisas pelo IPT e pela Escola de Engenharia de São Carlos.

Tabela 2.2: Valores de eficiência do SPT brasileiro, para composição de 40m de comprimento, coxim de madeira e cabeça de bater de 3,6kg

Equipamento (Martelo)	Estado da composição	Eficiência das energias					
		Acionamento: manual			Acionamento: gatilho		
		Média (%)	Desvio padrão	Nº de dados	Média (%)	Desvio- padrão	Nº de dados
Cilíndrico com pino guia, acionamento com corda	Velha	69,4	3,59	178	75,5	2,95	195
	Nova	72,7	3,59	153	81,3	3,98	90
Cilíndrico com pino guia, acionamento com cabo de aço	Velha	63,2	4,78	45	74,4	2,23	23
	Nova	73,9	3,43	54	83,2	2,52	26
Cilíndrico vazado, acionamento com corda	Nova	66,5	3,74	50	74,2	5,3	39

Fonte: Belincanta e Cintra, 1998

Mesmo quando a medida de energia não é possível, o que geralmente ocorre na prática da Engenharia de Fundações, deve-se corrigir o valor obtido de N para o valor-padrão N_{60} .

Décourt (1989) apresentou um método expedito, aplicável à realidade brasileira, com o qual é possível estimar a eficiência da energia transmitida às hastes do SPT. O autor destacou que, ainda antes do impacto do martelo com a cabeça de bater já ocorrem perdas, principalmente em função da maneira como o martelo é solto para cair, e do tipo de tambor usado. A energia cinética (E_c) imediatamente antes do impacto é igual à potencial teórica (E_t) reduzida de um fator e_1 . Então,

$$E_c = e_1 \cdot E_t \quad (2.4)$$

O valor do coeficiente e_1 pode ser obtido graficamente da Figura 2.2, em função do equipamento usado e do procedimento de queda do martelo:

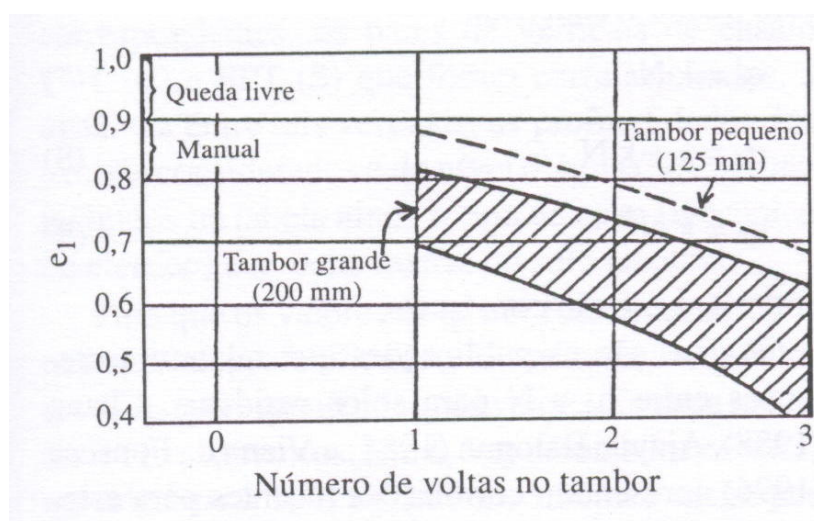


Figura 2.2: Obtenção de e_1

Fonte: Décourt, 1989

Após o impacto, ocorre outra redução de energia, que depende principalmente do peso da cabeça de bater. O coeficiente de redução proposto e_2 pode ser obtido da Figura 2.3 :

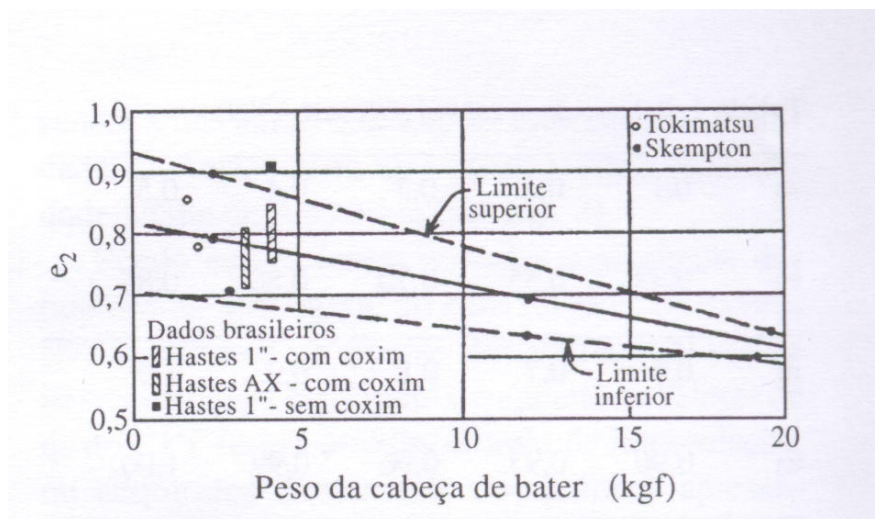


Figura 2.3: Obtenção de e_2

Fonte: Décourt, 1989

A energia que atinge as hastes, chamada de *Enthru energy* (E_e), é obtida assim:

$$E_e = e_1 \cdot e_2 \cdot E_t \tag{2.5}$$

Segundo Schmertmann e Palacios (1979), quando a massa das hastes (M_h) for menor que a massa do martelo (M_m), deve-se acrescentar um outro fator de redução e_3 , para o cálculo da energia que é transmitida às hastes (h_c). O valor de e_3 seria obtido da Tabela 2.3:

Tabela 2.3: Valores de e_3

M_h/M_m	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geq 1,0$
e_3	0,33	0,55	0,70	0,80	0,85	0,90	0,93	0,96	0,99	1,00

Fonte: Schmertmann e Palácios, 1979

Seguindo a mesma linha de raciocínio, Skempton (1986) propôs correções para hastes menores que 10,0m, onde o valor de e_3 é obtido diretamente em função do seu comprimento. Entretanto, recentemente, as pesquisas de Aoki e Cintra (2000) e Cavalcante (2002) demonstraram teoricamente e experimentalmente que os valores de N não sofrem influência

do comprimento das hastes, como já suspeitava Décourt (1989). Isso significa que o valor de e_3 deve ser tomado igual a 1,0, ou simplesmente desconsiderado (DÉCOURT, 2002).

Assim sendo, finalmente, a energia que é transmitida às hastes é estimada por:

$$E_h = e_1 \cdot e_2 \cdot E_t \quad (2.6)$$

onde os coeficientes e_1 , e_2 podem ser obtidos da Figura 2.2 e da Figura 2.3, respectivamente, quando não for possível medida de energia no ensaio.

Valores médios sugeridos de energia para o SPT brasileiro variam entre 72% (DÉCOURT, 1989) e 80% (CAVALCANTE, 2002) da energia teórica, enquanto a energia de referência mundial é de 60%. O valor de N obtido deve, então, ser corrigido pela equação 2.2. Como exemplo, considerando uma energia de 75% para um N de 10 golpes para 30cm, ter-se-ia:

$$N_{60} = E_{h_i} \cdot N_i / E_{60} = 75 \cdot 10 / 60 = 12,5 \quad (2.7)$$

2.2.1.3 Correção quanto à tensão efetiva de confinamento

O ensaio de SPT é essencialmente um ensaio de cisalhamento. De forma especial em areias, tal resistência é função da tensão de confinamento e, mesmo intuitivamente, pode ser esperado que a resistência cresça com o acréscimo da tensão efetiva de ensaio. Considerando-se um solo homogêneo, quanto maior a profundidade de ensaio, maior será a resistência ao cisalhamento e, por consequência, maior o valor obtido de N. Da mesma forma, para duas areias com o mesmo valor de N, situadas em pressões efetivas diferentes (por exemplo, a 5,0m e 15,0m de profundidade), estará mais compacta a que se encontrar mais superficialmente, por ser capaz de desenvolver a mesma resistência com tensão efetiva de ensaio menor.

Assim, quando se pretende estimar a compactidade relativa do solo por meio do valor de N, é necessário corrigi-lo com a tensão de confinamento, como foi constatado inicialmente por Gibbs e Holtz (1957) e amplamente investigado desde então.

O fator de correção C_n pode ser definido como a razão entre o valor de N' normalizado para uma tensão efetiva $\sigma'_{v(\text{ref})}$ de 98,1 KPa (1,0kgf/cm²) e o valor de N obtido pela tensão efetiva vertical de ensaio σ'_v . Então

$$N' = C_n \cdot N \quad (2.8)$$

Liao e Whitman (1986) analisaram diversos trabalhos anteriores e propuseram uma equação simples para obtenção de C_n :

$$C_n = \left(\frac{\sigma'_{v(\text{ref})}}{\sigma'_v} \right)^n \quad (2.9)$$

A proposta dos autores sugere que n pode ser tomado igual a 0,5 e é muito aceita até hoje, embora outros pesquisadores tenham apresentado outras equações para a estimativa de C_n .

Posteriormente, Décourt (1989) sugeriu que as tensões efetivas consideradas na equação 2.9 deveriam ser as octaédricas, pois onde o solo fosse sobreadensado e houvesse $K_{o(\text{SA})}$ maior do que $K_{o(\text{NA})}^*$, considerá-lo normalmente adensado seria contra a segurança. Entretanto, segundo o próprio Décourt (2002), a proposta deve ser aplicada com cautela devido à não comprovação para todos os tipos de solo.

Outros autores propuseram equações diferentes para obtenção de C_n . Algumas das mais conhecidas estão resumidas no Quadro 2.2.

* K_o é o coeficiente de empuxo em repouso, e a sigla entre parênteses significa normalmente adensado (NA), ou sobreadensado (SA).

	Equação	Referência	Observação
(2.10)	$C_n = \sqrt{\frac{98,1}{\sigma'_v}}$	Liao e Whitman (1986)	σ'_v em kPa
(2.11)	$C_n = \frac{200}{100 + \sigma'_v}$	Skempton (1986)	σ'_v em kPa
(2.12)	$C_n = 0,77 \cdot \log\left(\frac{2000}{\sigma'_v}\right)$	Peck et al. (1974)	$\sigma'_v > 25$ kPa

Quadro 2.2: Fatores de correção quanto à tensão efetiva vertical

2.2.2 Compacidade relativa (C_r) †

A compacidade relativa das areias pode ser estimada por meio do resultado do ensaio SPT, uma vez que se trata de um fenômeno de cisalhamento e quanto mais densa ou compacta for a areia, maior será a resistência à penetração do amostrador-padrão.

A norma brasileira NBR-6484 (ABNT, 2001) apresenta, na Tabela 2.1, uma relação direta entre o valor de N obtido no ensaio e a compacidade das areias ou consistência das argilas. Essa tabela fornece uma classificação qualitativa do solo e é normalmente empregada pelas empresas de sondagem em seus relatórios (POLIDO; CASTELLO, 1999).

Outra proposta de relacionar diretamente o valor de N com o estado de compacidade das areias foi apresentada por Bowles (1996) e, por ser muito prática, serve para uma primeira estimativa de parâmetros do solo, como a compacidade relativa (C_r), ângulo de atrito interno (ϕ) e o peso específico saturado (γ_{sat}). A proposta de Bowles (1996) está reproduzida na Tabela 2.4.

No item 2.2.1.3, foi exposto o efeito da tensão efetiva de confinamento no resultado do ensaio de SPT, além de algumas propostas para correção do valor de N. Na estimativa da compacidade relativa das areias via N, a proposta da NBR-6484 (ABNT, 2001) não faz qualquer referência quanto à necessidade ou não de correções. A Tabela 2.4, proposta por Bowles (1996), indica a profundidade média de 6,0m para obtenção de N, o que sugere que os valores de N devam ser corrigidos para essa tensão de confinamento. Considerando-se um peso específico efetivo médio de 16,5 kN/m³, a 6,0m ter-se-ia uma tensão de 99kPa, que é a tensão normalizada, embora esse termo não tenha sido usado pelo autor.

Existem ainda correlações nas quais é possível estimar C_r em função de N e da tensão efetiva, o que é mais desejável, pelos motivos expostos no item 2.2.1.3. A proposta de Gibbs e Holtz (1957), em forma de gráfico, tornou-se muito popular e está apresentada na Figura 2.4 a seguir.

† A compacidade relativa por vezes é também chamada de **Densidade Relativa (D_r)** por alguns autores brasileiros. Entretanto, no presente trabalho, será usado o termo compacidade relativa, ou simplesmente C_r , por ser essa a denominação empregada pela NBR 6484 – 2001 e mais comum no meio acadêmico.

Tabela 2.4: Valores empíricos para ϕ , Cr e γ_{nat} para solos granulares, normalmente adensados, baseados em valores de N obtidos à profundidade de 6m

Descrição		Muito fofa	Fofa	Média compactidade	Compacta	Muito compacta
Cr		0	15%	35%	65%	85%
N₇₀	Areia fina	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	?
	Areia média	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	> 40
	Areia grossa	3 – 6	5 – 9	10 – 25	26 – 45	> 45
ϕ	Areia fina	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38	< 50
	Areia média	27 – 28	30 – 32	32 – 36	36 – 42	< 50
	Areia grossa	39 – 30	30 – 34	33 – 40	40 – 50	< 50
γ_{nat} (KN/m³)		11 – 16	14 – 18	17 – 20	17 – 22	20 -23

Fonte : Bowles, 1996

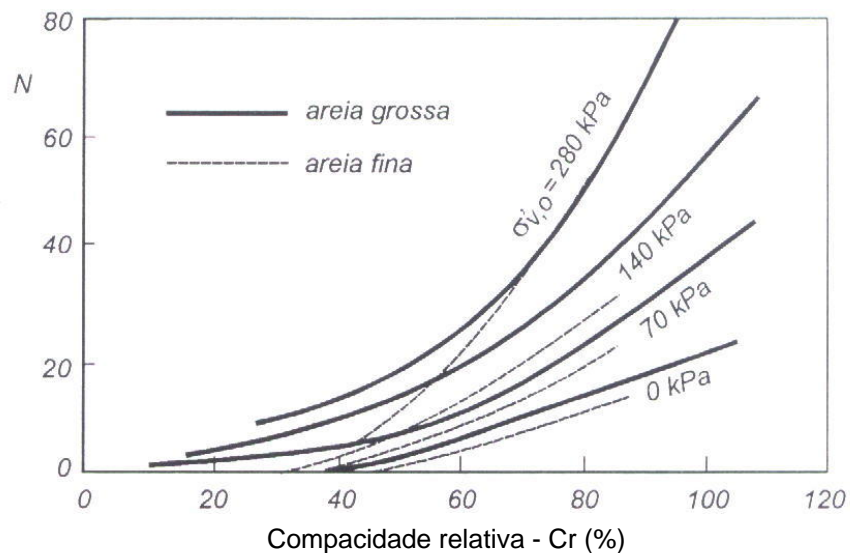


Figura 2.4: Compacidade relativa de areias em função de N

Fonte: Gibbs e Holtz, 1957

Sowers (1979) reapresenta um gráfico semelhante, baseado na Figura 2.4, sem diferenças para areias finas e grossas. Entretanto, o autor destaca que, para areias finas saturadas, existe influência da poro-pressão gerada pela cravação do amostrador. Esse aspecto deve ser avaliado pelo engenheiro quando do uso desse tipo de correlação.

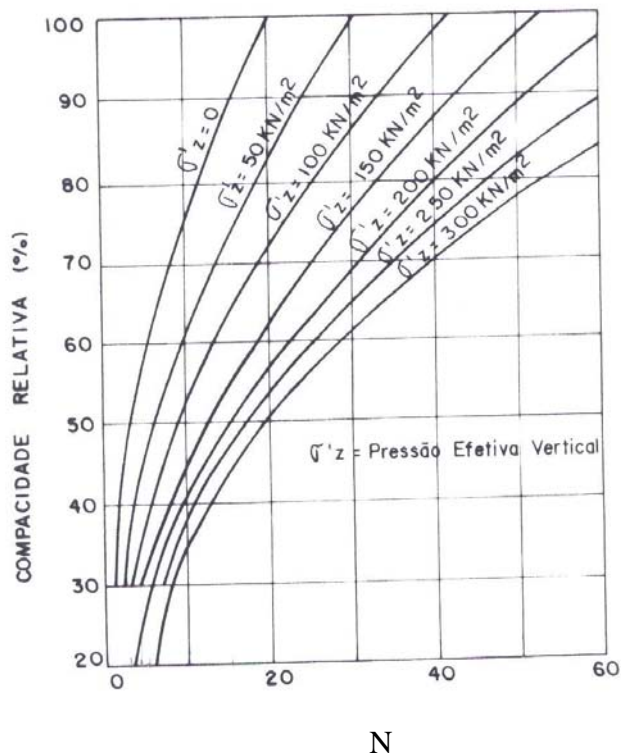


Figura 2.5: Compacidade relativa de areias

Fonte: Gibbs e Holtz, 1957. Figura obtida de Sowers, 1979

Correlações entre C_r e N considerando a tensão efetiva vertical (σ'_{vo}) também podem ser encontradas em forma de equações (Quadro 2.3), o que facilita o uso em programas computacionais. Meyerhof (1957) propôs que a função N/C_r^2 assumisse o seguinte formato:

$$\frac{N}{C_r^2} = a + b \cdot \sigma'_v \quad (2.13)$$

A partir daí, outros autores avaliaram a aplicabilidade da equação 2.13 em areias de diversos locais. Skempton (1986) analisou resultados de diversos campos, normalizando os valores de N para uma tensão vertical de 98,1kPa, e eficiência de 60%. O valor de N_{60}/C_r^2

encontrado variou de 55 a 88, enquanto a equação 2.13 sugere uma relação constante. Os resultados reforçam as críticas feitas por de Mello (1971) a respeito das correlações entre N e Cr. Uma possível explicação é o fato de que a referida equação não leva em conta variáveis importantes, como RSA, compressibilidade, angularidade e coeficiente de uniformidade. Fatores como a angularidade não estão associados à compacidade das areias, mas, conforme havia sido constatado por Sousa Pinto (1969), não resta dúvida a respeito de sua influência sobre o ângulo de atrito (e, por conseqüência, sobre a resistência à penetração). O mesmo resultado foi observado em relação à compressibilidade das areias por Bellotti et al. (1989b).

Para efeito de comparação, a seguir são apresentadas algumas correlações obtidas por diversos autores (Quadro 2.3).

	Equação *	Referência
(2.14)	$\frac{N}{Cr^2} = 16 + 0,23.\sigma'_v$	Gibbs & Holtz (1957)
(2.15)	$\frac{N}{Cr^2} = 28 + C_{SA}.0,27.\sigma'_v$	Skempton (1986)
(2.16)	$Cr = 25 \cdot \sigma'_v^{-0,12} \cdot N_{60}^{0,46}$	Yoshida et al. (1988)
(2.17)	$Cr = 11,7 + 0,76.[222.N + 1600 - 7,69.\sigma'_v - 50.Cu^2]^{1/2}$	Marcuson III & Bieganousky (1977)

* σ'_v expresso em kPa

Quadro 2.3: Equações para estimativa da Cr em função de N, considerando σ'_v

A equação de Skempton (1986) prevê um coeficiente C_{SA} para o caso de areias com sobreadensamento. Segundo o autor, deve-se tomar

$$C_{SA} = \frac{1 + 2.K_0^{SA}}{1 + 2.K_0^{NA}}, \quad (2.18)$$

Os valores de K_0^{NA} e K_0^{SA} podem ser estimados de forma aproximada por meio das propostas de Jaky (1944) e Mayne e Kulhawy (1982), apresentadas nas equações (2.19a) e (2.19b), respectivamente.

$$K_0^{NA} = 1 - \text{sen } \phi \quad (2.19a)$$

$$K_0^{SA} = K_0^{NA} \cdot (RSA)^{\text{sen } \phi} \quad (2.19b)$$

De fato, vários autores (BALDI et al., 1982; BELLOTTI et al., 1989b; DÉCOURT, 1989) confirmaram a influência dominante das tensões efetivas horizontais nos resultados dos ensaios de penetração. O maior inconveniente da correção C_{SA} de Skempton (1986) é a necessidade de se conhecer a razão de sobreadensamento do solo (ou o estado de tensões horizontais) e o ângulo de atrito.

Décourt (1989) pondera a dispersão nos resultados em correlações do tipo das apresentadas no Quadro 2.3 e a complexidade de uma correta aplicação das correlações entre N e Cr , considerando ainda que o interesse prático de se conhecer Cr quantitativamente é pequeno. Pacheco (1978) já havia verificado a imprecisão da determinação de Cr por meio de σ_v e N . Segundo Schmertmann (1975), a estimativa de Cr via N pode facilmente envolver um erro de $\pm 20\%$.

As mesmas dificuldades e críticas são feitas às correlações entre ϕ e Cr . Entretanto, elas podem ser obtidas para um dado solo embora não se garanta a aplicabilidade a outros locais (de MELLO, 1971; DÉCOURT, 1989). O Quadro 2.4 apresenta alguns exemplos.

	Equação **	Referência
(2.20)	$Cr = 6,7 \cdot \phi - 187$	Meyerhof (1957)
(2.21)	$Cr = 149 - (71,2 \cdot \text{cotg} \phi)$	De Mello (1971)

** ϕ expresso em graus, Cr em %

Quadro 2.4: Obtenção da Cr por meio de ϕ

Para as areias típicas da Grande Vitória-ES, Polido et al. (1999) determinaram a relação apresentada na Figura 2.6, baseados em grande número de ensaios em amostras reconstituídas em laboratório. A proposta é válida para as areias finas a médias e médias a finas da Grande Vitória, cujos grãos foram classificados quanto à forma como subangulares a

subarredondados. Para o caso de areias predominantemente finas, os autores apresentaram outra correlação (Figura 2.7).

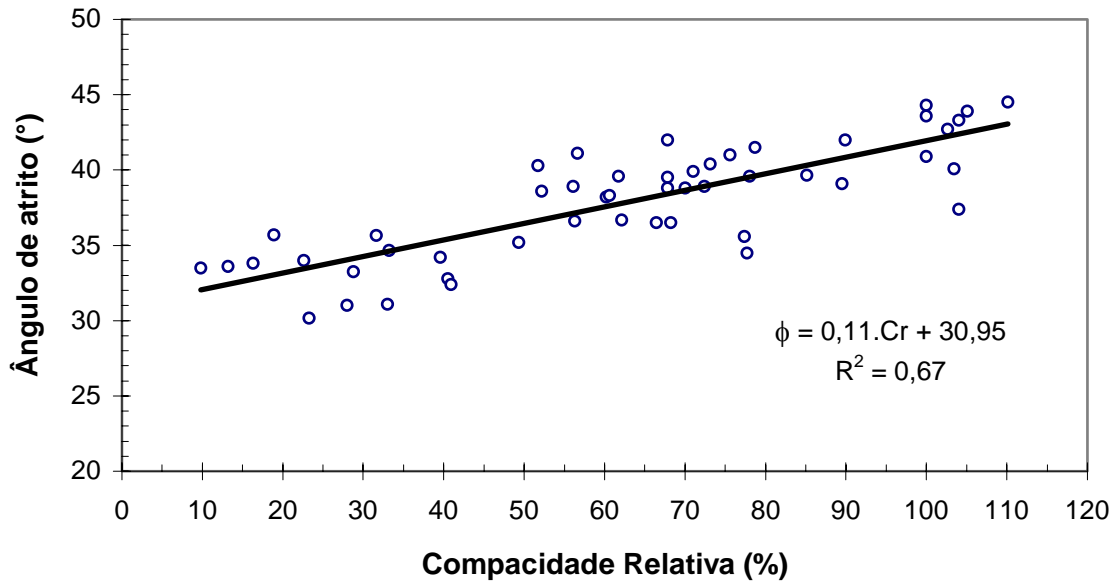


Figura 2.6: Relação ϕ versus Cr para areias médias a finas ou finas a médias da Grande Vitória-ES

Fonte: Polido et al., 1999

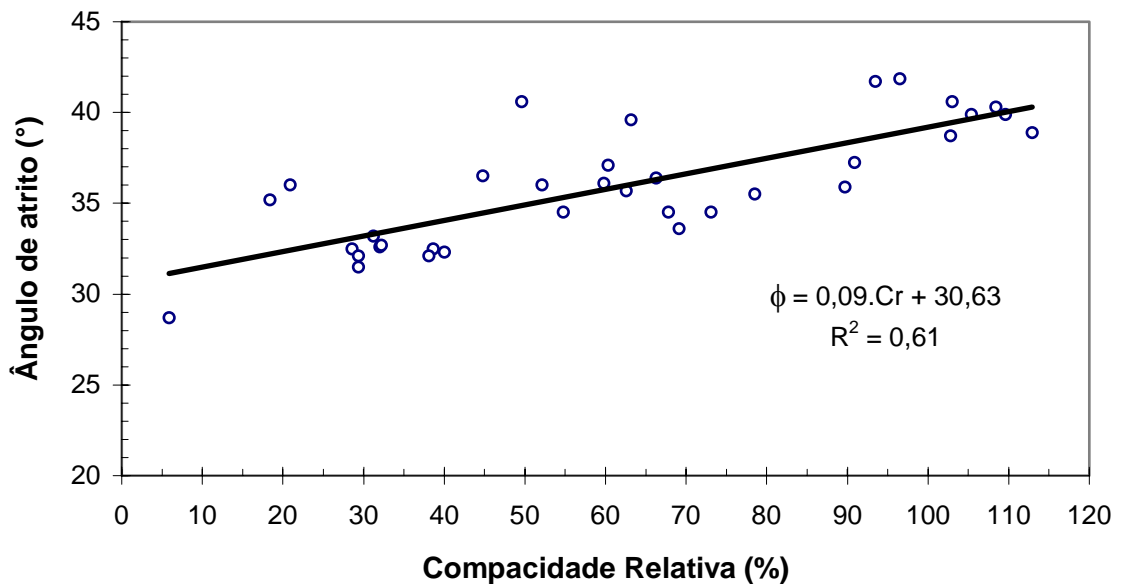


Figura 2.7: Relação ϕ versus Cr para areias predominantemente finas da Grande Vitória-ES

Fonte: Polido et al., 1999

2.2.3 Ângulo de atrito interno (ϕ)

O ângulo de atrito interno é o principal parâmetro de resistência das areias, uma vez que esses solos não possuem coesão real, e sua envoltória de resistência pode ser definida como uma reta passando pela origem. A estimativa do ângulo de atrito (ϕ) será necessária (diretamente ou indiretamente) em qualquer problema geotécnico em que exista o fenômeno de cisalhamento, por exemplo, em análises de estabilidade de taludes, escavações e aterros, ou em capacidade de carga de fundações. Quanto mais acurado o valor adotado para o parâmetro, mais realista poderá ser a análise.

Assim como para a compacidade relativa, a relação entre ϕ e N sofre forte influência da tensão de confinamento, fator que deve ser levado em conta na estimativa de ϕ por meio de ensaios SPT. Os conceitos de compacidade relativa (Cr) e ϕ , embora fisicamente distintos, estão de certa forma ligados, de modo que o ângulo de atrito para um dado solo será tanto maior quanto maior for sua compacidade relativa e vice-versa (vide Quadro 2.4). Entretanto, a obtenção de ϕ por meio de correlações com Cr é questionável e por muitos autores contraindicada (SOUSA PINTO, 1969; de MELLO, 1971; PACHECO, 1978; DÉCOURT, 1989; BELLOTTI et al., 1989b), uma vez que as correlações são válidas apenas para condições muito específicas. Isso ocorre pelo fato de algumas características do solo influenciarem de modo diferente os parâmetros ϕ e Cr . Por exemplo, ângulo de atrito das areias é muito sensível a fatores como o envelhecimento, compressibilidade e o estado de tensões horizontais (BELLOTTI et al., 1989b). O mesmo não ocorre com a compacidade relativa.

Décourt (1989) ratificou a opinião de de Mello (1971), na qual o autor segure que o parâmetro de interesse (ϕ) deve ser obtido por correlação direta com o ensaio de campo (N), evitando-se fazê-lo por parâmetros intermediários, como o Cr .

O estado da arte apresentado por de Mello (1971) oferece uma relação entre ϕ e N considerando a tensão efetiva vertical (Figura 2.8), que se tornou muito popular no meio geotécnico. Segundo o autor, a proposta não é válida para pequenas profundidades. Isso pode ser observado pela indefinição no gráfico para pressões verticais menores do que 25 kPa.

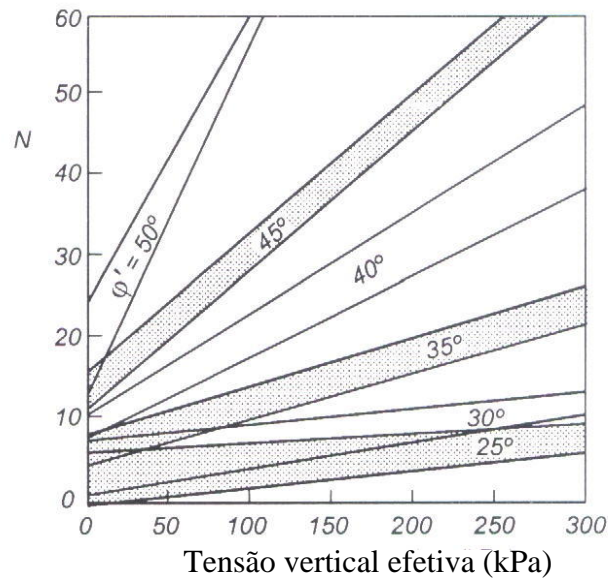


Figura 2.8: Obtenção de ϕ por meio do SPT

Fonte: de Mello, 1971. Figura obtida em: Velloso e Lopes, 1997, p. 59

Kulhawy e Mayne (1990) consideram-na um pouco conservativa, além de sugerir que não seja usada para pequenas profundidades (até 1,0m ou 2,0m). Esses autores propuseram uma aproximação para a correlação apresentada por de Mello (1971) no seguinte formato:

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N}{12,2 + 0,2 \cdot \sigma'_v} \right)^{0,34} \quad \ddagger \quad (2.22)$$

Outros autores propuseram correlações entre ϕ e N no mesmo padrão da Figura 2.8 (SCHMERTMANN, 1975; MITCHELL et al., 1978). Entretanto, não se percebe diferença significativa em relação à proposta feita por de Mello (1971).

\ddagger σ'_v expresso em kPa.

2.2.4 Peso específico natural (γ_{nat})

O peso específico natural das areias pode ser estimado inicialmente por meio do resultado do ensaio SPT, de maneira aproximada, pela da Tabela 2.4. É bom ter em mente que tal tabela foi proposta para uma areia situada a 6,0m de profundidade ($\sigma'_v \cong 100\text{kPa}$) e, no caso de estimativa do peso específico em outras profundidades, os valores de N deverão ser normalizados para uma tensão de confinamento equivalente à tensão vertical de 98,1kPa, pelos motivos expostos no item 2.2.1.3. Para tanto, poderão ser usadas as equações apresentadas no Quadro 2.2. Também se deve efetuar a correção nos termos do item 2.2.1.2, para o caso de energia de ensaio diferente de 70% da energia teórica.

Sowers (1979) apresentou a Tabela 2.5 com valores típicos para índice de vazios e peso específico de areias. Esses dados não apresentam correlação direta com os resultados de ensaios de campo, mas podem ser úteis na avaliação do valor de γ_t e da compactidade relativa e ilustram a influência de características, como granulometria e formato dos grãos.

Tabela 2.5: Valores típicos de índice de vazios e peso específico de solos granulares

Descrição	Umidade	Índice de vazios - e		Peso específico - γ_{nat} (kN/m^3)	
		máximo	Mínimo	mínimo	Máximo
Areia uniforme subangular ($G_s = 2,67$)	Seca	0,85	0,45	14,1	18,0
	Saturada	0,85	0,45	18,6	21,1
Areia bem graduada subangular ($G_s = 2,67$)	Seca	0,75	0,35	14,9	19,4
	Saturada	0,75	0,35	19,1	21,9
Pedregulho arredondado ($G_s = 2,65$)	Seca	0,65	0,25	15,7	20,8
	Saturada	0,65	0,25	19,6	22,7
Areia micácea, siltosa ($G_s = 2,70$)	Seca	1,25	0,80	11,8	14,7
	Saturada	1,25	0,80	17,2	19,0

Fonte: Sowers, 1979

2.2.5 Módulo de Young (E)[§]

Freqüentemente, problemas geotécnicos que envolvem análise de deformações são avaliados por meio do ensaio SPT. Na prática da engenharia de fundações, por exemplo, muitas vezes os recalques são condicionantes do projeto, e torna-se necessária a estimativa dos parâmetros de deformação do solo por meio dos resultados dos ensaios disponíveis.

É bom ter em mente que o procedimento do ensaio SPT em nada se assemelha com um modelo de aplicação de carga estática, como no caso de um aterro ou sapata. O uso dos valores de N para análises desse tipo é exclusivamente baseado em observações empíricas, muito criticadas. E, ainda assim, se aplicadas, merecem o máximo de cautela na apreciação dos resultados. Também se deve considerar que, em todas as propostas disponíveis até o momento, existe considerável dispersão (KULHAWY; MAYNE, 1990) e a obtenção do módulo de Young por meio de N é uma aproximação inicial.

A compressibilidade dos solos é altamente dependente da história de tensões. O valor de N é particularmente dependente das tensões efetivas (como exposto no item 2.2.1.3.) e estas podem não ser alteradas por pré-compressão, o que significa que é impossível conhecer o histórico de tensões ou a RSA do solo por meio de ensaios de penetração dinâmica (CLAYTON et al., 1985). Os autores recomendaram que os engenheiros devem aceitar as limitações do uso desse tipo de ensaio em análise de deformações.

Contudo, muitas vezes, toda a informação disponível é baseada em ensaios tipo SPT ou SPT-T, e trabalha-se com os dados ao alcance. Na Tabela 2.6, estão apresentadas algumas correlações aproximadas para estimativa inicial de E diretamente do resultado do ensaio SPT.

Coduto (2001) sugeriu uma equação para estimativa de E em função de N e da RSA (Tabela 2.6), mas reconhece que o conhecimento do histórico de tensões raramente é possível, sendo recomendável considerar o solo normalmente adensado (N.A.), exceto quando houver clara evidência de sobreadensamento.

A obtenção de parâmetros de deformação pode ainda estar associada a métodos semi-empíricos para cálculo de recalques de áreas carregadas (VELLOSO; LOPES, 1997). Schmertmann (1970, 1978) apresentou um método para estimativa de recalques de fundações

[§] Em areias, em função da alta permeabilidade, o módulo de Young é considerado drenado, mas o termo (drenado) será suprimido no texto por se tratar de trabalho focado somente em areias.

superficiais que se tornou muito popular definindo um *Fator de Influência de Deformação*. O módulo de deformação, necessário no cálculo, pode ser estimado por meio de resultados de ensaio de cone (CPT). Para o caso de sapatas quadradas, por exemplo, Schmertmann (1978) sugeriu que se tome $E = 2,5.q_c$ (onde q_c é a resistência de ponta do cone). Para o caso de areias, o mesmo autor sugere uma relação q_c/N de 0,4 (q_c em MPa), o que resulta numa estimativa do módulo de elasticidade dado por $E = 1,0.N$ (MPa). Note que a equação resultante é idêntica à equação 2.25, apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Equações aproximadas para estimativa do módulo de Young (E) via SPT

	Equação (E dado em MPa)	Observação	Referência(s)
(2.24)	$E = 0,5.N_{60}$	Areias com finos	Kulhawy e Mayne (1990)
(2.25)	$E = 1,0.N_{60}$	Areias limpas N.A.	Kulhawy e Mayne (1990)
(2.26)	$E = 1,5.N_{60}$	Areias limpas S.A.	Kulhawy e Mayne (1990)
(2.27)	$E = 0,545.N_{60} + 7,5$	Areias limpas N.A.	Bowles (1996)
(2.28)	$E_{SA} = E_{NA} \cdot \sqrt{OCR}$	Areias limpas S.A.	Bowles (1996)
(2.29)	$E = 5 \cdot \sqrt{OCR} + 1,2.N_{60}$	Areias limpas	Coduto (2001)

2.3 CPT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS

Desenvolvido na Holanda, na década de 1930, o ensaio de penetração de cone, CPT,** se consolidou na década de 1950, em vários países. A partir de 1980, o ensaio finalmente tornou-se conhecido em todas as partes do mundo. Trata-se hoje de uma das mais importantes ferramentas de investigação geotécnica disponíveis, tanto pela qualidade de suas informações quanto pela vasta aplicabilidade dos resultados (Quadro 2.1).

No Brasil, o ensaio é padronizado pela norma NBR 12069 (ABNT, 1991), que segue os padrões da referência internacional publicados pela ISSMFE (1989). Seu procedimento consiste na cravação lenta e constante de uma haste dotada de uma ponteira cônica com ângulo de 60° e área de 10,0cm². O ensaio é dito estático uma vez que a cravação das hastes no terreno é realizada à velocidade constante de 2cm/s, mediante aplicação de carga por sistema hidráulico, mecânico ou elétrico. Não é feito uso de impacto dinâmico, e o próprio equipamento é usado como reação, com auxílio de ancoragem, se necessário. Tipicamente, são realizadas leituras a cada 20 ou 25cm, e a cravação da haste é interrompida. Então, somente a ponteira se desloca permitindo a leitura da resistência de ponta (q_c). Alguns equipamentos são capazes de registrar o atrito lateral localizado (f_s) e ainda as poro-pressões (u) geradas no terreno pela cravação (CPTU), assim como a velocidade de propagação de ondas sísmicas (SCPT).

Existem três tipos básicos de equipamentos:

- a) cone mecânico: a leitura da pressão é feita no equipamento, por meio de sistema hidráulico. No primeiro sistema desenvolvido, além da resistência de ponta, media-se o atrito lateral em toda a haste, sendo conhecido como “*cone de Delft*”. Entretanto, o valor do atrito lateral obtido é de aplicação questionável e caiu em desuso. Posteriormente, foi desenvolvida uma ponteira capaz de determinar o atrito lateral localizado (f_s), sendo o equipamento conhecido como “*cone de Begeman*”;
- b) cone elétrico: possui instaladas na ponteira células de carga elétricas que realizam as leituras continuamente e permitem o uso de um sistema de aquisição de dados automatizado;

** CPT é a sigla internacionalmente conhecida, originada do nome em inglês, *Cone Penetration Test*.

- c) piezocone: além das medidas de q_c e f_s permite monitoração das poro-pressões geradas pela cravação no terreno. Pode dispor de um, dois ou três transdutores instalados junto à ponta, dependendo do equipamento. É conhecido pela sigla CPTU. O estado da arte, publicado por Danziger e Schnaid (2000), apresenta em detalhes o equipamento, procedimento e interpretação desse ensaio.

Além da possibilidade de medidas praticamente contínuas, de fornecer boa idéia da estratigrafia do subsolo, o ensaio oferece boa confiabilidade em face à pequena influência do operador nos resultados (o que seguramente é impossível no ensaio de SPT). As principais limitações do ensaio são a impossibilidade de retirada de amostras e de execução em solos muito compactos, concrecionados e pedregulhosos.

No caso de areias, o resultado do CPT pode ser usado para obtenção de parâmetros, tais como compacidade relativa, ângulo de atrito e módulo de Young. Boa parte das informações atuais foi obtida por pesquisas realizadas em câmaras de calibração.

Informações mais detalhadas sobre o histórico, equipamentos, procedimentos de ensaio e interpretação de resultados podem ser encontradas no trabalho de Lunne et al. (1997). Uma recente publicação brasileira (SCHNAID, 2000) apresenta de forma didática as principais aplicações do ensaio.

2.3.1 Compacidade relativa (C_r)

Assim como no caso do SPT, exposto no item 2.2.2, a obtenção da C_r , por meio do ensaio de penetração de cone, tem sido alvo de crítica e continua a apresentar considerável dispersão nos resultados. Além disso, as pesquisas têm mostrado que o comportamento dos solos granulares é muito complexo para ser representado apenas pela compacidade relativa (LUNNE et al., 1997). Mesmo assim, a compacidade relativa continua sendo amplamente empregada na prática da engenharia para descrever o estado de areias. Serão apresentadas a seguir algumas das mais aceitas correlações entre C_r e a resistência de ponta do cone (q_c).

Como no SPT, todas as relações são dependentes da tensão efetiva. É importante observar, entretanto, que não há uma única relação entre q_c , σ'_v e C_r válida para todos os tipos de areias, uma vez que outros fatores (como compressibilidade e envelhecimento) também influenciam a resistência de ponta do cone. Robertson e Campanella (1983) analisaram diversas pesquisas realizadas em câmaras de calibração e demonstraram que areias com alta compressibilidade apresentarão menor resistência à penetração do cone do que areias com a mesma C_r e baixa compressibilidade. Do mesmo modo, duas areias com a mesma compacidade podem apresentar diferentes valores de q_c em função do envelhecimento. A Figura 2.9 e a Figura 2.10 ilustram essa variação.

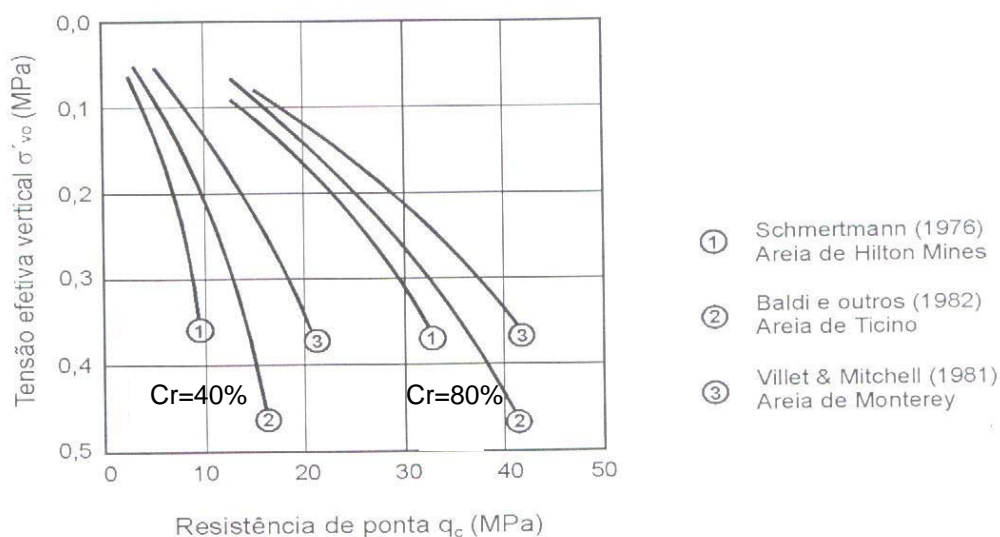


Figura 2.9: Comparação entre relações $q_c - \sigma'_v - C_r$ para areias de diferentes compressibilidades: (1) alta; (2) média; (3) baixa

Fonte: Robertson e Campanella, 1983

Baldi et al. (1982) apresentaram a primeira versão de um gráfico para estimativa de Cr em função de q_c e σ'_v , baseado em pesquisas desenvolvidas em câmara de calibração. Por esse motivo, os autores o consideram válido para areias limpas, quartzosas, normalmente adensadas, de média compressibilidade, sem cimentação ou envelhecimento. Algumas pesquisas posteriores do mesmo grupo de autores incluíram simulação de sobreadensamento. A proposta mais recente publicada por Bellotti et al. (1989b) também é válida para solos sobreadensados. A equação (e o gráfico correspondente) proposta difere da original principalmente na substituição da tensão vertical efetiva pela tensão horizontal efetiva, σ'_h (equação 2.30). Tal critério se justifica em função da influência fundamental exercida pelas tensões efetivas horizontais nos resultados de ensaios de penetração, conforme confirmado por Baldi et al. (1982); Robertson e Campanella (1983); Bellotti et al. (1989b); Lunne et al. (1997).

$$Cr = \frac{1}{C_2} \cdot \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_h)^{C_1}} \right] \quad (2.30)$$

Os coeficientes C_0 , C_1 , e C_2 foram novamente ajustados aos dados disponíveis, assumindo os valores $C_0=248$, $C_1=0,55$ e $C_2=2,38$. Todavia, infelizmente, a aplicabilidade da equação às vezes se torna reduzida em função da dificuldade na determinação das tensões horizontais de forma acurada.

Outros autores também apresentaram correlações semelhantes em forma de equações, o que facilita a aplicação e também viabiliza o uso em ferramentas computacionais. Kulhawy e Mayne (1990) apresentaram a equação 2.31 para a estimativa da compacidade relativa. A proposta dos autores é muito interessante na medida em que permite a inclusão direta de fatores de correção para a variação de q_c com o envelhecimento (Q_A) e a compressibilidade (Q_C), além de incluir, como parâmetro de entrada, a RSA (razão de sobreadensamento).

$$Cr^2 = \frac{q_c}{3020 \cdot Q_A \cdot Q_C \cdot RSA^{0,15} \cdot \sqrt{\sigma'_v}} \quad (2.31)$$

onde: q_c e σ'_v em kPa; RSA = razão de sobreadensamento

Q_A = fator de envelhecimento = $1,2 + 0,05 \cdot \log(t/100)$; para t em anos

Q_C = fator de compressibilidade; $0,91 \leq Q_C \leq 1,09$

$Q_C = 0,91$ (baixa compressibilidade): areia quartzosa, grãos arredondados;

- $Q_c = 1,00$ (média compressibilidade): areia contendo feldspato e/ou alguns finos;
- $Q_c = 1,09$ (alta compressibilidade): areia micácea e/ou com muitos finos.

Jamiolkowski et al. (1985) apresentaram o gráfico da Figura 2.10, que mostra a influência da compressibilidade da areia na relação $q_c - \sigma'_v - C_r$ e propuseram uma equação média para a estimativa da C_r em areias normalmente adensadas de média compressibilidade:

$$C_r = -131 + 66 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}} \right) \quad (2.32)$$

onde q_c e σ'_v devem ser fornecidos em kPa.

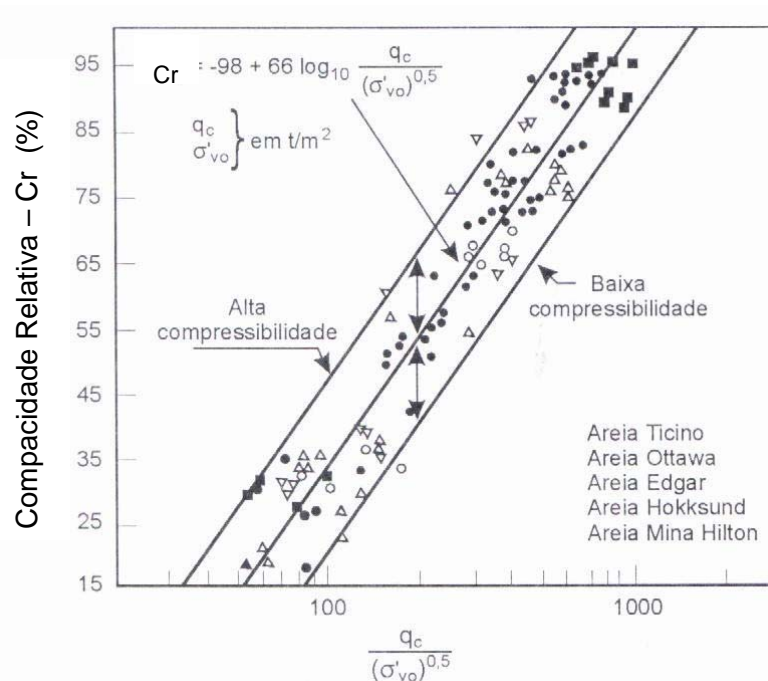


Figura 2.10: Influência da compressibilidade na compacidade relativa para areias quartzosas, normalmente adensadas, sem cimentação ou envelhecimento

Fonte: Jamiolkowski et al., 1985. Figura obtida em Schnaid, 2000, p. 69

2.3.2 Ângulo de atrito interno (ϕ)

O ângulo de atrito interno das areias pode também ser estimado por meio do ensaio de cone. Existem hoje diversas propostas de para obtenção de ϕ por meio de q_c . Os métodos disponíveis podem ser de três tipos básicos: correlações empíricas ou semi-empíricas, correlações baseadas na teoria da capacidade de carga e correlações baseadas na teoria da expansão da cavidade.

2.3.2.1 Correlações empíricas ou semi-empíricas

a) Por meio de C_r

Para a obtenção de ϕ por meio de C_r , algumas correlações foram propostas, como a de Schmertmann (1978) que leva em conta a granulometria da areia (Figura 2.11). Entretanto, a validade dos resultados é questionável, uma vez que a obtenção de C_r por meio de ensaios penetrométricos envolve dúvidas, em função de fatores que influenciam de modo diferente a resistência à penetração e a compactidade relativa. De modo geral, recomenda-se que os valores obtidos sejam empregados apenas como estimativa preliminar. No caso do CPT, vale lembrar as restrições discutidas no item 2.3.1 e a recomendação de que o parâmetro de interesse (ϕ) seja obtido diretamente em função do resultado do ensaio (q_c), evitando-se fazê-lo por meio de parâmetros intermediários como C_r (de MELLO, 1971; DÉCOURT, 1989).

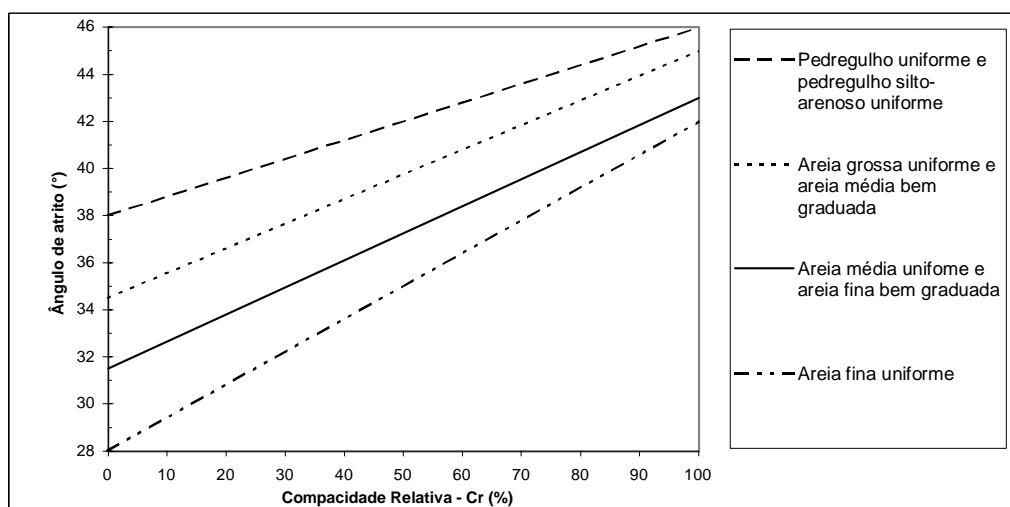


Figura 2.11: Relação entre ϕ e C_r

Fonte: Schmertmann, 1978

b) Por meio de dados obtidos em câmaras de calibração

As pesquisas realizadas em Câmaras de Calibração (C.C.) têm sido fundamentais no avanço do conhecimento dos ensaios de campo para o caso de solos não coesivos. Tal fato se deve em parte às dificuldades de obtenção de amostras de boa qualidade desses solos que permitam a realização de ensaios em laboratório. Para o caso do ensaio CPT, uma farta quantidade de informações foi analisada e interpretada por Robertson e Campanella (1983) e por Lunne et al. (1997), cujos trabalhos podem ser consultados para maiores detalhes sobre o histórico, as aplicações e principais avanços obtidos em C.C.

De modo geral, os ângulos de atrito de referência das areias são obtidos por meio de ensaio de compressão triaxial drenado, realizado com tensão de confinamento igual à tensão efetiva horizontal na C.C. Os valores são comparados com os resultados do cone obtidos na câmara. Baseados nos diversos dados analisados, Robertson e Campanella (1983) propuseram uma correlação entre $q_c - \phi' - \sigma'_{vo}$, apresentada na Figura 2.12 a seguir. O gráfico pode estimar o ângulo de atrito de areias N.A. Para o caso de areias sobreadensadas, é possível que possa superestimar o ângulo de atrito, uma vez que a compressibilidade do solo é reduzida, o que aumenta os valores de q_c obtidos durante o ensaio.

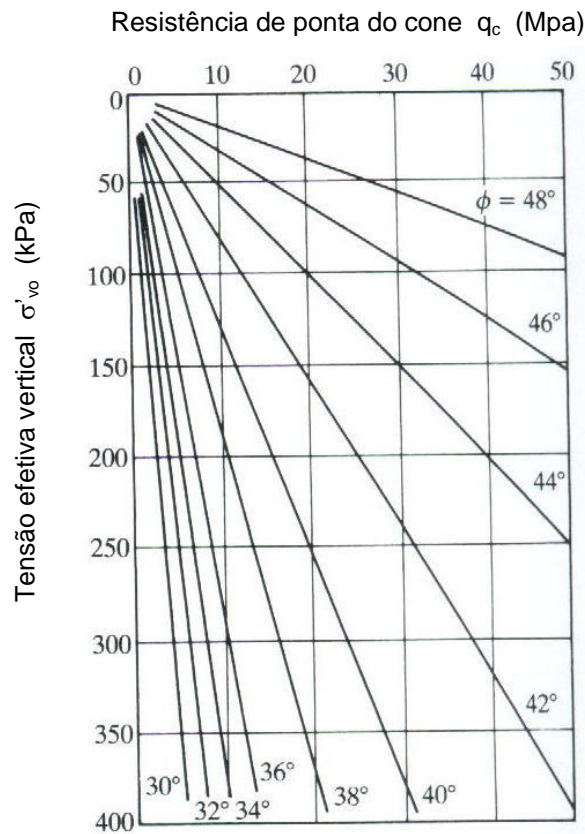


Figura 2.12: Correlação $q_c - \phi - \sigma'_v$ obtida em câmaras de calibração

Fonte: Robertson e Campanella, 1983

Kulhawy e Mayne (1990) rerepresentaram a correlação da Figura 2.12 no formato da equação a seguir:

$$\phi = \tan^{-1} \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) \right] \quad (2.33)$$

2.3.2.2 Correlações baseadas na teoria de capacidade de carga

Segundo Robertson e Campanella (1983), seria razoável esperar que as teorias de capacidade de carga não pudessem fornecer correlações confiáveis para obtenção de ângulo de atrito por meio do ensaio de cone, uma vez que a compressibilidade do solo não é levada em conta. Entretanto, os próprios autores reconhecem que esses métodos têm dado bons resultados para diversos tipos de areias. Uma hipótese seria o fato de que, para areias

quartzosas limpas, a compressibilidade é pouco variável e a resistência ao cisalhamento torna-se o parâmetro de maior influência.

De certa forma, é preferível que sejam empregadas propostas que tenham sido baseadas em solos com características semelhantes ao caso em estudo. Provavelmente, para areias mais compressíveis, as estimativas do ângulo de atrito podem ser conservativas, pois o valor de q_c cai muito com o aumento da compressibilidade.

Baseado em teoria de capacidade de carga, Marchetti (1988) apresentou o gráfico da Figura 2.13, que pode ser muito útil na estimativa de ϕ , na qual é levado em conta o efeito de K_0 . Por um lado, tal fato é uma vantagem, pois as tensões horizontais são fator de influência fundamental na resistência à penetração (BELLOTTI et al., 1989b); por outro lado, a dificuldade em se conhecer o estado de tensões horizontais de campo torna a sua aplicabilidade mais difícil. Entretanto, o próprio Marchetti (1985) havia proposto metodologias para a estimativa de K_0 por meio de ensaios de campo (CPT e DMT). Segundo Lunne et al. (1997), a proposta é muito útil e têm dado bons resultados.

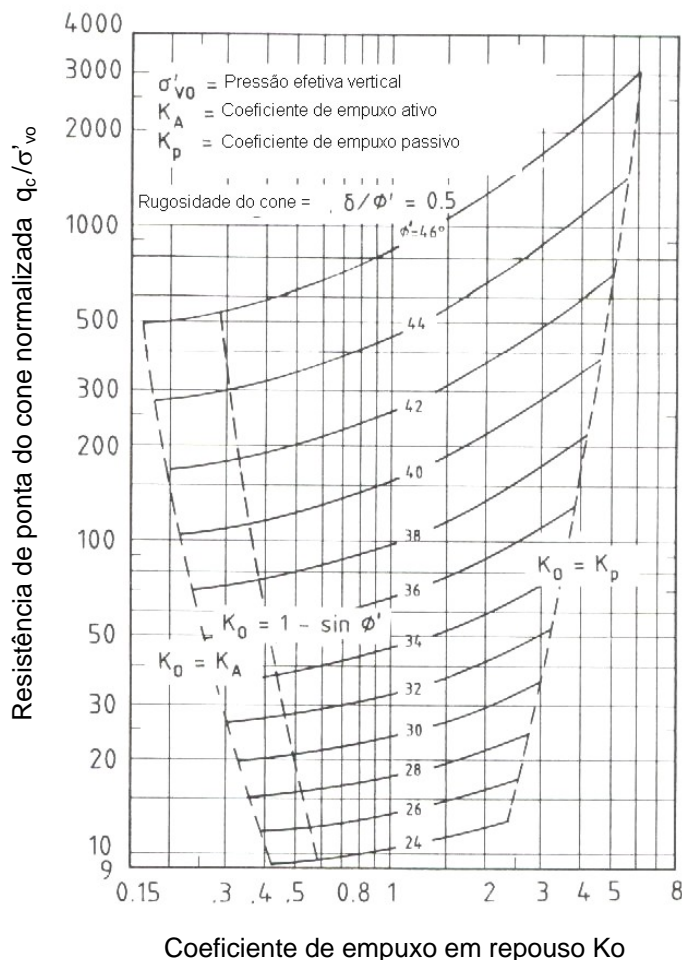


Figura 2.13: Estimativa do ângulo de atrito para areias quartzosas, normalmente adensadas, sem cimentação ou envelhecimento

Fonte: Marchetti, 1988

2.3.2.3 Correlações baseadas na teoria de expansão de cavidade

Os métodos baseados na teoria de expansão de cavidade podem levar em conta a compressibilidade do solo e as suas características de deformação. Esses métodos são capazes de fornecer resultados extremamente acurados, independentemente da compressibilidade do solo, mas, por outro lado, requerem conhecimento de muitos parâmetros do solo de difícil obtenção (ROBERTSON; CAMPANELLA, 1983; BELLOTTI et al., 1989a; LUNNE et al., 1997). Isso os torna pouco usados na prática e não serão aqui apresentados.

Em resumo, para uma estimativa do ângulo de atrito do solo, deve-se tentar obter resultados por diferentes meios e adotar um valor adequado. A Figura 2.12 (ROBERTSON;

CAMPANELLA, 1983) pode ser bem prática para a maioria dos casos de areias normalmente adensadas, em que o valor de K_o é aproximadamente 0,5 (BELLOTTI et al., 1989a). Mas, para o caso de areias sobreadensadas, deve-se fazer uso da Figura 2.13 (MARCHETTI, 1988), ou de algum método que possa levar em conta K_o ou σ'_h . Para areias com sobreadensamento, o valor de K_o pode variar de 0,5 a 1,0, sendo tanto maior quanto maior a RSA (BELLOTTI et al., 1989a). Correlações obtidas por meio da C_r são indicadas apenas para estimativas preliminares e podem estar sujeitas a erros de $\pm 1,5^\circ$ no valor de ϕ , para areias finas uniformes (LUNNE et al., 1997).

2.3.3 Módulo de Young (E)

A obtenção de parâmetros de deformabilidade de areias é de grande interesse prático na engenharia geotécnica. Em função das dificuldades de obtenção de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório representativos, tem sido crescente a busca por propostas que permitam estimativas da rigidez do solo via ensaios de campo.

Até o presente, continua improvável que o CPT possa fornecer medidas precisas de deformabilidade de areias (BELLOTTI et al., 1986; SCHNAID, 2000). Para um solo arenoso qualquer, não existe uma correlação única entre a resistência à penetração e o módulo de deformabilidade (BELLOTTI et al., 1986; BALDI et al., 1989). Segundo Lunne et al. (1997), as principais razões são:

- a) módulo(s) de deformabilidade depende(m) das tensões efetivas (verticais e horizontais) e da história de tensões;
- b) condições de ensaio, nível de tensões, drenagem e carregamento não são controláveis;
- c) módulos de referência são de difícil obtenção e raramente publicados.

Uma restrição importante a considerar é que a resistência à penetração do cone depende principalmente do estado de tensões efetivas de campo, atuantes no momento do ensaio, e não identifica a história de tensões do solo. Por outro lado, o módulo de deformabilidade é extremamente influenciado pela história de tensões, podendo alterar-se em função de eventos passados, por exemplo, pré-carregamentos (BELLOTTI et al., 1986).

Outro aspecto a se notar é que o próprio procedimento do ensaio afeta as propriedades do solo, embora o CPT, feito por cravação contínua, cause uma perturbação menor do que os ensaios dinâmicos (por exemplo, o SPT).

Mesmo com essas críticas, freqüentemente é necessário estimar o módulo de Young e os ensaios de campo são a única informação disponível. Nesse sentido, são apresentadas a seguir as principais correlações entre os resultados do CPT e E.

Schmertmann (1978), ao rerepresentar seu método para estimativa de recalques, define um módulo de Young equivalente e sugere sua obtenção por meio do ensaio de cone pela seguinte correlação:

$$E = \alpha \cdot q_c \quad (2.34)$$

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

Correlações que assumem o formato da equação 2.34 se tornaram comuns. Robertson e Campanella (1983) mostraram que, nas pesquisas realizadas em câmaras de calibração (C.C.) em areias N.A., α pode variar entre 1,5 e 3,0, para um nível de tensões da ordem de 25% da tensão de ruptura. Esse nível de tensões é adequado para casos de fundações diretas, em que freqüentemente o fator de segurança é em torno de 3,0 ou 4,0. Mas é importante lembrar que as areias então pesquisadas não apresentavam envelhecimento ou sobreadensamento, fatores que influenciam no valor de α . Esses autores acreditam que, em areias sobreadensadas, o valor de α possa aumentar para a faixa de 6 a 18.

Coduto (2001) apresentou alguns valores típicos para α , que estão na Tabela 2.7 a seguir.

Tabela 2.7: Valores típicos de $\alpha = E/q_c$

Descrição	Classificação	α
Areia limpa, N.A., sem envelhecimento (< 100 anos)	SW ou SP	2,5 – 3,5
Areia limpa, N.A., envelhecida (> 3000 anos)	SW ou SP	3,5 – 6,0
Areia limpa, S.A.	SW ou SP	6,0 – 10,0
Areia siltosa ou areia argilosa, N.A.	SM ou SC	1,5
Areia siltosa ou areia argilosa, S.A.	SM ou SC	3,0

Fonte: Coduto, 2001

Baldi et al. (1989) realizaram um grande número de ensaios em câmaras de calibração (CC) com solos arenosos. Foram feitos ensaios triaxiais CKoD em amostras moldadas por chuveiramento e obtidos os valores de E de referência. Nas CC, foram realizados diversos ensaios, inclusive após aplicação de pré-compressão para simular solos SA. Como principal resultado prático, os autores apresentaram o gráfico da Figura 2.14, onde se pode estimar o módulo de Young por meio do valor de q_c . Para o caso de solos com envelhecimento (idade > 1000 anos), acredita-se que o comportamento seja intermediário entre areias NA e areias SA. Entretanto, poucos dados são disponíveis e a proposta requer validação em outras pesquisas.

Como se pode observar na Figura 2.14, e conforme já havia sido exposto por Robertson e Campanella (1983), o valor de α ($\alpha = E/q_c$) é substancialmente maior para areias

sobreadensadas, o que comprova que o sobreadensamento exerce grande influência em módulos de deformação e pequenos efeitos nos resultados dos ensaios penetrométricos (por exemplo q_c e N). Além disso, ela ilustra a ineficiência dos ensaios de penetração em retratar adequadamente a história de tensões. Segundo Baldi et al. (1989), isso foi observado em todas as areias estudadas por meio de ensaios penetrométricos em CC em todo o mundo.

Embora se acredite que o valor de α aumenta consideravelmente sob efeito de sobreadensamento e/ou envelhecimento das areias, é recomendação geral que se considere (a favor da segurança) o solo como normalmente adensado a menos que existam claras evidências do contrário (ROBERTSON; CAMPANELLA, 1983; BALDI et al., 1989; CODUTO, 2001).

Segundo Schnaid (2000), em razão da escassez de validação das propostas internacionais para areias brasileiras, pode-se aplicar a correlação da equação 2.34 com o valor de α tomado igual a 1,5.

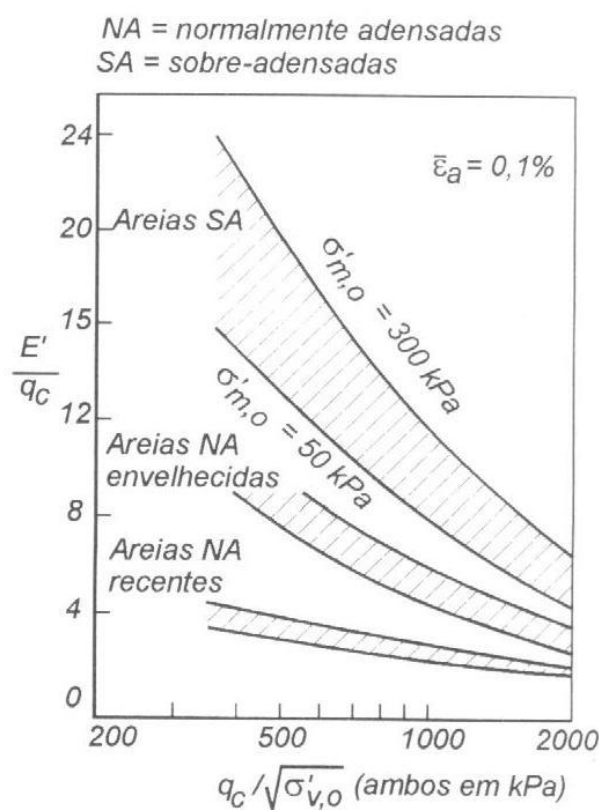


Figura 2.14: Estimativa do módulo de Young por meio do ensaio CPT

Fonte: Baldi et al., 1989

2.4 DMT: APLICAÇÕES NA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE AREIAS

O ensaio dilatométrico – DMT, ^{††} é um ensaio de campo relativamente recente, tendo sido desenvolvido na Itália, na década de 1970, pelo professor Silvano Marchetti, a quem se atribui a construção do equipamento e principais propostas de interpretação dos resultados. O DMT se consolidou na década de 1980 e hoje pode ser considerado como importante e confiável ferramenta de investigação de campo.

No Brasil, não existe norma específica para o ensaio, podendo ser recomendados como trabalhos de referência básica as publicações do próprio Marchetti (1980, 1997),^{††} e do comitê TC-16 da ISSMFE (2001). No Brasil, o ensaio é praticamente restrito às atividades de pesquisa em Universidades, com pouco uso na prática da engenharia. Em português, pode-se citar o trabalho de Schnaid (2000) como referência básica e didática.

Em linhas gerais, o dilatômetro consiste numa lâmina de aço inoxidável dotada, em uma das faces, de uma membrana circular fina e expansível (Figura 2.15-a). A lâmina é conectada à unidade de controle-leitura (Figura 2.15-b) por meio de um tubo elétrico-pneumático situado internamente às hastes de cravação do equipamento. O dilatômetro é inserido no terreno verticalmente por cravação estática, preferencialmente, ou dinâmica. A cravação estática pode ser realizada utilizando-se, por exemplo, um sistema similar ao do CPT ou sistema hidráulico próprio. Uma vez atingida a profundidade de ensaio, tipicamente a cada 20cm, o operador injeta gás no sistema e são medidas as pressões necessárias para o deslocamento da membrana contra o solo. São realizadas as seguintes leituras:

A = pressão necessária para um descolamento da membrana do contato com a lâmina;

B = pressão necessária para um deslocamento horizontal da membrana de 1,10mm;

C = pressão corresponde à posição vertical da membrana medida durante a despressurização do sistema.

^{††} DMT é a sigla em inglês de *DilatoMeter Test*, como é conhecido internacionalmente. O ensaio também é chamado de *Plate Dilatometer Test*, *Flat Dilatometer Test*, ou Dilatômetro de Marchetti.

^{‡‡} O professor Silvano Marchetti também possui uma excelente página na internet com grande volume de informações sobre o DMT, incluindo muitos artigos na íntegra e programas computacionais gratuitos: www.marchetti-dmt.it.

As leituras A, B e C são corrigidas quanto a possíveis imperfeições na acurácia do sistema pneumático e da rigidez da membrana, dando origem às seguintes pressões corrigidas:

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

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B$$

$$p_2 = C - Z_m + \Delta A$$

onde ΔA e ΔB são correções quanto à rigidez da membrana e Z_m é o desvio de zero do manômetro. A pressão “ p_0 ” correlaciona-se com a tensão horizontal e a diferença entre “ p_1 ” e “ p_0 ” é associada ao módulo de deformabilidade. A pressão “ p_2 ” está relacionada com o excesso de poro-pressão gerado pela cravação da lâmina dilatométrica.



(a)



(b)

Figura 2.15: Aparato principal do DMT: a) lâmina dotada de membrana circular; b) unidade de controle e leitura

Fonte: ISSMFE-TC16, 2001

A interpretação está baseada em correlações de natureza semi-empírica. Em solos granulares, o ensaio pode fornecer boa estimativa da estratigrafia do solo e de parâmetros como coeficiente de empuxo em repouso (K_0), razão de sobreadensamento (RSA), ângulo de atrito interno (ϕ), compacidade relativa (C_r) e do tipo de solo.

Além da possibilidade de medidas praticamente contínuas, o ensaio oferece boa confiabilidade em face à pequena influência do operador nos resultados (o que seguramente é impossível no ensaio de SPT). As principais limitações do ensaio são a impossibilidade de retirada de amostras e de execução em solos muito compactos, concrecionados e pedregulhosos.

Vantagens do DMT	<ul style="list-style-type: none"> - Operação e manutenção rápida, simples e econômica - Reprodutibilidade - Ausência de influência do operador - Leituras quase contínuas - Resultados são facilmente derivados a parâmetros geotécnicos comuns - Obtenção de duas leituras num mesmo ensaio - Efeitos de cravação minimizados - Parâmetros dilatométricos K_D e M_D são altamente sensíveis a variações no estado de tensões, densidade e compressibilidade - Obtenção de grande variedade de informações
Desvantagens do DMT	<ul style="list-style-type: none"> - Correlações principais desenvolvidas para solos sedimentares, carecendo de mais pesquisas e validações para outros solos - Pequena experiência para solos brasileiros - Dificuldade de interpretação teórica, em função da alta complexidade para modelagem analítica ou numérica do ensaio

Quadro 2.5: Principais vantagens e desvantagens do ensaio dilatométrico

Fonte: Adaptado de ISSMFE, 1998

Segundo Marchetti (1997), além da obtenção de parâmetros na etapa de investigação do subsolo, podem-se aplicar os resultados do DMT na análise dos seguintes problemas de engenharia:

- recalques de fundações superficiais;
- capacidade de carga de fundações profundas carregadas verticalmente e lateralmente;
- liquefação de solos granulares;
- determinação de superfícies de ruptura em argilas S.A.;
- monitoramento de densificação e variações nas tensões;
- controle de compactação de pavimentos.

2.4.1 Parâmetros intermediários (I_D , K_D , E_D)

Marchetti (1980) definiu três parâmetros dilatométricos intermediários, que são associados às propriedades mecânicas do solo (Quadro 2.6):

Parâmetro Dilatométrico	Definição
$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$	Índice dilatométrico: pode ser considerado como um tipo de índice de rigidez do solo. Também é uma indicação do tipo de solo, no que se refere ao comportamento mecânico
$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}}$	Índice de tensões horizontais: é de definição similar ao K_o , sendo proporcional à tensão horizontal do solo. Também pode ser afetado por sobreadensamento
$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0)$	Módulo dilatométrico: é obtido por meio da teoria da elasticidade, a partir do modelo de carregamento de área circular (membrana). Não é o módulo de Young, entretanto é possível obtê-lo por combinação de E_D e K_D
u_0 = poro-pressão antes da inserção da lâmina σ'_{vo} = tensão efetiva antes da inserção da lâmina	

Quadro 2.6: Parâmetros dilatométricos

Fonte: Adaptado de Marchetti e Crapps, 1980 e Marchetti, 1997

2.4.2 Caracterização básica

Uma primeira aplicação dos resultados do ensaio está na “classificação” do solo, uma vez constatado que I_D também depende do tamanho dos grãos do solo. Marchetti (1980) propôs que o solo fosse classificado segundo o Quadro 2.7.

Grupo	Turfa e argilas sensíveis	Argila		Silte			Areia	
Classificação		Argila	Argila siltosa	Silte argiloso	Silte	Silte arenoso	Areia siltosa	Areia
I_D		0,10	0,35	0,60	0,90	1,20	1,80	3,30

Quadro 2.7: Classificação do solo segundo o I_D

Fonte: Marchetti, 1980

Como o módulo dilatométrico representa as propriedades de rigidez do solo, Marchetti e Crapps (1981) propuseram o ábaco da Figura 2.16 para a “classificação”, adicionando a possibilidade de estimativa do peso específico natural do solo (γ_{nat}). É possível que a Figura 2.16 e/ou o Quadro 2.7 classifique(m) uma areia argilosa como silte ou uma areia siltosa como silte arenoso, pois a “classificação” é baseada mais no comportamento mecânico do que na granulometria em si.

Quanto ao valor de γ , os autores observaram que o objetivo do ábaco não é uma obtenção acurada de γ , mas uma estimativa das pressões efetivas verticais ao longo da profundidade.

Segundo ISSMFE–TC16 (2001), embora outros autores tenham apresentado propostas diferentes (válidas para solos específicos), de modo geral, a Figura 2.16 oferece boa estimativa para os solos ditos “normais”.

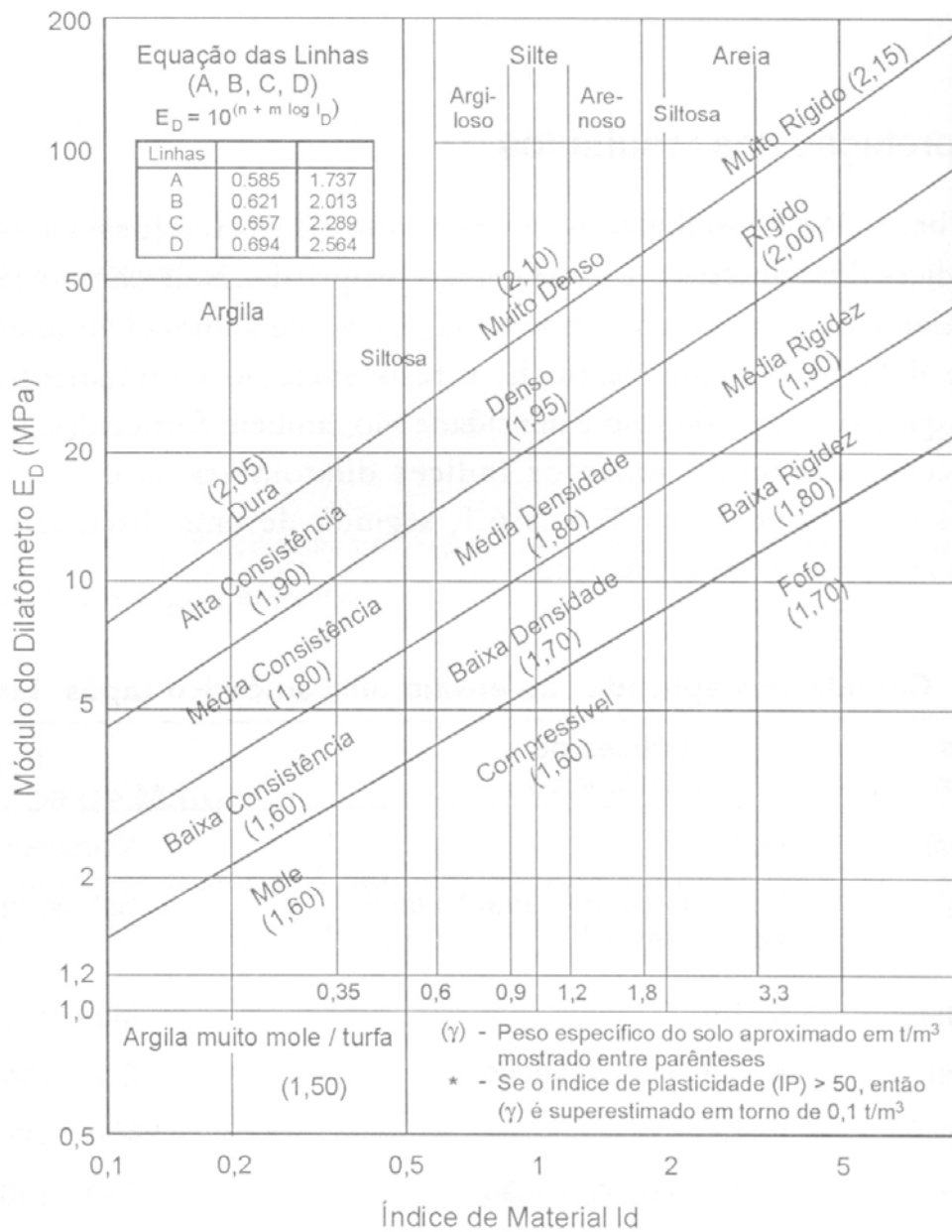


Figura 2.16: Gráfico para obtenção da “classificação” do solo e peso específico

Fonte: Marchetti e Crapps, 1981. Figura obtida de Schnaid, 2000, p. 148

2.4.3 Coeficiente de empuxo em repouso (K_0)

Marchetti (1980) definiu o parâmetro K_D – índice de tensões horizontais – sendo este diretamente associado às tensões horizontais *in situ*, embora o índice não deva ser confundido com o coeficiente de empuxo em repouso K_0 . Até a presente data, existe ainda muita dificuldade na determinação confiável de K_0 ou σ'_h . Na publicação do ISSMFE-TC16 (2001), os autores reconhecem que não há correlação direta com o ensaio DMT disponível, principalmente em razão da influência de ϕ e C_r sobre a relação K_0 - K_D em areias e pelas dificuldades da mensuração de K_0 diretamente.

De qualquer modo, uma estimativa pode ser feita pela equação proposta por Baldi et al. (1986) modificada por ISSMFE-TC16 (2001) para o caso em que houver disponível um ensaio CPT próximo:

$$K_0 = 0,376 + 0,095.K_D - \xi .q_c/\sigma'_v \quad (2.37a)$$

onde o coeficiente ξ pode ser tomado 0,002 para areias recentes e 0,005 para areias envelhecidas. A escolha de ξ envolve certa subjetividade e a Equação 2.37a carece ainda de validações locais, em função do pequeno número de dados disponíveis.

A equação 2.37a foi baseada em pesquisas realizadas em câmaras de calibração. Kulhawy e Mayne (1990) rerepresentaram a mesma equação com alterações nos coeficientes após a inclusão de dados obtidos em depósitos de areias naturais:

$$K_0 = 0,359 + 0,071.K_D - 0,00093.q_c/\sigma'_v \quad (2.37b)$$

2.4.4 Razão de sobreadensamento (RSA)

Além da dificuldade na própria definição da tensão de sobreadensamento em areias, existe grande dificuldade na determinação da RSA nesses solos, em função da complexa influência de envelhecimentos e pré-carregamentos nos resultados dos ensaios *in situ*, e da reconhecida dificuldade na obtenção de amostras indeformadas para ensaios em laboratório (MARCHETTI, 1997; ISSMGE, 2001).

Para solos argilosos, há vários anos foi identificada a relação entre o índice dilatométrico K_D e a RSA (MARCHETTI, 1980), sendo encontrada desde então boa concordância em diversas pesquisas com a equação proposta original (ISSMGE, 2001). Também se tornou conhecida a possibilidade de identificação de argilas sobreadensadas caso apresentem valores de $K_D > 2,0$.

Por outro lado, no caso de areias a situação é bem mais complexa. Embora Marchetti e Crapps (1981) tenham atribuído valores de $K_D \leq 1,5$ para areias normalmente adensadas, uma variedade de fenômenos (pré-carregamentos, envelhecimento, cimentação, arranjo, vibrações, cargas cíclicas) poderia resultar em valores elevados para K_D , não sendo possível identificar o(s) agente(s) causador(es). Posteriormente foram observados repetidos casos de areias normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas com valores de K_D elevados acima do nível d'água, ainda sem explicação, num fenômeno similar ao de crostas ressecadas das argilas (ISSMGE, 2001; MARCHETTI et al., 2004). Até o presente momento não existe uma relação entre K_D e RSA válida em areias (MARCHETTI, 1997; ISSMGE, 2001).

Para a análise da RSA em areias, as propostas atualmente em discussão têm feito uso da relação M_{DMT}/q_c , necessitando de dados de um CPT próximo. Acredita-se que M_{DMT} seja mais sensível do que q_c em relação ao sobreadensamento e, por conseqüência, a relação M_{DMT}/q_c cresce com o aumento da RSA (MARCHETTI, 1997).^{§§}

Segundo Marchetti (1997), detectar qualitativamente a existência de um sobreadensamento é possível por meio da relação M_{DMT}/q_c , embora não signifique que a RSA possa ser determinada. Para areias normalmente adensadas, a relação seria em torno de 5 a 10, enquanto, para areias sobreadensadas, têm sido verificados valores da ordem de 12 a 24.

^{§§} M_{DMT} é o próprio módulo edométrico (M), e será assim referido para dar ênfase ao caso em que for obtido por meio dos parâmetros dilatométricos.

2.4.5 Ângulo de atrito (ϕ)

Existem algumas propostas para a determinação do ângulo de atrito por meio do DMT, embora o próprio Marchetti (1997) tenha observado que esse tipo de aplicação não seja o ponto forte do ensaio dilatométrico. Isso pode ser devido ao tipo de ensaio, que mais se assemelha a uma placa circular carregada a pequenas deformações do que propriamente a um fenômeno de ruptura por cisalhamento. Entretanto, segundo o Quadro 2.1 (LUNNE et al., 1997), observa-se que, mesmo com moderada aplicabilidade, o ensaio se presta à estimativa de ϕ .

Existem pesquisas que buscaram interpretar a força de cravação da lâmina durante o ensaio, no intuito de conseguir um modelo mais confiável para obtenção de ϕ (SCHMERMANN, 1983), contudo esse tipo de interpretação é ainda pouco aplicado e carece de validação, não sendo citado, por exemplo, pelas referências da ISSMFE – TC-16 (2001).

Na obtenção do ângulo de atrito por meio do DMT, podem ser adotados dois procedimentos diferentes:

- a) diretamente em função dos parâmetros dilatométricos;
- b) associando resultados de DMT e CPT.

Para o caso (a), existem algumas equações para a estimativa direta do ângulo de atrito:

	Equação	Referência	Nota
(2.38)	$\phi = 28^\circ + 14,6^\circ \cdot \log K_D - 2,1^\circ \cdot \log^2 K_D$	Marchetti (1997)	Limite mínimo, (conservativo) sujeito a erro de 2° ou 3°
(2.39)	$\phi = 37,3 \cdot \left(\frac{K_D - 0,8}{K_0 + 0,8} \right)^{0,082}$	Campanella e Robertson (1991)	Necessita da estimativa de K_0
(2.40)	$\phi = 31^\circ + \frac{1}{\frac{0,236}{K_D} + 0,066}$	Mayne e Martin (1998)	Aproximação de Marchetti (1997) para o caso passivo

Quadro 2.8: Estimativa do ângulo de atrito por meio do ensaio DMT

Marchetti (1997) apontou o uso da Equação 2.38 somente como estimativa preliminar e recomendou a estimativa simultânea de ϕ e K_0 a partir dos dados K_D e q_c (CPT), ou seja, procedimento (b). Deve-se estimar o valor de K_0 por meio da Equação 2.37a ou 2.37b, usando os dados K_D e q_c . Em seguida, pelo gráfico da Figura 2.13, chega-se ao ângulo de atrito.

Em todo caso, o melhor procedimento seria comparar os valores obtidos das duas formas para a adoção de um ϕ adequado.

2.4.6 Módulo edométrico (M)

O módulo confinado ou edométrico é o parâmetro mais confiável obtido com o ensaio DMT em areias (MARCHETTI, 1997; ISSMFE-TC16, 2001). Marchetti (1980) propôs um fator de correlação entre o módulo confinado (M) e o módulo dilatométrico (E_D):

$$M_{DMT} = R_M \cdot E_D^{***} \quad (2.41)$$

E_D depende de um grande número de fatores, como mineralogia, anisotropia, propriedades de drenagem, de modo que R_M não é constante. Além disso, a cravação da lâmina altera as condições do solo e o módulo dilatométrico é obtido na horizontal, enquanto o módulo confinado em geral é aplicado verticalmente. No entanto, Marchetti (1980) correlacionou R_M com os outros parâmetros dilatométricos (I_D e K_D), uma vez que eles contêm informações adicionais do solo. Esse autor propôs, então, as equações do Quadro 2.9 a seguir.

Condição	R_M
$I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D$
$0,6 < I_D < 3,0$	$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \cdot \log K_D$; $R_{M0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$
$I_D \geq 3,0$	$R_M = 0,50 + 2,0 \cdot \log K_D$
$K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \cdot \log K_D$

Para $R_M < 0,85$, adotar 0,85. Tipicamente, têm-se R_M variando entre 1 e 3

Quadro 2.9: Obtenção de R_M em função de I_D e K_D

Fonte: Marchetti (1980).

Desde que foram inicialmente propostos os valores R_M do Quadro 2.9, em 1980, uma farta quantidade de pesquisas têm verificado positivamente a validade dessas equações tanto na obtenção do módulo confinado, M (LUNNE et al., 1989; ISSMFE-TC16, 2001), quanto na aplicação direta na estimativa de recalques (LEONARDS; FROST, 1988; SKILES;

*** M_{DMT} é o próprio módulo confinado, e será assim referido para dar ênfase ao caso em que for obtido por meio dos parâmetros dilatométricos.

TOWNSEND, 1994; TOTANI et al., 2001; MARCHETTI et al., 2004). Tal sucesso faz da estimativa de recalques a aplicação N°1 do ensaio dilatométrico em areias (MARCHETTI, 1997),^{†††} em que a obtenção das amostras confiáveis para ensaios de laboratório continua quase impossível ou, no mínimo, economicamente inviável (BALDI et al., 1989).

Mayne e Martin (1998) apresentaram um excelente resumo de muitas propostas de aplicações para o DMT, na obtenção de parâmetros geotécnicos. Entretanto, esses autores ressaltaram a existência de algumas variações encontradas, atribuídas principalmente a características locais, e recomendaram, portanto, que as aplicações sejam tomadas com cautela, observando as restrições de cada proposta.

Marchetti et al. (2004) apresentaram os resultados preliminares de uma pesquisa de campo recentemente realizada, para a qual foi construído um aterro experimental monitorado, feito com areia, em formato cilíndrico, com 40m de diâmetro e 6,70m de altura, capaz de induzir um acréscimo de tensões de 104kPa na superfície. Os autores realizaram diversos ensaios de campo (DMT, CPTU, SDMT, SCPTU)^{‡‡‡} antes da construção e após a remoção do aterro. O trabalho apresenta as variações causadas pelo aterro nos parâmetros dilatométricos, além de uma concordância razoável entre o recalque total medido e o recalque total previsto por meio do módulo edométrico (Equação 2.41).

^{†††} Outra aplicação importante do DMT é a obtenção da resistência não drenada de argilas.

^{‡‡‡} Ensaios de campo: CPTU = piezocone; SDMT = dilatômetro sísmico; SCPTU = piezocone sísmico.

2.4.7 Módulo de Young (E)

Marchetti (1980, 1997) não apresentou correlações diretas entre os parâmetros dilatométricos e o módulo de Young. O autor deixa clara a sua recomendação para a obtenção do módulo edométrico M por meio da equação 2.41 e pelas equações apresentadas no Quadro 2.9. Caso necessário, a obtenção do módulo de Young deverá ser feita pela teoria da elasticidade (Equação 2.42):

$$E = M \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad \text{§§§} \quad (2.42)$$

Para um coeficiente de Poisson típico de 0,25 a 0,30 em areias, ter-se-ia

$$E = 0,80 \cdot M_{DMT}. \quad (2.43)$$

Contudo, outros autores obtiveram relações médias entre E / E_D , podendo ser encontrado um resumo em Mayne e Martin (1998). Os resultados servem de referência inicial e sugerem valores médios de E_{25}^* / E_D entre 0,8 e 1,0 para areias normalmente adensadas e entre 3,0 e 3,5 para areias sobreadensadas.

§§§ ν = Coeficiente de Poisson

* Módulo de Young obtido a uma tensão de 25% da tensão máxima (FS = 4).

2.5 PDM: PENETRÔMETRO DINÂMICO MANUAL

O penetrômetro dinâmico manual (PDM) é uma ferramenta portátil de investigação de campo que, devido à sua extrema simplicidade, é muito utilizada na Grande Vitória-ES e em outros lugares, tanto no controle de qualidade de camadas superficiais compactadas quanto na localização de camadas menos resistentes sob a cota de assentamento de fundações diretas (POLIDO; CASTELLO, 1999; CASTELLO et al., 2001).

A Referência Internacional de Procedimentos para Ensaio de Sondagem Dinâmica (ISSMFE, 1989) apresenta vários tipos de penetrômetros que se diferenciam pela massa do martelo de bater, altura de sua queda, diâmetro e tipo da ponteira. Segundo Polido e Castello (1999), o penetrômetro utilizado na Grande Vitória-ES, Brasil, possui um martelo de bater de 10kg, altura de queda de 0,23m, hastes de 1,0m de comprimento, diâmetro de 22,2mm e ponta cônica com diâmetro de 28,6mm (Figura 2.17).

O procedimento consiste em posicionar o equipamento na posição vertical e, por meio de golpes do martelo, é feita a cravação do conjunto de ponta e haste(s). O índice de resistência à penetração (N_{PDM}) é dado pelo número de golpes necessários à cravação de 0,20m das hastes no solo. Antes de um novo avanço, gira-se o conjunto de hastes várias vezes, usando-se uma chave de grifo, para minimizar o efeito do atrito lateral ao longo das hastes. A velocidade de cravação deve ser de 20 golpes por minuto (POLIDO;CASTELLO, 1999; MELLO JUNIOR, 2002).

Castello et al. (2001) relataram a utilização do PDM na definição das cotas de assentamento das sapatas de um edifício de dezessete pavimentos no centro de São Paulo. Em razão da existência de uma camada de baixa compacidade identificada pelo SPT próxima à cota de assentamento das fundações, o PDM foi utilizado em cada sapata para detectar a ocorrência da camada pouco compacta.

Mello Junior (2002) utilizou o PDM na observação de heterogeneidades localizadas próximas a provas de carga sobre placas realizadas em solo da Formação Barreiras, na Grande Vitória-ES. O ensaio foi útil na localização de bolsões de solos com elevado índice de vazios, típicos da região estudada pelo autor.

A resistência dinâmica de ponta (q_d) é calculada com base na energia necessária à cravação e nas características do equipamento (ISSMFE, 1989) e dada em unidade de tensão (Pa, kPa ou MPa):

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \cdot \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot \rho} \quad (2.44)$$

M = massa do martelo

M' = massa da composição: hastes de cravação, batente do martelo e haste guia

g = aceleração da gravidade

H = altura de queda do martelo

A = área da seção transversal da ponta cônica

ρ = penetração média da ponteira cônica por golpe do martelo

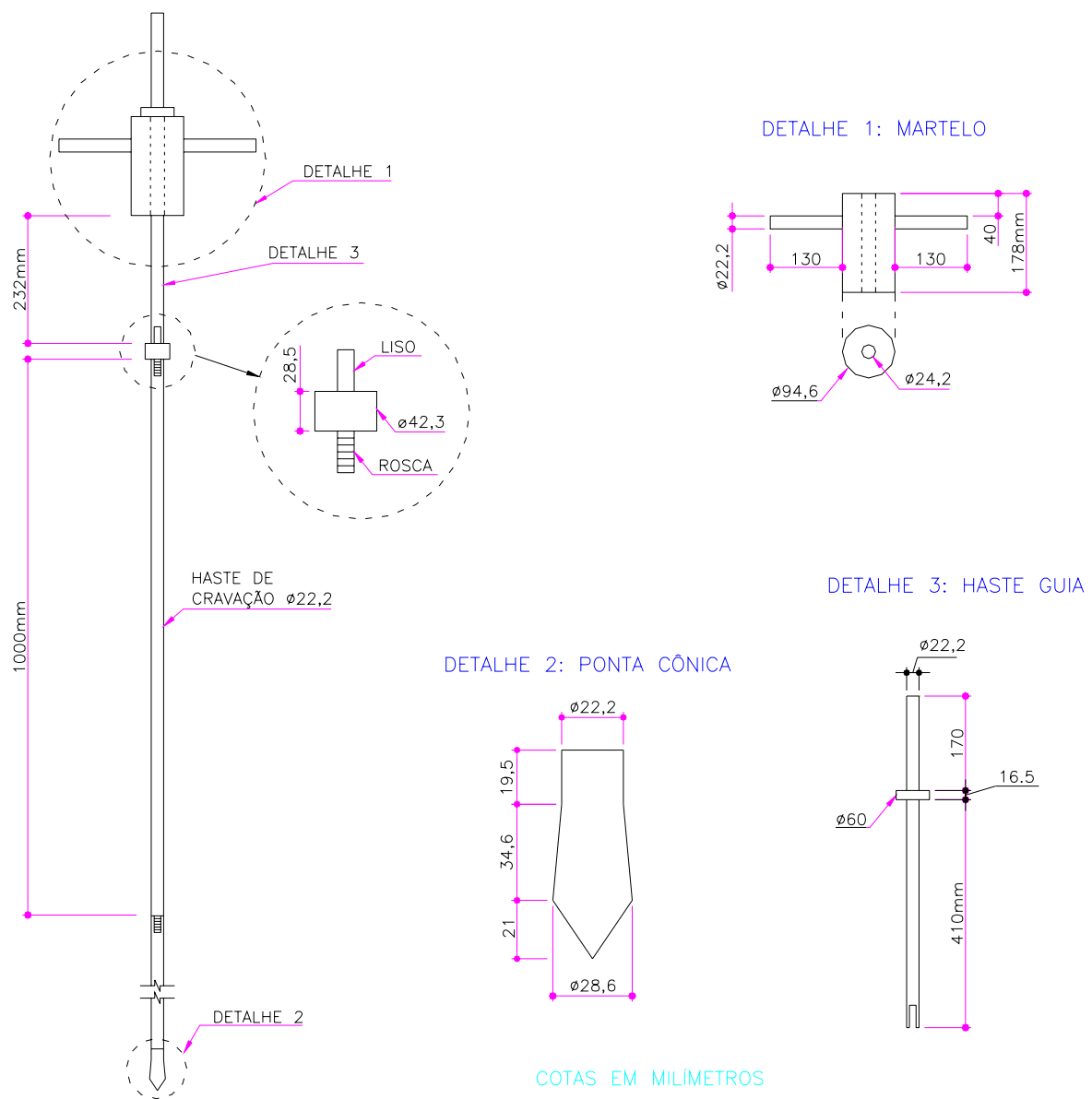


Figura 2.17: Projeto de construção do PDM

Fonte: Polido e Castello, 1999. Figura adaptada de Mello Junior, 2002

3. A ÁREA EXPERIMENTAL E AS PRINCIPAIS ETAPAS DA PESQUISA

3.1 LOCALIZAÇÃO

A pesquisa foi realizada na cidade de Vitória, Capital do Estado do Espírito Santo, Brasil (Figura 3.1-a). O município de Vitória possui uma área de apenas 104,3km² e constitui-se de duas porções distintas: a ilha de Vitória (na verdade um arquipélago costeiro formado por 34 ilhas) e uma região continental (Figura 3.1-b). A população é de 298.181 habitantes e a densidade populacional é de 2.859 habitantes por km². O clima predominante na cidade é o tropical quente úmido, com temperaturas anuais variando tipicamente de 24°C a 31°C (PMV, 2004).

A área experimental situou-se na orla da porção continental da cidade, em um terreno de 600m² no bairro de Jardim Camburi, na rua Orlando Caliman, a cerca de 200m da Praia de Camburi.



Figura 3.1: a) Localização geográfica do município de Vitória-ES, Brasil; b) A ilha de Vitória (ao centro) e a porção continental (nordeste) do município, onde se situa a Praia de Camburi

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA

A formação dos solos sedimentares costeiros brasileiros é atribuída principalmente aos episódios de variações do nível relativo do mar ocorridos durante o Período Quaternário. Acredita-se que houve pelo menos dois ciclos de sedimentação em períodos de transgressão,* entremeados por intenso processo erosivo, que deram origem a dois tipos de sedimentos: pleistocênicos e holocênicos.

Massad (1999) apresentou um trabalho pioneiro sobre a história geológica da Baixada Santista, com enfoque geotécnico, e que esclarece muitos pontos sobre a formação dos solos sedimentares da região e suas implicações em projetos de fundações. Segundo o autor, no primeiro evento transgressivo, os sedimentos pleistocênicos _Argilas Transicionais (AT) e areias transgressivas_ formaram terraços em cotas situadas 6 a 7m em relação ao nível marinho atual. A regressão que se sucedeu rebaixou o nível d'água em mais de 100m, causando assim o sobreadensamento dos sedimentos.

Após um intenso processo erosivo, um novo ciclo transgressivo deu origem aos sedimentos holocênicos (argilas e areias, ricas em conchas), que se depositaram sobre os locais de erosão ora mencionados (canais, lagunas, baías, etc.) e recebem a denominação de Sedimentos Flúvio-Lagunares e de Baías (SFL). Tais sedimentos têm idade estimada de até 7000 anos.

Massad (1999) identificou que, embora os dois sedimentos apresentassem diversas características em comum (granulometria, mineralogia, limites de consistência), a herança geológica conferiu características distintas aos sedimentos AT e SFL, o que veio explicar as diferenças de resistência anteriormente identificadas em ensaios SPT. Nas argilas transicionais, a presença de sobreadensamento ($RSA > 2,5$) e o índice de resistência do SPT (N) da ordem de 5 a 25 contrastam com as argilas SFL moles ($N < 4$), em geral, normalmente adensadas ($1,1 < RSA < 2,5$).

Castello e Polido (1988) fizeram um levantamento geotécnico da cidade de Vitória-ES baseado em investigações com ensaios de campo (SPT e CPT) e ensaios de laboratório. Os

* Transgressão = evento de elevação do nível do mar. Regressão = episódio de rebaixamento do nível marinho.

autores apresentaram alguns perfis geotécnicos típicos de diversos bairros de Vitória, mostrando uma geologia complexa em que a conturbação é a regra. Para o bairro de Jardim Camburi, os autores descreveram, abstraindo-se das camadas superficiais de aterro:

[...] o solo em geral compõe-se de ‘bancos’ ou uma ‘matriz’ de areia, entremeada por lagunas, canais de drenagem (ou rios) preenchidos por sedimentos argilosos e geralmente recobertos por mais areia, e camadas tipicamente transportadas por enxurradas provenientes dos tabuleiros limítrofes. Os solos quaternários assentam-se sobre os solos da formação Barreiras e o embasamento cristalino está a mais de 50m de profundidade (CASTELLO; POLIDO, 1988).

Na área experimental, o subsolo encontrado apresentou-se com uma pequena camada superficial de aterro argiloso, de espessura inferior a 1,0m, e com o nível d’água a uma profundidade de aproximadamente 1,80m a 2,20m. Superficialmente, as sondagens identificaram uma camada de 6,0 a 7,0m de espessura constituída de areias finas a médias e médias a finas, pouco compacta a compacta, quartzosa. Logo abaixo, encontrou-se uma camada de argila marinha mole com lentes arenosas com espessura média 3,0m. Abaixo da argila mole, têm-se areias silto-argilosas e siltes areno-argilosos de compacidade variável, até atingir um material impenetrável à percussão a uma profundidade de aproximadamente 26m.

A Figura 3.2 mostra um perfil geotécnico típico da área experimental até a profundidade de 15,0m.

No presente trabalho, a investigação geotécnica da área experimental incluiu também a retirada de amostras indeformadas (em amostrador tipo Shelby) da argila marinha a 8,0m de profundidade, antes e depois da execução do aterro experimental. Os ensaios de compressão edométrica realizados em laboratório obtiveram valores de 1,0 e 1,05 para a razão de sobreadensamento (Figura 3.3). Em termos práticos, a argila está normalmente adensada. Considerando-se ainda os baixos valores de N obtidos nos ensaios SPT (Figura 3.2), e os baixos índices de resistência à penetração do cone (q_c), pode-se admitir, à luz do trabalho de Massad (1999), que a camada de argila mole e as areias subjacentes seriam constituídas de sedimentos do tipo flúvio-lagunares e de baías (SFL).

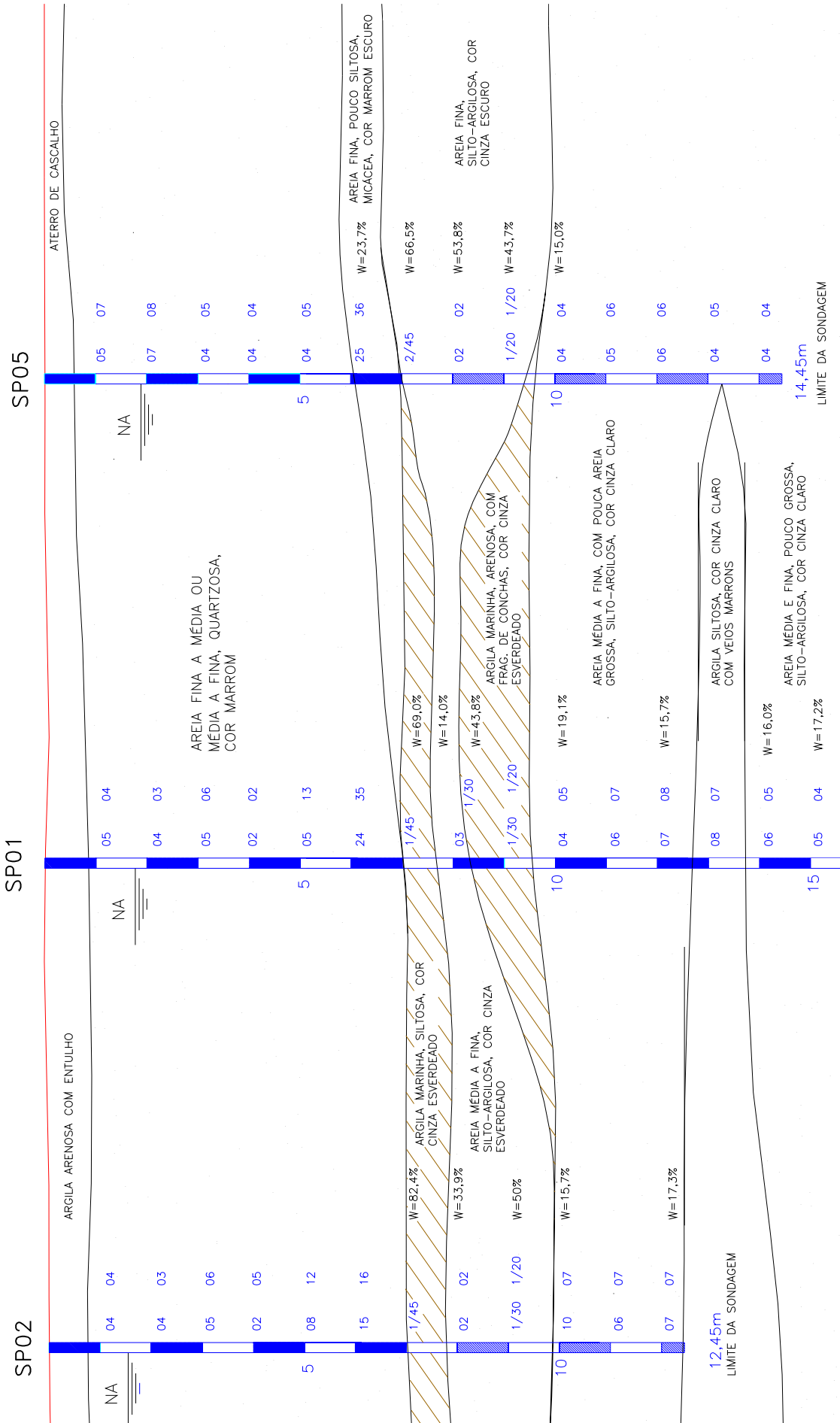


Figura 3.2: Perfil geotécnico típico da área experimental

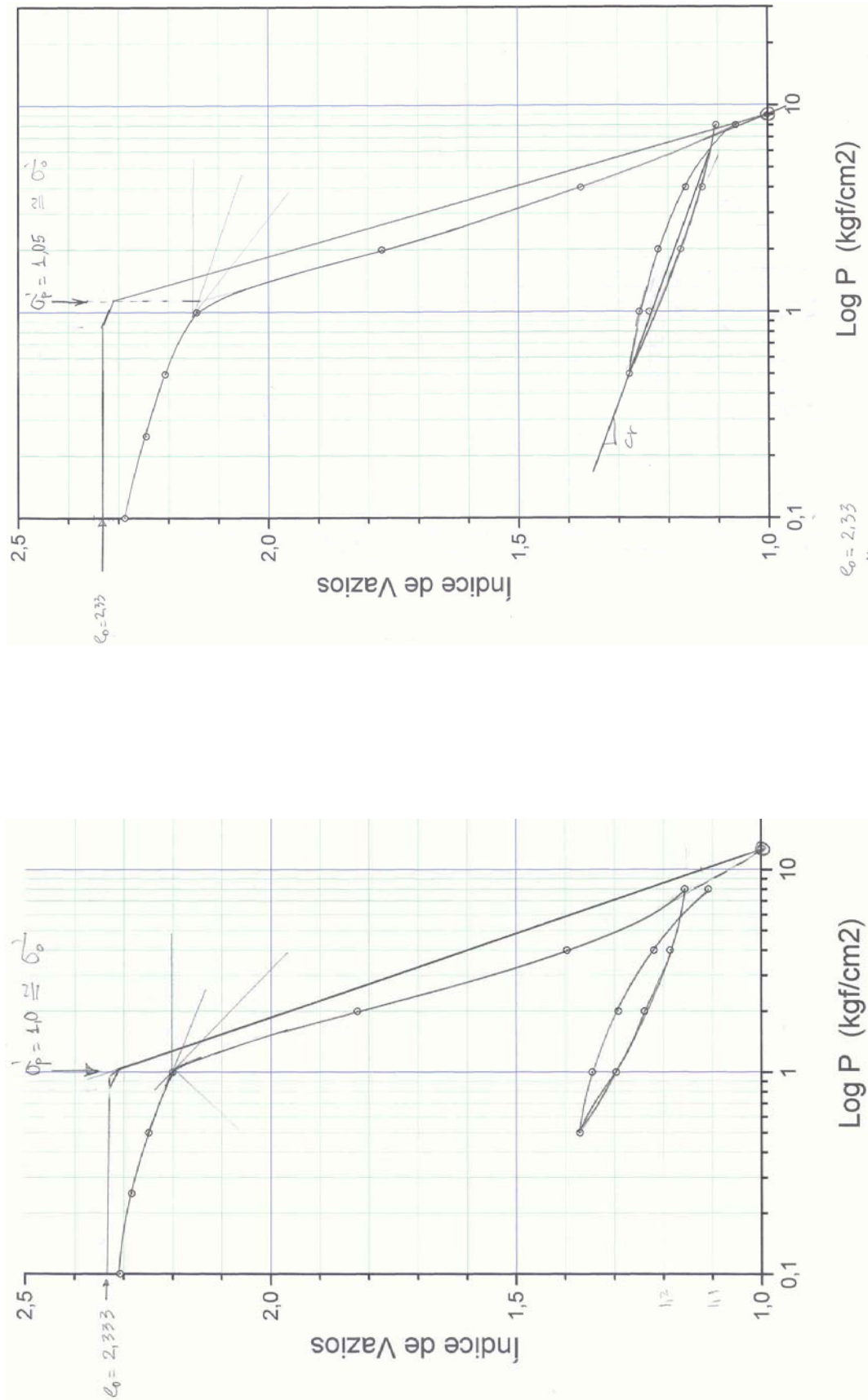


Figura 3.3: Ensaio de compressão edométrica e obtenção da tensão de pré-adensamento

3.3 HISTÓRICO DA PESQUISA EXPERIMENTAL

A pesquisa experimental foi realizada nas seguintes etapas:

1. investigação de campo inicial;
2. execução de um aterro para induzir sobreadensamento no subsolo;
3. remoção do aterro após noventa dias;
4. segunda etapa de investigação de campo;
5. ensaios de laboratório.

3.3.1 Investigação de campo inicial

A investigação de campo inicial compreendeu a realização dos seguintes ensaios de campo:

- sete sondagens tipo SPT (sondagem de simples reconhecimento);
- dois ensaios de cone (CPT);
- um ensaio dilatométrico (DMT);
- cinco testes com penetrômetro dinâmico manual (PDM);
- determinações do peso específico natural *in situ* por meio do método do frasco de areia, até a profundidade de 2,0m;[†]
- retirada de amostras indeformadas da argila mole em amostrador tipo Shelby;
- coleta de material arenoso para ensaios.

A planta de locação dos ensaios está apresentada na Figura 3.4 e na Figura 3.5.

[†] Abaixo dessa profundidade a coleta tornou-se inviável em função da presença do nível d'água à profundidade de 1,80m na ocasião, o que dificultou a escavação manual.

3.3.2 Execução do aterro

Para induzir o acréscimo de tensões no terreno, foi executado um aterro arenoso de 4,0m de altura. Foram feitas determinações do peso específico do aterro por meio do método do frasco de areia em vários pontos do aterro. Os resultados indicaram que o peso específico natural (γ_{nat}) médio foi de 16 kN/m³. Por consequência, tem-se que o aterro induziu na superfície do terreno um acréscimo de pressões de aproximadamente 64kPa.

O aterro repousou sobre o terreno até a estabilização dos recalques, sendo removido noventa dias após sua construção. Durante esse tempo, foram realizadas leituras de recalques por meio de equipamento de topografia. Os cinco medidores de recalque consistiam em placas de aço 60x60cm dotadas de uma barra de aço de 5,0m fixada perpendicularmente à placa. As placas foram instaladas sob o aterro, de modo que 1,0m da barra ficou exposta após o lançamento da areia. Um poste e uma edificação, situados a 50m do terreno, foram usados como referência de nível para todos os nivelamentos topográficos. Os resultados do acompanhamento de recalques serão apresentados no Capítulo 4.

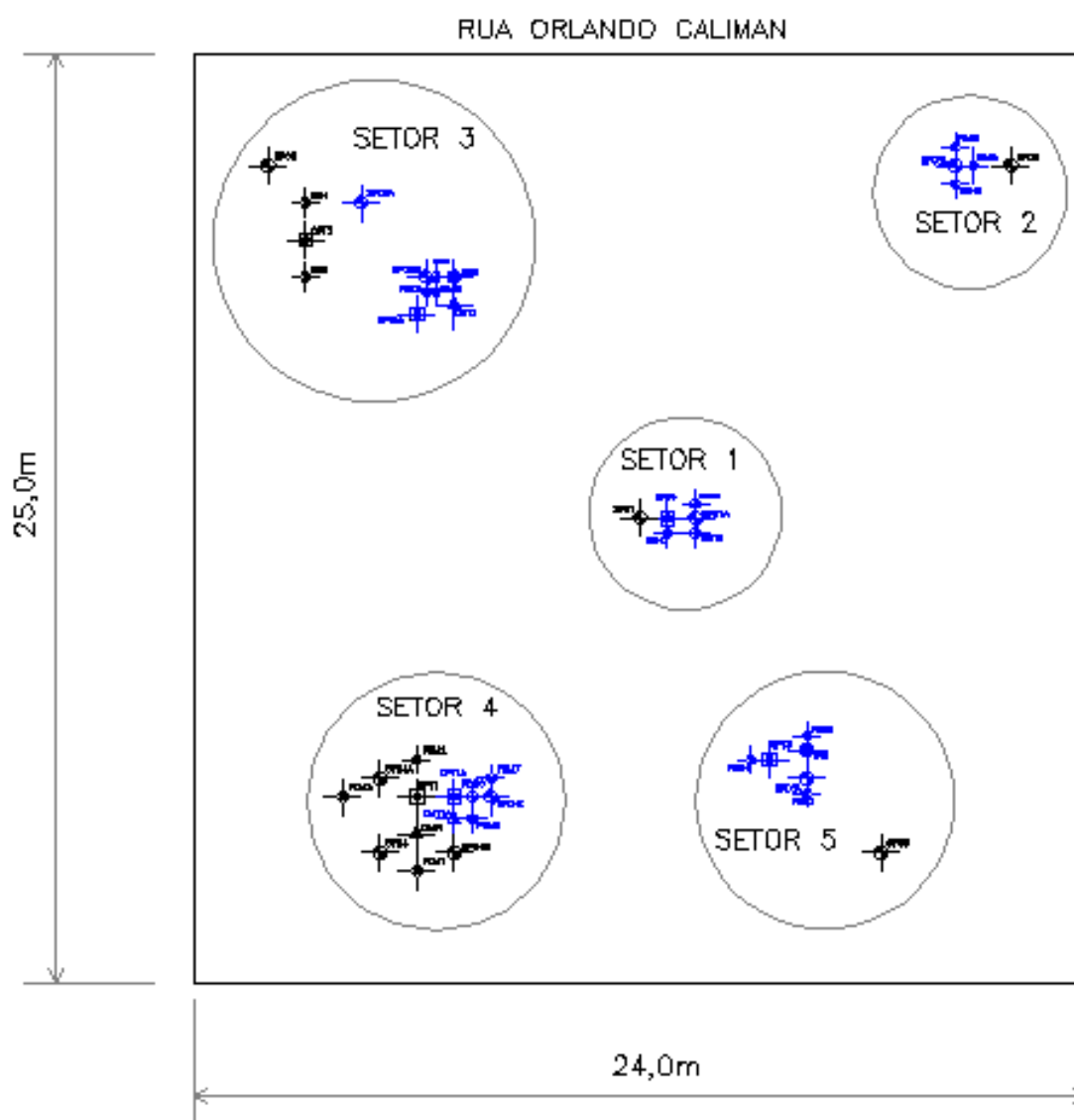
A planta de locação do aterro e os cortes esquemáticos estão apresentados na Figura 3.6.

3.3.3 Segunda etapa da investigação de campo

Após a remoção do aterro, foi realizada uma nova campanha de ensaios de campo, no intuito de avaliar os efeitos do sobreadensamento na camada superficial de areia e também as possíveis variações nos resultados dos ensaios de campo. A segunda etapa compreendeu os seguintes ensaios de campo:

- seis sondagens tipo SPT (sondagem de simples reconhecimento);
- quatro ensaios de cone (CPT);
- dois ensaios dilatométricos (DMT);
- quinze testes com penetrômetro dinâmico manual (PDM);

- determinações da densidade *in situ* por meio do método do frasco de areia, até a profundidade de 2,0m;
- retirada de amostra indeformada da argila mole em amostrador tipo Shelby.
- coleta de material arenoso para ensaios.



(sem escala)

Figura 3.4: Planta de localização dos ensaios e demarcação dos setores

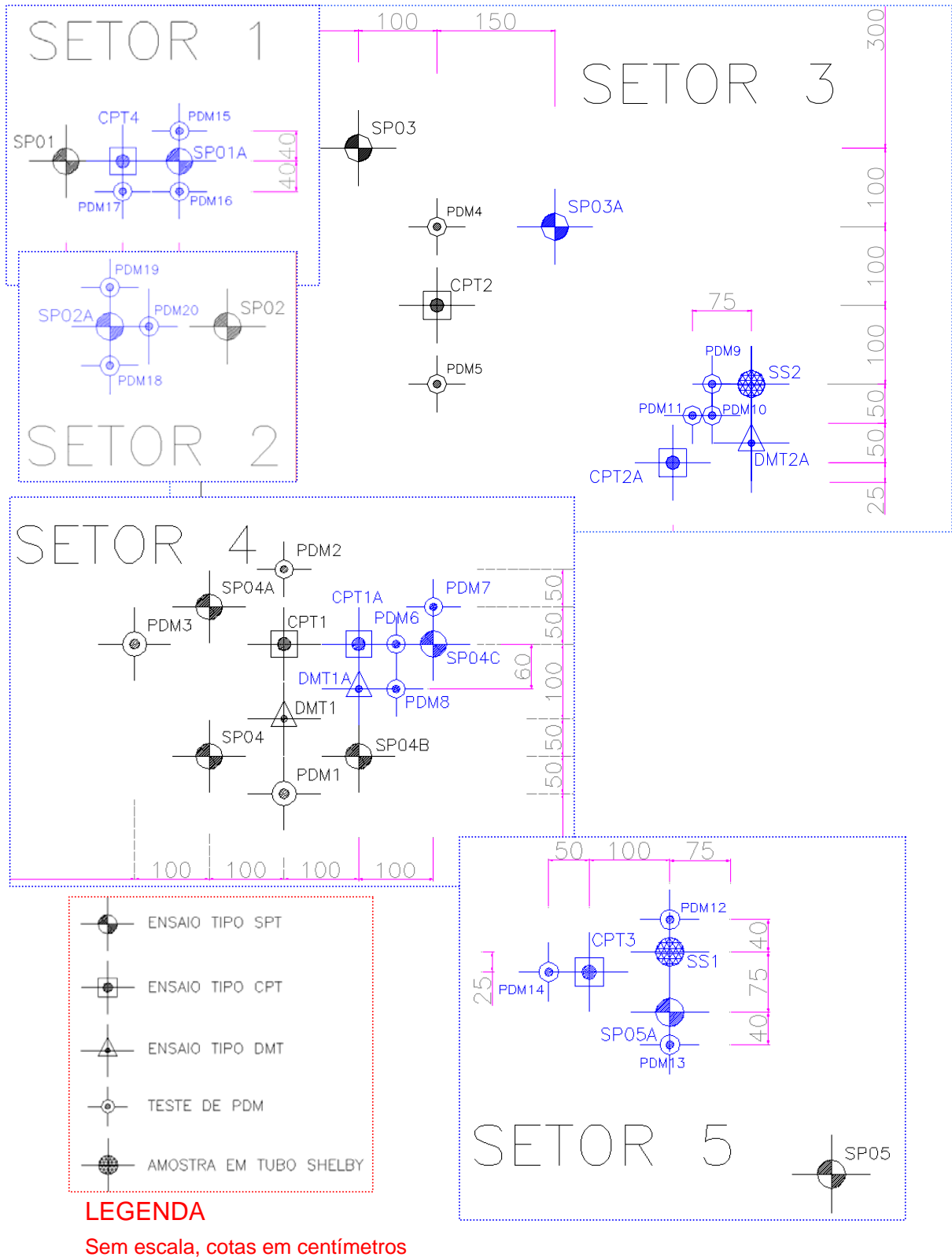


Figura 3.5: Planta de locação dos ensaios de campo, por setor

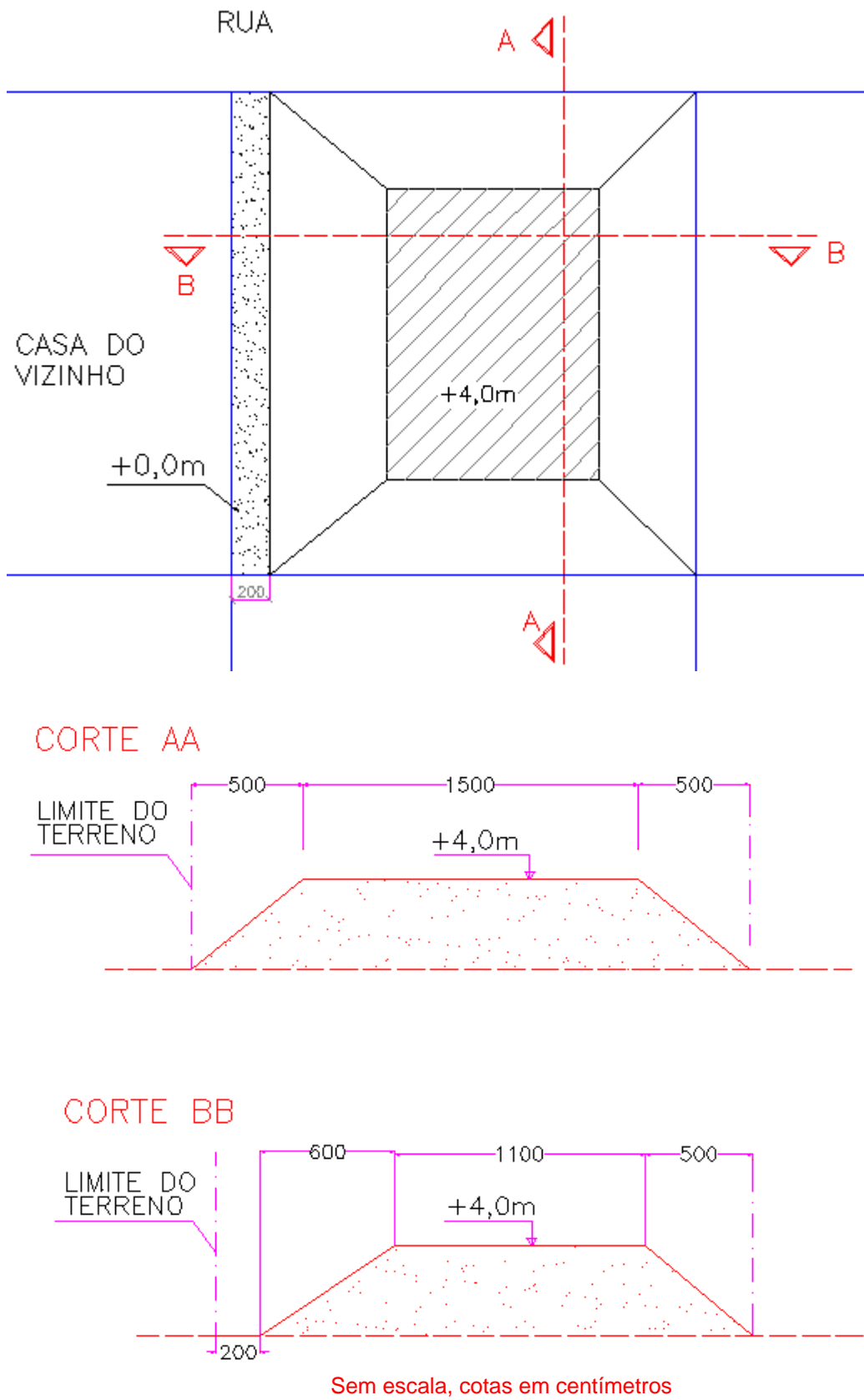


Figura 3.6: Planta e cortes do aterro experimental

3.3.4 Coleta de amostras do tipo indeformadas

Após a realização dos ensaios de campo, foi coletado material da camada superficial de areia até a profundidade de 2,0m para realização posterior de ensaios de laboratório. Abaixo dessa profundidade, a coleta tornou-se inviável em função da presença do nível d'água à profundidade de 1,80m na ocasião, o que dificultou a escavação manual. Também foram realizadas determinações do peso específico natural *in situ* até a profundidade de 2,0m, por meio do método conhecido como “método do frasco de areia” (ABNT, NBR-7185/86).

Além disso, foram coletadas amostras ditas indeformadas por meio da inserção manual de um tubo de PVC de parede fina, com diâmetro de 100mm e comprimento de 200mm. Como o solo (areia fina e média, limpa) até a profundidade de 2,0m encontrava-se úmido, o procedimento permitiu a coleta de amostras com pequeno grau de perturbação, numa tentativa de se preservar a estrutura original do solo natural. Tais amostras foram cuidadosamente transportadas na posição vertical até o laboratório, onde então foram armazenadas em um congelador. Quando congeladas, a pequena umidade (entre 5 e 10%) foi suficiente para tornar a amostra extremamente rígida.

Posteriormente, após congeladas, as amostras foram extraídas do molde e, então, os corpos de prova foram esculpidos em formato conveniente para serem usados no ensaio de cisalhamento direto.

Mais detalhes do procedimento serão descritos no Capítulo 4.

3.3.5 Ensaios de laboratório

Após a realização de todos os ensaios de campo e coleta de amostras, procedeu-se à investigação geotécnica de laboratório. As amostras obtidas nas sondagens tipo SPT foram submetidas à classificação táctil-visual em laboratório e comparadas com a classificação do sondador no campo. Também foram realizadas determinações de umidade natural das amostras e granulometrias.

Do material coletado para ensaios até a profundidade de 2,0m, foram realizados:

- a) determinação da umidade natural;
- b) granulometria por peneiramento;

- c) determinação de peso específico real dos grãos;
- d) determinação do peso específico aparente seco máximo e mínimo da areia;
- e) aferição do sistema de chuveiramento para moldagem dos corpos de prova em compacidades conhecidas;
- f) ensaios de cisalhamento direto nas compacidades de 15%, 60% e 90% e determinação das envoltórias de ruptura;
- g) ensaios de cisalhamento nas amostras ditas “indeformadas”, ou seja, amostras que foram moldadas congeladas e ensaiadas na compacidade e umidade natural de campo, após descongelamento.

A metodologia dos ensaios de laboratório e os resultados serão apresentados no Capítulo 4 e no Capítulo 5.

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA EXPERIMENTAL

4.1 ENSAIOS DE CAMPO

Conforme descrito no Capítulo 3, foi realizada uma campanha inicial de ensaios de campo, seguida pela execução e remoção de um aterro de 4,0m e, então, desenvolveu-se uma campanha de investigação complementar. A planta de localização dos ensaios está apresentada nas Figuras 3.4 e 3.5, e a geometria do aterro na Figura 3.6, todos no Capítulo 3. O Quadro 4.1 abaixo apresenta um resumo dos ensaios de campo realizados, separados em investigação inicial (antes do aterro) e investigação complementar (após execução e remoção do aterro).

	Tipo de ensaio de campo			
	SPT	CPT	DMT	PDM
Investigação inicial	SP01, SP02, SP03, SP04, SP04A, SP04B, SP05	CPT1, CPT2	DMT1	PDM1, PDM2, PDM3, PDM4, PDM5
Investigação complementar	SPT01A, SPT02A, SPT03A, SPT04C, SPT05A	CPT1A, CPT2A, CPT3, CPT4, CPT5	DMT1A, DMT2A	PDM6, PDM7, PDM8, ... , ATÉ PDM20

Quadro 4.1: Ensaios de campo realizados antes da execução e depois da remoção do aterro

O presente trabalho irá apresentar somente os dados relativos à camada de areias superficiais (encontrada de 0,0 a 7,0m de profundidade), embora os ensaios SPT, CPT e DMT tenham atingido profundidades maiores.

4.1.1 Sondagem de simples reconhecimento (SPT)

Os ensaios SPT foram realizados em conformidade com a NBR 6484 da ABNT, tendo sido obtido o índice de resistência à penetração do amostrador-padrão, N, e recolhidas amostras a cada metro. O equipamento utilizado possui martelo cilíndrico com pino guia e acionamento manual por meio de cabo de aço.

Os resultados estão apresentados na Tabela 4.1, Tabela 4.2, Figura 4.1 e Figura 4.2.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios tipo SPT, investigação inicial

Prof. (m) *	Valor de N							Média	DP **
	SP01	SP02	SP03	SP04	SP04A	SP04B	SP05		
1,0 - 1,45	4	4	6	9	9	10	7	7,0	2,45
2,0 - 2,45	3	3	6	7	2	3	8	4,6	2,37
3,0 - 3,45	6	6	9	6	7	12	5	7,3	2,43
4,0 - 4,45	2	5	3	8	5	4	4	4,4	1,90
5,0 - 5,45	13	12	11	9	2	1	5	7,6	4,89
6,0 - 6,45	35	16	20	35	21	32	36	27,9	8,51

* Profundidade em relação à superfície, dada em metros

** Desvio- Padrão

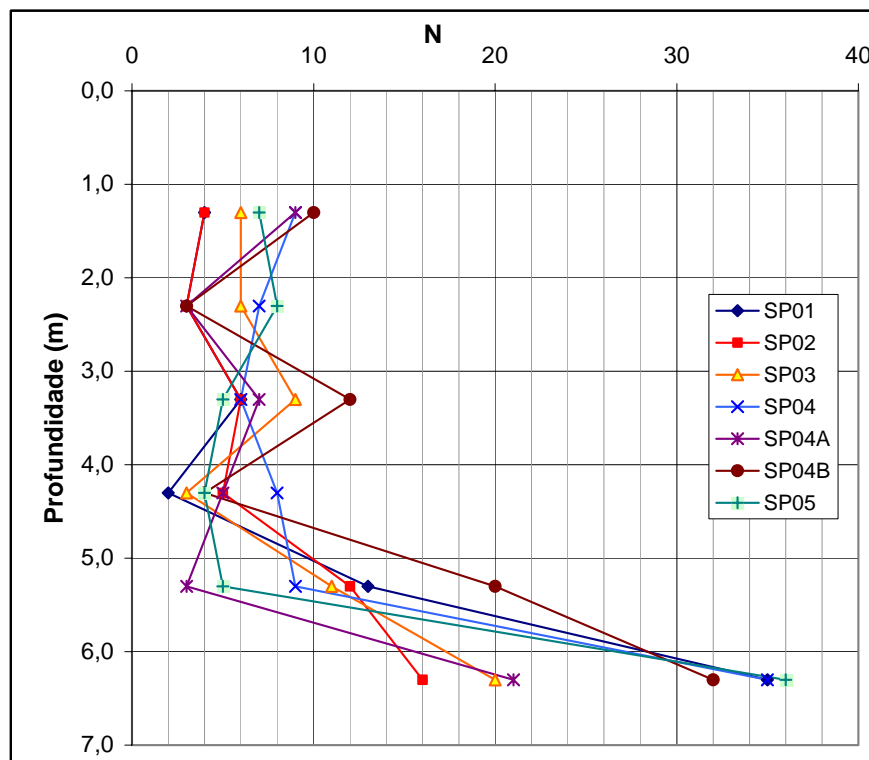


Figura 4.1: Ensaios SPT, campanha inicial de investigação geotécnica

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios SPT, investigação geotécnica complementar (após aterro)

Prof. (m) *	Valor de N					Média	DP **
	SP01A	SP02A	SP03A	SP04C	SP05A		
1,0 - 1,45	13	12	13	9	8	11,0	2,35
2,0 - 2,45	14	17	14	4	7	11,2	5,45
3,0 - 3,45	23	6	15	15	9	13,6	6,54
4,0 - 4,45	27	4	16	15	9	14,2	8,64
5,0 - 5,45	33	6	6	1	15	12,2	12,68
6,0 - 6,45	32	23	40	28	26	29,8	6,57

* Profundidade em relação à superfície, dada em metros

** Desvio-Padrão

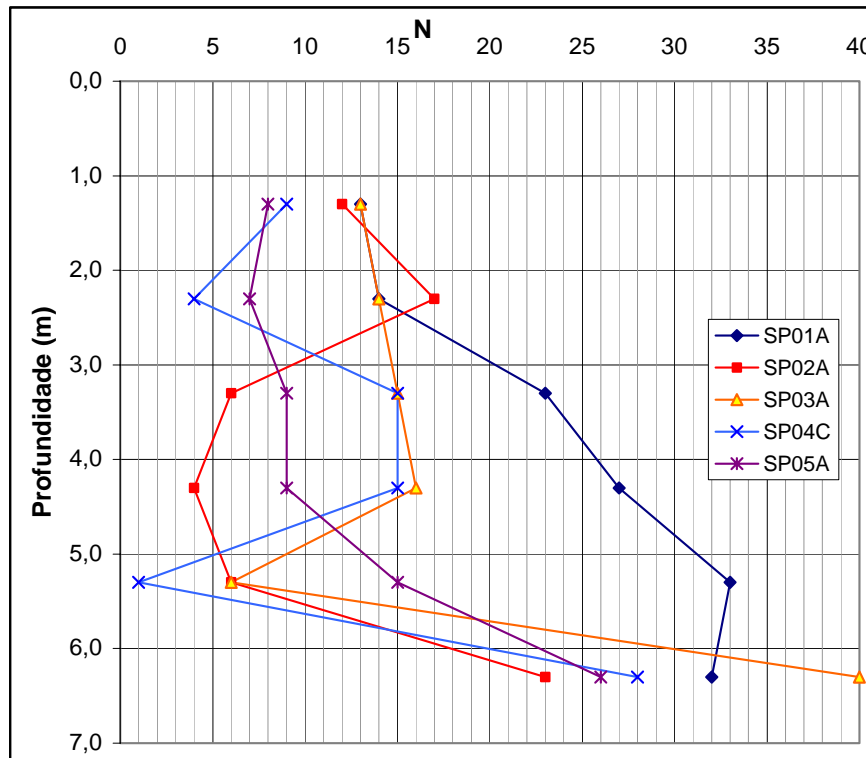


Figura 4.2: Ensaios SPT, campanha complementar de investigação

4.1.2 Ensaio de cone (CPT)

Os ensaios de cone (CPT – Cone Penetration Test) foram realizados conforme a NBR 12069 da ABNT, tendo sido obtido o índice de resistência à penetração “estática” da ponta do cone a cada 25,0cm. O equipamento é do tipo conhecido como cone holandês, ou cone mecânico, sem o dispositivo de luva de atrito que permite obter o atrito lateral localizado (f_s). O ensaio foi feito com avanço do conjunto hastes e ponta em trechos de 25cm, à velocidade média de 2cm/s. Nas profundidades múltiplas de 0,25m, foram, então, realizados os ensaios de cravação da ponta e o esforço necessário medido por meio de dispositivo hidráulico, sendo a pressão lida em manômetros.

O equipamento do Laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Tecnológico da UFES (Figura 4.3) possui capacidade nominal de 100kN. Entretanto, para chegar a essa carga, um enorme esforço torna-se necessário, uma vez que o sistema (não mecanizado) de cravação era feito por uma cremalheira dotada de duas manivelas operadas manualmente. Mesmo assim, a maior dificuldade para a realização do ensaio foi promover reação contra o levantamento do equipamento.

Foram projetadas e construídas duas vigas com perfis tipo duplo C soldados. Os perfis eram, por sua vez, fixos nas quatro ancoragens, que consistiam em hastes tubulares com 3,0m de comprimento, dotadas de helicóides nas pontas. A Figura 4.3 e a Figura 4.4 mostram fotos do sistema. A cravação das ancoragens no terreno foi feita manualmente e exigiu dois homens trabalhando por cinco a seis horas e com elevado esforço físico.

Os resultados dos ensaios CPT estão apresentados na Tabela 4.3 e na Figura 4.5.



Figura 4.3: O equipamento de CPT da UFES: à esquerda, uma vista frontal onde se vêem as vigas de reação e o pórtico com a cremalheira; à direita, um detalhe do sistema de leitura de pressões durante a cravação



Figura 4.4: Detalhes do sistema de ancoragem: à esquerda, a viga e o sistema de fixação da haste; à direita a ponta da haste dotada de helicóide

Tabela 4.3: Resultados dos ensaios CPT: resistência de ponta, q_c

Resistência de ponta, q_c (MPa)										
Prof. (m)	Investigação Inicial				Investigação complementar					
	CPT1	CPT2	Média	DP	CPT1A	CPT2A	CPT3	CPT4	Média	DP
0,25	4,16	SL	4,16		4,38	7,67	6,57	7,45	6,52	1,50
0,50	3,94	5,70	4,82	1,24	9,86	10,95	7,67	11,83	10,08	1,80
0,75	3,94	7,67	5,81	2,63	9,86	10,95	8,76	10,95	10,13	1,05
1,00	4,38	6,13	5,26	1,24	8,32	8,21	8,54	10,51	8,90	1,09
1,25	5,04	5,70	5,37	0,46	8,32	7,12	6,57	10,08	8,02	1,55
1,50	4,16	5,26	4,71	0,77	8,76	7,45	6,35	9,86	8,11	1,53
1,75	2,63	4,60	3,61	1,39	7,67	7,23	6,79	7,01	7,17	0,37
2,00	0,88	2,19	1,53	0,93	6,13	4,16	4,60	4,82	4,93	0,85
2,25	0,88	1,53	1,20	0,46	4,38	2,85	1,75	3,50	3,12	1,11
2,50	1,97	1,97	1,97	0,00	3,50	4,16	1,10	2,19	2,74	1,37
2,75	3,50	1,97	2,74	1,08	3,72	3,07	3,07	2,63	3,12	0,45
3,00	4,38	2,41	3,40	1,39	6,35	4,38	4,16	2,85	4,44	1,45
3,25	4,16	3,50	3,83	0,46	8,54	6,13	5,48	4,38	6,13	1,76
3,50	3,72	4,82	4,27	0,77	8,76	6,46	5,70	5,26	6,54	1,56
3,75	3,50	4,60	4,05	0,77	7,67	6,13	4,38	4,38	5,64	1,58
4,00	2,41	4,16	3,29	1,24	6,57	5,04	2,63	2,41	4,16	2,00
4,25	1,97	3,29	2,63	0,93	6,35	4,38	3,07	2,41	4,05	1,74
4,50	1,31	3,94	2,63	1,86	4,16	5,04	4,16	3,50	4,22	0,63
4,75	1,10	3,94	2,52	2,01	4,38	2,63	5,48	3,50	4,00	1,22
5,00	0,88	5,48	3,18	3,25	3,29	4,82	6,13	8,32	5,64	2,13
5,25	1,31	10,30	5,81	6,35	2,41	5,91	4,60	14,68	6,90	5,38
5,50	1,75	11,83	6,79	7,13	1,86	3,07	8,76	13,14	6,71	5,24
5,75	7,67	19,28	13,47	8,21	2,41	15,33	20,59	15,77	13,53	7,78
6,00	10,30	21,91	16,10	8,21	11,50	27,93	20,59	26,29	21,58	7,42
6,25	13,14	19,72	16,43	4,65	18,62	23,00	23,22	24,10	22,23	2,46
6,50	16,87	27,38	22,12	7,44	12,05	24,10	24,10	26,29	21,63	6,47

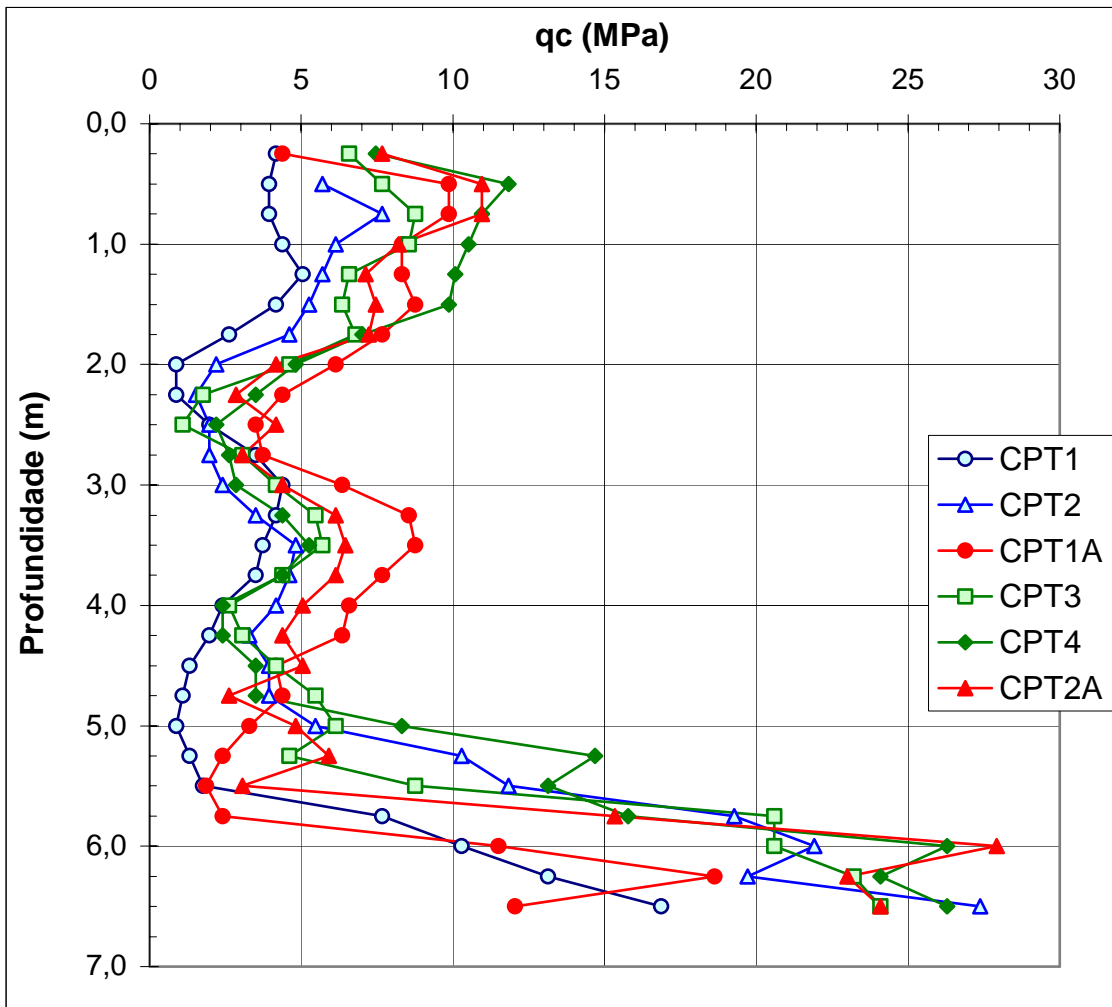


Figura 4.5: Variação da resistência de ponta (q_c) com a profundidade para os ensaios CPT

4.1.3 Ensaio dilatométrico (DMT)

Como não há equipamento de DMT no Espírito Santo, o ensaio foi possível graças à parceria com a Universidade Federal de Viçosa-MG que permitiu o deslocamento até Vitória do equipamento do DMT para realização dos ensaios. O ensaio dilatométrico foi executado de acordo com o procedimento descrito no Capítulo 2, usando-se o mesmo sistema de reação, pórtico e hastes do ensaio de cone (Figura 4.6). Entretanto, na ponta das hastes, a lâmina de aço do DMT foi instalada no local da ponta cônica e uma peça foi torneada de modo a adaptar uma passagem para o tubo no qual o gás é pressurizado.



Figura 4.6: Execução do ensaio DMT usando o sistema de reação e hastes do CPT

As leituras das pressões A, B e C do ensaio DMT foram feitas a cada 0,20m. Os parâmetros dilatométricos intermediários (I_D , K_D e E_D) assim obtidos estão apresentados na Tabela 4.4 e os respectivos gráficos na Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9.

Tabela 4.4: Índices dilatométricos obtidos nos ensaios DMT

Ensaio	DMT1			DMT1A			DMT2A		
	Prof (m)	Id	Ed (MPa)	Kd	Id	Ed (MPa)	Kd	Id	Ed (MPa)
0,20	9,29	14,69	13,40	19,08	15,66	6,95	5,45	16,94	24,88
0,40	8,37	27,92	14,13	7,32	28,27	16,37	10,17	39,64	15,61
0,60	3,67	20,41	15,42	6,62	36,49	15,28	4,10	43,21	28,12
0,80	5,71	29,34	10,50	4,39	35,60	16,46	3,76	39,10	20,37
1,00	4,79	28,81	9,74	5,03	32,20	10,24	4,38	38,21	13,60
1,20	6,14	28,63	6,25	6,03	32,38	7,13	6,16	31,60	6,63
1,40	6,34	29,34	5,31	5,79	32,92	6,45	3,62	36,78	11,26
1,60	5,99	33,63	5,64	4,84	36,23	7,41	3,57	35,35	9,56
1,80	5,61	29,70	4,71	4,38	36,14	7,23	4,58	29,45	5,51
2,00	7,65	20,05	2,21	4,37	32,74	6,22	2,14	16,41	6,25
2,20	9,53	11,83	1,00	9,70	18,98	1,54	7,56	21,95	2,26
2,40	7,85	7,01	0,69	7,39	18,98	1,94	11,71	25,34	1,61
2,60	9,45	7,54	0,60	7,23	16,48	1,65	5,39	22,57	3,00
2,80	8,29	12,55	1,09	9,30	20,41	1,53	8,98	24,63	1,89
3,00	9,16	17,37	1,32	12,28	20,05	1,09	8,22	23,73	1,91
3,20	11,43	25,95	1,53	9,24	33,63	2,35	10,91	27,13	1,59
3,40	13,10	27,74	1,37	8,16	35,42	2,70	7,90	37,40	2,92
3,60	9,56	27,74	1,81	6,14	35,60	3,48	6,04	34,63	3,40
3,80	7,81	30,42	2,35	5,37	36,85	3,96	6,62	21,41	1,85
4,00	7,29	27,27	2,18	5,49	37,21	3,77	5,68	21,77	2,12
4,20	9,49	22,91	1,36	5,53	31,13	3,03	8,30	22,48	1,45
4,40	7,47	23,63	1,73	6,43	23,80	1,93	5,60	26,95	2,51
4,60	9,80	16,83	0,91	7,20	19,16	1,35	5,81	20,07	1,74
4,80	12,21	16,30	0,69	4,10	9,69	1,16	5,31	24,89	2,30
5,00	9,41	18,80	1,00	6,93	17,91	1,24	6,30	26,06	1,98
5,20	7,95	14,33	0,88	8,46	18,26	1,01	7,69	26,06	1,58
5,40	9,21	11,12	0,57	10,30	15,76	0,70	8,34	29,27	1,59
5,60	3,65	2,54	0,32	9,70	11,29	0,52	5,52	27,84	2,23
5,80	9,71	9,04	0,42	10,88	14,15	0,57	5,87	48,40	3,55
6,00	17,44	25,95	0,66	17,62	31,31	0,76	6,82	57,51	3,52
6,20	11,53	56,51	2,13	13,35	62,23	1,94	4,35	69,48	6,50
6,40	12,15	74,92	2,61	6,26	70,09	4,55	3,86	79,31	8,12
6,60	4,31	70,45	6,73	5,12	68,66	5,30	3,01	80,03	10,20
6,80	6,30	105,12	6,66	8,75	94,22	4,14	4,60	101,47	8,23
7,00	2,82	98,69	13,58	4,20	98,51	8,78	3,77	92,72	8,94

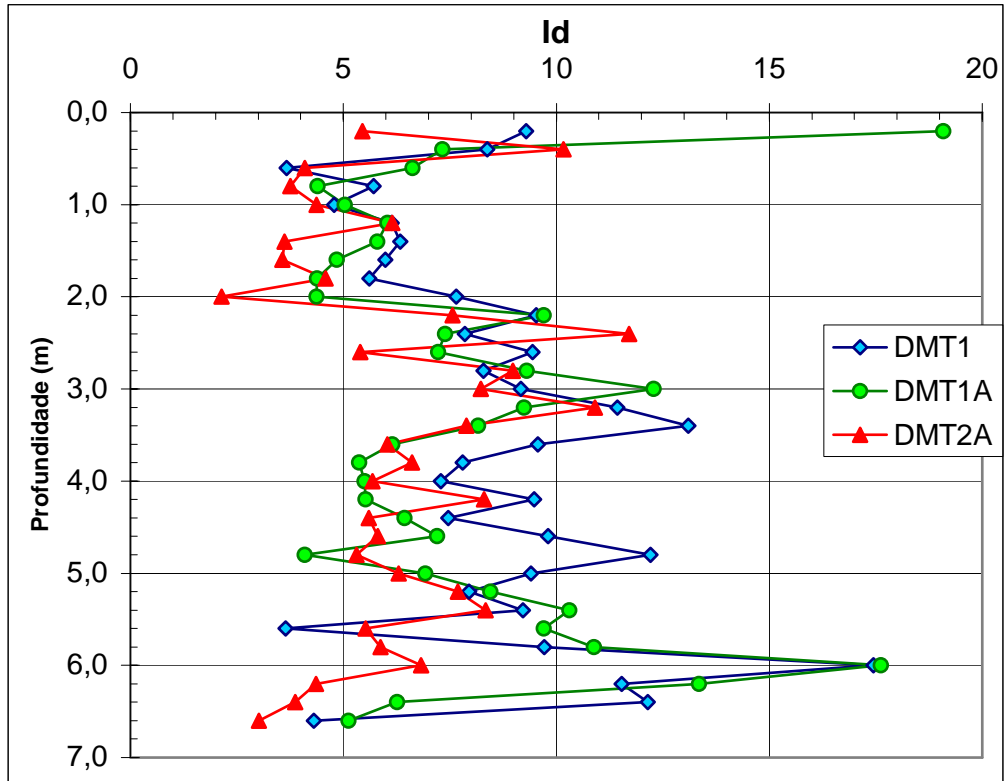


Figura 4.7: Índice dilatométrico (I_D) obtido nos ensaios

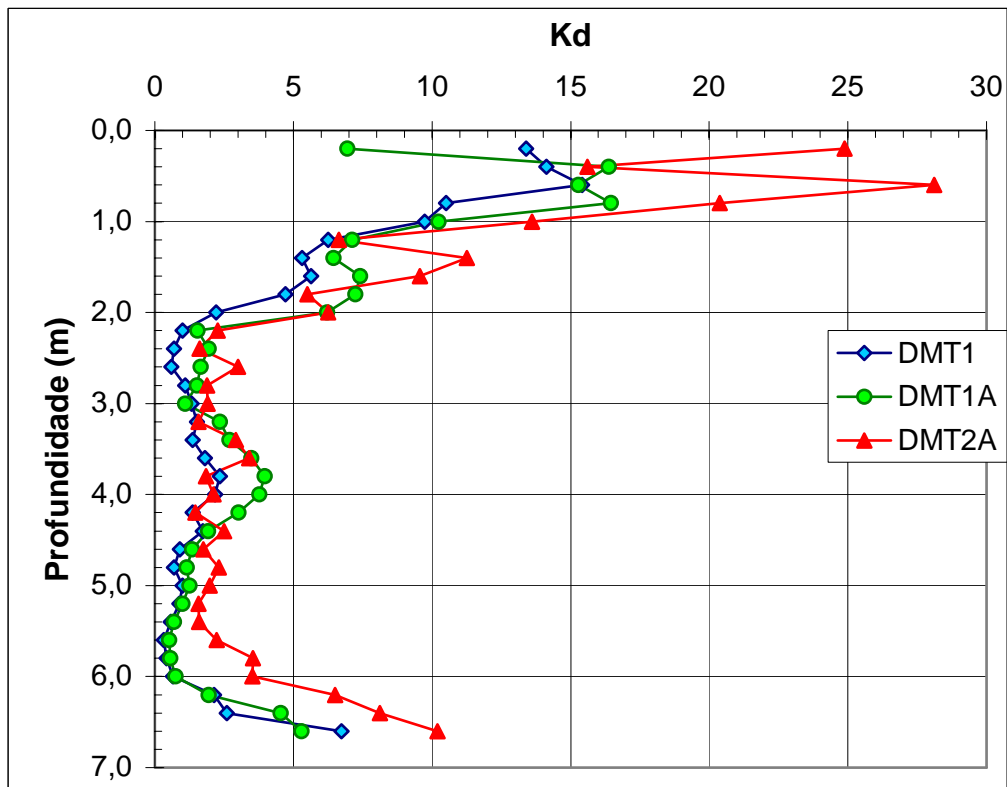


Figura 4.8: Índice de tensões horizontais (K_D) obtido nos ensaios

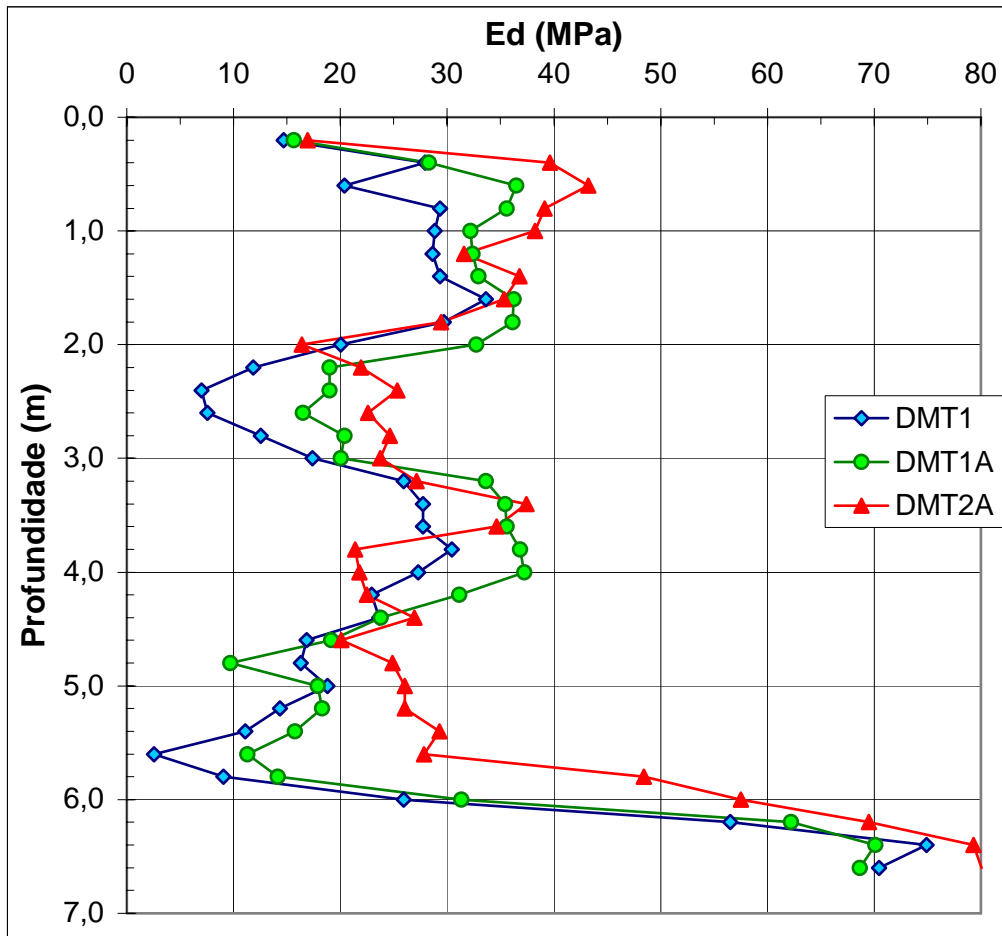


Figura 4.9: Módulo dilatométrico (E_D) obtido nos ensaios

4.1.4 Investigações com penetrômetro dinâmico manual (PDM)

Em função da facilidade e rapidez da execução de testes com PDM, foram feitos vários testes no mesmo local e nas mesmas condições, com a intenção de obter uma idéia da variabilidade dos resultados e um melhor ajuste das correlações com outros ensaios.

Os resultados do N_{PDM} e os valores de q_d correspondentes estão apresentados na Tabela 4.5, Tabela 4.6, Tabela 4.7, Tabela 4.8, Tabela 4.9 e ilustrados na Figura 4.10. Em todas as tabelas e gráficos, os ensaios foram separados em: situação normalmente adensada (NA); e situação sobreadensada (SA).

Tabela 4.5: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 1

Prof. (m)		Setor 1 (SA)							
		P15		P16		P17		Médias	
de	até	N_{pdm}	q_d	N_{pdm}	q_d	N_{pdm}	q_d	N_{pdm}	q_d
0,00	0,20	17	2,00	21	2,48	17	2,00	18,3	2,16
0,20	0,40	31	3,65	39	4,60	37	4,36	35,7	4,20
0,40	0,60	65	7,66	58	6,84	50	5,89	57,7	6,80
0,60	0,80	61	6,03	56	5,54	53	5,24	56,7	5,60
0,80	1,00	42	4,15	44	4,35	44	4,35	43,3	4,29
1,00	1,20	38	3,76	37	3,66	31	3,07	35,3	3,49
1,20	1,40	35	3,46	33	3,26	24	2,37	30,7	3,03
1,40	1,60	34	3,36	20	1,98	31	3,07	28,3	2,80
1,60	1,80	24	2,02	26	2,18	24	2,02	24,7	2,07
1,80	2,00	18	1,51	20	1,68	12	1,01	16,7	1,40
2,00	2,20	25	2,10	22	1,85	8	0,67	18,3	1,54
2,20	2,40	24	2,02	17	1,43	10	0,84	17,0	1,43
2,40	2,60	15	1,26	10	0,84	8	0,67	11,0	0,92
2,60	2,80	13	0,96	13	0,96	11	0,81	12,3	0,91
2,80	3,00	13	0,96	14	1,03	8	0,59	11,7	0,86
3,00	3,20	17	1,26	17	1,26	12	0,89	15,3	1,13
3,20	3,40	26	1,92	25	1,85	18	1,33	23,0	1,70
3,40	3,60	39	2,88	40	2,96	27	2,00	35,3	2,61
3,60	3,80	46	3,03	37	2,44	31	2,05	38,0	2,51
3,80	4,00	36	2,38	34	2,24	18	1,19	29,3	1,94
4,00	4,20	32	2,11	24	1,58	16	1,06	24,0	1,58
4,20	4,40	37	2,44	28	1,85	16	1,06	27,0	1,78

Nota: N_{pdm} é dado em nº de golpes para 20cm de penetração; q_d é dado em MPa

Tabela 4.6: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 2

Prof. (m)		Setor 2 (SA)							
		P18		P19		P20		Médias	
de	até	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd
0,00	0,20	22	2,59	10	1,18	12	1,41	14,7	1,73
0,20	0,40	86	10,14	67	7,90	45	5,30	66,0	7,78
0,40	0,60	73	8,60	93	10,96	59	6,95	75,0	8,84
0,60	0,80	50	4,94	28	2,77	38	3,76	38,7	3,82
0,80	1,00	51	5,04	16	1,58	49	4,85	38,7	3,82
1,00	1,20	28	2,77	17	1,68	17	1,68	20,7	2,04
1,20	1,40	20	1,98	25	2,47	23	2,27	22,7	2,24
1,40	1,60	22	2,18	20	1,98	18	1,78	20,0	1,98
1,60	1,80	19	1,60	10	0,84	17	1,43	15,3	1,29
1,80	2,00	12	1,01	5	0,42	14	1,18	10,3	0,87
2,00	2,20	16	1,34	10	0,84	11	0,92	12,3	1,04
2,20	2,40	12	1,01	10	0,84	8	0,67	10,0	0,84
2,40	2,60	11	0,92	10	0,84	5	0,42	8,7	0,73
2,60	2,80	16	1,18	10	0,74	11	0,81	12,3	0,91
2,80	3,00	11	0,81	10	0,74	11	0,81	10,7	0,79
3,00	3,20	15	1,11	15	1,11	11	0,81	13,7	1,01
3,20	3,40	23	1,70	22	1,63	23	1,70	22,7	1,68
3,40	3,60	25	1,85	33	2,44	25	1,85	27,7	2,04
3,60	3,80	33	2,18	30	1,98	23	1,52	28,7	1,89
3,80	4,00	21	1,39	17	1,12	27	1,78	21,7	1,43
4,00	4,20	23	1,52	27	1,78	25	1,65	25,0	1,65
4,20	4,40	31	2,05	27	1,78	22	1,45	26,7	1,76

Nota: Npdm é dado em n° de golpes para 20cm de penetração; qd é dado em MPa

Tabela 4.7: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 3

Prof. (m)		Setor 3 (NA)						Setor 3 (SA)							
		P4		P5		Médias		P9		P10		P11		Médias	
de	até	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd
0,00	0,20	8	0,94	6	0,71	7,0	0,83	15	1,77	14	1,65	15	1,77	14,7	1,73
0,20	0,40	26	3,06	28	3,30	27,0	3,18	35	4,13	30	3,54	21	2,48	28,7	3,38
0,40	0,60	38	4,48	38	4,48	38,0	4,48	47	5,54	51	6,01	51	6,01	49,7	5,85
0,60	0,80	30	2,97	32	3,16	31,0	3,07	48	4,75	41	4,05	44	4,35	44,3	4,38
0,80	1,00	26	2,57	24	2,37	25,0	2,47	34	3,36	29	2,87	32	3,16	31,7	3,13
1,00	1,20	24	2,37	22	2,18	23,0	2,27	34	3,36	25	2,47	20	1,98	26,3	2,60
1,20	1,40	22	2,18	22	2,18	22,0	2,18	27	2,67	26	2,57	22	2,18	25,0	2,47
1,40	1,60	20	1,98	22	2,18	21,0	2,08	24	2,37	27	2,67	22	2,18	24,3	2,41
1,60	1,80	18	1,51	19	1,60	18,5	1,55	20	1,68	20	1,68	16	1,34	18,7	1,57
1,80	2,00	7	0,59	16	1,34	11,5	0,97	16	1,34	11	0,92	13	1,09	13,3	1,12
2,00	2,20	10	0,84	15	1,26	12,5	1,05	10	0,84	8	0,67	7	0,59	8,3	0,70
2,20	2,40	11	0,92	16	1,34	13,5	1,13	14	1,18	12	1,01	11	0,92	12,3	1,04
2,40	2,60	13	1,09	11	0,92	12,0	1,01	14	1,18	15	1,26	11	0,92	13,3	1,12
2,60	2,80	15	1,11	12	0,89	13,5	1,00	11	0,81	7	0,52	10	0,74	9,3	0,69
2,80	3,00	28	2,07	20	1,48	24,0	1,77	10	0,74	8	0,59	10	0,74	9,3	0,69
3,00	3,20	40	2,96	25	1,85	32,5	2,40	14	1,03	11	0,81	14	1,03	13,0	0,96
3,20	3,40	40	2,96	36	2,66	38,0	2,81	28	2,07	21	1,55	24	1,77	24,3	1,80
3,40	3,60	34	2,51	39	2,88	36,5	2,70	35	2,59	23	1,70	34	2,51	30,7	2,27
3,60	3,80	25	1,65	37	2,44	31,0	2,05	-	-	-	-	-	-	-	-
3,80	4,00	-	-	28	1,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Npdm é dado em n° de golpes para 20cm de penetração; qd é dado em MPa

Tabela 4.8: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 4

Prof. (m)		Setor 4 (NA)								Setor 4 (SA)							
		P1		P2		P3		Médias		P6		P7		P8		Médias	
de	até	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd
0,00	0,20	16	1,89	15	1,77	8	0,94	13,0	1,53	24	2,83	11	1,30	9	1,06	14,7	1,73
0,20	0,40	23	2,71	27	3,18	23	2,71	24,3	2,87	30	3,54	30	3,54	33	3,89	31,0	3,65
0,40	0,60	28	3,30	31	3,65	29	3,42	29,3	3,46	44	5,19	51	6,01	46	5,42	47,0	5,54
0,60	0,80	22	2,18	25	2,47	24	2,37	23,7	2,34	48	4,75	44	4,35	40	3,96	44,0	4,35
0,80	1,00	19	1,88	24	2,37	15	1,48	19,3	1,91	37	3,66	42	4,15	34	3,36	37,7	3,73
1,00	1,20	25	2,47	22	2,18	13	1,29	20,0	1,98	29	2,87	29	2,87	28	2,77	28,7	2,84
1,20	1,40	27	2,67	26	2,57	16	1,58	23,0	2,27	29	2,87	34	3,36	26	2,57	29,7	2,93
1,40	1,60	22	2,18	26	2,57	19	1,88	22,3	2,21	28	2,77	34	3,36	28	2,77	30,0	2,97
1,60	1,80	9	0,76	15	1,26	20	1,68	14,7	1,23	24	2,02	36	3,02	27	2,27	29,0	2,44
1,80	2,00	8	0,67	10	0,84	13	1,09	10,3	0,87	19	1,60	22	1,85	16	1,34	19,0	1,60
2,00	2,20	11	0,92	14	1,18	6	0,50	10,3	0,87	11	0,92	11	0,92	13	1,09	11,7	0,98
2,20	2,40	8	0,67	12	1,01	7	0,59	9,0	0,76	13	1,09	12	1,01	9	0,76	11,3	0,95
2,40	2,60	4	0,34	13	1,09	10	0,84	9,0	0,76	11	0,92	11	0,92	8	0,67	10,0	0,84
2,60	2,80	11	0,81	17	1,26	16	1,18	14,7	1,08	11	0,81	13	0,96	5	0,37	9,7	0,71
2,80	3,00	15	1,11	27	2,00	24	1,77	22,0	1,63	11	0,81	15	1,11	9	0,67	11,7	0,86
3,00	3,20	28	2,07	40	2,96	33	2,44	33,7	2,49	16	1,18	20	1,48	17	1,26	17,7	1,31
3,20	3,40	33	2,44	-	-	-	-	33,0	2,44	24	1,77	34	2,51	25	1,85	27,7	2,04
3,40	3,60	-	-	-	-	-	-	-	-	42	3,10	50	3,70	30	2,22	40,7	3,01

Nota: Npdm é dado em n° de golpes para 20cm de penetração; qd é dado em MPa

Tabela 4.9: Resultados dos testes com PDM realizados no Setor 5

Prof. (m)		Setor 5 (SA)							
		P12		P13		P14		Médias	
de	até	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd	Npdm	qd
0,00	0,20	31	3,65	12	1,41	15	1,77	19,3	2,28
0,20	0,40	47	5,54	58	6,84	42	4,95	49,0	5,78
0,40	0,60	41	4,83	79	9,31	71	8,37	63,7	7,50
0,60	0,80	50	4,94	59	5,83	72	7,12	60,3	5,97
0,80	1,00	39	3,86	29	2,87	47	4,65	38,3	3,79
1,00	1,20	29	2,87	31	3,07	38	3,76	32,7	3,23
1,20	1,40	25	2,47	31	3,07	34	3,36	30,0	2,97
1,40	1,60	19	1,88	31	3,07	33	3,26	27,7	2,74
1,60	1,80	15	1,26	31	2,60	35	2,94	27,0	2,27
1,80	2,00	12	1,01	14	1,18	19	1,60	15,0	1,26
2,00	2,20	5	0,42	4	0,34	7	0,59	5,3	0,45
2,20	2,40	5	0,42	5	0,42	11	0,92	7,0	0,59
2,40	2,60	8	0,67	9	0,76	14	1,18	10,3	0,87
2,60	2,80	13	0,96	24	1,77	11	0,81	16,0	1,18
2,80	3,00	13	0,96	25	1,85	21	1,55	19,7	1,45
3,00	3,20	23	1,70	36	2,66	29	2,14	29,3	2,17
3,20	3,40	34	2,51	31	2,29	32	2,37	32,3	2,39

Nota: Npdm é dado em n° de golpes para 20cm de penetração; qd é dado em MPa

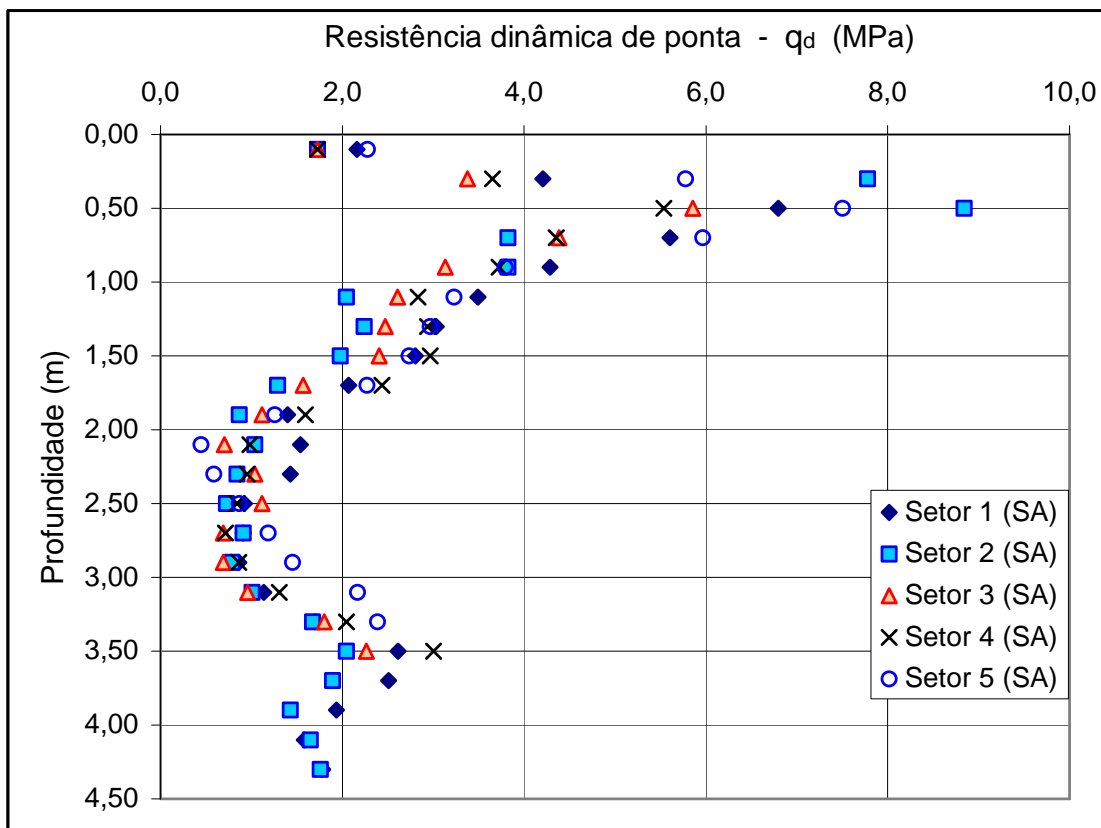
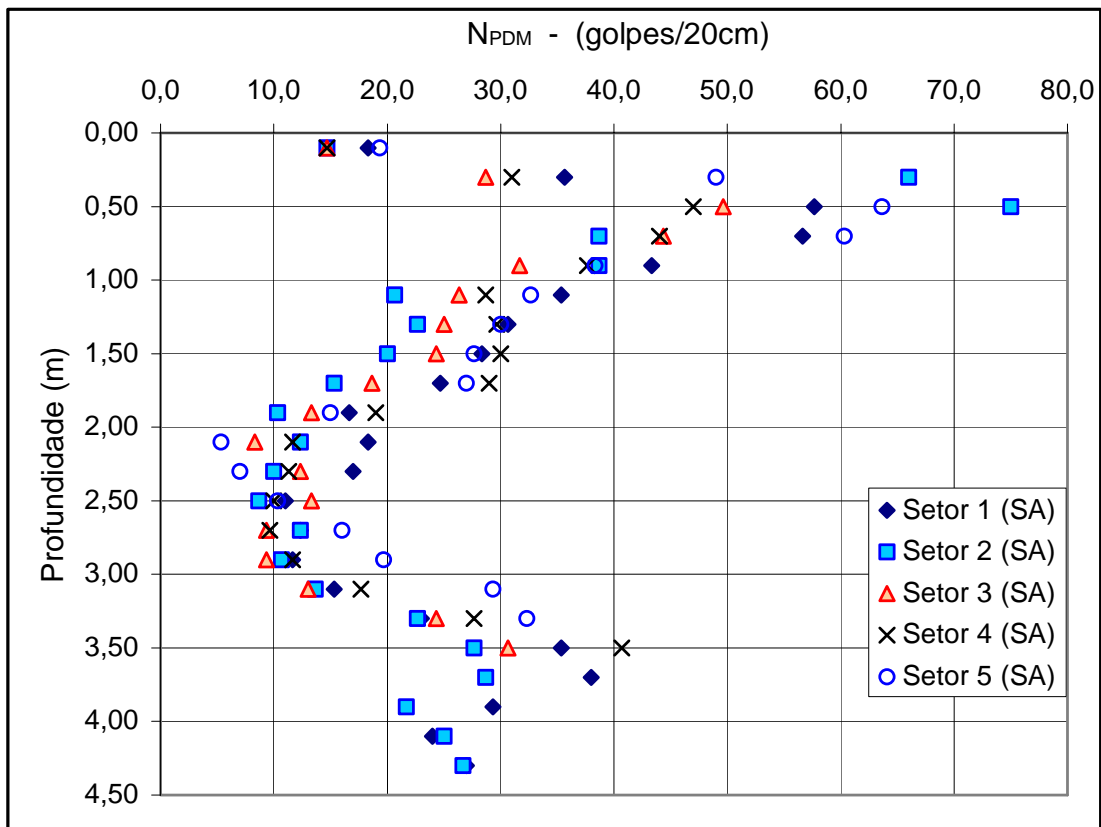


Figura 4.10: Resultados dos testes com PDM, para a situação sobreadensada

Nota: No gráfico estão apresentadas as médias conforme Tabelas 4.6 a 4.10

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.2.1 Caracterização

As areias estudadas em laboratório foram classificadas como **areias finas a médias ou areias médias a finas, quartzosas, cor marrom**. A forma predominante é **angular a subangular** (Figura 4.12).

4.2.1.1 Granulometria

Do material coletado de 0,0 até 2,0m de profundidade, foram selecionadas seis amostras para determinação da granulometria por peneiramento. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Resultados da granulometria feita nas amostras coletadas até 2,0m

Resumo da Granulometria		Am D01	Am D02	Am D03	Am D04	Am D05	Am D06
Areia Grossa	4,75 - 2,00mm	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Areia Média	2,00 - 0,42mm	35,11%	20,51%	31,65%	65,57%	43,24%	44,57%
Areia Fina	0,42 - 0,074mm	64,35%	78,52%	67,58%	33,99%	55,87%	55,14%
Finos	< 0,074mm	0,54%	0,97%	0,77%	0,44%	0,89%	0,29%

A Tabela 4.11 mostra os resultados da granulometria feita em algumas amostras obtidas nos ensaios SPT, em diferentes profundidades.

Tabela 4.11: Resultados da granulometria das amostras obtidas no SPT

Sondagem:		SP01A-4	SP02A-4	SP03A-5	SP03A-6	SP04C-2
Profundidade da amostra:		4m	4m	5m	6m	2m
Areia Grossa	4,75 - 2,00mm	0,08%	1,21%	0,30%	0,59%	0,03%
Areia Média	2,00 - 0,42mm	24,43%	76,84%	70,15%	48,07%	73,79%
Areia Fina	0,42 - 0,074mm	74,22%	20,24%	27,37%	48,43%	24,40%
Finos	< 0,074mm	1,27%	1,71%	2,18%	2,91%	1,78%

As curvas granulométricas das areias ensaiadas estão representadas na Figura 4.11.

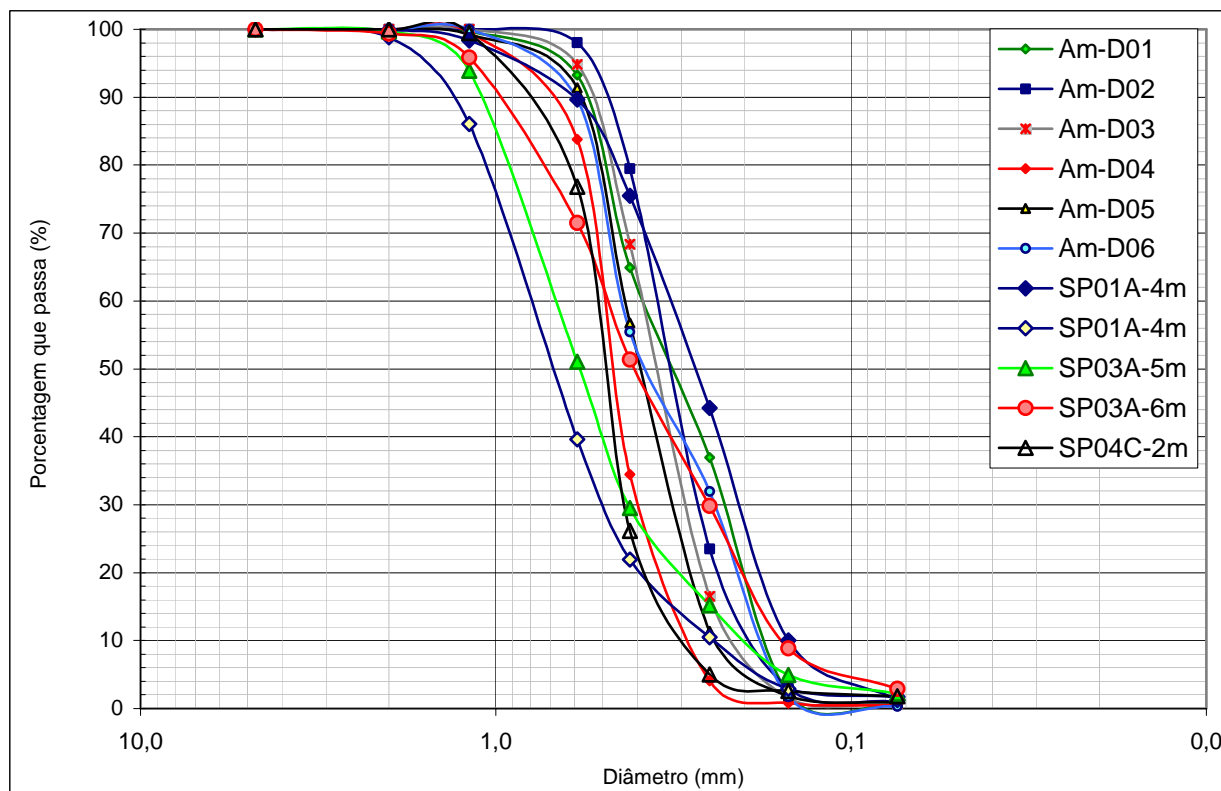


Figura 4.11: Curvas granulométricas para as amostras ensaiadas

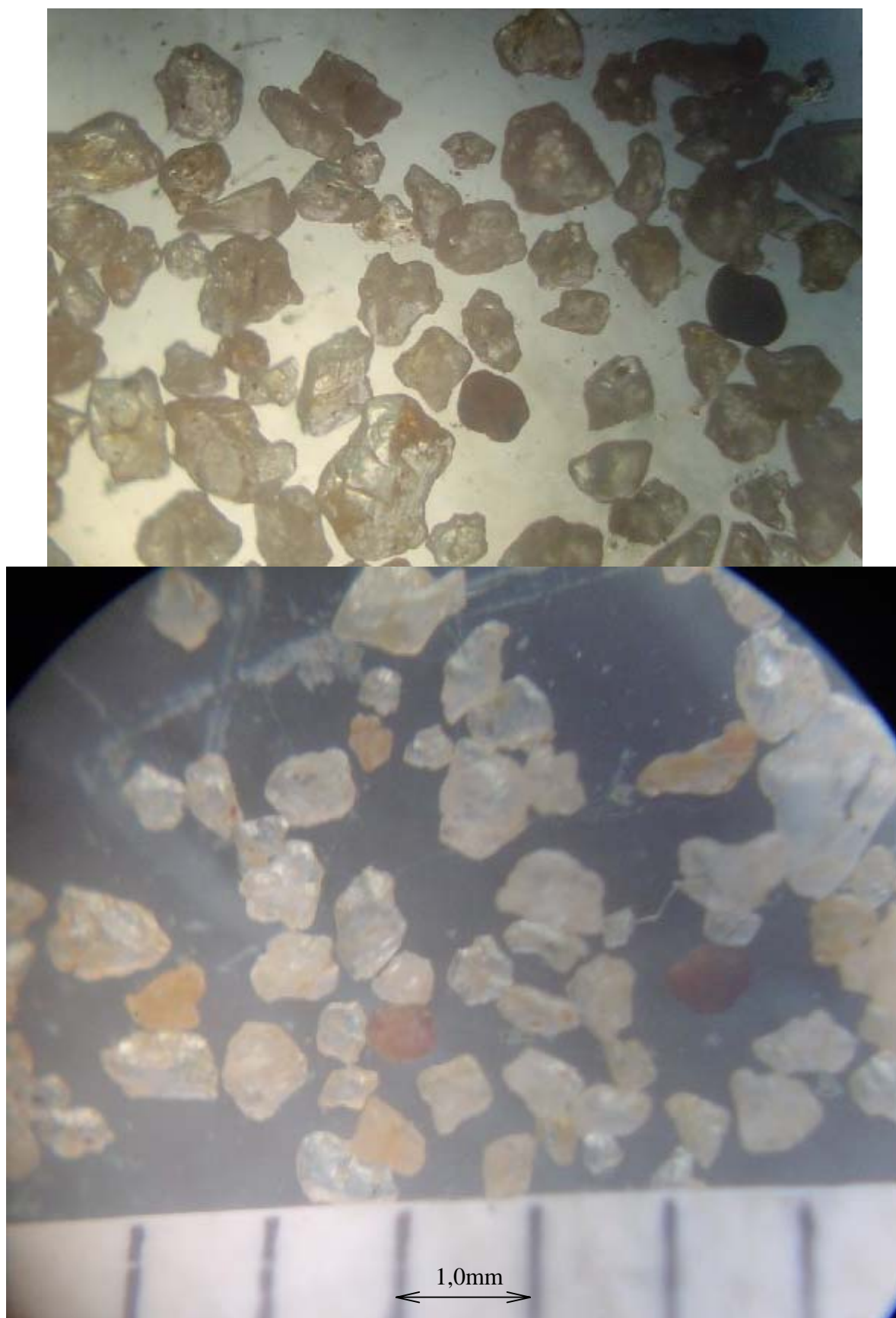


Figura 4.12: Fotografias ao microscópio da areia estudada

4.2.1.2 Peso específico real dos grãos (γ_s)

O peso específico real dos grãos foi determinado por meio de picnômetro, conforme procedimento da NBR 6508/82. Os resultados estão especificados na Tabela 4.11:

Tabela 4.12: Resultados da determinação do peso específico real dos grãos (NBR 6508/82)

Amostra	1	2
Profundidade	1,70m	2,10m
Massa específica real dos grãos – γ_s (g/cm³)	2,647	2,649
Gs médio	2,65	

4.2.1.3 Calibração do sistema de chuveiramento

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, foi montado e calibrado um sistema conhecido como “chuveiramento” ou “pluviação”.

O chuveiramento consiste em montar um sistema para verter a areia através de um funil de cartolina sobre quatro peneiras n° 04. A caixa de cisalhamento é colocada embaixo do sistema e preenchida até que a areia exceda o topo da caixa. O excesso é removido com uma lâmina de aço. O sistema está esquematizado na Figura 4.13 e na Figura 4.14.

Ao variar as dimensões “A” e “B” (Figura 4.13) e o diâmetro do bico do funil, diferentes pesos específicos são encontrados. O método proporciona excelente repetibilidade e foi adotado para moldagem de corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto.

Para cada areia, devem-se calibrar as alturas A e B e o diâmetro do bico do funil para obtenção da(s) compactidade(s) desejadas. No presente estudo, verificou-se que o peso específico (e logo a compactidade) da amostra é tanto maior quanto maior for a altura de queda “B” e, principalmente, tanto maior quanto menor o diâmetro do bico do funil. À altura “A” atribui-se pequena influência.

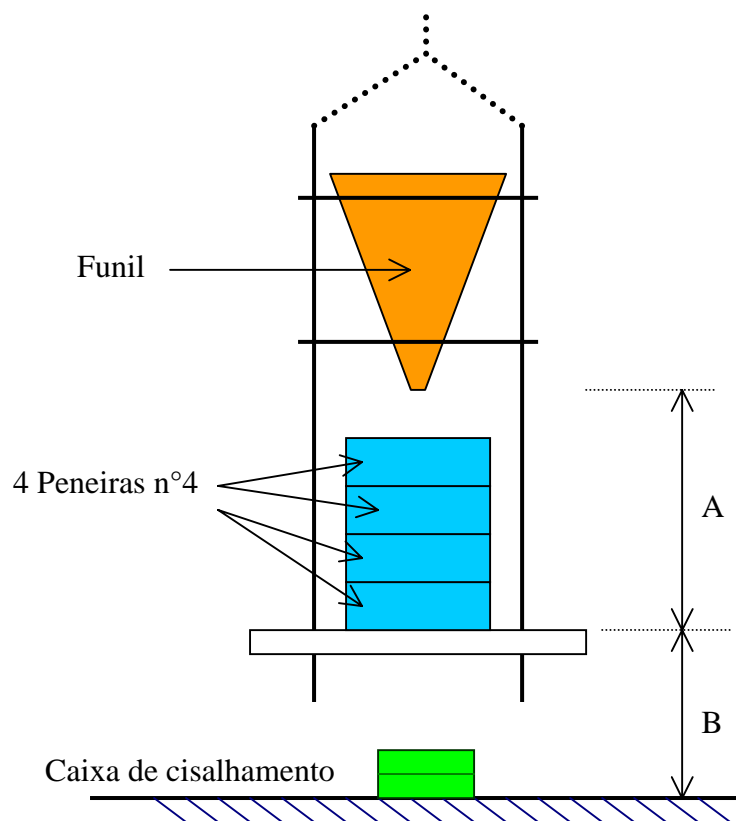


Figura 4.13: Esquema do mecanismo de chuveiramento



Figura 4.14: Foto do sistema de chuveiramento empregado

4.2.1.4 Peso específico seco mínimo ($\gamma_{d\min}$)

A determinação do peso específico seco mínimo foi feita por dois métodos distintos, o “método da proveta” proposto por Pacheco (1978) e o “método do funil” prescrito pela ABNT, na MB-3324.

Resumidamente, o “**método do funil de vidro**” consiste em despejar o solo seco dentro de um molde pelo bico de um funil, com um fluxo constante. A queda livre do solo não deve ser maior do que 1cm e, durante a deposição, move-se o funil em espiral em torno do centro do molde para formar uma espessura de solo uniforme e sem segregação. O molde, de volume conhecido previamente, deve ser preenchido até mais ou menos 3cm acima do topo e depois se retira o excesso com passadas de lâminas de aço. A Norma MB-3324 fornece o diâmetro do bico do funil em função do diâmetro dos grãos.

Usando o procedimento acima descrito, foram feitas determinações de peso específico aparente seco mínimo e os resultados estão resumidos na Tabela 4.13.

O “**método da proveta**” proposto por Pacheco (1978) é de simples execução, e o procedimento resumido consiste no seguinte: coloca-se uma quantidade de solo em uma proveta graduada e tampa-se a proveta. Depois, emborca-se a proveta com a amostra e volta-se à sua posição original sem provocar impacto e num tempo de aproximadamente um segundo. Registrando-se o volume médio da amostra na proveta e o peso de solo usado, chega-se ao peso específico seco do solo. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.13: Determinação do peso específico seco mínimo pelo método do funil de vidro da ABNT (MB-3324/90)

Amostra	Determinações da massa (g)				massa mín(g)	γ_d min (kN/m ³)		e max
	1	2	3	4		amostra	média	
D01	1166,4	1166,4	1171,0	1171,2	1166,4	13,9	13,9	0,82
D02	1167,6	1167,3	1170,2	1169,0	1167,3	13,9		0,82
D03	1155,6	1153,4	1158,4	1156,2	1153,4	13,7		0,85
D04	1173,8	1174,5	1171,7	1172,7	1171,7	13,9		0,82
D05	1189,3	1182,9	1185,9	1184,0	1182,9	14,1		0,80
D06	1187,9	1194,7	1190,2	1194,0	1187,9	14,1		0,79

OBS: Tara recipiente = 35 g
Volume recipiente = 800 cm³

Tabela 4.14: Determinação do peso específico seco mínimo pelo método da proveta proposto por Pacheco (1978)

Amostra	massa inicial(g)	Determinações de volume (ml)						massa final(g)	γ_d min (kN/m ³)		e_{max}
		1	2	3	4	5	máx		amostra	média	
D01	659,0	475	475	475	475	470	475	659,0	13,61	13,8	0,86
D02	525,2	370	375	375	375	375	375	524,8	13,73		0,84
D03	704,0	507	507	507	507	507	507	704,0	13,62		0,86
D04	515,9	365	365	365	368	368	368	515,0	13,74		0,84
D05	502,8	352	350	350	350	352	352	502,8	14,01		0,81
D06	567,7	395	395	390	390	395	395	567,7	14,10		0,80

4.2.1.5 Peso específico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$)

Para obtenção do peso específico seco máximo, foram experimentados dois métodos diferentes:

- compactação da amostra com energia do Proctor Modificado;
- vibração.

Dos métodos acima descritos, o que apresentou melhor resultado foi o de vibração. A compactação foi feita utilizando o cilindro de 1000cm³ e energia do Proctor Modificado, mas atingiu o menor peso específico dos métodos acima citados. Tentou-se também uma variante do processo de vibração descrito no método de ensaio MB-3388 da ABNT, usado-se o vibrador de peneiras em substituição à mesa vibratória (indisponível). O método de vibração conduziu aos resultados apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15: Pesos específicos e índices de vazios obtidos pelo método de vibração

Determinação	Peso específico (kN/m ³)	e_{min}
1	16,48	0,54
2	16,17	0,57
3	16,24	0,56
4	16,55	0,53
5	16,24	0,56

Uma outra maneira experimentada para obtenção do peso específico seco máximo ($\gamma_{d \max}$) e que se mostrou muito eficiente foi empregando-se o equipamento de chuveiramento (vide item 4.2.1.3). A metodologia conduziu aos mesmos resultados do método de vibração com simplicidade muito maior, além de excelente repetibilidade. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16: Pesos específicos secos máximos obtidos pelo método de chuveiramento

Determinação	Massa de areia (g)	Volume do recipiente (cm ³)	γ_d (kN/m ³)	Média	Desvio Padrão
1	262,19	155,6	16,53	16,54	0,01
2	262,62	155,6	16,56		
3	1349,4	800,0	16,55		
4	262,27	155,6	16,54		

Para funil com bico de 10mm, A=48cm e B=36cm.

4.2.1.6 Resumo da caracterização

Considerando-se todo o item 4.2.1, apresenta-se a seguir um resumo dos resultados principais das areias estudadas na Tabela 4.17. Notou-se que as características encontradas são típicas das areias da Grande Vitória, conforme identificado por Polido et al. (1999).

Tabela 4.17: Resumo das principais características das areias estudadas

Classificação:	Areia fina a média e Areia média a fina	Item 4.2.1
Cor:	Marrom	Item 4.2.1
Forma dos grãos:	Angular a subangular	Item 4.2.1
Cu médio:	2,4 (variou de 1,65 a 3,35)	Item 4.2.1.1
D₅₀ médio:	0,5 (variou de 0,3 a 0,7)	Item 4.2.1.1
Gs:	2,65	Item 4.2.1.2
$\gamma_{d \min}$:	13,6 kN/m³	Item 4.2.1.4
$\gamma_{d \max}$:	16,6 kN/m³	Item 4.2.1.5

4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme preconizado por Head (1994). Utilizou-se o material coletado até a profundidade de 2,0m (Tabela 4.17) e os corpos de prova foram moldados secos ao ar pelo método de chuveiramento (Item 4.2.1.3) nas compacidades relativas de 60% e 90%. Para moldar corpos de prova de areia fofa, utilizou-se um funil de vidro através do qual se verteu a areia seca diretamente na caixa de cisalhamento, fazendo-se movimentos circulares. Esse procedimento conduziu a corpos de prova com compacidade relativa da ordem de 15%. Foi também realizada uma série de ensaios nas amostras do tipo indeformadas, utilizando-se a técnica de congelamento para moldagem dos corpos de prova, conforme será descrito no item 4.2.2.4.

Para tentar avaliar o efeito de um sobreadensamento e simular em laboratório o aterro realizado no campo, algumas amostras foram submetidas a um sobreadensamento simulado. Tal simulação consistiu em aplicar uma tensão normal na amostra maior do que a tensão normal de ruptura. Após a estabilização das deformações verticais, a tensão era, então, reduzida à tensão normal de ensaio. Assim, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com RSA=1, RSA=2 e RSA=4.

4.2.2.1 Ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova com Cr=90%

Os corpos de prova de areia seca ao ar foram moldados com compacidade relativa de 90% pelo método do chuveiramento, adotando-se um funil com bico de diâmetro 15mm e alturas de queda “A”= 45cm e “B”=15cm (Figura 4.13). Os resultados completos dos ensaios serão apresentados no item 4.2.2.5. A partir destes, foram plotados os pontos tensão cisalhante máxima (τ_{\max}) e residual (τ_{res}) em função da tensão normal de ensaio (σ_v). No mesmo gráfico (Figura 4.15), por meio de regressão linear, traçou-se uma envoltória retilínea passando pela origem. A equação da reta é $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi$ e, então, calculou-se o ângulo de atrito correspondente. O mesmo procedimento foi adotado para as compacidades relativas de 60% (Figura 4.16), 15% (Figura 4.17) e para as amostras congeladas ditas indeformadas (Figura 4.19).

No mesmo gráfico foram plotados os pontos correspondentes aos ensaios realizados com simulação de sobreadensamento (cis07 e cis08), sendo adotado RSA=2.

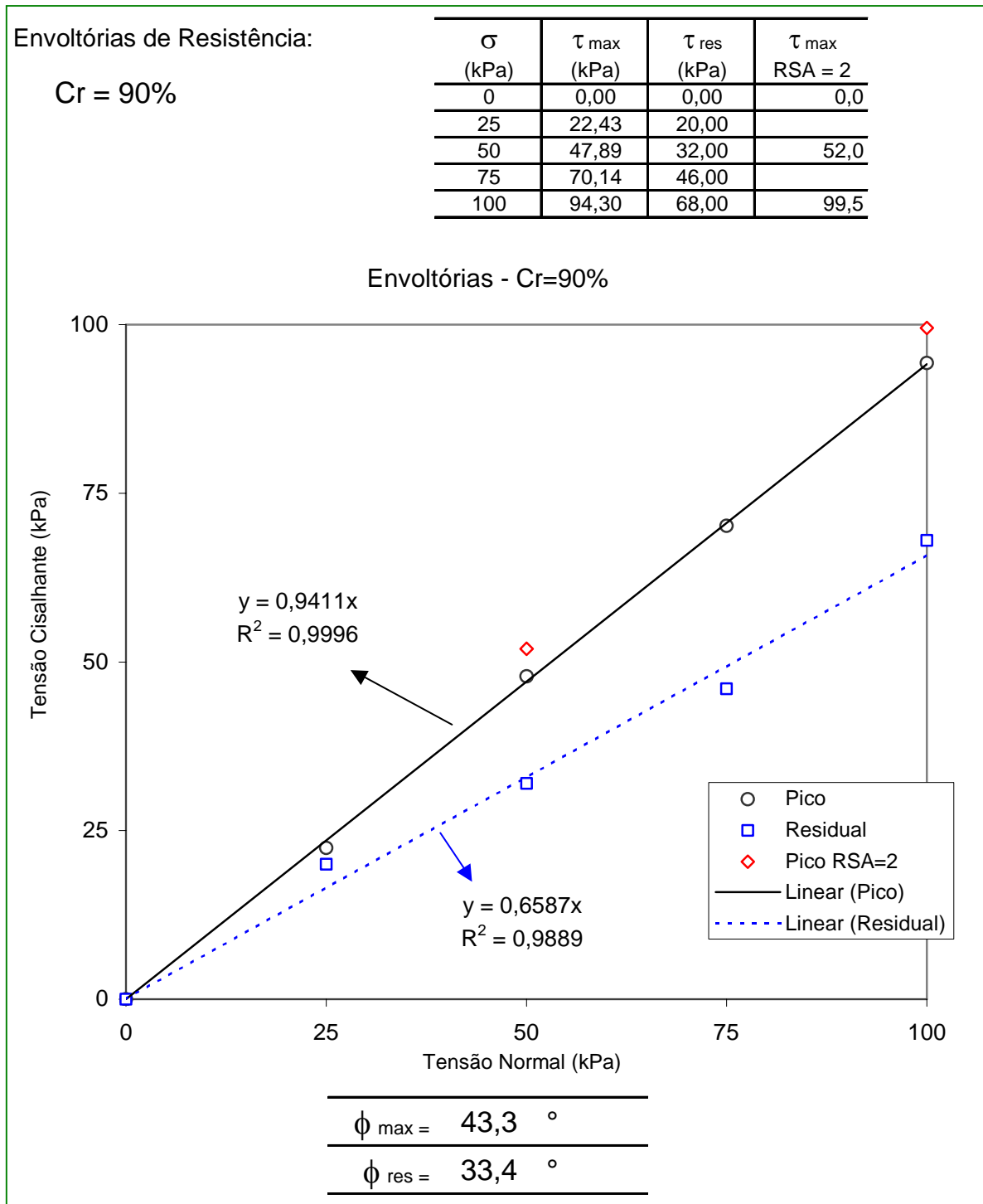


Figura 4.15: Envoltórias de resistência de pico e residual para Cr=90%

4.2.2.2 Ensaios de cisalhamento direto para corpos de prova com $Cr=60\%$

Os corpos de prova de areia seca ao ar foram moldados com compactidade relativa de 60% pelo método do chuveiramento, adotando-se um funil com bico de diâmetro 27mm e alturas de queda “A”=45cm e “B”=15cm (Figura 4.13). A Figura 4.16 apresenta as envoltórias obtidas para os ensaios de cisalhamento direto em laboratório nas areias moldadas à compactidade relativa de 60%. Para a compactidade relativa de 60%, alguns corpos de prova foram moldados com umidade de 5 a 15%, para avaliar a contribuição da tensão capilar na resistência ao cisalhamento.

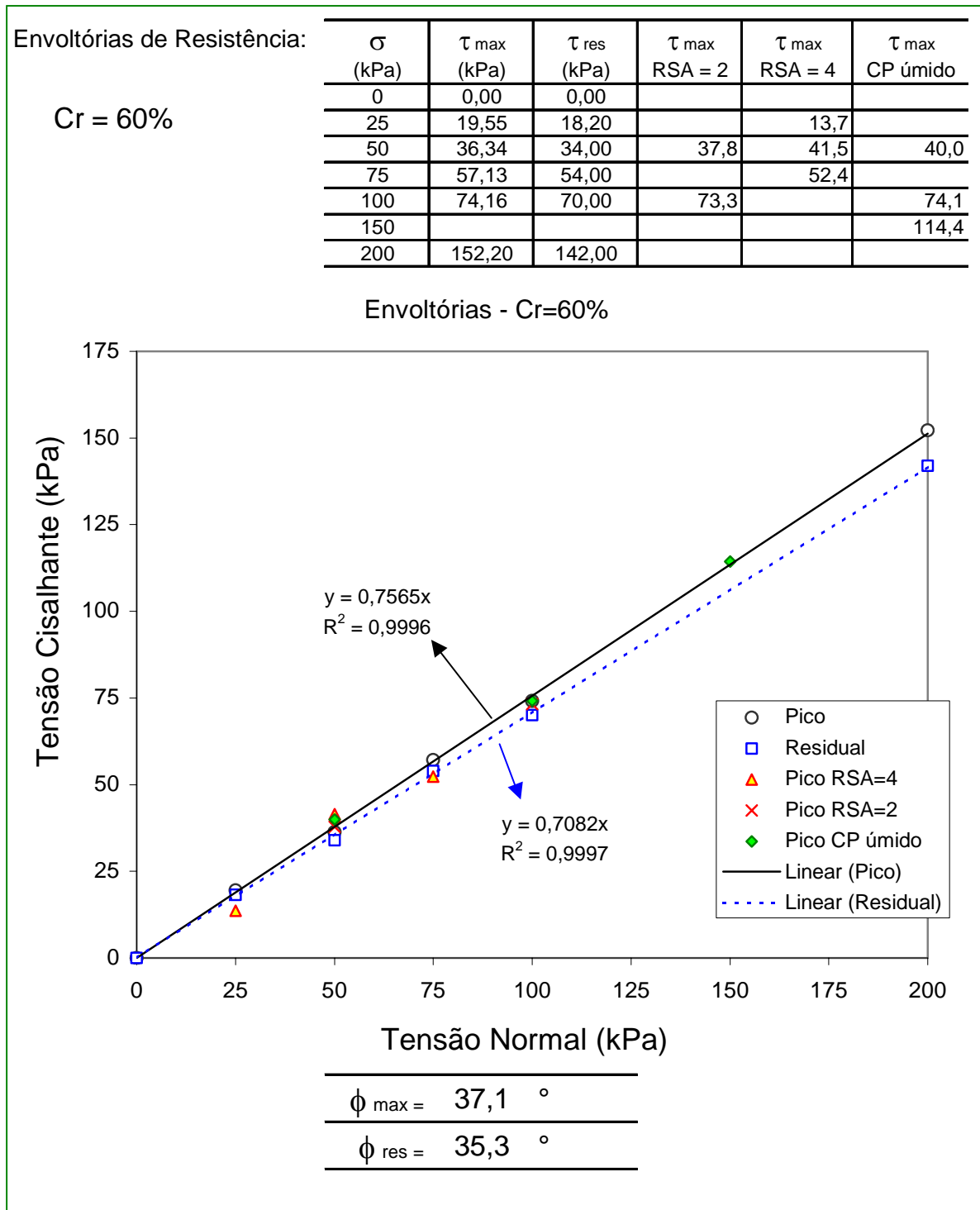


Figura 4.16: Envolvórias de resistência de pico e residual para Cr=60%

4.2.2.3 Ensaio de cisalhamento direto para corpos de prova com Cr=15%

Os corpos de prova de areia seca ao ar foram moldados com compactação relativa de 15% por meio do uso de um funil de vidro, com diâmetro do bico de 7mm, diretamente sobre a caixa de cisalhamento. A altura de queda da areia foi de aproximadamente 1,0cm e a caixa foi preenchida até exceder o topo em movimentos circulares. A Figura 4.17 apresenta as envoltórias obtidas para os ensaios de cisalhamento direto em laboratório assim realizados.

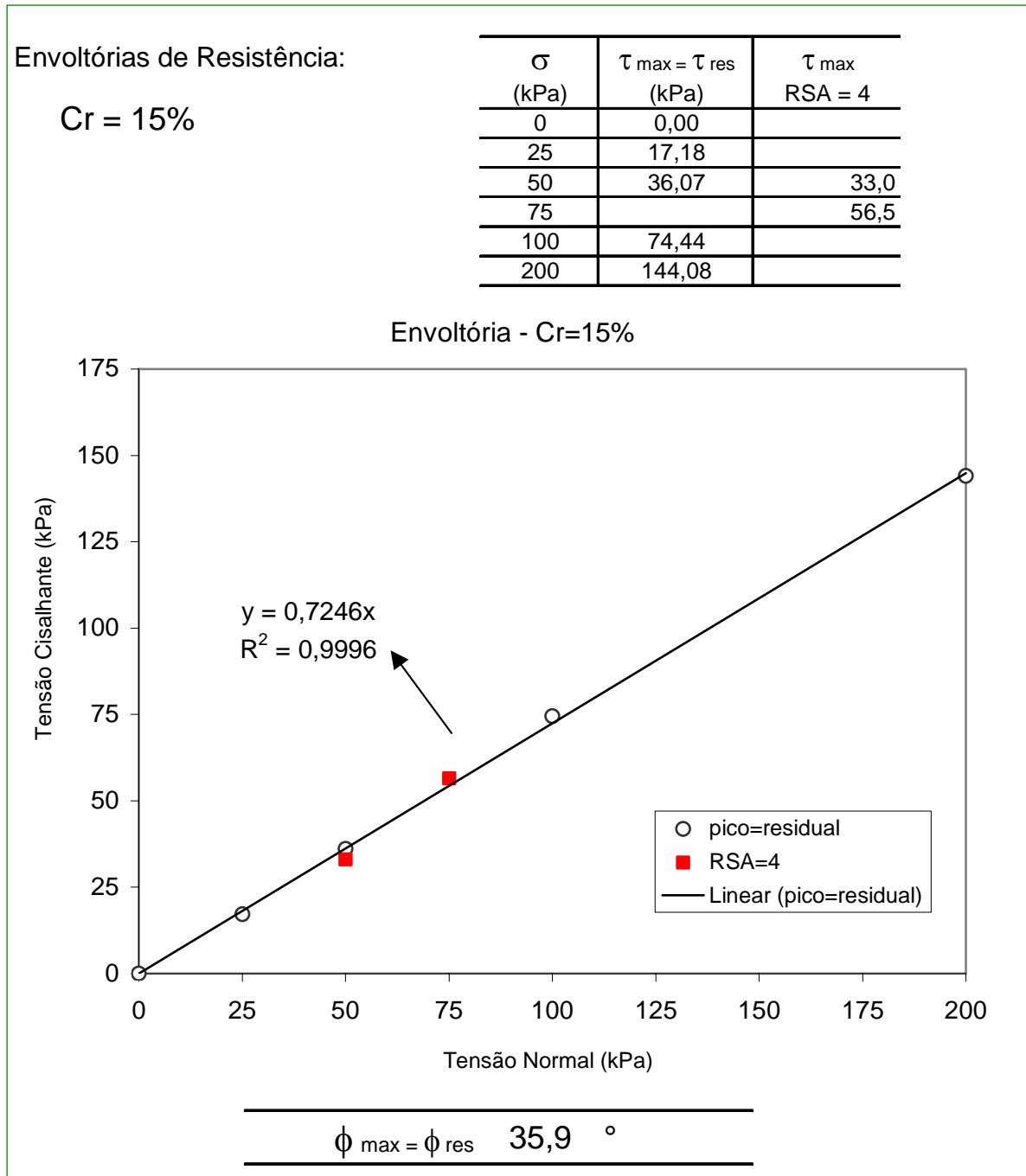


Figura 4.17: Envoltória de resistência de pico e residual para Cr=15%

4.2.2.4 Ensaios de cisalhamento direto para corpos de prova indeformados

Em análises geotécnicas rotineiras e até mesmo em pesquisas, a obtenção de amostras indeformadas confiáveis de areias para ensaios em laboratório continua quase impossível ou, no mínimo, economicamente inviável (BALDI et al., 1989). Uma alternativa muito trabalhosa e cara consiste em utilizar a técnica de congelamento *in situ* para conferir rigidez ao solo e, então, extrair amostras por perfuração.

Konrad et al. (1995) apresentaram um procedimento utilizado para obtenção de amostras do tipo indeformadas em areias. Um amostrador tipo Laval de 200mm foi utilizado para retirar cuidadosamente as amostras de areia do subsolo até a superfície. Mantidas na posição vertical e com manipulação suave, as amostras eram submetidas a congelamento unidirecional confinado para evitar mudanças de volume.

Tanaka e Tanaka (1998) descreveram uma pesquisa em areias na qual os autores realizaram diversos ensaios de campo (SPT, CPT e DMT) e compararam os resultados com amostras de alta qualidade obtida por congelamento *in situ*. O método utilizado consistiu em instalar um tubo no solo e nele injetar nitrogênio líquido. O processo congelava uma área cilíndrica do solo com diâmetro de 0,7m onde eram obtidas longas amostras com diâmetro de 15cm e comprimento variando de 4 a 11m.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto feitos nas amostras do tipo “indeformadas” coletadas à profundidade de 1,0m a 1,50m. Ainda congeladas, as amostras foram extraídas dos moldes de PVC (Figura 4.18-a) e os corpos de prova foram esculpidos no formato 50x50x20mm com auxílio de uma espátula de aço e um molde biselado (Figura 4.18-b,c,d). Em seguida, os CPs foram colocados na caixa de cisalhamento onde repousaram por 60 minutos até o total degelo. O ensaio foi feito na umidade natural de campo, que variou de 2% a 16% para todas as amostras.



Figura 4.18: Preparação dos corpos de prova congelados: a) extração da amostra do tubo PVC; b) preparação inicial; c) raspagem com auxílio da espátula e do molde metálico; d) corpo de prova pronto

Não foi simulado sobreadensamento nesses ensaios, de modo que a tensão normal máxima aplicada foi a própria σ_v do ensaio. Entende-se que, se o sobreadensamento de fato implicar algum efeito, este será devido ao sobreadensamento de campo (aterro). Para tanto, foram coletadas amostras indeformadas sob a área de projeção do aterro, no Setor 4 (ver Figuras 3.4 e 3.5). Essas amostras foram chamadas de SA (de sobreadensadas). As amostras indeformadas coletadas fora da área do aterro foram chamadas NA (de normalmente adensada). Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto nas amostras do tipo indeformadas serão apresentados no item 4.2.2.5.

Com os resultados dos ensaios para as amostras congeladas foram plotados os pontos de tensão cisalhante máxima (τ_{\max}) e tensão residual (τ_{res}) em função da tensão normal de ensaio (σ_v). No mesmo gráfico (Figura 4.19), por meio de regressão linear, traçaram-se envoltórias retilíneas passando pela origem. A equação das retas assume no formato $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi$ e, então, calcula-se o ângulo de atrito correspondente. Na tabela incluída na mesma figura

estão indicadas, para cada ensaio, as compacidades relativas dos corpos de prova do tipo indeformados.

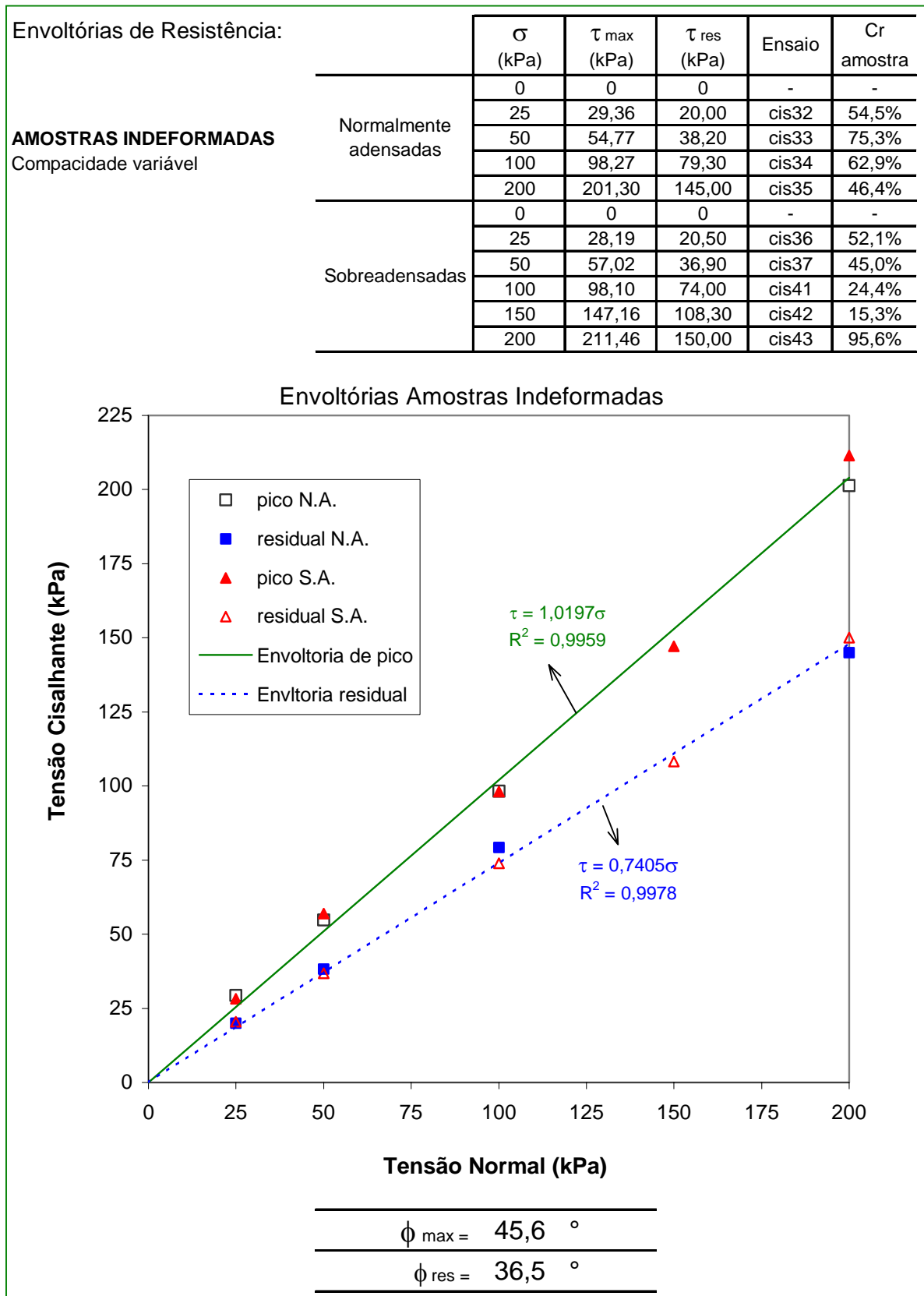


Figura 4.19: Envoltórias de resistência para amostras indeformadas

4.2.2.5 Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

No Apêndice deste trabalho estão apresentados os gráficos de todos os ensaios de cisalhamento direto realizados. A análise das envoltórias correspondentes (Figura 4.15, Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.19) permite algumas observações:

- a) para as amostras reconstituídas, ensaiadas nas compacidades relativas de 15%, 60% e 90%, percebeu-se um resultado similar àquele apresentado na Figura 2.6, elaborada por meio de pesquisa em areias de diversos locais da Grande Vitória (POLIDO et al., 1999);
- b) para as amostras indeformadas, o ângulo de atrito obtido de $45,6^\circ$ foi considerado elevado, em comparação à mesma areia ensaiada por meio de amostras reconstituídas (Quadro 4.2);
- c) nas amostras indeformadas, o ângulo de atrito se manteve praticamente independente da compacidade relativa do corpo de prova, que variou de 15% a 95% (Figura 4.19);
- d) nos ensaios de cisalhamento direto nas amostras reconstituídas, as simulações de sobreadensamento realizadas na etapa precedente à ruptura não influenciaram no valor do ângulo de atrito, pelo menos para as razões de sobreadensamento experimentadas ($RSA = 2$ e $RSA = 4$);
- e) Não foi identificada presença de cimentação significativa, uma vez que a envoltória das amostras indeformadas (Figura 4.19) indicou um valor para o intercepto de coesão muito baixo, entre 0 e 3kPa.

Amostras	Compacidade relativa	Ângulo de atrito	
		Pico	Residual
Reconstituídas	15%	$35,9^\circ$	$35,9^\circ$
	60%	$37,1^\circ$	$35,3^\circ$
	90%	$43,3^\circ$	$33,4^\circ$
Indeformadas	15% a 95%	$45,6^\circ$	$36,5^\circ$

Quadro 4.2: Comparação dos resultados do ângulo de atrito obtido em laboratório

4.3 DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL IN SITU

Junto aos locais de coleta das amostras indeformadas, foram feitas determinações do peso específico natural *in situ* do solo, por meio do método do frasco de areia (NBR 7185/86, ABNT). Foram selecionados dois locais, um sob a área do aterro no setor 4 e outro fora da área do aterro, afastado de 6,0m. Trincheiras foram abertas a pá até o nível d'água (2,0m) e, então, foram feitas as determinações nas profundidades de 0,50m a 1,70m. Também havia sido determinado o peso específico natural *in situ* do material do aterro para estimar a sua sobrecarga. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18: Determinações do peso específico *in situ* (método do frasco de areia)

Solo	Profundidade	γ_{nat} (kN/m ³)	Umidade natural	γ_{nat} médio (kN/m ³)
Material do aterro experimental	-	16,52	5,07%	15,8
	-	15,68	3,57%	
	-	15,03	4,74%	
	-	15,04	5,10%	
	-	16,59	4,81%	
Solo sob a área carregada	0,50m	17,24	3,30%	16,3
	1,00m	15,18	4,05%	
	1,70m	16,44	5,89%	
Solo fora da área carregada	1,00m	16,48	1,78%	16,4
	1,50m	16,33	2,76%	

γ_{nat} = peso específico natural (úmido)

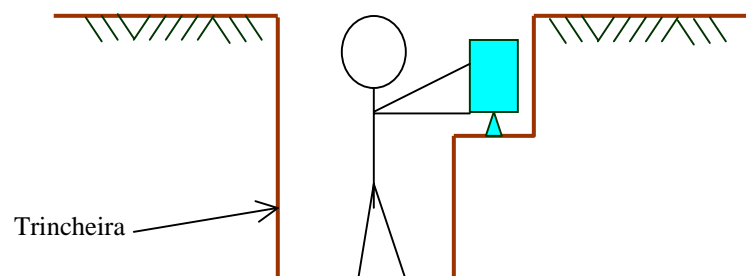


Figura 4.20: Esquema da trincheira feita para determinação do peso específico natural *in situ* (frasco de areia) e coleta de amostras indeformadas

4.4 O ATERRO EXPERIMENTAL

O aterro experimental lançado repousou por noventa dias sobre o terreno antes de ser removido. Durante esse tempo, foram realizadas leituras de recalques por meio de equipamento de topografia. Os cinco medidores de recalque consistiam em placas de aço 60x60cm dotadas de uma barra de aço de 5,0m fixada perpendicularmente à placa. As placas foram instaladas sob o aterro, de modo que 1,0m da barra ficou exposto após o lançamento da areia. Um poste situado a 50m do terreno foi usado como referência de nível para todos os nivelamentos topográficos. Os recalques medidos correspondem aos recalques totais do aterro, não sendo possível diferenciar a deformação em cada camada do solo.

4.4.1 Acompanhamento dos recalques

A Tabela 4.19 apresenta os resultados do acompanhamento dos recalques ao longo do período.

Tabela 4.19: Evolução dos recalques totais devido ao aterro

Data	Tempo (dias)	Recalque (mm)					
		M01	M02	M03	M04	M05	Média
06-12-2001	1	0	0	0	0	0	0
22-12-2001	16	26	22	38	17	38	28
29-12-2001	23	30	29	52	29	38	36
11-01-2002	36	39	34	48	27	39	37
18-01-2002	43	36	36	44	33	44	39
01-02-2002	57	36	34	46	28	41	37
01-03-2002	85	38	40	48	28	37	38

Nota: O medidor M03 foi instalado ao centro e os demais próximos aos cantos do aterro

4.4.2 Acréscimo de tensões gerado pelo aterro

O aterro experimental foi executado em formato de tronco de pirâmide, conforme se viu no item (3.3). Para o cálculo da distribuição do acréscimo de tensões no solo, usou-se a solução da teoria de Boussinesq para um ponto (A) sob o canto de uma área carregada, conforme apresentada por Das (1999):

$$\Delta p^A = q_0 \cdot \left[\frac{1}{4\pi} \cdot \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad (4.1)$$

onde $m = B/z$ e $n = L/z$

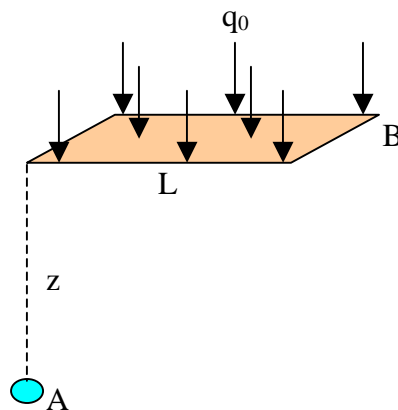


Figura 4.21: Solução de Boussinesq para cálculo do acréscimo de tensão sob o canto de uma área carregada

Lançando-se mão do princípio da superposição, o aterro foi subdividido em quatro áreas carregadas e, para cada setor da área experimental, foram calculados os acréscimos de tensões ao longo da profundidade que variou de $z=0$ (superfície) até 6,60m. O acréscimo de tensão inicial q_0 adotado foi de 64kPa. A distribuição de tensões por setor está resumida na Figura 4.22.

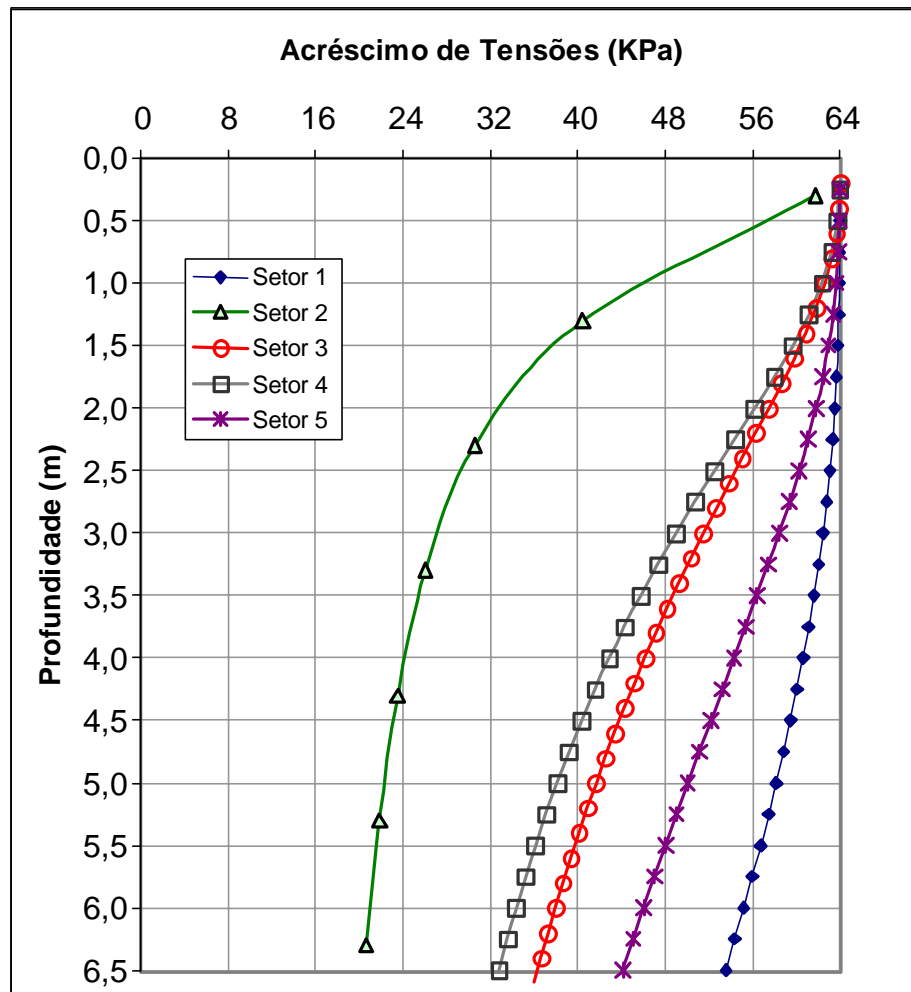


Figura 4.22: Distribuição do acréscimo de tensões devido ao aterro, por setor

A partir dos resultados do ensaio DMT, os parâmetros dilatométricos intermediários foram lançados na Figura 2.16 e obtidos os valores estimados para γ_{nat} (Tabela 5.2).

Tabela 5.2: Estimativa do peso específico natural em função dos resultados do DMT

Prof (m)	γ_{nat} (kN/m ³)		
	DMT1	DMT1A	DMT2A
0,20	17,0	17,0	18,0
0,40	18,0	18,0	18,0
0,60	18,5	19,0	19,5
0,80	18,5	19,0	19,0
1,00	18,5	18,5	19,0
1,20	18,0	18,5	18,5
1,40	18,0	18,5	19,0
1,60	18,5	19,0	19,0
1,80	18,5	19,0	18,5
2,00	18,0	19,0	18,0
2,20	17,0	17,5	18,0
2,40	16,5	18,0	18,0
2,60	16,5	18,0	18,0
2,80	17,0	18,0	18,0
3,00	17,5	18,0	18,0
3,20	18,0	18,0	18,0
3,40	18,0	18,5	19,0
3,60	18,0	19,0	18,5
3,80	18,5	19,0	18,0
4,00	18,0	19,0	18,0
4,20	18,0	18,5	18,0
4,40	18,0	18,0	18,5
4,60	17,5	18,0	18,0
4,80	17,0	17,0	18,0
5,00	17,5	18,0	18,0
5,20	17,5	17,5	18,0
5,40	17,0	17,0	18,0
5,60	16,5	17,0	18,5
5,80	17,0	17,0	19,5
6,00	18,0	18,0	19,0
6,20	19,0	19,0	20,5
6,40	19,0	19,5	20,5
6,60	20,5	20,0	21,0

Para efeito de comparação e análise, os resultados foram agrupados por setor da área experimental, evitando-se comparar resultados de ensaios de campo afastados mais de 2,0m, em face à grande variabilidade dos solos arenosos sedimentares (PECK et al., 1974).

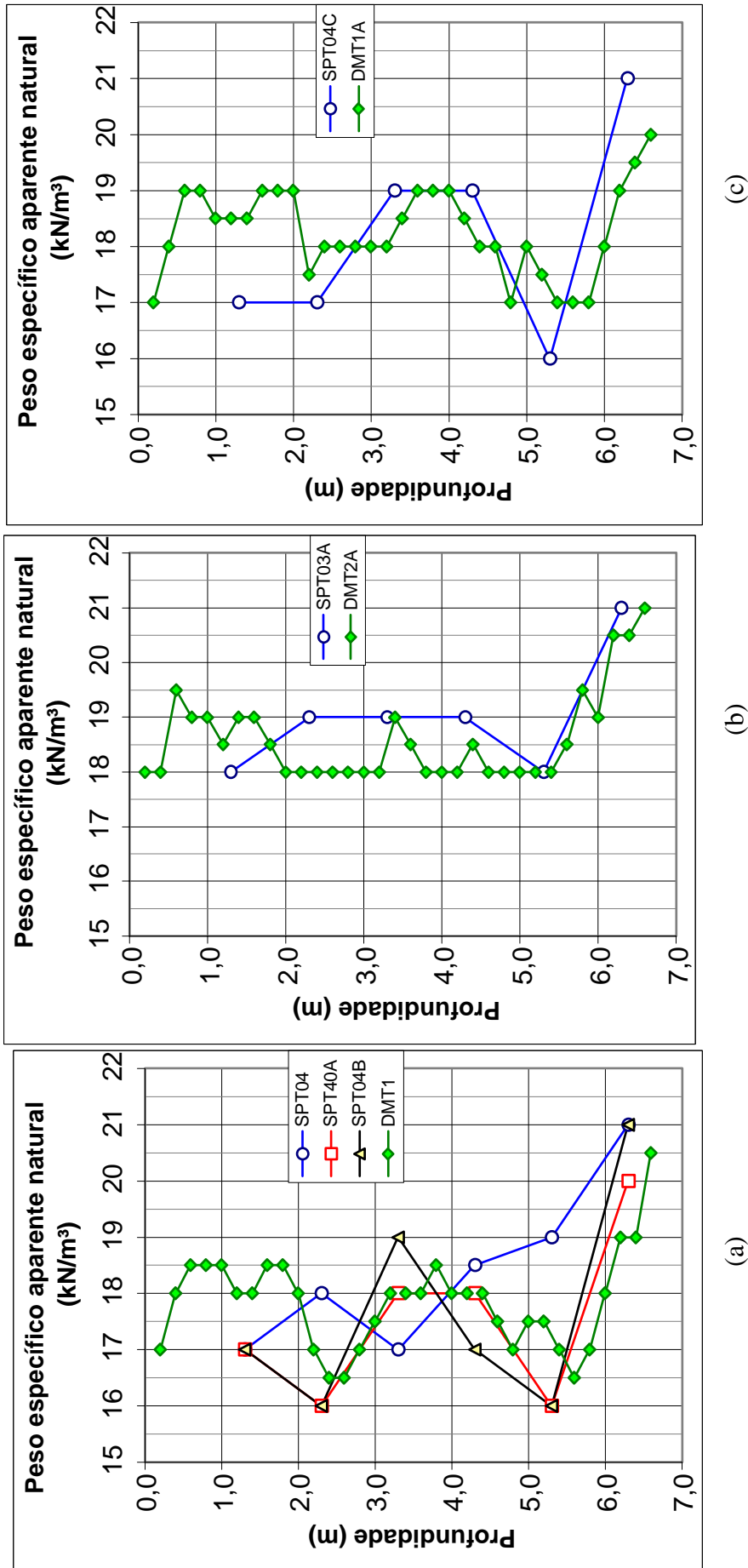


Figura 5.1: Comparação das estimativas de γ_{nat} por setor da área experimental: a) setor 4, antes do lançamento do aterro; b) setor 3, após remoção do aterro; c) setor 4, após remoção do aterro

A observação dos resultados do SPT mostra a grande e variabilidade do solo, no que tange à resistência à penetração, que pode ser facilmente exemplificada comparando-se os resultados do SP04, SP04A e SP04B (Tabela 4.1), que foram feitos lado a lado, na mesma situação (antes do aterro), onde se vê a sondagem SP04 claramente destoante das demais. Excluindo-se o ensaio SP04, pode-se dizer, em observação da Figura 5.1, que as estimativas de peso específico natural via SPT e DMT apresentaram razoável concordância.

5.1.2 Compacidade relativa

A seguir, serão apresentadas estimativas da compacidade relativa (C_r) do solo estudado, até a profundidade de 6,60m.

Por meio do ensaio SPT, o N obtido foi corrigido da energia de ensaio (adotada igual a 75%) para a energia-padrão de 60%. A correção de Terzaghi e Peck (1948) não foi aplicada, uma vez que o solo encontrado foi classificado como areia fina a média e/ou areia média a fina. A partir do valor de N_{60} , estimou-se a compacidade relativa do solo para as quatro propostas apresentadas no Quadro 2.3 do Capítulo 2. Os valores assim estimados estão resumidos na Tabela 5.3, os quais se referem, da esquerda para a direita, às equações 2.14, 2.15, 2.16 e 2.17, propostas por Gibbs e Holtz (1957), Skempton (1986), Yoshida et al. (1988) e Marcusson III e Bieganousky (1977), respectivamente.

Para o cálculo da compacidade relativa por meio da equação 2.14 de Gibbs e Holtz (1957) e da equação 2.15 de Skempton (1986) adotou-se o coeficiente C_{SA} (equação 2.18) para os casos dos ensaios feitos após o aterro.

Tabela 5.3: Estimativa da compacidade relativa em função dos resultados do SPT (continua)

CR = compacidade relativa										
Prof (m)	SP01					SP01A				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	49%	39%	36%	49%	43%	110%	88%	81%	65%	86%
2,0 - 2,45	40%	32%	30%	46%	37%	99%	80%	74%	66%	79%
3,0 - 3,45	55%	44%	41%	52%	48%	117%	96%	86%	77%	94%
4,0 - 4,45	31%	25%	24%	42%	31%	117%	97%	88%	82%	96%
5,0 - 5,45	76%	62%	56%	63%	64%	121%	100%	91%	88%	100%
6,0 - 6,45	120%	99%	87%	90%	99%	111%	93%	85%	87%	94%

CR = compacidade relativa										
Prof (m)	SP02					SP02A				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	49%	39%	36%	49%	43%	83%	66%	60%	63%	68%
2,0 - 2,45	40%	32%	30%	46%	37%	92%	74%	67%	70%	76%
3,0 - 3,45	55%	44%	41%	52%	48%	53%	43%	40%	51%	47%
4,0 - 4,45	49%	39%	37%	49%	43%	42%	34%	33%	47%	39%
5,0 - 5,45	73%	59%	54%	62%	62%	49%	41%	39%	51%	45%
6,0 - 6,45	81%	66%	60%	67%	69%	94%	78%	70%	76%	80%

Tabela 5.3: Estimativa da compacidade relativa em função dos resultados do SPT (conclusão)

CR = compacidade relativa										
Prof (m)	SP03					SP03A				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	60%	47%	44%	53%	51%	86%	68%	62%	65%	70%
2,0 - 2,45	56%	45%	41%	52%	49%	83%	67%	61%	66%	69%
3,0 - 3,45	66%	53%	48%	57%	56%	83%	67%	61%	67%	69%
4,0 - 4,45	37%	30%	29%	44%	35%	82%	67%	61%	68%	70%
5,0 - 5,45	68%	56%	51%	60%	59%	49%	40%	38%	50%	44%
6,0 - 6,45	89%	73%	66%	73%	75%	122%	101%	90%	95%	102%

CR = compacidade relativa										
Prof (m)	SP04					SP04A				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	73%	58%	53%	58%	61%	73%	58%	53%	58%	61%
2,0 - 2,45	61%	49%	44%	54%	52%	33%	26%	25%	43%	32%
3,0 - 3,45	54%	44%	40%	52%	48%	59%	48%	44%	54%	51%
4,0 - 4,45	61%	49%	45%	55%	53%	48%	39%	37%	49%	43%
5,0 - 5,45	62%	51%	47%	56%	54%	29%	24%	24%	42%	30%
6,0 - 6,45	118%	97%	86%	90%	98%	93%	76%	68%	74%	78%

	SP04B					SP04C				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	77%	61%	55%	60%	63%	69%	55%	53%	58%	59%
2,0 - 2,45	40%	32%	30%	46%	37%	43%	35%	34%	48%	40%
3,0 - 3,45	77%	62%	56%	62%	64%	81%	66%	61%	67%	69%
4,0 - 4,45	43%	35%	33%	47%	39%	78%	65%	60%	66%	67%
5,0 - 5,45	21%	17%	17%	39%	23%	20%	16%	17%	38%	23%
6,0 - 6,45	114%	94%	83%	87%	95%	102%	85%	77%	82%	87%

CR = compacidade relativa										
Prof (m)	SP05					SP05A				
	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média	Gibbs	Skemp	Yosh	Marc	Média
1,0 - 1,45	65%	51%	47%	55%	54%	65%	52%	50%	57%	56%
2,0 - 2,45	65%	52%	47%	56%	55%	57%	46%	44%	54%	51%
3,0 - 3,45	49%	40%	37%	50%	44%	63%	51%	49%	57%	55%
4,0 - 4,45	43%	35%	33%	47%	39%	61%	50%	48%	57%	54%
5,0 - 5,45	46%	38%	36%	49%	42%	77%	63%	59%	66%	66%
6,0 - 6,45	121%	99%	87%	91%	100%	98%	81%	75%	80%	84%

Por meio da resistência de ponta do cone, q_c , estimou-se também a compacidade relativa ao longo da profundidade para os CPTs realizados. Foram usadas as propostas de Bellotti et al. (1989b), Kulhawy e Mayne (1990) e Jamiolkowski et al. (1985) e também calculada a média das compacidades assim obtidas.

Tabela 5.4: Estimativa da compacidade relativa em função dos resultados do CPT (continua)

Prof (m)	CR = compacidade relativa							
	CPT1				CPT1A			
	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média
0,25	84%	75%	87%	82%	71%	62%	88%	74%
0,50	66%	61%	75%	67%	101%	83%	101%	95%
0,75	57%	55%	69%	60%	97%	77%	96%	90%
1,00	54%	54%	68%	59%	86%	67%	87%	80%
1,25	55%	55%	69%	60%	84%	64%	83%	77%
1,50	42%	48%	61%	50%	84%	63%	82%	76%
1,75	19%	36%	45%	34%	76%	57%	76%	70%
2,00	0%	20%	12%	11%	64%	50%	68%	61%
2,25	0%	20%	11%	11%	48%	42%	57%	49%
2,50	2%	30%	34%	22%	37%	37%	50%	42%
2,75	26%	39%	50%	38%	39%	38%	51%	43%
3,00	34%	43%	55%	44%	63%	49%	66%	59%
3,25	31%	42%	53%	42%	76%	56%	73%	69%
3,50	25%	39%	49%	38%	76%	57%	73%	69%
3,75	21%	38%	47%	35%	69%	52%	69%	64%
4,00	4%	31%	36%	24%	62%	48%	64%	58%
4,25	0%	28%	29%	19%	59%	47%	62%	56%
4,50	0%	22%	17%	13%	39%	38%	49%	42%
4,75	0%	20%	11%	11%	41%	38%	50%	43%
5,00	0%	18%	5%	8%	27%	33%	41%	34%
5,25	0%	22%	16%	13%	12%	28%	32%	24%
5,50	0%	25%	24%	16%	0%	24%	24%	16%
5,75	48%	52%	65%	55%	11%	28%	31%	23%
6,00	59%	59%	73%	64%	82%	60%	76%	73%
6,25	68%	66%	80%	71%	104%	76%	89%	89%
6,50	78%	74%	86%	80%	83%	60%	76%	73%

Tabela 5.4: Estimativa da compacidade relativa em função dos resultados do CPT (continuação)

CR = compacidade relativa								
Prof (m)	CPT2				CPT2A			
	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média
0,25	133%	88%	96%	106%	96%	83%	104%	94%
0,50	114%	74%	86%	91%	106%	87%	104%	99%
0,75	117%	77%	88%	94%	102%	81%	99%	94%
1,00	99%	64%	78%	80%	87%	67%	86%	80%
1,25	89%	58%	72%	73%	78%	59%	79%	72%
1,50	80%	54%	67%	67%	78%	59%	77%	71%
1,75	69%	48%	61%	59%	74%	56%	74%	68%
2,00	31%	32%	38%	34%	48%	42%	57%	49%
2,25	13%	27%	27%	22%	30%	34%	45%	36%
2,50	23%	30%	34%	29%	46%	41%	55%	47%
2,75	22%	29%	33%	28%	32%	35%	46%	37%
3,00	30%	32%	38%	33%	47%	41%	55%	48%
3,25	46%	38%	48%	44%	62%	48%	64%	58%
3,50	60%	44%	56%	53%	63%	49%	65%	59%
3,75	56%	43%	54%	51%	60%	47%	62%	56%
4,00	50%	40%	51%	47%	50%	42%	56%	49%
4,25	38%	35%	44%	39%	43%	39%	51%	44%
4,50	45%	38%	48%	44%	48%	41%	55%	48%
4,75	44%	38%	48%	43%	18%	30%	36%	28%
5,00	58%	44%	56%	53%	45%	40%	52%	46%
5,25	87%	60%	74%	74%	54%	44%	58%	52%
5,50	92%	64%	77%	78%	23%	31%	38%	31%
5,75	114%	81%	91%	95%	97%	70%	84%	83%
6,00	119%	85%	94%	99%	124%	93%	101%	106%
6,25	113%	80%	90%	94%	114%	84%	95%	98%
6,50	127%	93%	99%	107%	115%	85%	96%	99%

Tabela 5.4: Estimativa da compacidade relativa em função dos resultados do CPT (conclusão)

CR = compacidade relativa								
Prof (m)	CPT3				CPT4			
	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média	Bellotti	Kulha	Jamiol	Média
0,25	89%	76%	100%	88%	95%	81%	103%	93%
0,50	90%	73%	94%	86%	109%	90%	107%	102%
0,75	92%	72%	92%	85%	102%	81%	99%	94%
1,00	87%	68%	87%	81%	97%	75%	93%	88%
1,25	73%	57%	76%	69%	92%	70%	89%	83%
1,50	69%	54%	73%	65%	88%	67%	85%	80%
1,75	69%	54%	72%	65%	70%	55%	73%	66%
2,00	50%	43%	60%	51%	52%	44%	61%	52%
2,25	6%	26%	31%	21%	36%	37%	51%	42%
2,50	-16%	21%	17%	7%	14%	29%	37%	27%
2,75	29%	34%	46%	36%	22%	32%	41%	31%
3,00	43%	40%	54%	45%	24%	32%	42%	33%
3,25	54%	45%	61%	53%	43%	40%	54%	46%
3,50	55%	45%	61%	54%	50%	43%	58%	51%
3,75	42%	39%	53%	45%	41%	39%	52%	44%
4,00	18%	30%	37%	29%	13%	29%	35%	25%
4,25	24%	32%	41%	33%	12%	28%	34%	25%
4,50	38%	37%	49%	41%	28%	34%	44%	35%
4,75	49%	42%	57%	49%	28%	34%	43%	35%
5,00	54%	44%	59%	53%	66%	51%	68%	62%
5,25	40%	38%	50%	43%	92%	68%	83%	81%
5,50	69%	52%	68%	63%	86%	63%	80%	76%
5,75	107%	80%	92%	93%	94%	69%	84%	82%
6,00	107%	79%	92%	92%	116%	88%	98%	101%
6,25	112%	83%	94%	96%	111%	83%	95%	96%
6,50	113%	84%	95%	97%	114%	86%	96%	99%

As compacidades relativas médias foram agrupadas em gráficos para permitir comparações. A Figura 5.2 mostra, para o setor 4, a estimativa de Cr média via SPT, CPT, determinações *in situ* pelo frasco de areia e dos corpos de prova do tipo indeformados. Vê-se nos gráficos uma considerável dispersão dos resultados, tanto ao se comparar SPT com CPT quanto os ensaios de campo com os dados do frasco de areia e corpos de prova indeformados. Exceção feita à estimativa para o SPT04C e CPT1A, que realmente se aproximam muito.

A observação da Figura 5.3 mostra o efeito do sobreadensamento em dois locais distintos, usando-se o mesmo ensaio: CPT. No Setor 4, o acréscimo na Cr média estimada é mais significativo, da ordem de 25%. O mesmo não ocorre para o Setor 3, onde as estimativas de Cr são praticamente iguais, antes e depois do aterro. Tal diferença de comportamento não pode ser explicada pela diferença de acréscimo de tensões, pois, como se viu no item 4.4.2, o acréscimo de pressões gerado pelo aterro nos dois setores é semelhante.

A Figura 5.4 mostra a estimativa da compacidade relativa para o setor 4, de acordo com as três propostas analisadas. São apresentados os resultados para o CPT1 e para o CPT1A, podendo-se, então, comparar também o efeito do sobreadensamento. Em uma areia limpa, em geral, a compacidade relativa não é alterada por sobrecarga estática, a menos que ocorra redução significativa de vazios. Para aumento na compacidade relativa de areias, existem outros métodos eficientes, geralmente baseados em vibração. Por outro lado, sabe-se que o sobreadensamento por carregamento estático causa uma diminuição na compressibilidade do solo e um aumento na resistência à penetração (JAMIOLKOWSKI et al., 1985; KULHAWY; MAYNE, 1990; LUNNE et al., 1997).

A Figura 5.4 ilustra justamente a dificuldade dos ensaios penetrométricos em detectar de forma acurada a compacidade relativa das areias sobreadensadas, embora algumas propostas utilizadas (BELLOTTI et al., 1989b; KULHAWY; MAYNE, 1990) incluam, direta ou indiretamente, a RSA como parâmetro de entrada. Analisando-se isoladamente esse aspecto, pode-se afirmar que a proposta apresentada por Kulhawy e Mayne (1990) conduziu a um resultado muito bom, talvez por incluir fatores de correção para o envelhecimento, compressibilidade e a RSA (vide equação 2.31).

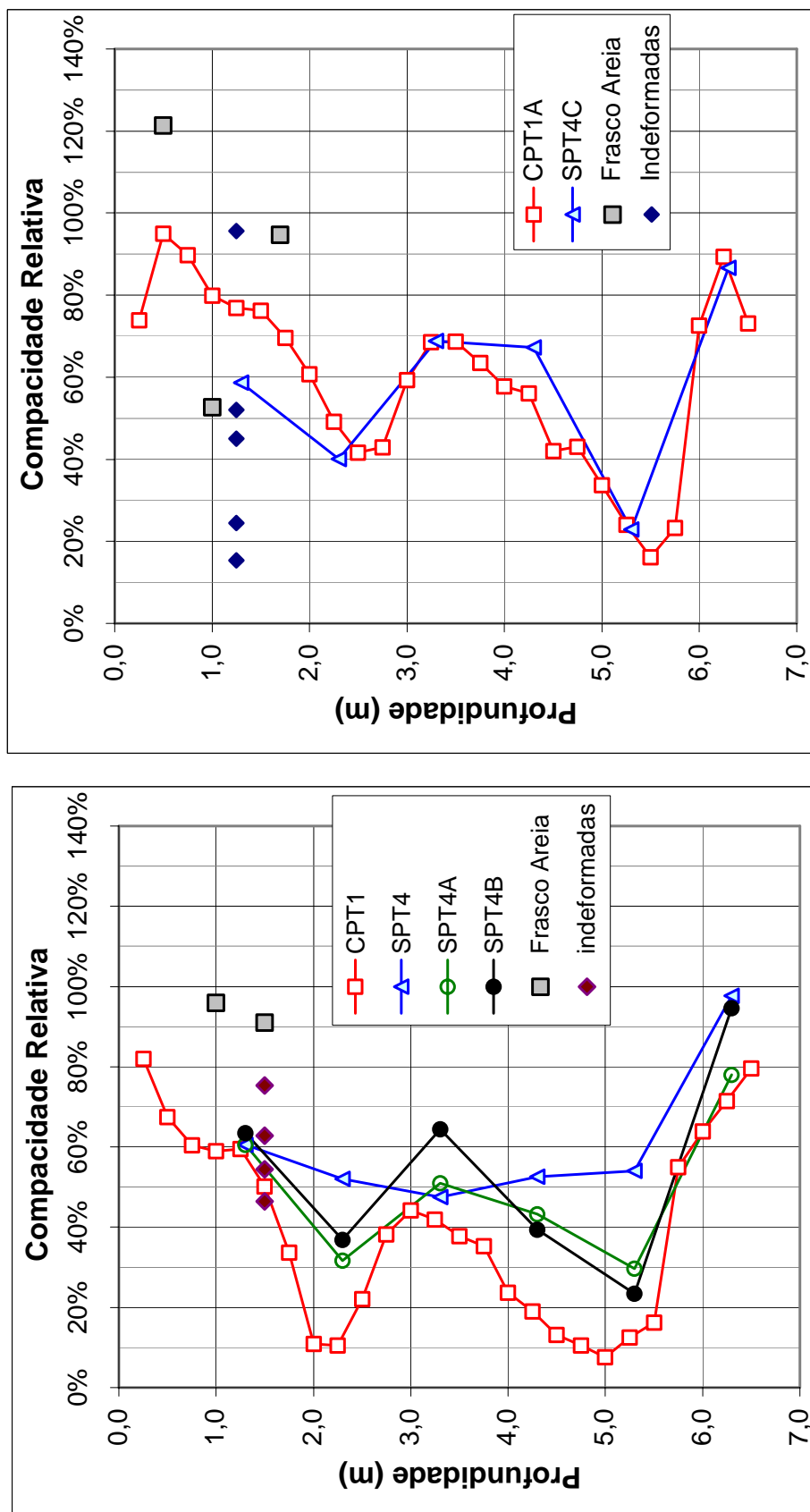
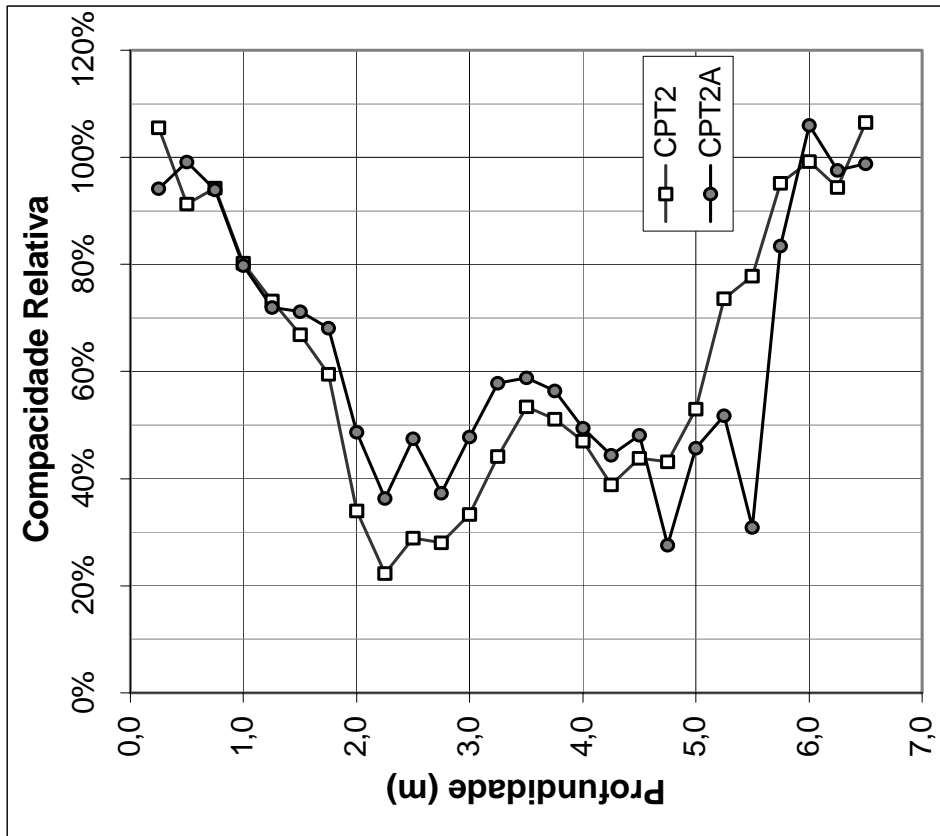
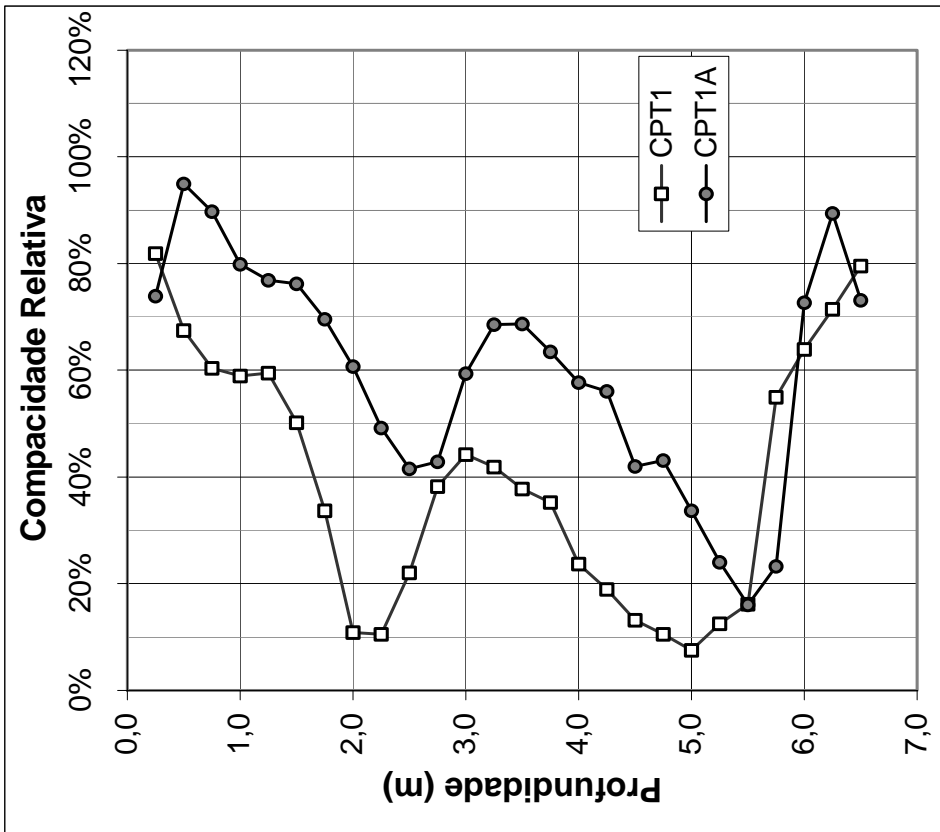


Figura 5.2: Compacidade relativa média estimada para o Setor 4: a) antes do aterro experimental; b) após remoção do aterro



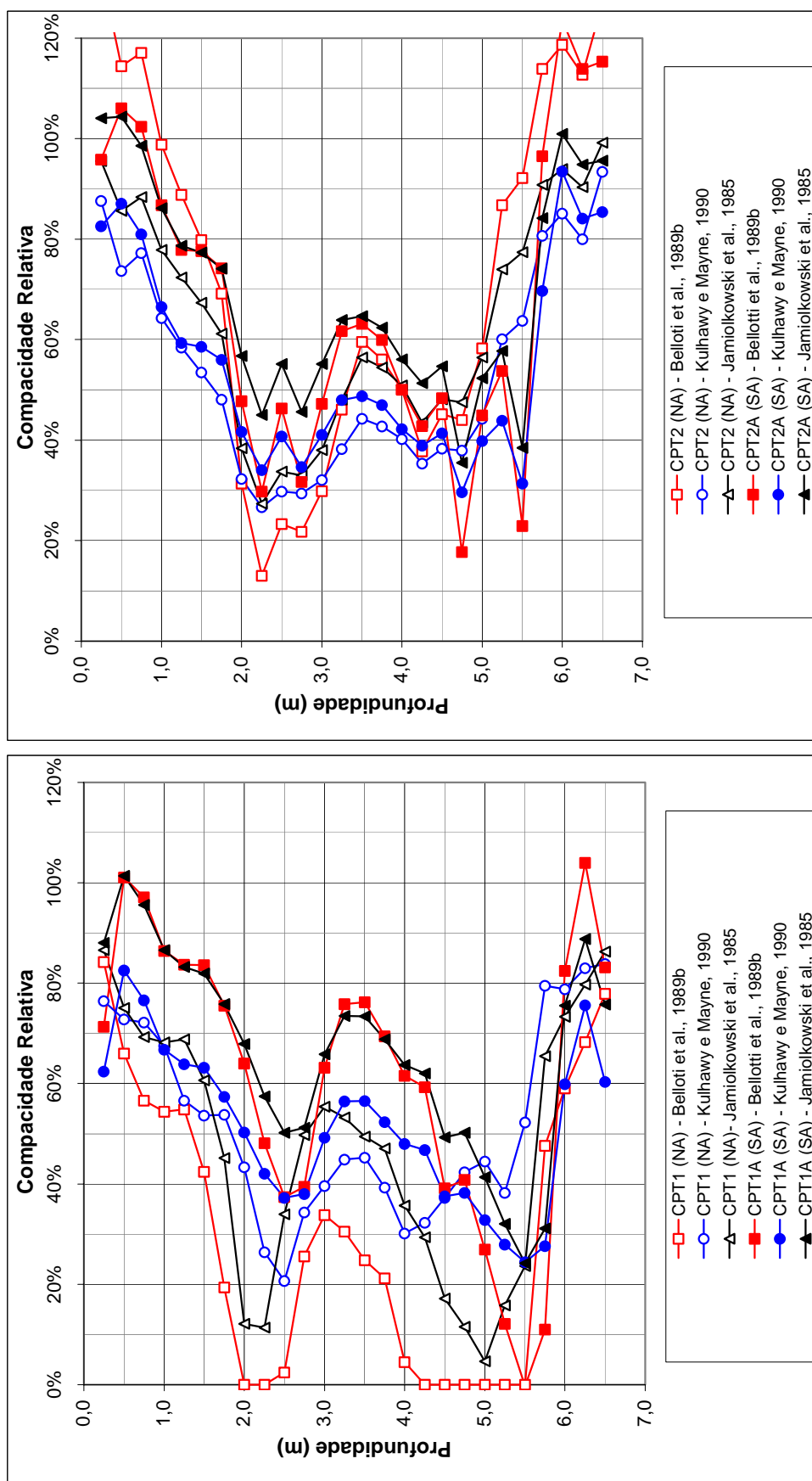
(a)



(b)

Figura 5.3: Avaliação do efeito do aterro na compacidade relativa estimada: a) setor 4; b) setor 3

Nota: Os ensaios CPT1 e CPT2 foram feitos antes do aterro experimental, os ensaios CPT1A e CPT2A após a remoção do aterro experimental



(a) (b)
 Figura 5.4: Estimativa da compacidade relativa por meio do ensaio CPT. Comparação entre propostas e efeito do sobredensamento: a) setor 4, b) setor 3

Os gráficos de C_r versus q_c foram redesenhados (Figura 5.5) isolando-se a proposta de Kulhawy e Mayne (1990), para evidenciar a coerência dos resultados obtidos pelo método desses autores.

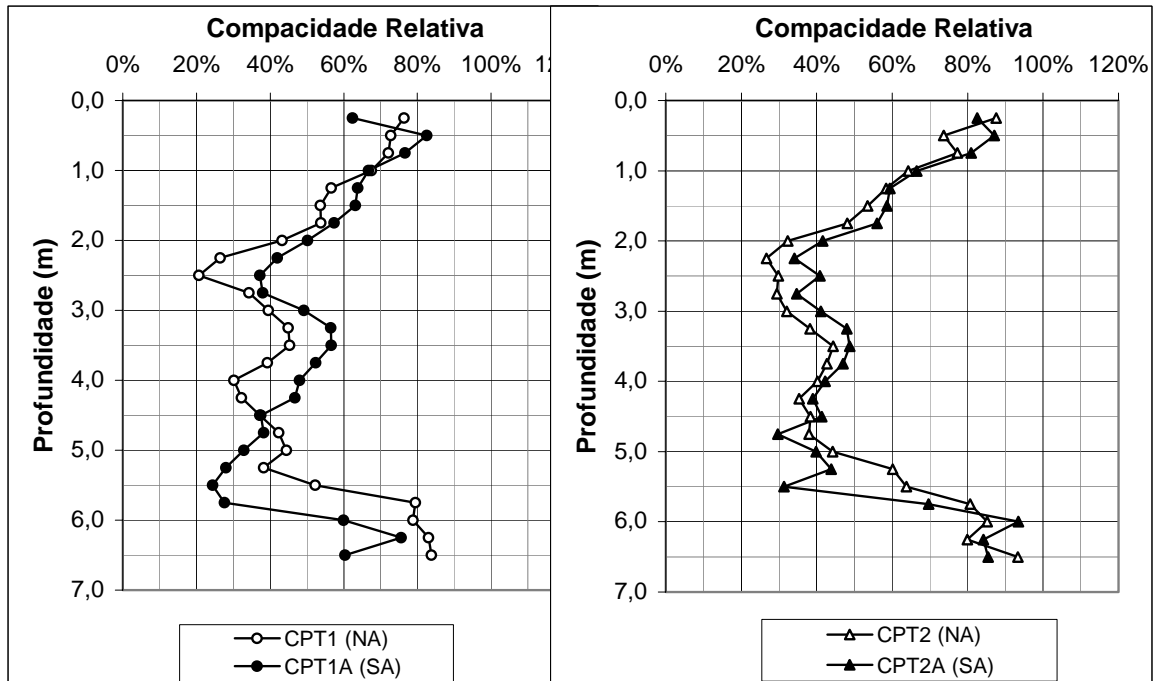


Figura 5.5: Estimativa da compacidade relativa por meio do CPT

5.1.3 Ângulo de atrito

A seguir, serão apresentadas estimativas do ângulo de atrito (ϕ) do solo estudado, até a profundidade de 6,60m.

Por meio do ensaio SPT, o N obtido foi corrigido da energia adotada de ensaio (75%) para a energia-padrão de 60%. A correção de Terzaghi e Peck (1948) não foi aplicada, uma vez que o solo encontrado é constituído de areias finas a médias e areias médias a finas. A partir do valor de N_{60} , estimou-se, o ângulo de atrito de acordo com a proposta de de Mello (1971).^{*} A correção quanto à tensão efetiva não foi efetuada, porque a proposta já inclui a tensão efetiva como variável de entrada. Os valores assim estimados estão resumidos na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Estimativa do ângulo de atrito por meio do ensaio SPT

Prof (m)*	Ângulo de atrito ϕ (°)											
	SP01	SP02	SP03	SP04	SP04A	SP04B	SP05	SP01A	SP02A	SP03A	SP04C	SP05A
1,0 - 1,45	33,8	33,8	37,5	41,3	41,3	42,3	38,9	44,9	44,1	44,9	41,3	40,2
2,0 - 2,45	30,1	30,2	36,0	37,6	26,7	30,0	38,7	44,1	46,0	43,9	32,3	37,6
3,0 - 3,45	35,7	35,7	39,1	35,4	37,0	42,1	33,7	48,0	35,1	43,7	44,0	39,2
4,0 - 4,45	25,8	33,4	28,6	37,4	33,2	31,2	31,1	48,7	30,9	43,5	43,2	38,4
5,0 - 5,45	41,8	40,8	39,7	37,8	25,1	20,3	32,5	49,8	33,9	33,6	20,0	42,6
6,0 - 6,45	50,6	42,8	44,7	50,1	45,6	49,6	50,6	48,7	46,0	51,0	48,0	47,2

Nota: Dados estimados por meio da proposta de de Mello (1971)

Por meio dos resultados do CPT, estimou-se o ângulo de atrito para cada leitura de resistência de ponta (q_c) para as propostas de Robertson e Campanella (1983) e de Marchetti (1988).

Para a primeira correlação, foi usada a equação 2.33 que é equivalente ao gráfico original. O método depende apenas de q_c e da tensão efetiva vertical e é originalmente válido somente para areias normalmente adensadas. Na ausência de propostas que considerem diretamente a razão de sobreadensamento, a mesma correlação foi usada para os ensaios CPT realizados após o aterro.

* Foi usada para o cálculo do ângulo de atrito a equação 2.22, apresentada por Kulhawy e Mayne (1990), baseada no trabalho de de Mello (1971).

O método proposto por Marchetti (1988) permite a consideração das tensões horizontais ao necessitar de K_0 para a estimativa de ϕ . Embora tal influência seja genuína, de certo modo a própria estimativa de K_0 envolve grandes incertezas até a presente data (MARCHETTI, 1988; ISSMFE, 2001). Abstraindo-se das incertezas, a correlação apresentada pelo autor (Figura 2.13) foi empregada a partir de um valor de K_0 estimado pelas equações 2.19a e 2.19b (MAYNE; KULHAWY, 1982), partindo-se do ângulo de atrito calculado pela proposta de Robertson e Campanella (1983) e considerando a RSA calculada para cada ponto.

Tabela 5.6: Estimativa do ângulo de atrito em função dos ensaios CPT

Ângulo de atrito ϕ (°)												
Prof (m)	CPT1		CPT2		CPT1A		CPT2A		CPT3		CPT4	
	Rob	March	Rob	March	Rob	March	Rob	March	Rob	March	Rob	March
0,25	51,0	48,0	52,1	49,0	51,2	45,5	53,1	47,0	52,6	46,5	53,0	46,5
0,50	48,0	45,5	49,5	46,5	51,6	46,5	52,0	47,0	50,7	45,5	52,2	47,0
0,75	46,2	44,0	49,1	46,0	50,1	45,5	50,5	46,0	49,6	45,0	50,5	46,0
1,00	45,4	43,5	46,9	44,5	48,2	44,5	48,2	44,5	48,3	44,5	49,2	45,5
1,25	44,9	43,0	45,5	43,5	47,2	44,0	46,5	43,0	46,2	42,5	48,0	44,5
1,50	43,1	41,0	44,2	42,0	46,6	43,5	45,9	43,0	45,1	42,0	47,1	44,0
1,75	39,8	38,5	42,8	41,0	45,3	42,0	45,0	42,5	44,7	41,5	44,8	42,0
2,00	32,3	31,5	38,1	37,0	43,7	41,0	41,7	39,5	42,2	39,5	42,4	40,0
2,25	32,0	31,0	35,6	34,5	41,6	39,5	39,3	37,0	36,4	34,5	40,4	38,5
2,50	36,9	36,0	36,8	35,5	40,1	38,5	41,1	39,0	33,1	31,5	37,4	35,5
2,75	39,9	38,5	36,5	35,0	40,2	38,5	39,1	37,0	39,1	37,0	38,1	36,0
3,00	40,9	39,5	37,4	36,5	42,7	40,5	40,8	39,0	40,5	38,5	38,2	36,0
3,25	40,3	39,0	39,3	38,0	43,9	41,5	42,3	40,0	41,7	40,0	40,4	38,5
3,50	39,5	38,5	40,8	39,5	43,8	42,0	42,2	40,0	41,6	39,5	41,0	39,0
3,75	38,9	38,0	40,3	39,0	42,9	41,0	41,7	40,0	39,9	38,0	39,8	38,0
4,00	36,4	35,0	39,4	38,0	41,8	40,0	40,4	38,5	36,6	34,5	36,0	34,0
4,25	34,9	33,5	37,8	37,0	41,4	39,5	39,3	37,0	37,3	36,0	35,7	34,0
4,50	32,0	31,0	38,6	37,5	38,8	37,0	39,9	38,0	38,8	37,0	37,7	36,0
4,75	30,5	29,0	38,4	37,5	38,9	37,0	35,8	34,0	40,1	38,0	37,4	36,0
5,00	28,7	27,0	40,1	38,5	36,9	35,5	39,2	37,5	40,5	38,5	42,0	40,0
5,25	31,3	30,0	43,2	41,0	34,8	33,5	40,1	38,5	38,7	36,5	44,6	42,0
5,50	33,1	32,0	43,7	41,5	32,9	31,5	36,1	34,5	42,0	40,0	43,9	42,0
5,75	41,6	40,0	45,8	43,5	34,4	33,0	44,7	43,0	46,0	43,5	44,6	42,0
6,00	42,9	41,0	46,2	44,0	43,2	41,0	47,3	44,5	45,8	43,5	46,8	44,0
6,25	44,0	42,0	45,6	43,5	45,3	43,0	46,3	44,0	46,1	43,5	46,1	43,5
6,50	45,0	43,0	46,9	44,5	43,0	41,0	46,3	44,0	46,1	43,5	46,2	44,0

Nota: Dados estimados por meio das propostas de Robertson e Campanella (1983) e Marchetti (1988)

Os resultados dos ensaios dilatométricos (DMT) foram usados para a estimativa do ângulo de atrito das areias, sendo, para essa finalidade, empregadas as correlações de Marchetti (1997), Campanella e Robertson (1991) e Mayne e Martin (1998) apresentadas no

Quadro 2.8. Em todas elas o ângulo de atrito é calculado por meio do índice de tensões horizontais (K_D). Na segunda correlação, os autores também incluíram K_0 como parâmetro de entrada. Para esse caso, o valor de K_0 foi estimado por meio da equação 2.37b de Kulhawy e Mayne (1990).

Tabela 5.7: Estimativa do ângulo de atrito em função dos ensaios DMT

Prof (m)	Ângulo de atrito ϕ (°)								
	DMT1			DMT1A			DMT2A		
	March	Camp	Mayne	March	Camp	Mayne	March	Camp	Mayne
0,20	41,8	45,9	43,0	38,8	42,2	41,0	44,3	48,5	44,2
0,40	42,0	44,4	43,1	42,6	46,6	43,4	42,4	45,5	43,3
0,60	42,4	44,1	43,3	42,3	50,6	43,3	44,7	45,8	44,4
0,80	40,7	43,1	42,3	42,7	47,0	43,4	43,5	45,1	43,9
1,00	40,4	42,9	42,1	40,6	45,0	42,2	41,9	44,0	43,0
1,20	38,3	41,7	40,6	38,9	43,8	41,1	38,6	42,2	40,8
1,40	37,5	41,2	40,1	38,4	43,1	40,7	41,0	43,3	42,5
1,60	37,8	41,2	40,3	39,1	43,3	41,2	40,3	42,9	42,0
1,80	36,9	40,5	39,6	39,0	42,8	41,1	37,7	41,3	40,2
2,00	32,8	37,6	36,8	38,3	42,1	40,6	38,3	41,5	40,6
2,20	28,0	32,2	34,3	30,7	36,6	35,6	32,9	37,9	36,9
2,40	25,6	29,7	33,5	32,0	37,5	36,3	30,9	36,1	35,7
2,60	24,6	31,2	33,2	31,1	36,5	35,8	34,5	39,0	37,9
2,80	28,6	33,3	34,5	30,6	36,1	35,5	31,9	36,9	36,2
3,00	29,7	34,9	35,1	28,6	33,9	34,5	31,9	37,1	36,3
3,20	30,6	35,9	35,5	33,1	38,5	37,0	30,8	36,1	35,7
3,40	30,0	35,2	35,2	33,9	39,4	37,5	34,3	39,0	37,8
3,60	31,6	36,7	36,1	35,3	40,3	38,5	35,2	39,5	38,4
3,80	33,1	37,9	37,0	36,0	40,6	39,0	31,8	36,9	36,2
4,00	32,7	37,5	36,7	35,7	40,3	38,8	32,5	37,5	36,6
4,20	29,9	35,0	35,2	34,5	39,4	38,0	30,3	35,5	35,4
4,40	31,3	36,4	35,9	32,0	37,5	36,3	33,5	38,2	37,2
4,60	27,4	30,6	34,1	29,9	35,2	35,1	31,4	36,6	36,0
4,80	25,6	29,7	33,4	28,9	34,1	34,7	33,0	37,8	36,9
5,00	28,0	32,2	34,3	29,4	34,5	34,9	32,1	37,2	36,4
5,20	27,2	29,9	34,0	28,1	32,5	34,3	30,8	36,0	35,6
5,40	24,4	31,5	33,1	25,7	34,7	33,5	30,9	36,1	35,7
5,60	20,4	33,6	32,3	23,7	32,1	32,9	32,8	37,6	36,8
5,80	22,3	33,1	32,6	24,3	31,7	33,1	35,4	39,9	38,5
6,00	25,3	30,5	33,4	26,2	28,0	33,7	35,4	40,4	38,5
6,20	32,6	37,3	36,7	32,0	36,9	36,3	38,5	42,2	40,8
6,40	33,7	38,2	37,4	36,7	40,2	39,5	39,5	42,6	41,5
6,60	38,7	41,5	40,9	37,5	40,7	40,0	40,6	43,2	42,2

Nota: Dados estimados por meio das propostas de Marchetti (1997), Campanella e Robertson (1991) e Mayne e Martin (1998)

A Figura 5.6 e a Figura 5.7 a seguir mostram a estimativa de ϕ para os ensaios de campo (SPT, CPT e DMT) e os métodos disponíveis, ambas no Setor 4. A primeira apresenta a comparação na situação normalmente adensada, ou seja, antes da execução do aterro. A segunda figura mostra a comparação para o mesmo setor na situação sobreadensada, após a remoção do aterro. Em ambos os gráficos também foram marcados os resultados do ângulo de atrito obtido em laboratório nas amostras do tipo indeformadas, na faixa de profundidade onde foram coletadas.

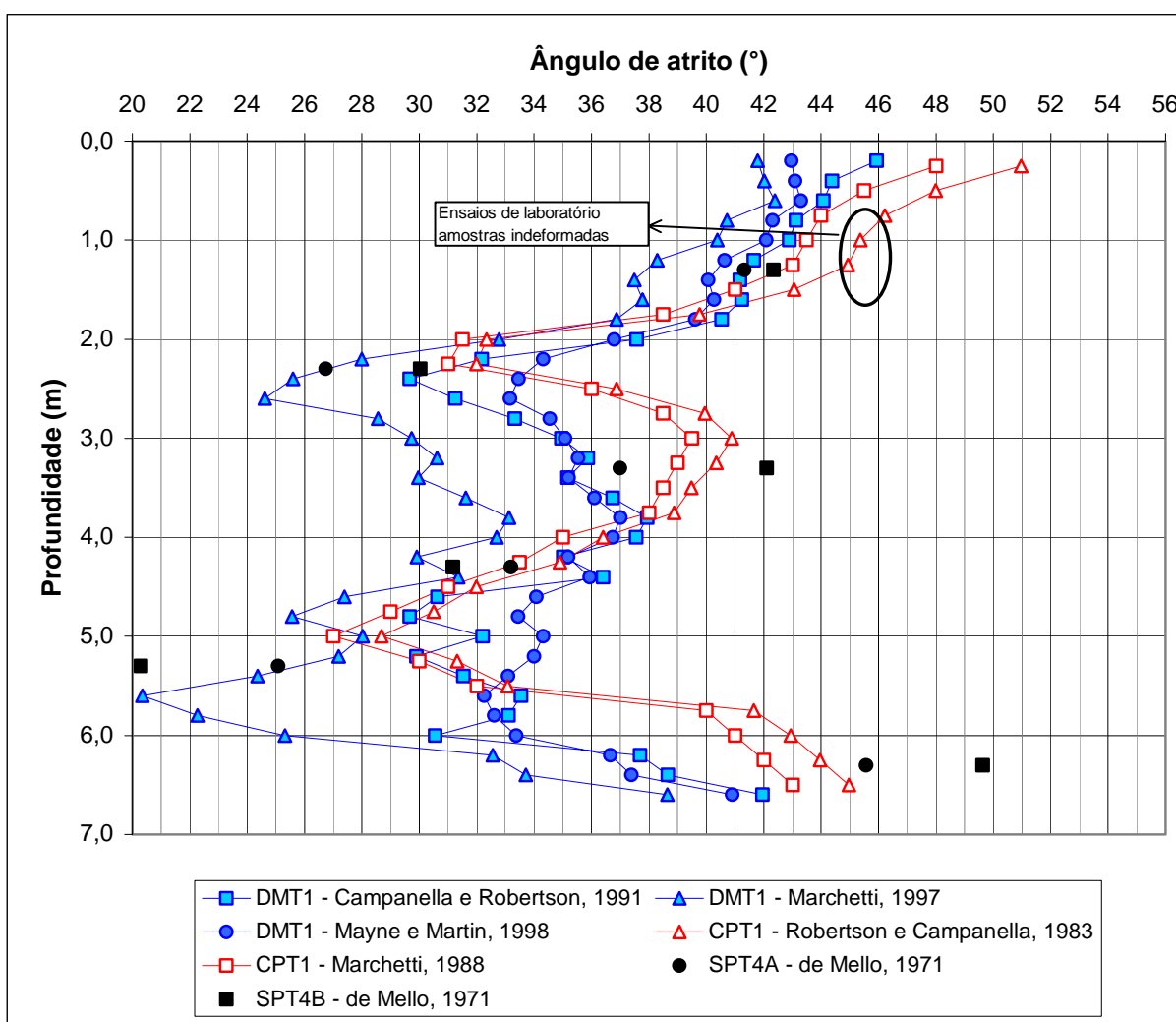


Figura 5.6: Comparação dos diversos métodos e ensaios disponíveis para a estimativa do ângulo de atrito: setor 4, antes do aterro (situação normalmente adensada)

A Figura 5.6 mostra que, embora pontualmente os resultados apresentem diferenças na estimativa de ϕ , a conformação das curvas segue um padrão semelhante, especialmente se

observadas as propostas baseadas no CPT e a de Campanella e Robertson (1991) baseada no DMT. Talvez se possa notar que a proposta de Marchetti (1997) com base no DMT conduza a valores sistematicamente menores do que as demais, mas o próprio autor considera a estimativa conservativa, um limite inferior para ϕ , sujeito a um erro de 2° a 3° . Considerando-se especificamente a zona circulada no gráfico como um valor de referência, para o caso normalmente adensado, a proposta de Robertson e Campanella (1983), baseada no CPT, foi a que mais se aproximou. Infelizmente, a inexistência de valores de referência em outras profundidades impede afirmar qual das propostas pôde melhor estimar o ângulo de atrito das areias normalmente adensadas.

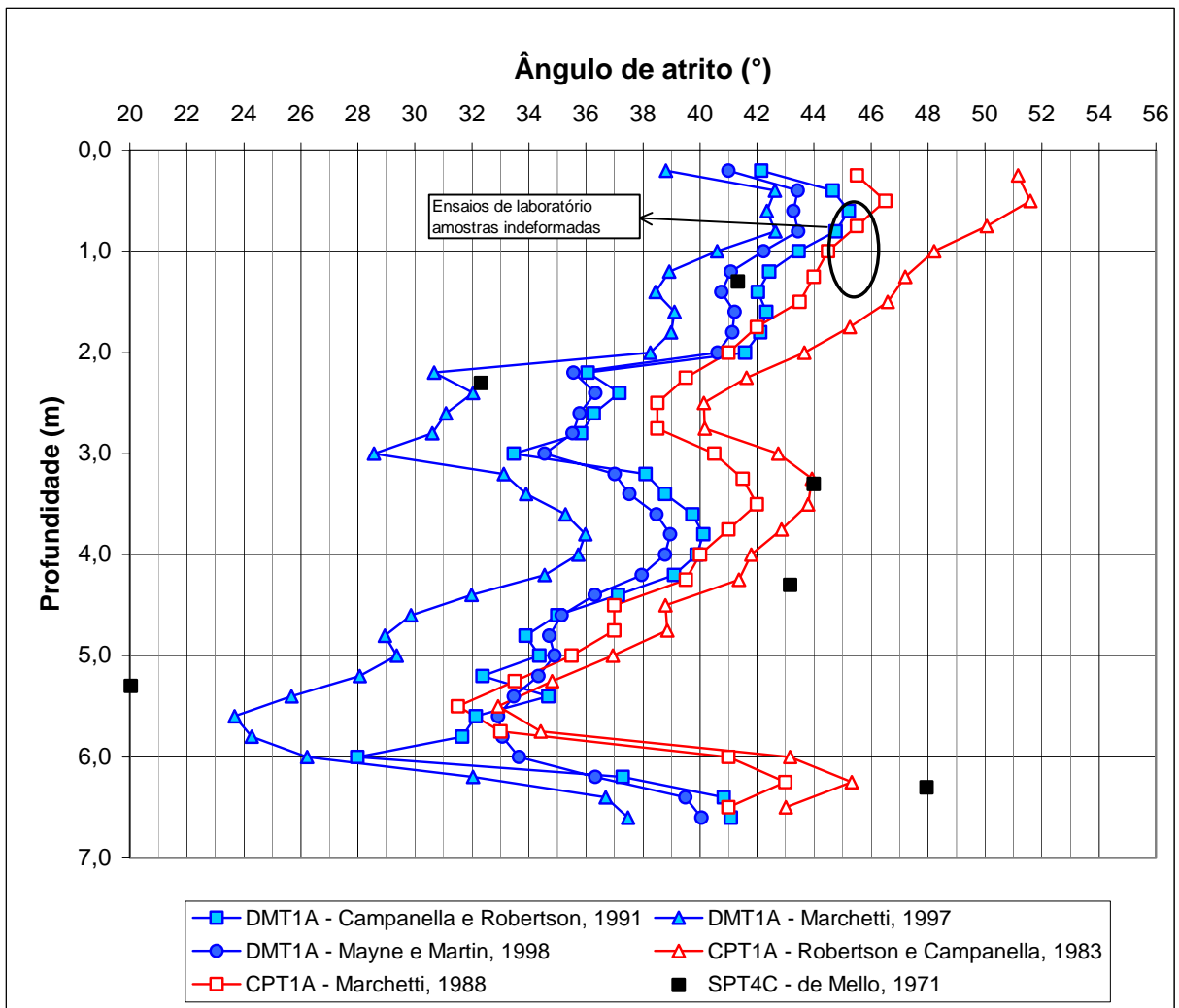


Figura 5.7: Comparação dos diversos métodos e ensaios disponíveis para a estimativa do ângulo de atrito: setor 4, após a remoção do aterro (situação sobreadensada)

A Figura 5.7 mostra que, para os dados nela contidos, os métodos baseados no CPT tendem a superestimar um ângulo de atrito em relação àquele obtido por meio dos resultados do DMT. De fato, conforme exposto no Capítulo 2, a resistência à penetração aumenta com o sobreadensamento o que não acontece com o ângulo de atrito, conforme verificado nas simulações feitas em laboratório. Assim, para os ensaios realizados nas areias sobreadensadas, os ensaios penetrométricos apresentaram valores muito maiores para ϕ em relação àqueles estimados por meio do DMT. Considerando-se os ensaios de laboratório feitos nas amostras do tipo indeformadas como valores de referência, os resultados que mais se aproximaram foram os baseados nas propostas de Campanella e Robertson (1991) para o DMT e a de Marchetti (1988) via CPT. Cabe aqui lembrar que a metodologia dos primeiros autores necessita também de ensaios CPT adjacentes para a estimativa de K_0 .

Uma observação interessante é comparar o ângulo de atrito obtido antes e depois do sobreadensamento, para um mesmo método, setor e profundidade. A princípio, abstraindo-se da variabilidade natural do solo, o ideal seria que os mesmos valores fossem obtidos. Ou seja, a tensão horizontal aumenta, o que aumenta a resistência à penetração e diminui a compressibilidade, mas o ângulo de atrito mantém-se praticamente constante. Com o interesse de observar a variação da estimativa de ϕ em razão do sobreadensamento, foi construída a Figura 5.8 onde, nas abscissas, têm-se o valor do ângulo de atrito estimado para um dado ensaio num dado setor, a uma certa profundidade, para a situação normalmente adensada. As ordenadas indicam o ϕ estimado no mesmo ponto, para o mesmo ensaio e correlação, para a situação sobreadensada (após a remoção do aterro).

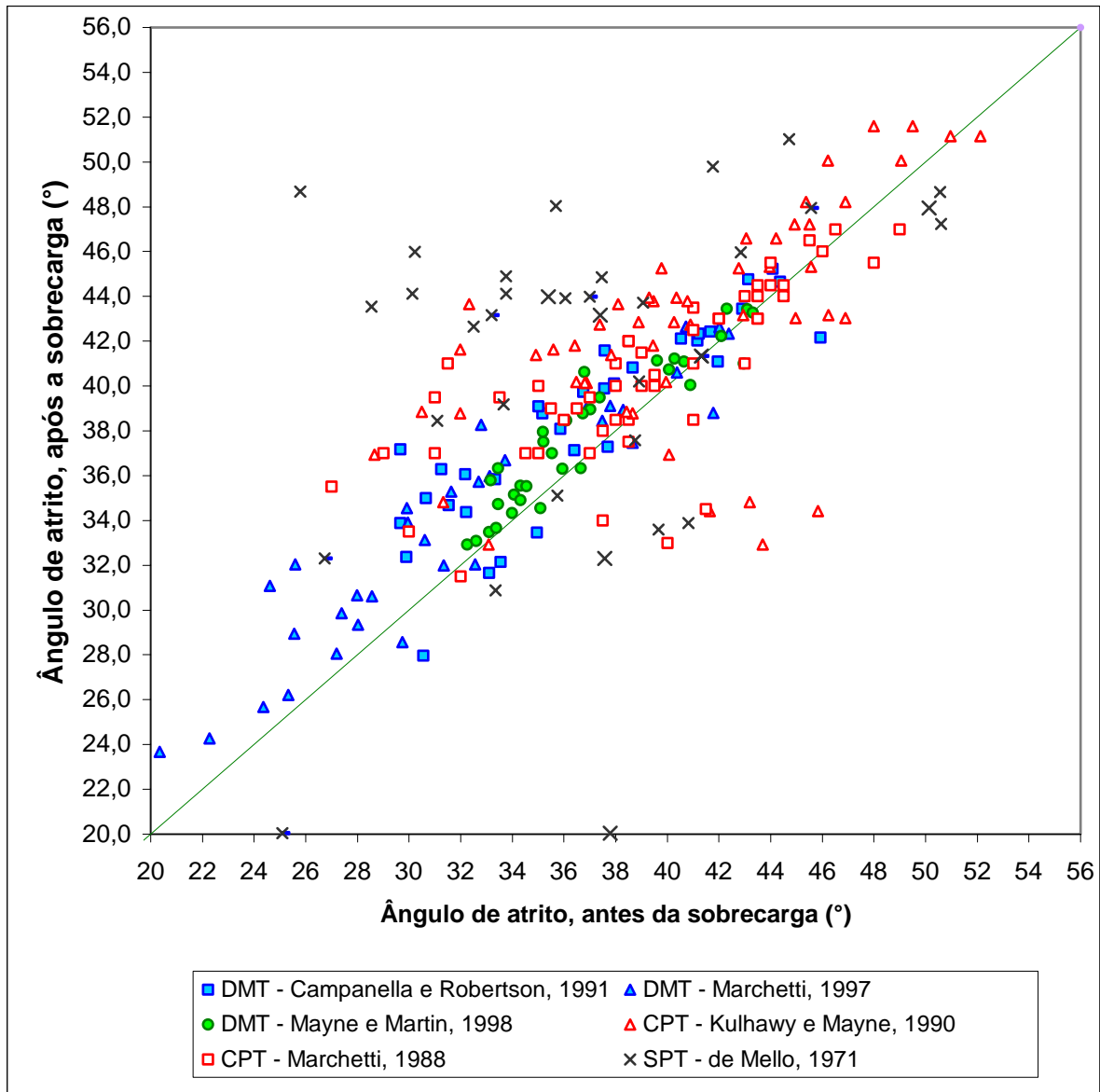


Figura 5.8: Variação do ângulo de atrito estimado em função do sobreadensamento

A observação da Figura 5.8 mostra que, para os dados obtidos, os ensaios penetrométricos CPT e SPT tendem a aumentar um pouco o ângulo de atrito em função do sobreadensamento, e o resultado disso é uma dispersão um pouco maior dos pontos em relação à reta que define $\phi_{NA} = \phi_{SA}$. A dispersão ocorre em menor escala com os dados obtidos por meio do ensaio DMT, especialmente em relação ao método de Mayne e Martin (1998) que se ajusta muito bem à reta de referência. A maior dispersão ocorre com os dados obtidos com base no ensaio SPT, o que pode ser creditado ao aumento da resistência à penetração do amostreador com a diminuição da compressibilidade e talvez pela maior influência do tipo de equipamento e do operador (comparado com o CPT e com o DMT).

5.1.4 Módulo de Young

A seguir, serão apresentadas estimativas do módulo de Young (E) do solo estudado, até a profundidade de 6,60m.

Por meio do ensaio SPT, o N obtido foi corrigido da energia adotada de ensaio (75%) para a energia-padrão de 60% sem aplicação da correção de Terzaghi e Peck (1948) por se tratar de solo constituído de areias finas a médias e areias médias a finas. A partir do valor de N_{60} , estimou-se então o módulo de Young (E) de acordo com as propostas de Kulhawy e Mayne (1990), Bowles (1996), Coduto (2001) e Schmertmann (1978), apresentadas no item 2.2.5. Para as duas primeiras, a Tabela 2.6 mostrou que os autores diferenciaram equações para areias normalmente adensadas e areias sobreadensadas. No presente trabalho, optou-se por usar as equações para areias sobreadensadas somente para os pontos onde a razão de sobreadensamento (RSA) calculada superou 1,50. Para RSA abaixo desse valor, a equação usada foi a de areias normalmente adensadas, pois se entendeu que o efeito do sobreadensamento pode ter sido pequeno.

Tabela 5.8: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios SPT (continua)

E (MPa)										
Prof (m)	SP01					SP01A				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	5,0	10,2	11,0	5,0	7,8	24,4	32,8	29,5	16,3	25,7
2,0 - 2,45	3,8	9,5	9,5	3,8	6,6	26,3	28,6	29,4	17,5	25,4
3,0 - 3,45	7,5	11,6	14,0	7,5	10,1	43,1	35,9	42,2	28,8	37,5
4,0 - 4,45	2,5	8,9	8,0	2,5	5,5	50,6	37,5	47,7	33,8	42,4
5,0 - 5,45	16,3	16,4	24,5	16,3	18,3	61,9	41,1	56,4	41,3	50,2
6,0 - 6,45	43,8	31,3	57,5	43,8	44,1	60,0	38,3	54,5	40,0	48,2

E (MPa)										
Prof (m)	SP02					SP02A				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	5,0	10,2	11,0	5,0	7,8	22,5	20,8	24,6	15,0	20,7
2,0 - 2,45	3,8	9,5	9,5	3,8	6,6	21,3	19,1	31,5	21,3	23,3
3,0 - 3,45	7,5	11,6	14,0	7,5	10,1	7,5	11,6	14,8	7,5	10,4
4,0 - 4,45	6,3	10,9	12,5	6,3	9,0	5,0	10,2	11,7	5,0	8,0
5,0 - 5,45	15,0	15,7	23,0	15,0	17,2	7,5	11,6	14,6	7,5	10,3
6,0 - 6,45	20,0	18,4	29,0	20,0	21,9	28,8	23,2	40,0	28,8	30,2

Tabela 5.8: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios SPT (conclusão)

E (MPa)										
Prof (m)	SP03					SP03A				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	7,5	11,6	14,0	7,5	10,1	24,4	21,6	26,1	16,3	22,1
2,0 - 2,45	7,5	11,6	14,0	7,5	10,1	17,5	17,0	27,0	17,5	19,8
3,0 - 3,45	11,3	13,6	18,5	11,3	13,7	18,8	17,7	28,3	18,8	20,9
4,0 - 4,45	3,8	9,5	9,5	3,8	6,6	20,0	18,4	29,7	20,0	22,0
5,0 - 5,45	13,8	15,0	21,5	13,8	16,0	7,5	11,6	14,6	7,5	10,3
6,0 - 6,45	25,0	21,1	35,0	25,0	26,5	50,0	34,8	65,5	50,0	50,1

E (MPa)										
Prof (m)	SP04					SP04A				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	11,3	13,6	18,5	11,3	13,7	11,3	13,6	18,5	11,3	13,7
2,0 - 2,45	8,8	12,3	15,5	8,8	11,3	2,5	8,9	8,0	2,5	5,5
3,0 - 3,45	7,5	11,6	14,0	7,5	10,1	8,8	12,3	15,5	8,8	11,3
4,0 - 4,45	10,0	13,0	17,0	10,0	12,5	6,3	10,9	12,5	6,3	9,0
5,0 - 5,45	11,3	13,6	18,5	11,3	13,7	2,5	8,9	8,0	2,5	5,5
6,0 - 6,45	43,8	31,3	57,5	43,8	44,1	26,3	21,8	36,5	26,3	27,7

Prof (m)	SP04B					SP04C				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	12,5	14,3	20,0	12,5	14,8	16,9	27,1	23,4	11,3	19,7
2,0 - 2,45	3,8	9,5	9,5	3,8	6,6	7,5	16,6	14,1	5,0	10,8
3,0 - 3,45	15,0	15,7	23,0	15,0	17,2	28,1	26,3	29,9	18,8	25,8
4,0 - 4,45	5,0	10,2	11,0	5,0	7,8	28,1	24,3	29,4	18,8	25,1
5,0 - 5,45	1,3	8,2	6,5	1,3	4,3	1,9	10,6	8,0	1,3	5,4
6,0 - 6,45	40,0	29,3	53,0	40,0	40,6	52,5	33,0	48,2	35,0	42,2

E (MPa)										
Prof (m)	SP05					SP05A				
	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média	K & M	Bowles	Coduto	Schm	Média
1,0 - 1,45	8,8	12,3	15,5	8,8	11,3	15,0	25,8	22,0	10,0	18,2
2,0 - 2,45	10,0	13,0	17,0	10,0	12,5	13,1	20,5	18,8	8,8	15,3
3,0 - 3,45	6,3	10,9	12,5	6,3	9,0	16,9	20,8	21,1	11,3	17,5
4,0 - 4,45	5,0	10,2	11,0	5,0	7,8	16,9	19,3	20,6	11,3	17,0
5,0 - 5,45	6,3	10,9	12,5	6,3	9,0	28,1	23,7	29,2	18,8	24,9
6,0 - 6,45	45,0	32,0	59,0	45,0	45,3	48,8	32,0	45,3	32,5	39,6

Por meio dos resultados do CPT, estimou-se o módulo de Young drenado para cada leitura de resistência de ponta (q_c), obedecendo à equação (2.34): $E = \alpha \cdot q_c$.

Entretanto, em função da razoável variação nos valores propostos para α de autor para autor (SCHMERTMAN, 1978; ROBERTSON; CAMPANELLA, 1983; CODUTO, 2001), a adoção da constante torna-se subjetiva, principalmente ao se considerar o efeito do sobreadensamento.

Baseando-se na tabela 2.7 proposta por Coduto (2001), decidiu-se arbitrar uma equação que pudesse calcular numericamente o valor de α ponto a ponto, levando-se em conta a RSA, uma vez que foram realizados ensaios de campo na situação NA (antes do aterro) e SA (após remoção do aterro) sendo possível calcular a RSA ao longo da profundidade. Considerou-se também que o solo sedimentar estudado, constituído de areias limpas, possui idade inferior a 7.000 anos, conforme visto no item 3.2 (MASSAD, 1999).

Com base no exposto, para o cálculo do valor de α , foi arbitrada a seguinte equação:

$$\alpha = 3,5 + 1,5.(RSA-1) \quad (5.1)$$

No cálculo de α pela equação 5.1, foi tomado como limite superior $\alpha = 8$. Os valores de E assim obtidos estão apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios CPT

Prof (m)	E (MPa)					
	CPT1	CPT2	CPT1A	CPT2A	CPT3	CPT4
0,25	14,3	19,6	75,3	60,2	51,6	58,5
0,50	13,5	19,6	169,5	86,0	60,2	92,8
0,75	13,5	26,3	169,5	86,0	68,8	86,0
1,00	15,0	21,1	143,1	64,5	67,0	82,5
1,25	17,3	19,6	138,9	51,5	51,1	78,6
1,50	14,3	18,1	130,7	48,0	44,4	69,4
1,75	9,0	15,8	104,6	42,6	43,8	45,6
2,00	3,0	7,5	78,8	23,1	28,1	29,8
2,25	3,0	5,3	54,2	15,3	10,4	21,0
2,50	6,8	6,8	41,9	21,6	6,3	12,8
2,75	12,0	6,8	43,2	15,5	17,2	15,0
3,00	15,0	8,3	71,5	21,6	22,8	15,8
3,25	14,3	12,0	93,4	29,5	29,2	23,8
3,50	12,8	16,5	93,2	30,4	29,6	27,9
3,75	12,0	15,8	79,6	28,3	22,2	22,8
4,00	8,3	14,3	66,8	22,8	13,1	12,3
4,25	6,8	11,3	63,3	19,5	14,9	12,1
4,50	4,5	13,5	40,7	22,1	19,9	17,3
4,75	3,8	13,5	42,2	11,4	25,7	17,0
5,00	3,0	18,8	31,2	20,6	28,3	39,8
5,25	4,5	35,4	22,6	25,0	20,9	69,1
5,50	6,0	40,6	17,3	12,8	39,3	61,0
5,75	26,3	66,2	22,1	63,7	91,0	72,2
6,00	35,4	75,2	104,6	115,0	89,7	118,8
6,25	45,1	67,7	76,5	93,8	99,9	106,8
6,50	57,9	94,0	49,0	97,5	102,4	114,5

Usando-se os resultados do ensaio dilatométrico (DMT), o módulo de Young foi estimado de acordo com os itens 2.4.6 e 2.4.7, em que E_D é corrigido para M e este para E. Os valores assim estimados estão apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10: Módulo de Young drenado estimado por meio dos ensaios DMT

Prof (m)	E (MPa)		
	DMT1	DMT1A	DMT2A
0,20	32,6	32,1	45,6
0,40	63,1	67,1	92,6
0,60	47,5	84,7	120,3
0,80	59,8	84,6	99,3
1,00	57,2	65,0	85,3
1,20	50,1	58,9	56,3
1,40	49,0	57,9	76,9
1,60	56,9	65,9	69,7
1,80	46,9	65,0	48,2
2,00	26,4	55,8	27,4
2,20	14,0	25,7	29,0
2,40	5,7	23,5	39,6
2,60	7,5	18,9	29,6
2,80	13,5	26,8	33,5
3,00	21,6	30,7	30,9
3,20	39,4	49,3	40,1
3,40	46,2	51,1	54,5
3,60	38,8	51,2	49,2
3,80	41,3	54,2	24,5
4,00	34,9	53,9	24,8
4,20	29,5	41,3	26,8
4,40	28,1	27,4	33,0
4,60	19,9	20,0	20,9
4,80	23,2	6,6	28,8
5,00	22,0	17,5	30,0
5,20	13,5	19,3	30,4
5,40	10,4	18,3	36,1
5,60	1,7	11,0	32,1
5,80	8,2	16,8	69,5
6,00	56,0	68,0	85,3
6,20	91,1	108,6	120,3
6,40	127,9	111,2	147,9
6,60	123,4	111,9	161,3

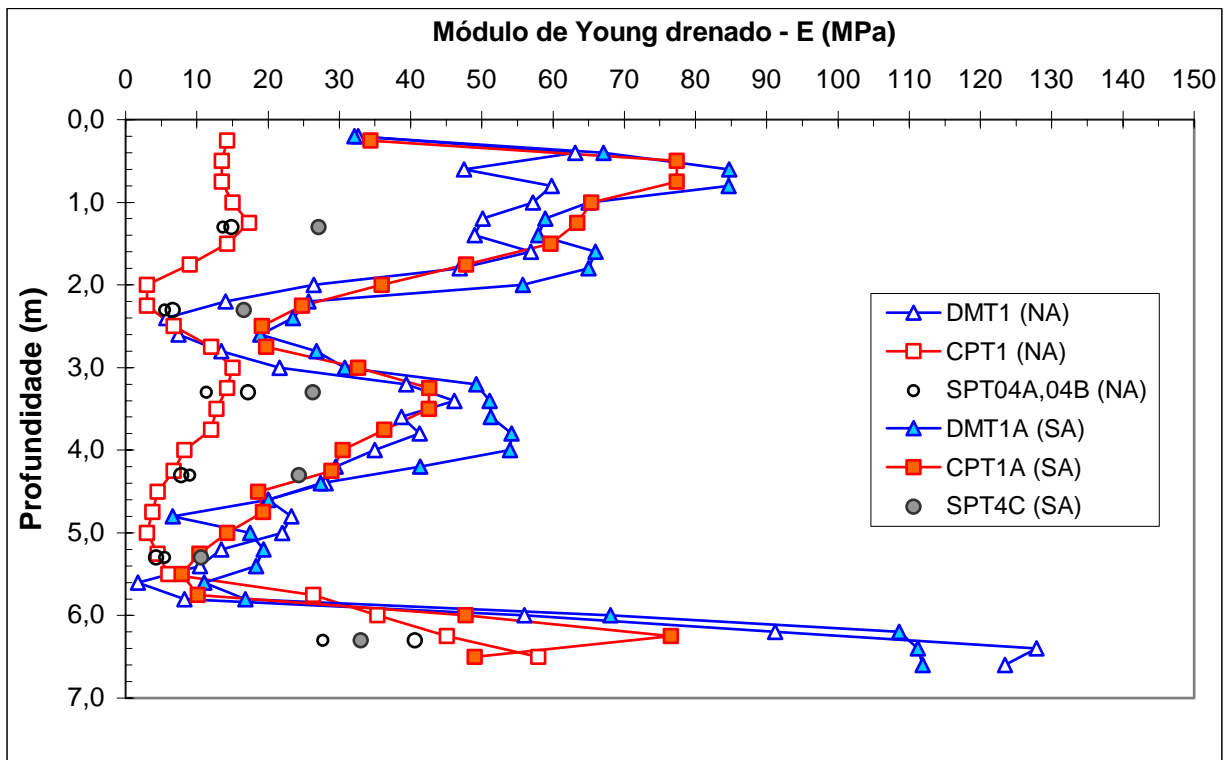


Figura 5.9: Comparação das estimativas do módulo de Young (E) para o setor 4

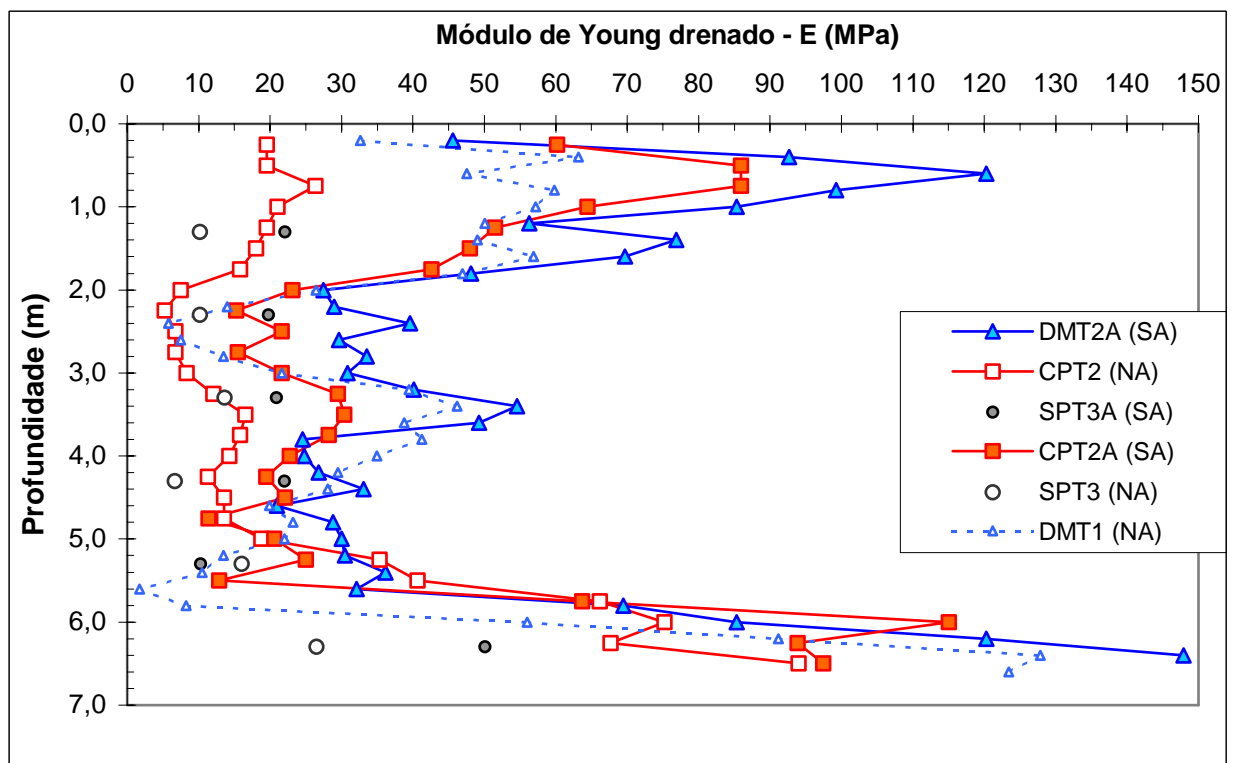


Figura 5.10: Comparação das estimativas do módulo de Young (E) para o setor 3

A observação da Figura 5.9 e da Figura 5.10 mostra que, para os ensaios feitos após a remoção do aterro (SA), a estimativa do módulo de Young feita por meio do CPT e por meio DMT são muito semelhantes; já para o SPT, o módulo estimado tende a ser um pouco menor, mas o pequeno número de pontos não permite uma análise conclusiva. No caso dos ensaios feitos na situação normalmente adensada (NA), há uma sistemática superioridade dos valores de E estimados pelo DMT em relação aos obtidos via SPT e CPT.

5.2 CORRELAÇÕES

Visando à utilização das experiências e dos dados acumulados ao longo do tempo, tornaram-se amplamente difundidas, nacionalmente e internacionalmente, correlações entre os ensaios geotécnicos de campo mais conhecidos.

Neste item, pretende-se avaliar algumas correlações entre resultados dos ensaios realizados, com o propósito de verificar a validade dessas correlações existentes para o solo estudado e, quando possível, sugerir correlações empíricas.

A dispersão observada na Figura 5.9 e na Figura 5.10 motivou o ajuste do módulo de Young obtido por meio do CPT, uma vez que um ponto comum a todas as correlações apresentadas no Capítulo 2 é a necessidade de validação local.

5.2.1 Adoção do módulo de referência: justificativa

Na ausência de módulos de referência para as areias estudadas, decidiu-se considerar o módulo de Young drenado estimado por meio do DMT como valor de referência. Tal consideração justifica-se em função dos seguintes aspectos:

- a) os ensaios penetrométricos, como se viu no Capítulo 2 do presente trabalho, não são capazes de identificar adequadamente o estado e a história de tensões das areias, embora a resistência à penetração aumente com a diminuição da compressibilidade;
- b) diversas pesquisas têm verificado positivamente o potencial do ensaio dilatométrico na obtenção de parâmetros de deformabilidade (LUNNE et al., 1989; MARCHETTI, 1997; ISSMFE-TC16, 2001) e também na aplicação direta na estimativa de recalques (LEONARDS; FROST, 1988; SKILES; TOWNSEND, 1994; TOTANI et al., 2001).

Além disso, a pesquisa experimental envolveu a execução de um aterro com monitoramento dos recalques totais (vide item 4.4) e uma maneira de estimar o módulo de deformação do solo seria por meio de retroanálise dos recalques. De posse dos resultados do ensaio DMT1, feito antes da sobrecarga, os recalques foram estimados por meio da equação 5.2 (MARCHETTI, 1997):

$$\Delta h = \sum \frac{\Delta \sigma_v}{M} \Delta z \quad (5.2)$$

onde: Δh = recalque total estimado; $\Delta\sigma_v$ = acréscimo de tensão gerado na camada de espessura $\Delta z = 0,20\text{m}$ (tipicamente); M = Módulo edométrico da camada, obtido pelo DMT.

Os ensaios foram conduzidos até a profundidade de 12,50m, embora aqui somente tenham sido mostrados os dados referentes à camada em estudo (até 6,60m de profundidade). Os recalques totais foram estimados pela equação (5.2), com base no ensaio DMT1, e os resultados estão ilustrados Figura 5.11.

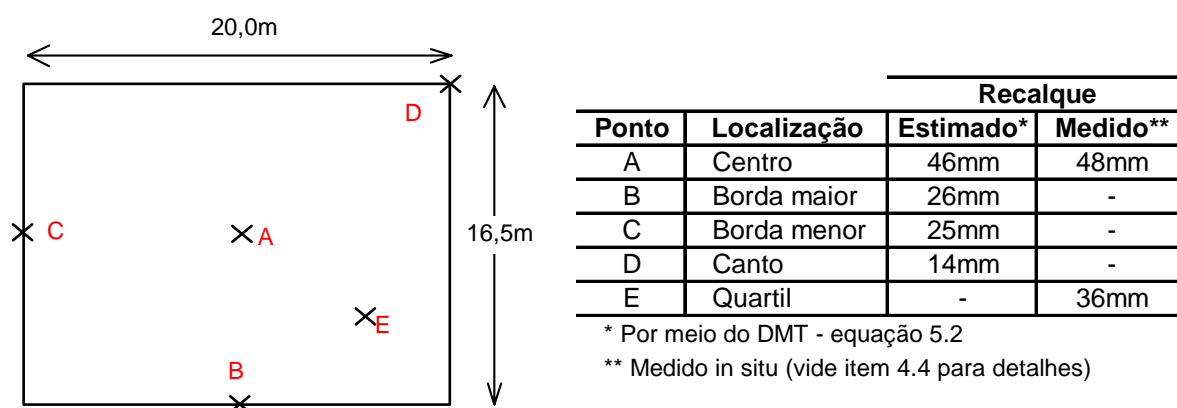


Figura 5.11: Comparação dos recalques totais do aterro estimados por meio do ensaio dilatométrico DMT1 e medidos *in situ*

Uma vez que os recalques medidos são totais, é impossível afirmar, separadamente, quais foram as deformações em cada camada e, por conseqüência, os respectivos módulos de deformação. Entretanto, os recalques estimados por meio da equação 5.2 e os recalques medidos são muito próximos (Figura 5.11), o que induz imediatamente à hipótese de que os módulos edométricos das camadas foram estimados de forma correta pelo DMT, pelo menos aproximadamente.

Considerando o exposto e os aspectos (a) e (b) comentados, o módulo edométrico (e, por conseqüência, o módulo de Young) calculado pelo DMT foi adotado como o módulo de referência para as areias estudadas.

5.2.2 Ajuste da correlação E versus q_c

Adotando-se como referência o valor do módulo de Young obtido por meio do DMT,[†] foram lançados no gráfico da Figura 5.12 os pontos q_c x E para permitirem a observação de uma possível tendência.

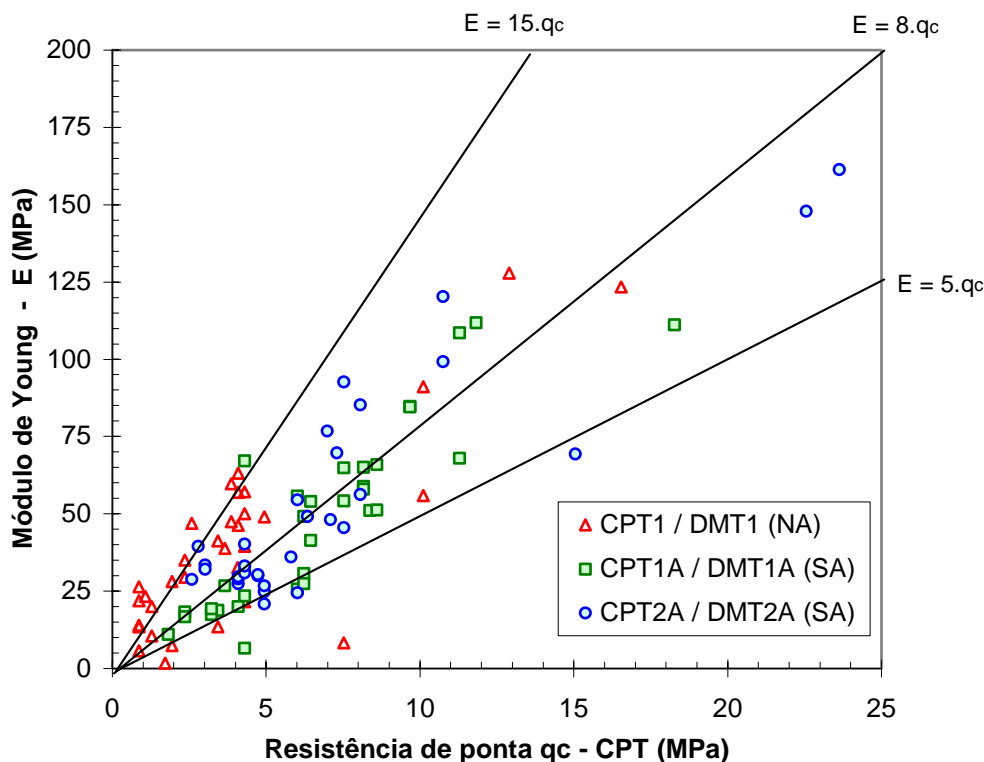


Figura 5.12: Relação q_c versus E : obtenção de α para as areias estudadas

Ao contrário do que se imaginou inicialmente (equação 5.1), não há como identificar, para os dados disponíveis, qualquer diferença na relação E versus q_c para as areias na situação NA e SA. Assim, com os resultados agrupados, foram marcadas na Figura 5.12 as retas correspondentes à faixa de valores encontrados para E/q_c . Dessa forma, para o solo em estudo, observou-se que o valor de α varia de 5 a 15, para areias normalmente adensadas e sobreadensadas, podendo-se considerar um valor mediano para α igual a oito:

$$E = 8.q_c \quad (5.3a)$$

[†] O módulo de Young (E) obtido por meio do ensaio dilatométrico (item 2.4.7) não deve ser confundido com o E_D que é o módulo dilatométrico.

5.2.3 Ajuste da correlação E versus N₆₀

Por meio de procedimento análogo ao do item anterior, procurou-se obter uma correlação entre o valor de N obtido no SPT corrigido para a energia-padrão de 60% (N₆₀) e o módulo de Young estimado pelo DMT (E).

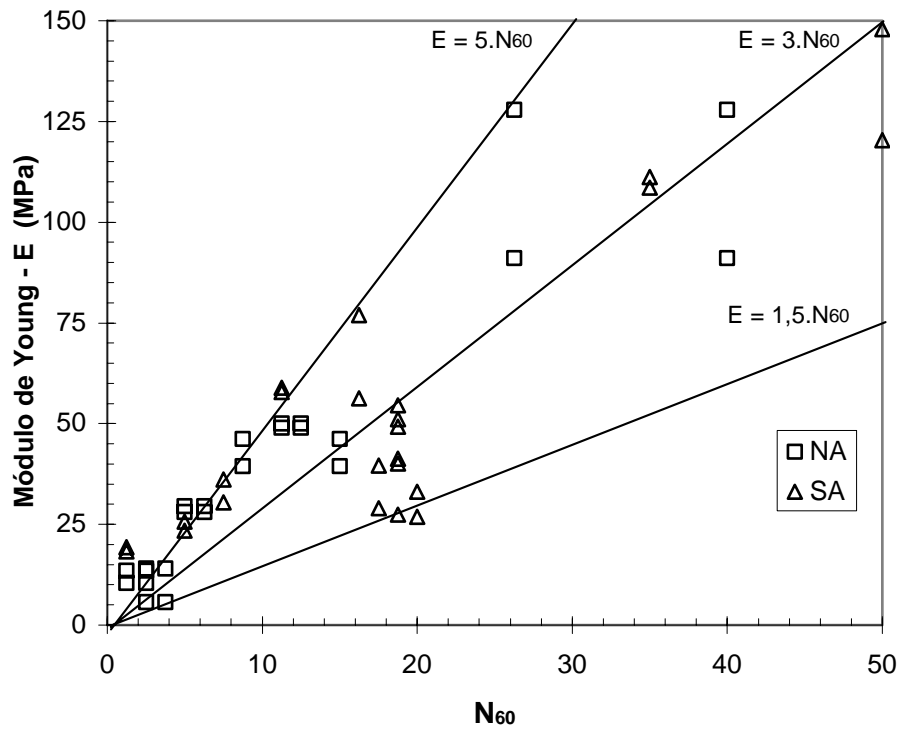


Figura 5.13: Relação N₆₀ versus E para as areias estudadas

À semelhança do resultado observado no item anterior, não há como identificar, para os dados disponíveis, qualquer diferença de tendência para as areias na situação NA e SA. A Figura 5.13 mostra as retas correspondentes à faixa de valores observados para a relação E/N₆₀, que variou de 1,5 a 5,0 para areias normalmente adensadas e sobreadensadas. A regressão linear (Figura 5.14) de todos os pontos (NA e SA) conduz às seguintes equações:

$$E = 2,5 \cdot N_{60} + 10,5 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4a)$$

$$E = 3,0 \cdot N_{60} \quad (\text{MPa}) \quad (5.5)$$

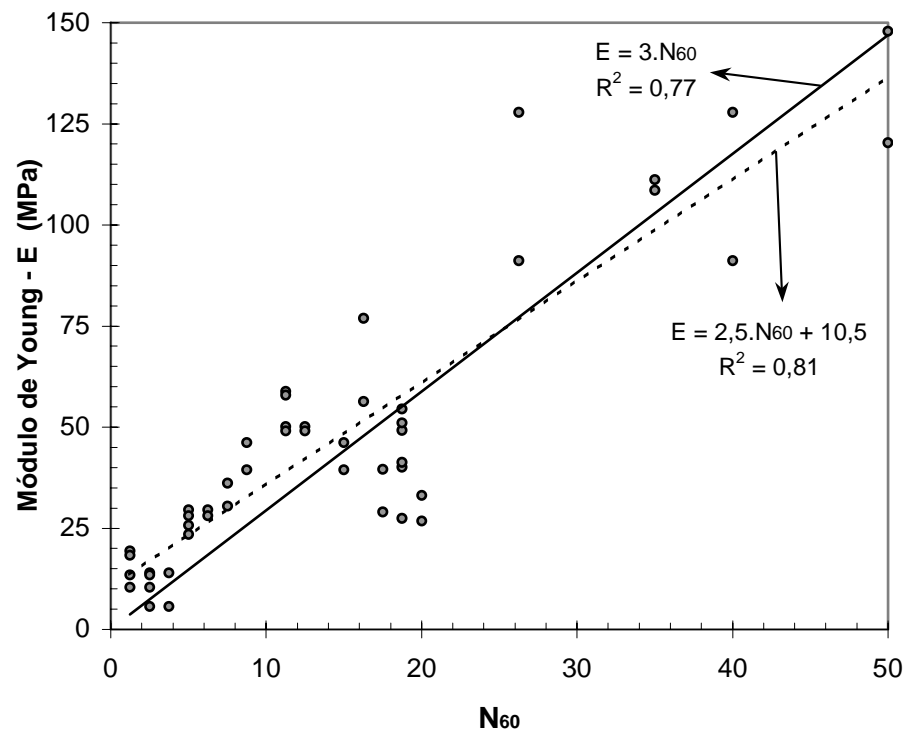


Figura 5.14: Regressão linear para a relação E versus N_{60}

5.2.4 Considerações sobre a obtenção do módulo de Young com base nos ensaios CPT e SPT

As equações 5.3a, 5.4a e 5.5 revelam uma tendência observada para a área experimental em estudo, e nada mais do que isso. Não se pretende, neste momento, a extrapolação dos resultados para outras areias, até porque não há dados suficientes para tanto.

Mesmo em areias com as mesmas características, é recomendável adotar-se um valor mais conservativo para a utilização na prática de engenharia, em função da variabilidade de resultados (Figura 5.12, Figura 5.14) e do pequeno número de dados disponíveis. Também se deve considerar a menor quantidade de informações sobre o solo abaixo de 2,0m de profundidade. Assim, para uma primeira estimativa, para areias com as mesmas características, podem ser sugeridas as seguintes correlações empíricas:

$$E = 6.q_c \quad (\text{MPa}) \quad (5.3b)$$

$$E = 2.N_{60} + 8 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4b)$$

Mesmo com todas as restrições comentadas, uma observação importante é que os ensaios penetrométricos SPT e CPT foram capazes de representar o acréscimo no módulo de deformação, em função do sobreadensamento feito por meio de sobrecarga estática, uma vez que as relações E/N_{60} e E/q_c se mantiveram constantes. Tal constatação seria no mínimo inesperada, partindo-se dos resultados relatados na literatura.

Outro aspecto significativo é que, tendo-se o módulo obtido via DMT como referência, todas as propostas baseadas nos ensaios SPT e CPT estimaram valores conservativos para o módulo de Young. O Quadro 5.1 e o Quadro 5.2 mostram uma comparação das equações propostas na literatura com as equações encontradas para o solo em estudo.

Esses aspectos são indicativos da existência de uma possível cimentação nas areias ensaiadas. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto nas amostras indeformadas confirmam essa tendência, uma vez que o ângulo de atrito obtido é considerado elevado ($\phi \approx 46^\circ$) e mostrou-se constante e independente da compactidade relativa que variou de 20% a 90% para os corpos de prova ensaiados.

Referência	E / q _c	Observação
Schmertmann (1978)	2,5 – 3,5	Areia NA
Robertson e Campanella (1983)	1,5 – 3,0	Areia NA
	6,0 – 18,0	Areia AS
Coduto (2001)	3,5 – 6,0	Areia NA
	6,0 – 10,0	Areia SA
Bowles (1996)	2,0 – 4,0	Areia NA
	6,0 – 30,0	Areia SA
Este trabalho	faixa: 5,0 – 15,0 mediana: 8,0 recomendado: 6,0	Areias NA e SA

Quadro 5.1: Análise comparativa dos resultados obtidos para a relação E / q_c

Referência	E (MPa)	Observação
Kulhawy e Mayne (1990)	$E = N_{60}$	Areia NA
	$E = 1,5.N_{60}$	Areia SA
Bowles (1996)	$E = 0,545.N_{60} + 7,5$	Areia NA
	$E_{SA} = E_{NA} \cdot \sqrt{OCR}$	Areia SA
Coduto (2001)	$E = 5 \cdot \sqrt{OCR} + 1,2.N_{60}$	Areias NA e SA
Este trabalho	regressão: $E = 2,5.N_{60} + 10,5$	Areias NA e SA
	recomendado $E = 2.N_{60} + 8$	

Quadro 5.2: Análise comparativa dos resultados obtidos para a relação E versus N₆₀

Tomando-se as equações 5.3a e 5.4a como válidas para o solo em estudo, o módulo de Young ajustado (E*) foi recalculado para os resultados do CPT e SPT. A Figura 5.15 mostra os resultados plotados juntamente com as estimativas de E feitas por meio do DMT, que serviram de módulo de referência.

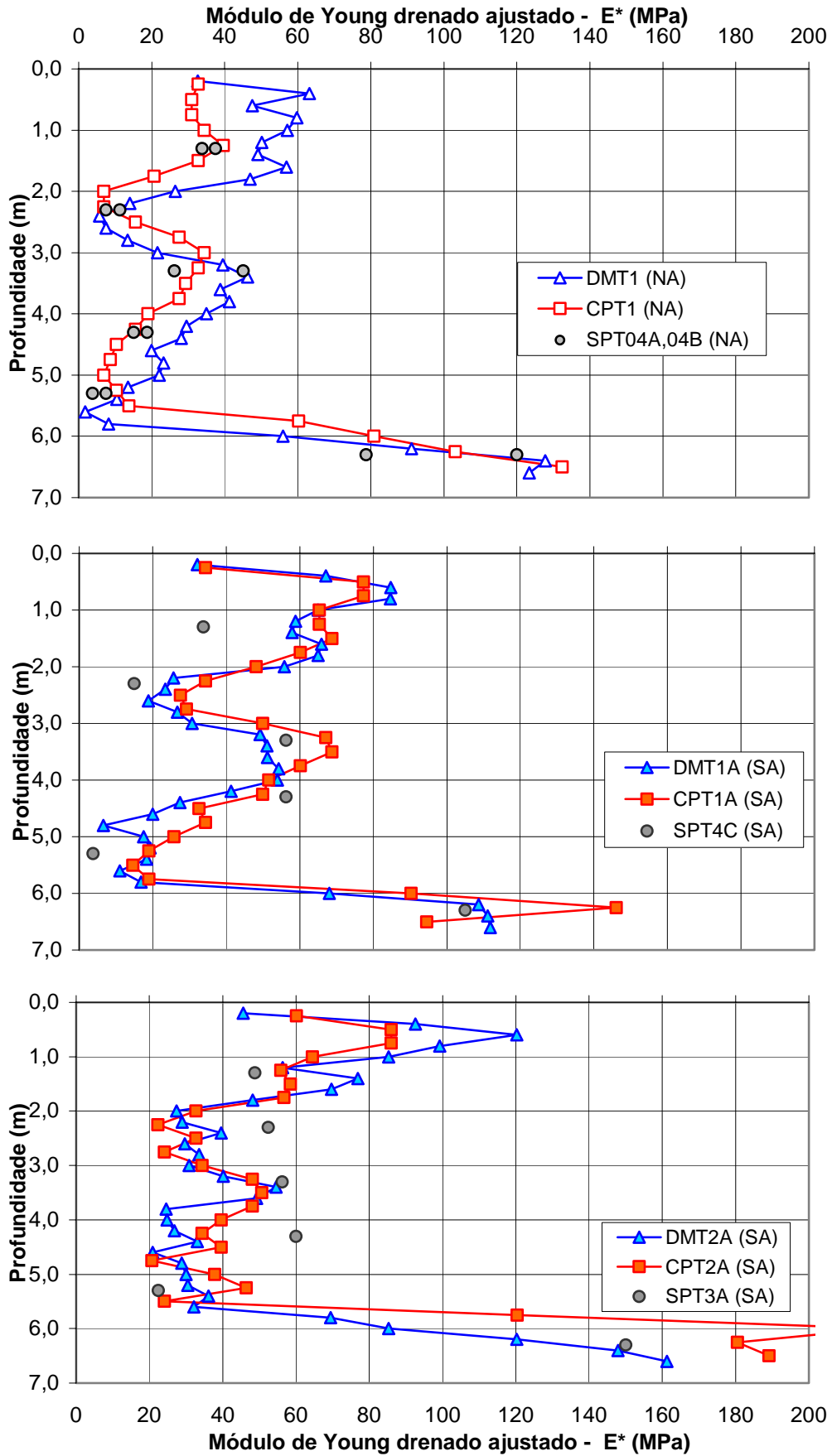


Figura 5.15: Módulo de Young ajustado para o CPT, de acordo com a equação 5.3

5.2.5 N_{60} versus q_c

Considerando-se que os dois índices avaliados são influenciados pelas tensões efetivas, optou-se por empregar o índice de resistência do amostreador-padrão do SPT (N) sem a correção quanto à tensão efetiva, apresentada no item 2.2.1. Entretanto, no que tange à energia do ensaio, a correlação N versus q_c será avaliada tanto para o valor estimado de 75% da energia teórica quanto para 60%, que é a referência internacional.

Há mais de trinta anos, foi reconhecida a dependência do diâmetro dos grãos na relação q_c/N (SCHMERTMANN, 1970, 1978; ROBERTSON et al., 1983). Há uma tendência do aumento da relação com o aumento de D_{50} , embora exceções tenham sido observadas. As areias estudadas até 2,0m apresentaram valores de D_{50} variando de 0,3 a 0,5mm, podendo ser considerado como mediano $D_{50} = 0,35\text{mm}$ (Figura 4.11).

Os resultados dos ensaios CPT e SPT feitos na área experimental foram separados por setor, conforme detalhado na Figura 3.6, de modo que somente os ensaios realizados no mesmo setor e na mesma situação (antes do aterro e após remoção do aterro) foram comparados. Para cada metro, o ensaio SPT fornece um único valor de N , enquanto o CPT fornece valores de q_c a cada 0,25m. Para a obtenção da relação q_c/N , adotou-se o seguinte critério: para a uma profundidade Z qualquer (em que Z é um número inteiro), o N terá sido obtido no trecho $Z+0,15\text{m}$ a $Z+0,45\text{m}$ e, então, comparado com o valor de q_c obtido à profundidade de $Z+0,25\text{m}$. Os demais valores de q_c são desprezados (Z ; $Z+0,50$ e $Z+0,75\text{m}$).

A Figura 5.16 mostra a relação q_c versus N para as areias estudadas. O gráfico é apresentado em duas versões: sem a correção de N quanto à energia (adotada 75%) e com a correção da energia para 60%.

A regressão linear passando pela origem resulta nas retas centrais definidas na Figura 5.16, que apresentaram uma dispersão considerável (conforme indicado pelo baixo valor de $R^2 = 0,62$). Considerando-se uma faixa de valores em substituição às retas, tem-se para os dados da área experimental:

$$0,25 \leq q_c/N_{75} \leq 1,00 \quad (5.6)$$

$$0,20 \leq q_c/N_{60} \leq 0,80 \quad (5.7)$$

para q_c dado em MPa.

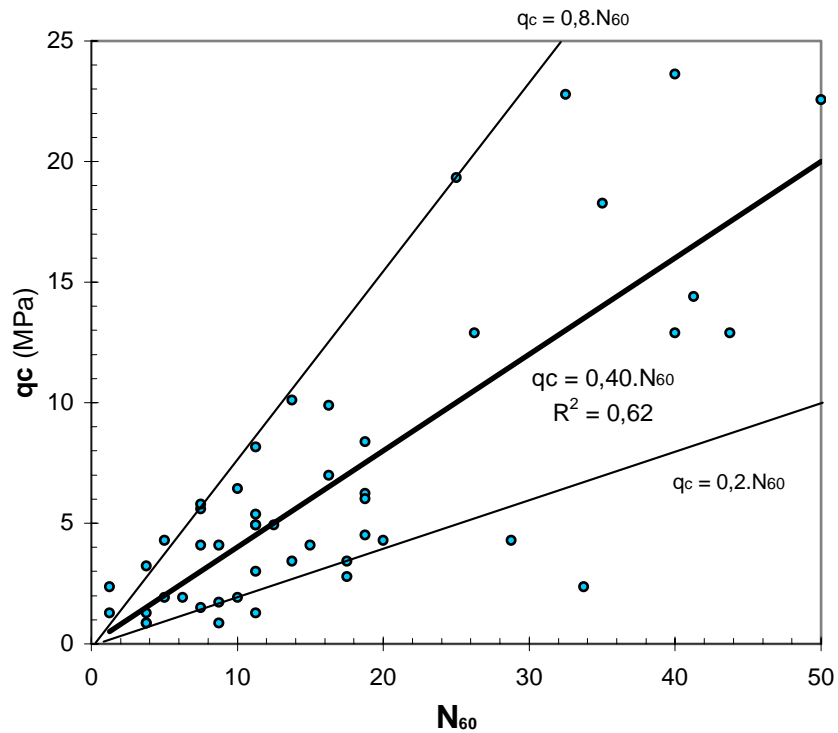
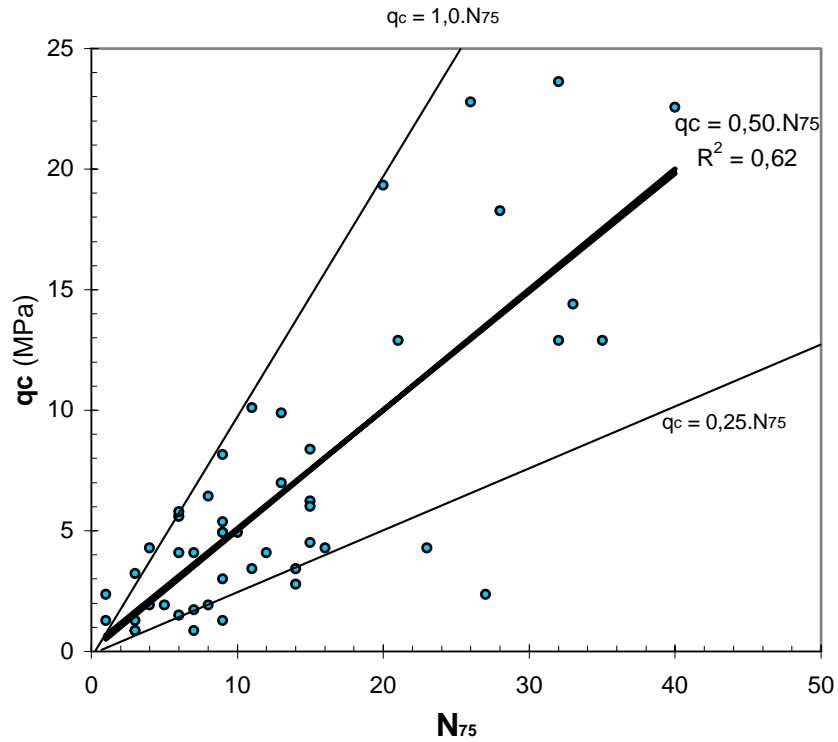


Figura 5.16: Relação N versus q_c para as areias estudadas ‡

‡ Nota: N_{75} = número de golpes para 30cm, sem correção quanto à energia do ensaio. N_{60} = número de golpes para 30cm, com a correção da energia adotada (75%) para a energia de referência (60%).

O Quadro 5.3 situa o resultado encontrado com algumas referências. A Figura 5.17 mostra a faixa de valores obtidos em comparação com a curva de Robertson et al. (1983).

q_c / N médio (MPa)	Faixa	Descrição do solo	Energia do SPT	Referência
0,40	-	Areia fina a média, limpa	-	Schmertmann (1978)
0,60	0,50 – 0,70	$0,30 < D_{50} < 0,70 \text{mm}$	55% - 65%	Robertson et al. (1983)
0,60	-	Areia limpa	-	Danziger e Velloso (1986)
0,40	-	$D_{50} = 0,20 \text{mm}$	60%	Tanaka e Tanaka (1998)
0,50	0,25 – 1,00	Areia fina a média e areia média a fina $0,30 < D_{50} < 0,70 \text{mm}$	75%	Este trabalho
0,40	0,20 – 0,80		60%	

Quadro 5.3: Comparação dos resultados encontrados para q_c/N com outras publicações

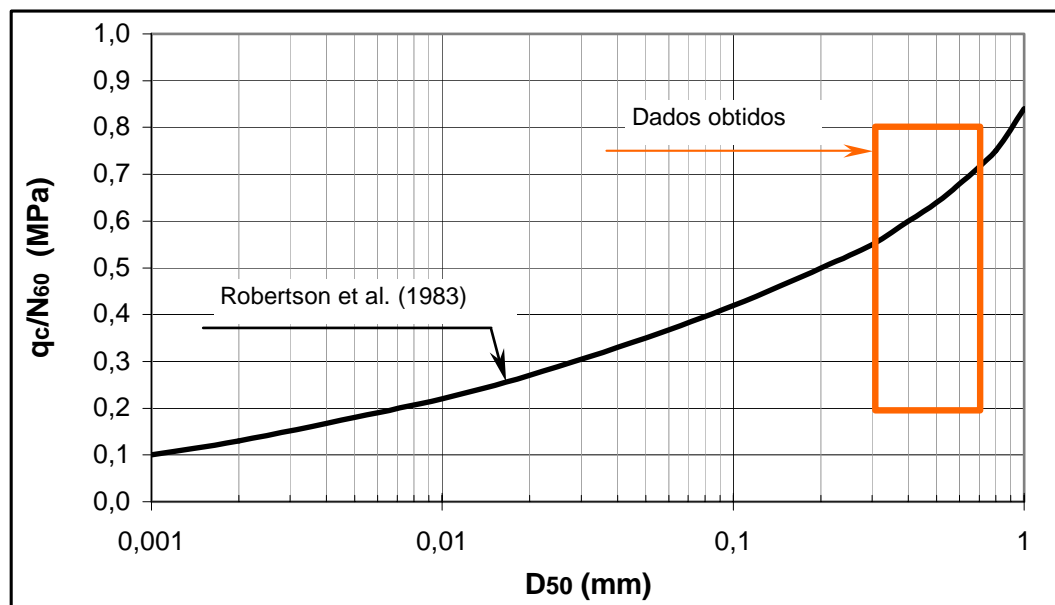


Figura 5.17: Comparação dos dados observados com os obtidos por Robertson et al. (1983)

Embora o valor médio encontrado para a relação q_c/N tenha se situado próximo àqueles propostos na literatura, a grande dispersão dos pontos da Figura 5.16 chama a atenção. Uma possível explicação seria a variabilidade nas granulometrias das areias. As amostras ensaiadas apresentaram valores de D_{50} variando de 0,3mm a 0,7mm, mas é possível que na camada pesquisada possa haver areias com D_{50} fora do intervalo mencionado.

Outro fator a se considerar é a limitação do ensaio SPT em identificar corretamente a estratigrafia de areias tão variáveis em termos de resistência. Deve-se lembrar que o N é um índice obtido numa faixa de 30cm e o valor de q_c é dado por uma penetração de apenas 4cm da ponta do cone, muito mais capaz de identificar variações pontuais de resistência.

5.2.6 N versus E_D

Tanaka e Tanaka (1998) obtiveram um valor médio para a relação E_D/N igual a 2,5 para três solos arenosos japoneses. A publicação provocou o interesse para a verificação de tal correlação para as areias estudadas. Apresentam-se na Figura 5.18 os dados obtidos e a correlação considerando-se duas hipóteses: regressão linear passando pela origem e regressão linear sem essa condição. A primeira situação conduziu a um valor para R^2 igual a 0,61, enquanto na segunda, sem imposição da reta passando pela origem, o valor encontrado foi $R^2 = 0,78$. O valor de N foi tomado sem correção da energia, ou seja, com a energia estimada de 75% da teórica que é praticamente a mesma do equipamento descrito por Tanaka e Tanaka (1998).

Para o cruzamento de N com os valores correspondentes de E_D , foram tomados, no ensaio DMT, os resultados referentes às profundidades Z+0,20m e Z+0,40m (onde Z é inteiro) e comparados separadamente com o resultado do SPT obtido à profundidade Z+0,15m a Z+0,45m.

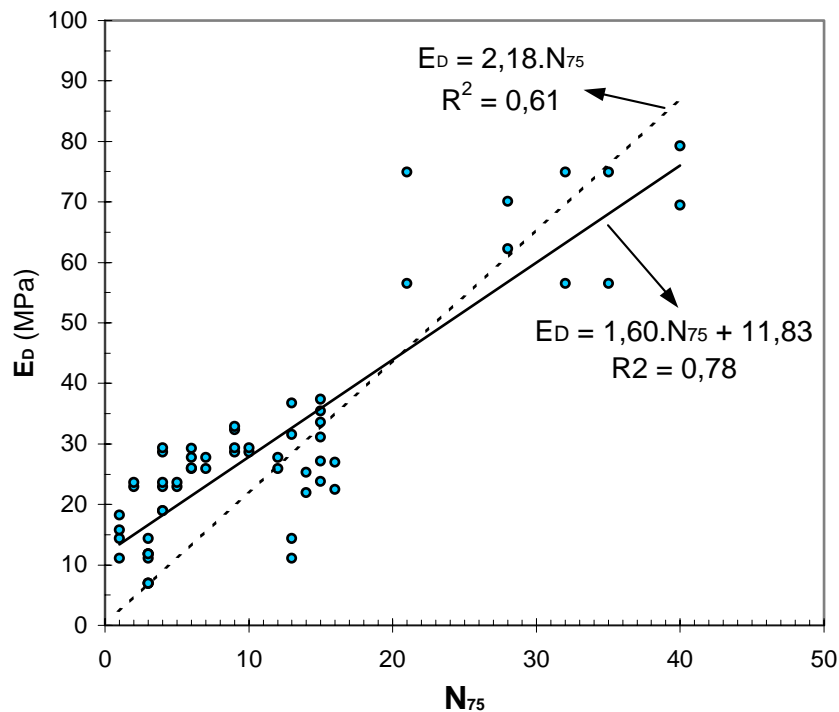


Figura 5.18: Relação E_D versus N_{75} para as areias estudadas

As equações assim encontradas são, para E_D dado em MPa:

$$E_D = 2,18.N_{75} \quad (5.8)$$

$$E_D = 1,60.N_{75} + 11,83 \quad (5.9)$$

Os mesmos dados deram origem à Figura 5.19, a qual se difere da anterior pela correção da energia do SPT de 75% para a energia-padrão de 60%.

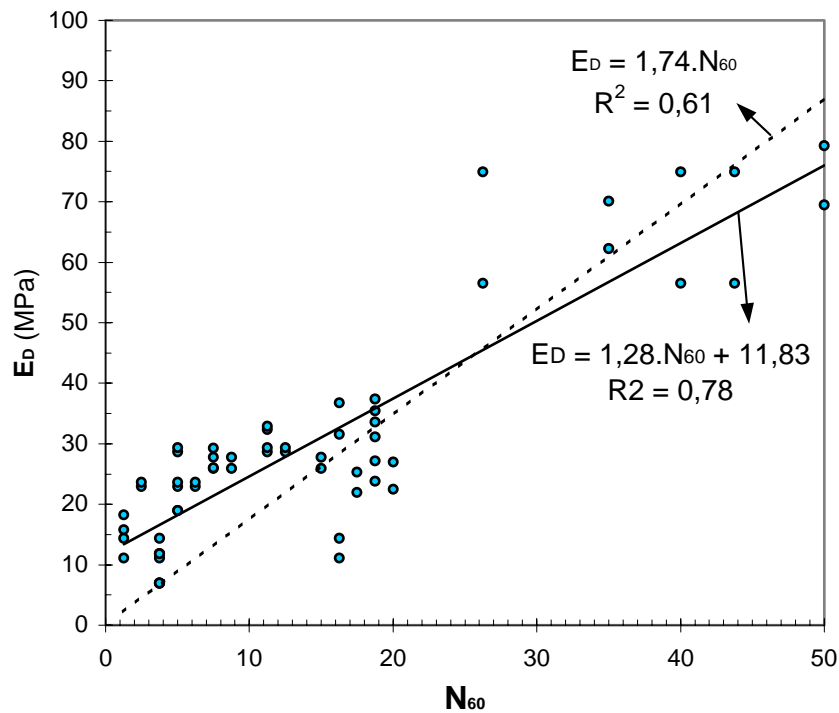


Figura 5.19: Relação E_D versus N_{60} para as areias estudadas

As equações assim encontradas são, para E_D dado em MPa:

$$E_D = 1,74.N_{60} \quad (5.10)$$

$$E_D = 1,28.N_{60} + 11,83 \quad (5.11)$$

Os valores de R^2 encontrados para as equações 5.10 e 5.11 são 0,61 e 0,78, respectivamente.

5.2.7 q_c versus q_d

A resistência dinâmica obtida no ensaio PDM (q_d) foi comparada com a resistência estática de ponta obtida no ensaio de cone (q_c). Como essa é obtida a cada 0,25m e aquela, a cada 0,20m, a comparação dos resultados foi feita da forma descrita no Quadro 5.4. Os pontos assim obtidos estão apresentados na Figura 5.20.

Ensaio	Profundidades			
	Z	Z + 0,25m	Z + 0,50m	Z + 0,75m
PDM	Z até Z+0,20m	Z+0,20m até Z+0,40m	Z+0,40m até Z+0,60m	Z+0,60m até Z+0,80m

Quadro 5.4: Cruzamento dos dados para obtenção da relação q_d versus q_c

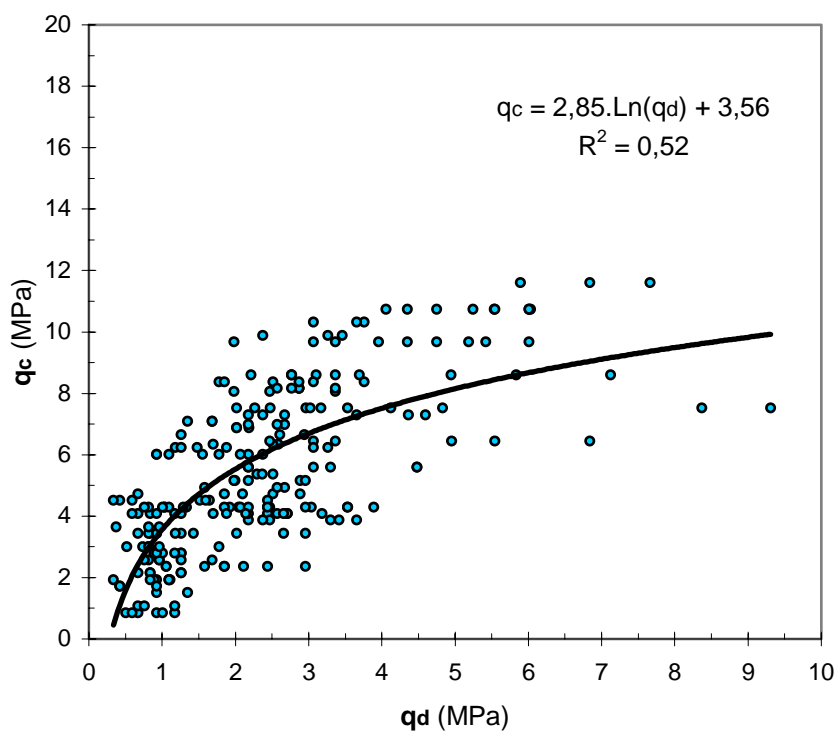


Figura 5.20: Relação q_c versus q_d para as areias estudadas

A regressão linear não resultou em bom ajuste para os dados disponíveis, sendo, portanto, experimentada uma correlação logarítmica para a correlação da Figura 5.20 (equação 5.12).

$$q_c = 2,85.\ln(q_d) + 3,56 \quad (5.12)$$

O coeficiente de determinação da regressão obtido foi $R^2 = 0,52$, o que é relativamente baixo. Mesmo assim, a figura mostra que a curva ajustada segue a tendência da média dos pontos. Nesse momento a equação 5.12 deve apenas servir como uma primeira tentativa para a modelagem da correlação q_c versus q_d para o solo estudado, sem a pretensão de estabelecimento de uma correlação de uso prático.

5.2.8 q_c versus M_{DMT}

O relatório publicado pelo ISSMFE (2001) sobre o DMT mostra que, em areias, a presença do sobreadensamento pode ser avaliada qualitativamente pela relação M_{DMT} / q_c , embora o valor da razão de sobreadensamento (RSA) não possa ser calculado. Acreditam aqueles autores que o parâmetro M , obtido no ensaio DMT, seja mais sensível ao sobreadensamento em comparação com a resistência de ponta do ensaio de cone (q_c), conforme discutido no Capítulo 2. Nesse sentido, ISSMFE (2001) propõe que, para areias normalmente adensadas, tal relação seja da ordem de 5 a 10, enquanto em areias sobreadensadas, M_{DMT}/q_c varie de 12 a 24.

No presente trabalho, ao lado de todos os ensaios DMT realizados, foram também feitos ensaios CPT, podendo-se, então, avaliar o comportamento da relação M_{DMT} versus q_c . A Figura 5.21 mostra os pontos obtidos, onde foram separados em normalmente adensados (NA) e sobreadensados (SA) os ensaios feitos antes e após o aterro, respectivamente.

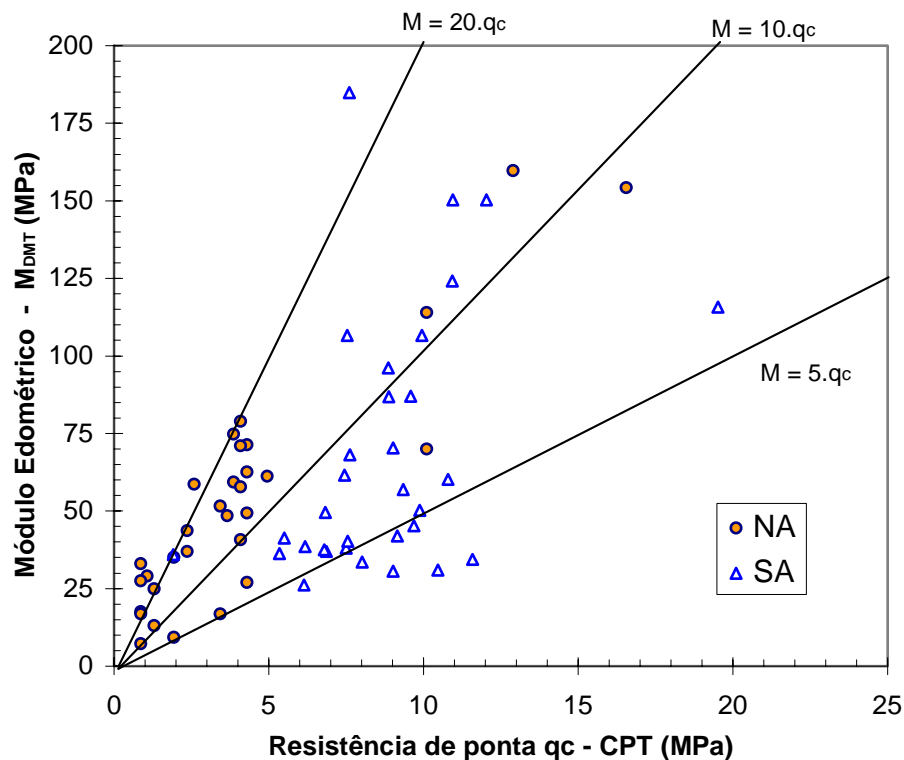


Figura 5.21: Relação q_c versus M_{DMT} para as areias estudadas

A observação da Figura 5.21 não permite a confirmação da proposta citada (ISSMFE, 2001) para a área experimental estudada, uma vez que muitos pontos atribuídos ao solo SA estão localizados abaixo da reta $M_{DMT}/q_c = 10$, e muitos pontos atribuídos a solos NA encontram-se sobre a mesma reta.

A Figura 5.22 reapresenta os mesmos dados de outra forma, de modo que a profundidade também é incluída. Nesse caso, pode-se ver que há uma tendência da diminuição da relação com a profundidade, pelo menos quando observados isoladamente os ensaios nas areias SA. Por outro lado, a curva que representa os dados das areias NA não permite qualquer conclusão a respeito. Uma hipótese para justificar tal resultado é que algumas pesquisas relatadas por ISSMFE (2001) foram feitas em câmaras de calibração e aterros recentes e, portanto, em areias homogêneas sem envelhecimento, cimentação e com menor entrosamento. A orientação daqueles autores pode não ser válida para depósitos naturais que apresentem essas características.

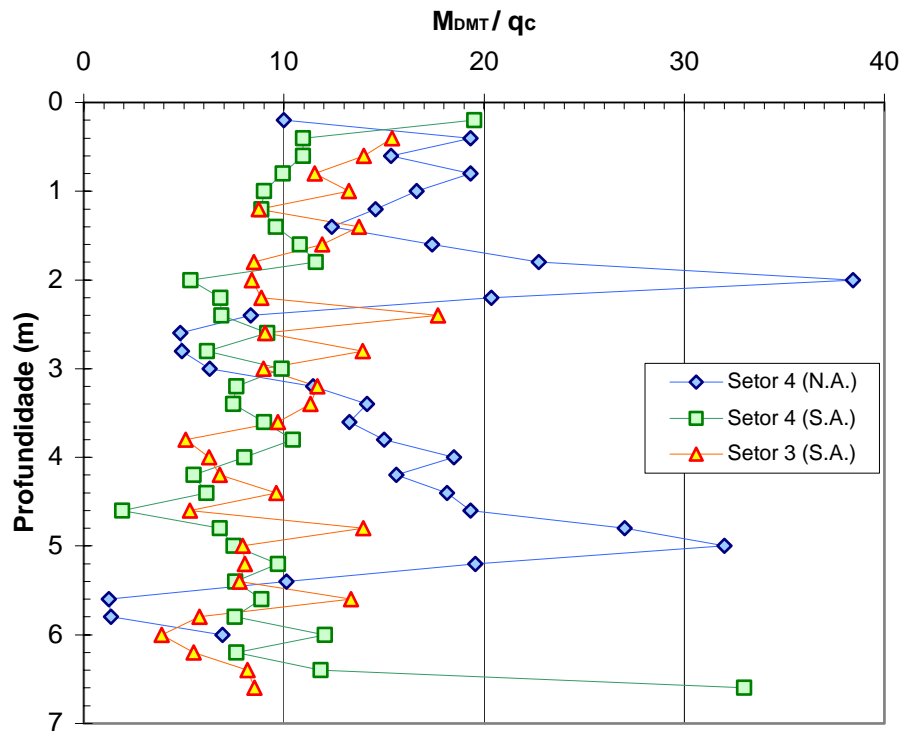


Figura 5.22: Variação da relação M_{DMT} / q_c para os ensaios realizados

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste item, pretende-se dar ênfase às principais contribuições deste trabalho. As observações mais relevantes serão rerepresentadas e, quando possível, serão comentadas recomendações de aplicação prática. Tais considerações e recomendações deverão ser aplicadas obrigatoriamente com reservas, limitando-se à utilização em areias reconhecidamente semelhantes à estudada e observando-se a quantidade de dados disponíveis.

6.1 SOBRE A ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DAS AREIAS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO

6.1.1 Caracterização básica

A proposta de Marchetti (1980) permite a estimativa simultânea do peso específico natural e a “classificação” do solo sob o ponto de vista do comportamento mecânico. Nesses aspectos, a proposta foi considerada excelente na identificação de solos arenosos e de solos argilosos, bem como na estimativa do peso específico natural.

O cone mecânico utilizado (cone de *Delft*) não possui dispositivo para obtenção do atrito lateral local (f_s) e, em razão disso, não há aplicação na classificação do solo.

O ensaio SPT permitiu uma boa estimativa do peso específico natural, com a vantagem adicional de obter amostras dos solos a cada metro, para caracterização em laboratório.

6.1.2 Compacidade relativa

A estimativa da compacidade relativa, por meio dos ensaios de campo utilizados, mostrou-se muito sujeita à influência do sobreadensamento provocado pelo aterro. De modo

geral, as propostas analisadas superestimaram a compacidade relativa para o caso das areias na situação sobreadensada. As limitações partem de um ponto conceitual: os índices q_c e N , obtidos nos ensaios de campo CPT e SPT, respectivamente, estão muito mais associados à resistência ao cisalhamento das areias do que à sua compacidade relativa. A resistência aumenta na medida em que o estado de tensões e a compressibilidade são alterados pelo sobreadensamento, mas a compacidade relativa não se altera a menos que ocorra redução de vazios.

A correlação sugerida por Kulhawy e Mayne (1990), baseada na resistência de ponta do ensaio de cone, conduziu ao melhor resultado dentre todas as propostas avaliadas, provavelmente por permitir a inclusão de fatores de correção para a razão de sobreadensamento, compressibilidade e envelhecimento das areias. Entretanto, a dificuldade de se conhecer previamente essas características em problemas práticos torna difícil sua aplicação.

Além disso, a real necessidade de se conhecer a compacidade relativa das areias é questionável, uma vez que outros fatores se mostraram mais importantes nas características de resistência e compressibilidade das areias estudadas (estado de tensões, sobreadensamento e envelhecimento).

6.1.3 Ângulo de atrito

A obtenção do ângulo de atrito, por meio da compacidade relativa estimada via ensaios penetrométricos, pode implicar erro significativo. Portanto, conforme previamente observado por outros autores (de MELLO, 1971; DÉCOURT, 1989; LUNNE et al., 1997), recomenda-se fazer uso de propostas que correlacionem os ensaios de campo diretamente com o ângulo de atrito.

Estimativas para o ângulo de atrito das areias foram feitas por meio dos ensaios de campo SPT, CPT e DMT. O sobreadensamento provocou um acréscimo no valor do ângulo de atrito estimado, principalmente nas estimativas via SPT. Isso se deveu principalmente em razão do aumento da resistência à penetração do SPT com a diminuição da compressibilidade e com o aumento das tensões horizontais. Talvez algumas diferenças quanto à padronização do equipamento e/ou do procedimento do ensaio possam ter influenciado.

A proposta de Robertson e Campanella (1983), baseada no CPT, apresentou boas estimativas para o caso normalmente adensado (NA), mas superestimou ϕ para o caso sobreadensado (SA). Cabe aqui lembrar que os autores restringem sua aplicação às areias NA, sem envelhecimento ou cimentação, mas isso é difícil de garantir em depósitos arenosos naturais.

A proposta de Marchetti (1988), baseada no CPT, apresentou boas estimativas para ϕ em todos os casos (NA e SA) e tem a vantagem adicional de prescindir de outros ensaios. Já a proposta de Marchetti (1997), baseada no DMT, subestimou o ângulo de atrito, conforme já havia sido comentado pelo próprio autor.

A proposta de Mayne e Martin (1998) foi a que apresentou a menor interferência do sobreadensamento, mas tem a desvantagem de necessitar de ensaios CPT e DMT feitos no mesmo local.

6.1.4 Módulo de Young e módulo edométrico

Os recalques totais previstos pelo ensaio dilatométrico (DMT), conforme metodologia proposta por Marchetti (1997), podem ser considerados iguais aos recalques totais medidos *in situ*. A diferença foi inferior a 5%, o que significa que, de modo geral, o DMT estimou corretamente os módulos edométricos dos solos. O ensaio dilatométrico foi considerado a melhor ferramenta de investigação das propriedades de deformação das areias estudadas.

No caso dos ensaios feitos na situação normalmente adensada (NA), partindo-se das correlações propostas na literatura, os ensaios SPT e CPT tendem a subestimar o módulo de Young e, por consequência, superestimar os recalques.

Quanto aos ensaios realizados após a remoção do aterro (SA), as estimativas do módulo de Young feitas por meio do CPT e por meio do DMT são muito semelhantes. Já para o SPT, o módulo estimado tende a ser um pouco menor, mas o pequeno número de pontos não permite uma análise conclusiva.

6.2 SOBRE OS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O sistema de chuveiramento utilizado facilitou a moldagem de corpos de prova nas compacidades relativas desejadas. Esse sistema se mostrou muito eficiente para a obtenção do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d, \max}$), conduzindo a resultados similares aos métodos normalizados, que são muito mais trabalhosos e podem provocar a fragmentação do solo (no caso do método de compactação).

As simulações de sobreadensamento feitas na etapa que precede a ruptura no ensaio de cisalhamento direto não mostraram influência no resultado do ângulo de atrito para as razões de sobreadensamento investigadas ($RSA = 2$ e $RSA = 4$). Pôde-se perceber, todavia, que as deformações durante a ruptura foram influenciadas.

As amostras do tipo indeformadas mostraram diferenças de comportamento significativas em relação às amostras reconstituídas. O valor do ângulo de atrito obtido nos ensaios de cisalhamento direto em amostras do tipo indeformadas, $\phi = 45,6^\circ$, é considerado elevado e mostrou-se praticamente independente da compacidade relativa, que variou de 15% a 95% para os corpos de prova ensaiados. Esse efeito pode ser creditado às características de envelhecimento das areias *in situ* ou ao entrosamento natural dos grãos.

A mesma areia, quando ensaiada em amostras reconstituídas, apresentou ângulos de atrito mais baixos, para todas as compacidades relativas ensaiadas.

O resultado reforça a crítica de diversos pesquisadores acerca da real influência da compacidade relativa na resistência ao cisalhamento de areias naturais. Pode-se dizer que o estudo das propriedades de resistência ao cisalhamento, por meio de amostras reconstituídas em laboratório, está longe de representar fielmente o solo nas condições de campo.

Daí a grande importância dos ensaios de campo na investigação geotécnica de areias, em que a obtenção de amostras indeformadas para análises geotécnicas rotineiras permanece praticamente impossível até hoje.

6.3 SOBRE AS CORRELAÇÕES

Em estimativas preliminares, as correlações entre ensaios são muito úteis para a utilização de experiência e dados acumulados com o tempo. Algumas correlações disponíveis na literatura foram verificadas para os dados obtidos na pesquisa experimental. Tentou-se modelar ajustes preliminares que seriam válidos para estimativas para areias locais com características semelhantes.

6.3.1 Módulo de Young: *E versus* N_{60} e *E versus* q_c

Ao contrário do que se imaginou inicialmente, não houve diferença significativa na relação E/q_c para as areias normalmente adensadas e sobreadensadas, o que também foi observado para a relação E/N_{60} . Acredita-se que os índices N_{60} e q_c tenham aumentado na mesma razão do aumento de E em função do sobreadensamento, o que significa que os ensaios penetrométricos SPT e CPT foram capazes de mostrar o acréscimo no módulo de deformação em função do sobreadensamento feito por meio de sobrecarga estática, a ponto de as relações E/N_{60} e E/q_c se manterem constantes.

Os dados disponíveis permitem dizer que, para a área experimental, seriam válidas, como estimativas médias do módulo de Young, as correlações $E = 8.q_c$ para os resultados do CPT, e $E = 2,5.N_{60} + 10,5$ (em MPa) para os resultados do SPT. Entretanto, em função da dispersão dos resultados, recomendam-se correlações mais conservativas para o caso de emprego na prática de engenharia local (exclusivamente no caso de areias médias a finas ou finas a médias com as mesmas características):

$$E = 6.q_c \quad (5.3b)$$

$$E = 2.N_{60} + 8 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4b)$$

6.3.2 Resistência de ponta do cone: q_c , versus N

O solo estudado é constituído de areias finas a médias e areias médias a finas, que apresentaram D_{50} variando de 0,3 a 0,7mm. Para esse solo, a regressão linear obteve uma relação média $q_c/N_{60} = 0,4$, sendo observados valores na faixa de 0,20 a 0,80 (para q_c dado em MPa). Os resultados se encontram próximos a muitos publicados na literatura, e a dispersão pode ser atribuída à variabilidade na granulometria das areias.

6.3.3 Resistência de ponta do cone: q_c versus q_d

Foi observado um possível correlacionamento entre a resistência à penetração da ponta do cone (q_c) e a resistência dinâmica à cravação do penetrômetro portátil PDM (q_d). Embora o coeficiente de determinação da regressão tenha sido relativamente baixo ($R^2=0,52$), ajustou-se uma curva que mostra a tendência da média dos pontos: $q_c = 2,85 \cdot \ln(q_d) + 3,56$ (MPa). Essa correlação deve servir apenas como uma primeira tentativa para a modelagem da correlação q_c versus q_d para o solo estudado, sem intenção de aplicação prática.

6.3.4 Módulo dilatométrico: E_D versus N

A correlação entre o módulo dilatométrico (E_D) e o índice de resistência à penetração do amostrador-padrão do SPT (N) apresentou ajuste razoável, sendo atribuído valor de R^2 igual a 0,78 para a equação $E_D = 1,28 \cdot N_{60} + 11,8$ (em MPa). A correlação se assemelha à proposta por Tanaka e Tanaka (1998), mas a pequena quantidade de publicações sobre o tema desencoraja uma interpretação mais ampla, e a equação deve ser considerada apenas uma tendência local preliminar.

6.3.5 Módulo edométrico: M versus q_c

Não foi confirmada a proposta de identificação do sobreadensamento em função da relação M_{DMT}/q_c (MARCHETTI, 1997; ISSMFE, 2001), para a área experimental estudada. Muitos pontos obtidos nas areias sobreadensadas (SA) apresentaram relação $M_{DMT}/q_c < 10$, e muitos pontos atribuídos a areias normalmente adensadas (NA) apresentaram $M_{DMT}/q_c > 10$.

Uma hipótese para justificar tal resultado é que algumas pesquisas relatadas por Marchetti (1997) e ISSMFE (2001) foram feitas em câmaras de calibração e aterros arenosos recentes e, portanto, em areias sem envelhecimento, cimentação e/ou com menor entrosamento. A orientação daqueles autores pode não ser válida para depósitos naturais que apresentem essas características.

REFERÊNCIAS

-
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Ensaio de penetração de cone “in situ” (CPT). Rio de Janeiro, 1991.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento dos solos (SPT): método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- AOKI, N.; CINTRA, J. C. A. The application of energy conservation Hamilton’s principle to the determination of energy efficiency in SPT tests. In: STRESS WAVE 2000 – APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 2000. **Proceedings...** A. A. Balkema, p. 457-460, 2000.
- BALDI, G. et al. Design parameters for sands from CPT. In: ESOPT II - 2ND EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1982, Amsterdam. **Proceedings...** v. 2, p. 425-432, 1982.
- BALDI, G. et al. Flat dilatometer tests in calibration chambers. In: SPECIAL CONFERENCE ASCE IN SITU’86. **Proceedings...** p. 431-446, 1986.
- BALDI, G. et al. Modulus of sands from CPT’s and DMT’s. In: XII ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** v. 1, p. 165-170, 1989.
- BELICANTA, A. et al. Métodos para medida de energia dinâmica no SPT. **Solos e Rochas**, ABMS, São Paulo, v. 17, n. 2, p. 93-110, maio/ago. 1994.
- BELICANTA, A.; CINTRA, J. C. A. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para a execução do SPT. **Solos e Rochas**, ABMS, São Paulo, v. 21, n. 3, p. 119-133, maio/ago. 1998.
- BELLOTI, R. et al. Deformation characteristics of cohesionless soils from in situ tests. In: SPECIAL CONFERENCE ASCE IN SITU’86. **Proceedings...** p. 47-73, 1986.
- BELLOTI, R. et al. Shear strength of sand from CPT. In: XII ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** v. 1, p. 179-184, 1989a.
- BELLOTI, R. et al. Design parameters of cohesionless soils from in situ tests. In: In situ testing of soil properties for transportation facilities – Transportation Research Record 1235. 1989b.

- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1996.
- BRIAUD, J. L.; GIBBENS, R. Behavior of five large spread footings in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 125, n. 9, p. 787-796, 1999.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. Use and interpretation of a research dilatometer. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 28, n. 1, p. 113-126, 1991.
- CASTELLO, R. R.; POLIDO, U. F. Tentativa de sistematização dos solos quaternários de Vitória, ES. In: DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRAS: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS. Rio de Janeiro, RJ. **Anais...** v. 2, p. 3.1-3.23, 1988.
- CASTELLO, R. R. et al. Recalques observados de sapatas em solos terciários de São Paulo. **Solos e Rochas**, ABMS, São Paulo, v. 24, n. 2, p. 143-153, maio/ago. 2001.
- CAVALCANTE, E. H. **Investigação teórico-experimental sobre o SPT**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.
- CLAYTON, C. R. I.; HABABA, M. B.; SIMONS, N. E. Dynamic penetration resistance and the prediction of the compressibility of a fine-grained sand – a laboratory study. **Geotechnique**, London, v. 35, n. 1, p. 19-31, 1985.
- CODUTO, D. P. **Foundation design principles and practices**. 2nd. ed. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 2001.
- DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. Ensaios de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação. In: BIC2000 – SEMINÁRIO BRASILEIRO DE INVESTIGAÇÕES DE CAMPO. São Paulo. **Anais...** , p. 1-51. 2000.
- DAS, BRAJA M. **Principles of foundation engineering**. 4th ed. PWS Publishing, 1999.
- de MELLO, V. F. B. The standard penetration test, state-of-the-art report. In: IV PANAMERICAN CSMFE, Puerto Rico, **Proceedings...** v. 1.1, p. 1-86, 1971.
- DÉCOURT, L. The standard penetration test, state-of-the-art report. In: XII ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** v. 4, p. 2405-2416, 1989.
- DÉCOURT, L. **SPT, SPT-T. A prática brasileira: vantagens, limitações e críticas**. São Paulo: ABMS, 2002.
- GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. In: IV ICSMFE, 1957, London. **Proceedings...** v. 1, p. 227-232, 1957.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. 2nd ed. Pentech Pressd, 1994, v. 2.

ISSMFE (International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering). Report of the ISSMFE – Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16. **Reference to Test Procedures CPT – SPT – DP – WST**. Suécia: Swedish Geotechnical Institute, 1989.

ISSMFE - Report to the TC 16. **The flat dilatometer test - Outline**. University of L'Aquila – Italy, 1998.

ISSMFE – Report by the TC16: Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G; Calabrese, M. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. In: IN SITU 2001 – INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES. **Proceedings...** Bali, Indonesia, 2001.

JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, Budapest, v. 355, n. 8, p. 355-358, 1944.

JAMIOLKOWSKI, M. et al. New developments in field and laboratory testing of soils. In: XI ICSMFE, 1985, San Francisco, **Proceedings...** v. 1, p. 57-153, 1985.

KONRAD, J. M. Sand sampling below the water table using the 200mm diameter Laval sampler. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, p. 1079-1086, 1995.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P.W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Report N° EL-6800 Electric Power Research Institute. Paolo Alto, 1990.

LEONARDS, G. A.; FROST, J. D. Settlements of Shallow Foundations on Granular Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 114, n. 7, p. 791-809, July, 1988.

LIAO, S. S.; WHITMAN, R. V. Overburden correction factors for sand. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 112, n. 3, p. 373-377, 1986.

LIMA, M. J. C. P. A. **Prospecção geotécnica do subsolo**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1979.

LUNNE, T.; LACASSE, S.; RAD, N. S. SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ tests of soils. Part 1: all tests except SPT. In: XII ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings...** v. 4, p. 2339-2403, 1989.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration test in geotechnical practice**. 1st ed. Blackie Academic & Professional, 1997.

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**. New York, v. 106, n. GT3, p. 299-321, Mar, 1980.

MARCHETTI, S; CRAPPS, D.K. **Flat dilatometer manual**. Schmertmann & Crapps report. Gainesville, 1981.

MARCHETTI, S. On the field determination of K_0 in sand. In: Panel discussion at XXII ICSMFE, 1985, San Francisco. **Proceedings...** v. 5, p. 2667-2672, 1988.

MARCHETTI, S. The flat dilatometer design applications – Keynote Lecture. In: **THIRD GEOTECHNICAL ENGINEERING CONFERENCE**. Cairo University, Cairo. **Proceedings...** p. 1-26, 1997.

MARCHETTI, S. et al. DMT-predicted vs measured settlements under a full-scale instrumented embankment at Treporti (Venice, Italy). In: **ISC'2 – 2ND INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION**. September 2004, Porto. **To be published**.

MARCUSON III, W. F.; BIEGANOUSKY, W. A. SPT and relative density in coarse sands. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 103, n. GT11, p. 1295-1309, Nov. 1977.

MAYERHOF, G. G. Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. In: **IV ICSMFE, 1957, London. Proceedings...** v. 3, p. 110, 1957.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. K_0 -OCR relationships in soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 108, n. 6, p. 851-872, 1982.

MAYNE, P. W.; MARTIN, G. K. Commentary on Marchetti Flat Dilatometer correlations in soils. **Geotechnical Testing Journal, ASTM**. v. 21, n. 3, p. 222-239, Sept. 1998.

MELLO JUNIOR, J. O. **Estudo de capacidade de carga quanto à ruptura de fundações superficiais em um solo não saturado**. 2002. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.

MITCHELL, J. K.; GARDNER, W. S. In situ measurement of in volume change characteristics. In: **IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES**. Raleigh, 1975. **Proceedings...** v. 2, p. 279-345, 1975.

PACHECO, E. D. **Estudo da resistência ao cisalhamento e densidade relativa das areias e correlações com o SPT**. 1978. Dissertação de Mestrado COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1978.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation engineering**, 2nd. ed. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1974.

PMV – Prefeitura Municipal de Vitória – ES. **Aspectos geoeconômicos**. Disponível em: <http://www.vitoria.es.gov.br/negocios/guia_investidor/geoeconomicos.htm>. Acesso em: 13 fev. 2004.

POLIDO, U. F.; CASTELLO, R. R.. **Investigação geotécnica**. 2 ed. rev. Vitória, ES: Centro Tecnológico-UFES, 1999.

POLIDO, U. F.; LIMA, G. P.; CASTELLO, R. R.. **Características geotécnicas de areias da Grande Vitória**. Relatório final de pesquisa. Centro Tecnológico-UFES, 1999.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.

- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; WIGHTMAN, A. SPT-CPT Correlations **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, New York, v. 109, n. 11, p. 1449-1459, Nov. 1983.
- SCHMERTMANN, J. H. Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, New York, v. 96, n. SM3, p. 1011-1043, May, 1970.
- SCHMERTMANN, J. H. Measurement of in situ shear strength. In: IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES. Raleigh, 1975. **Proceedings...** v. 2, p. 57-138, 1975.
- SCHMERTMANN, J. H.; **Guidelines for Cone Penetration Test – Performance and Design**. U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration. Washington, July 1978.
- SCHMERTMANN, J. H.; HARTMAN, J. P.; BROWN, P.R. Improved strain influence factor diagrams. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 104, n. GT8, p. 1131-1135, Aug. 1978.
- SCHMERTMANN, J. H.; PALACIOS, A. Energy dynamics of SPT. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, New York, v. 105, n. GT8, p. 909-926, Aug. 1979.
- SCHMERTMANN, J. H. Revised procedure for calculating K_0 and OCR from DMT's with $I_D > 1,2$ and which incorporates the penetration measurement to permit calculating the plane strain friction angle. **DMT Digest n° 1**. GPE Inc., Gainesville, 1983.
- SCHNAID, FERNANDO. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- SIMONS, N.; MENZIES, B. **A short course in foundation engineering**. 2nd ed. London: Thomas Telford, 2000.
- SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. **Géotechnique**, London, v. 36, n. 3, p. 425-447, Sept. 1986.
- SKILES, D. L.; TOWNSEND, F. C. Predicting shallow foundation settlement in sands from DMT. In: SETTLEMENT '94. **Proceedings...** ASCE Geotechnical Special Publication N°. 40, v. 1, p. 132-142, 1994.
- SOUSA PINTO, CARLOS de. **Influência da granulometria das areias na capacidade de carga investigada por meio de modelos**. São Paulo: IPT, Publicação n° 823. 1969.
- SOWERS, G. F. **Introductory soil mechanics & foundations: geotechnical engineering**. 4th ed. New York: Collier Macmillan International Editions, 1979.
- TANAKA, H.; TANAKA, M. Characterization of sandy soils using CPT and DMT. **Soils and Foundations**, Tokio, v. 38, n. 3, p. 55-65, Sept. 1998.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York, N. Y.: John Wiley and Sons, Inc., 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2nd ed. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1967.

TOTANI, G. et al. Use of the Flat Dilatometer Test (DMT) in geotechnical design. In: IN SITU 2001 – INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES. **Proceedings...** Bali, Indonesia, 2001.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1997. v. 1.

WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, London, v. 34, n. 4, p. 449-489, 1984.

YOSHIDA, I.; IKEMI, M.; KOKUSHO, T. Empirical formulas of SPT blow counts for gravelly soils. In: I ISOPT, 1988. **Proceedings...** v. 1, p. 387-387, 1988.

APÊNDICE – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

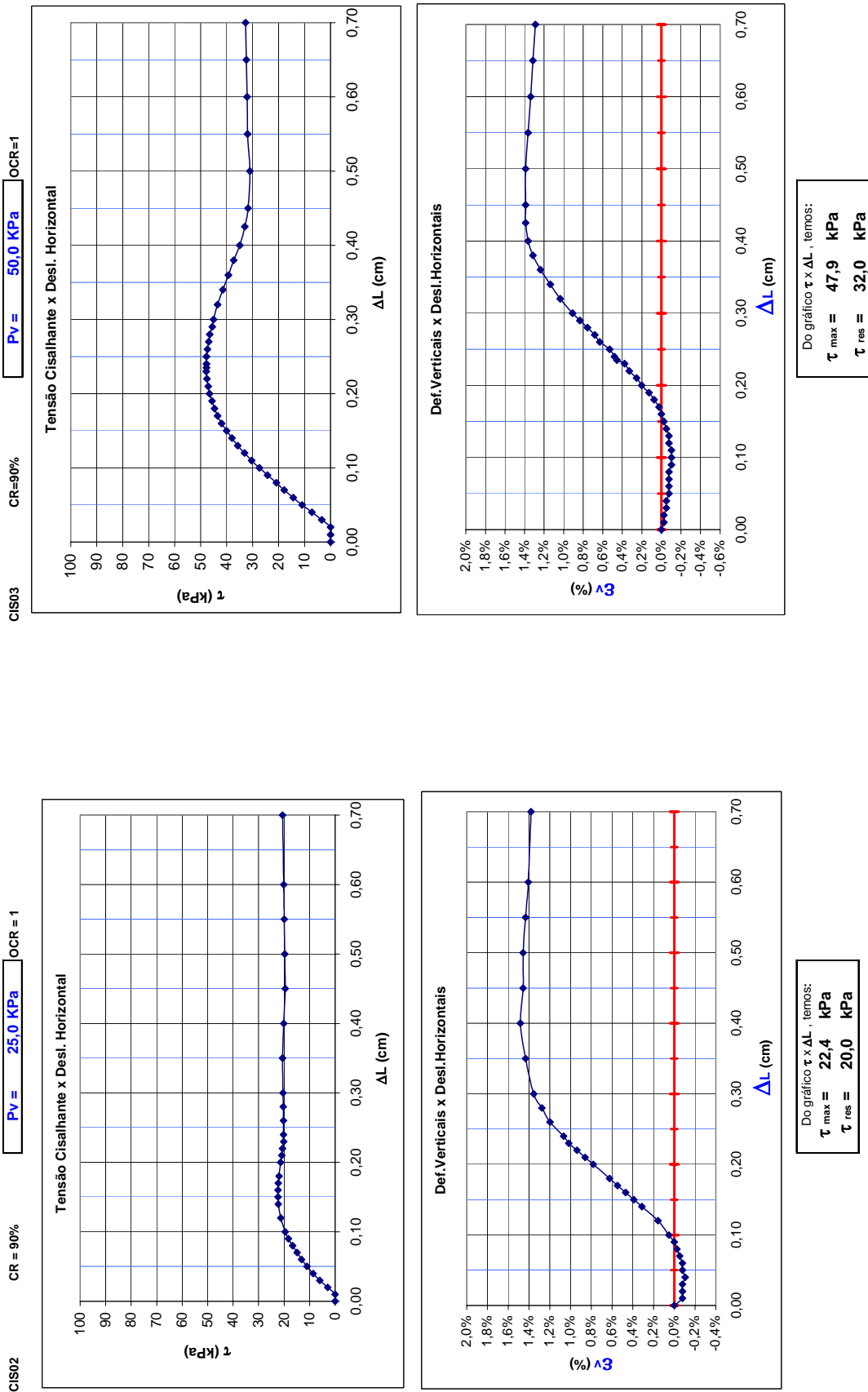


Figura 1: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=90% – cis2, cis3

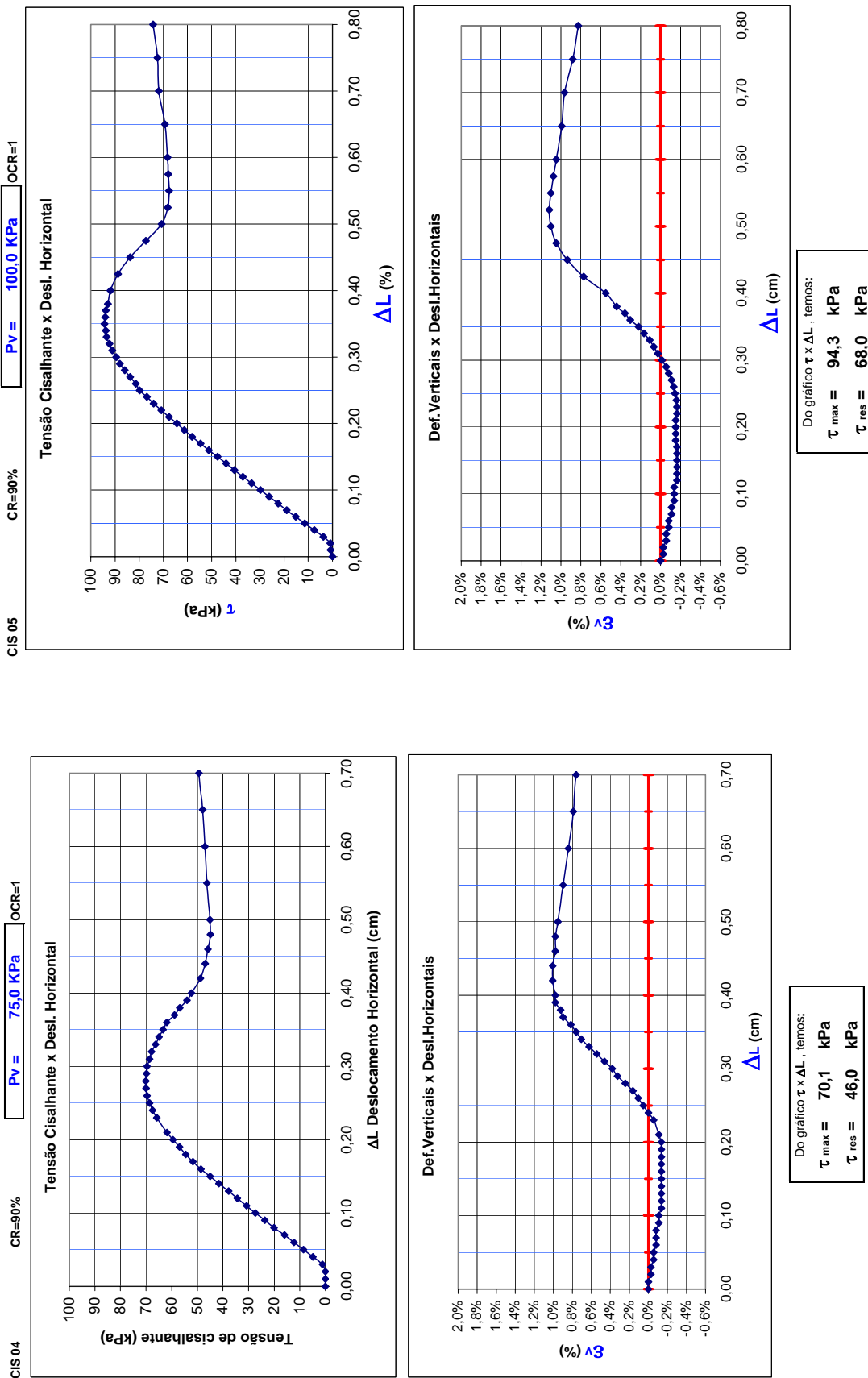


Figura 2: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=90% - cis 04 e cis 05

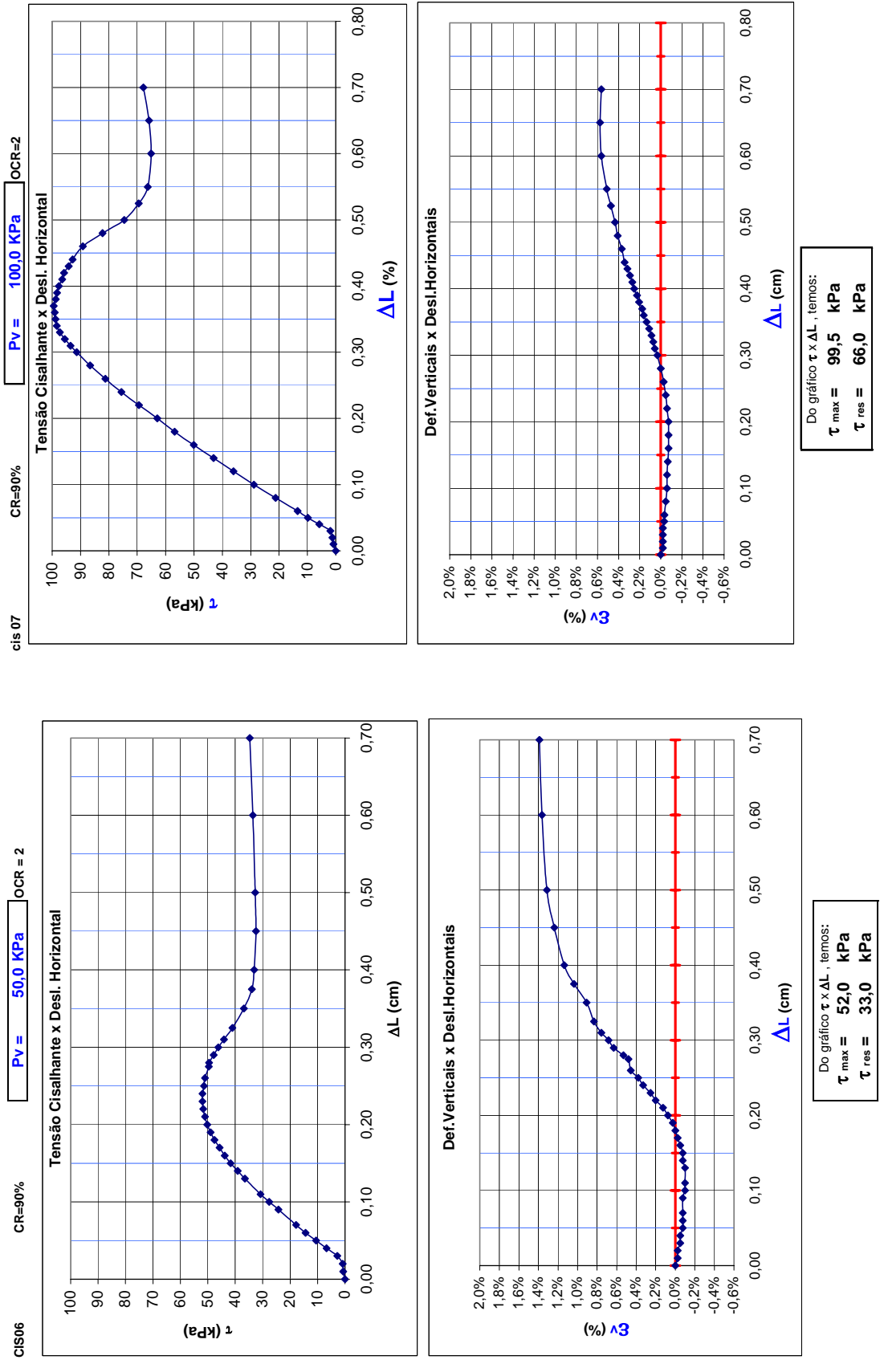
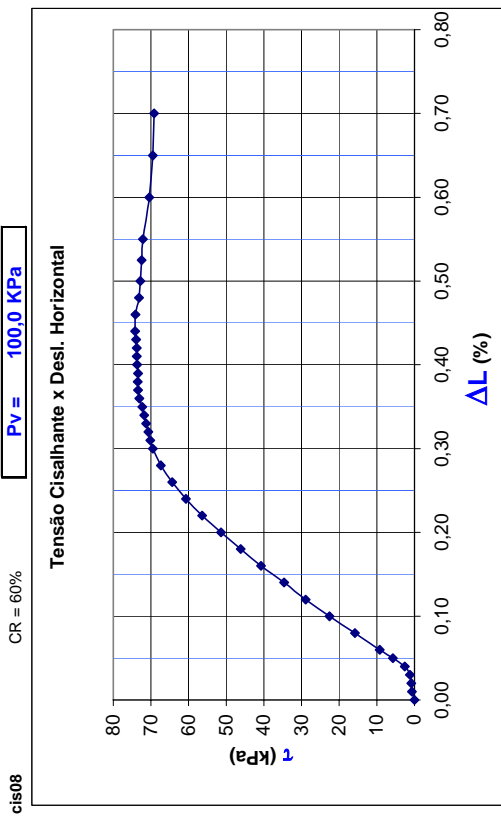
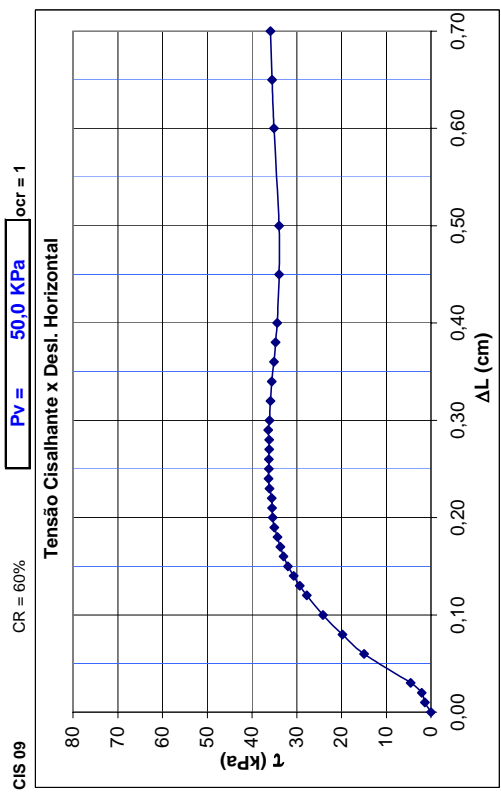


Figura 3: Ensaio de cisalhamento direto nas amostra s moldadas com Cr=90% - cis06 e cis07



Do gráfico τ x ΔL , temos:

$\tau_{max} = 74,2$ kPa
 $\tau_{res} = 70,0$ kPa



Do gráfico τ x ΔL , temos:

$\tau_{max} = 36,3$ kPa
 $\tau_{res} = 34,0$ kPa

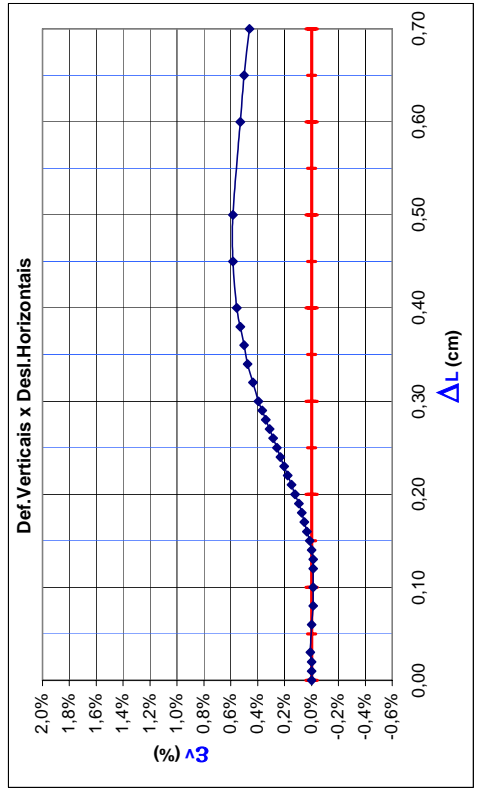
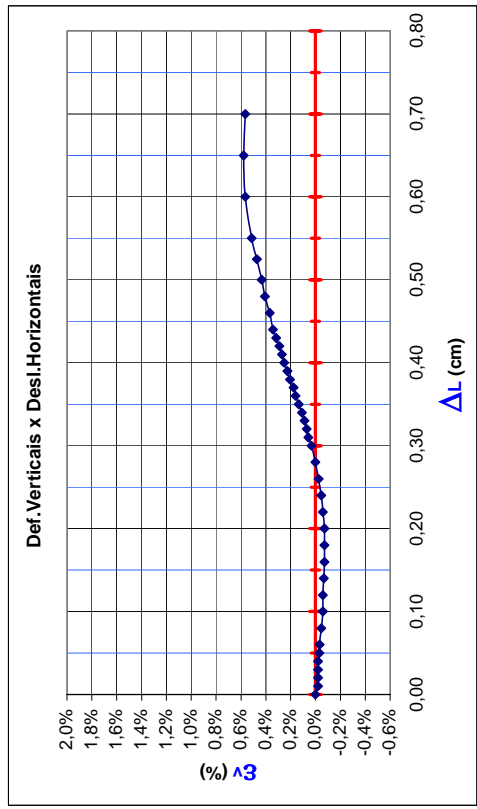


Figura 4: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=60% - cis 08, cis 09

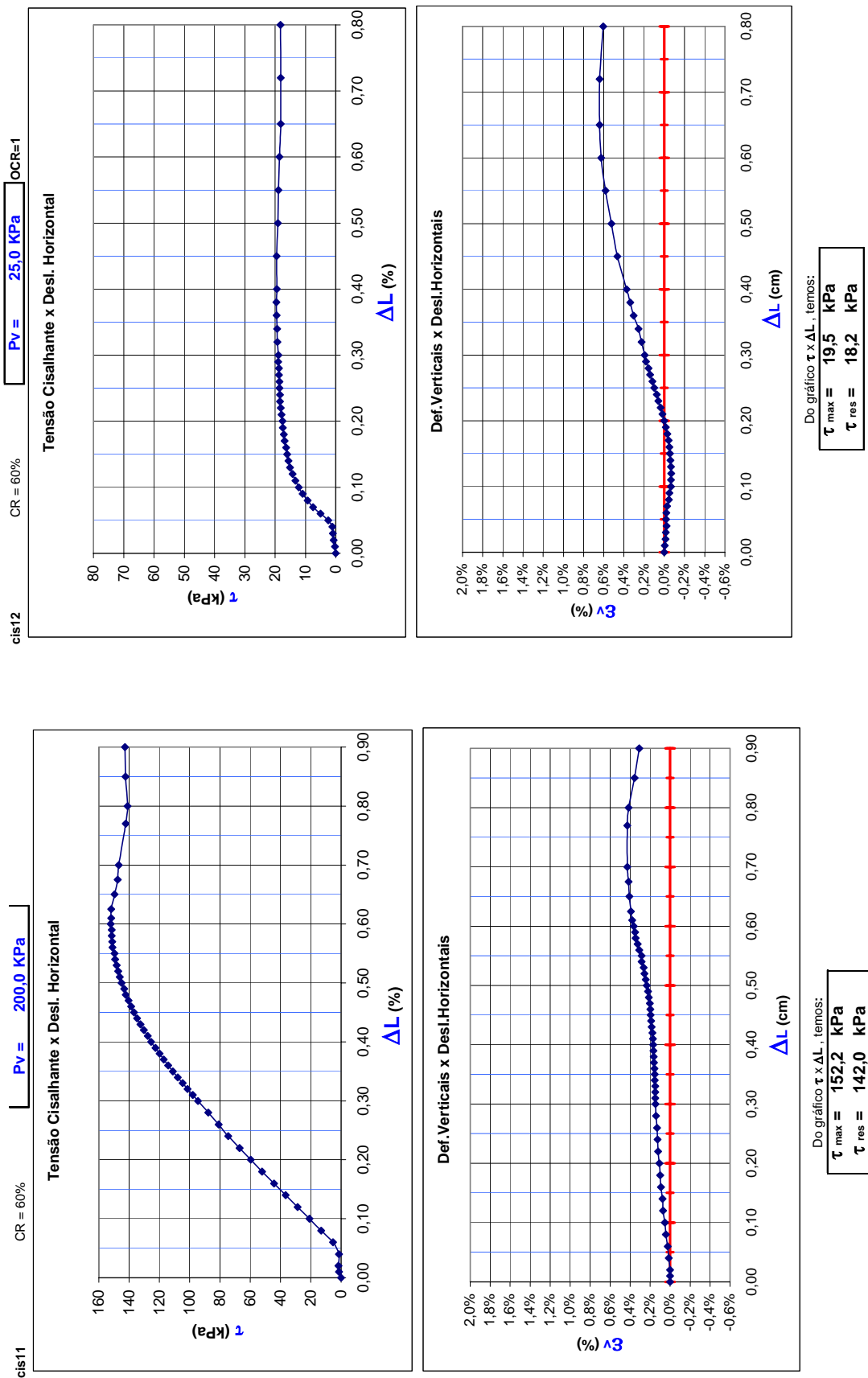


Figura 5: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=60% - cis 11 e cis 12

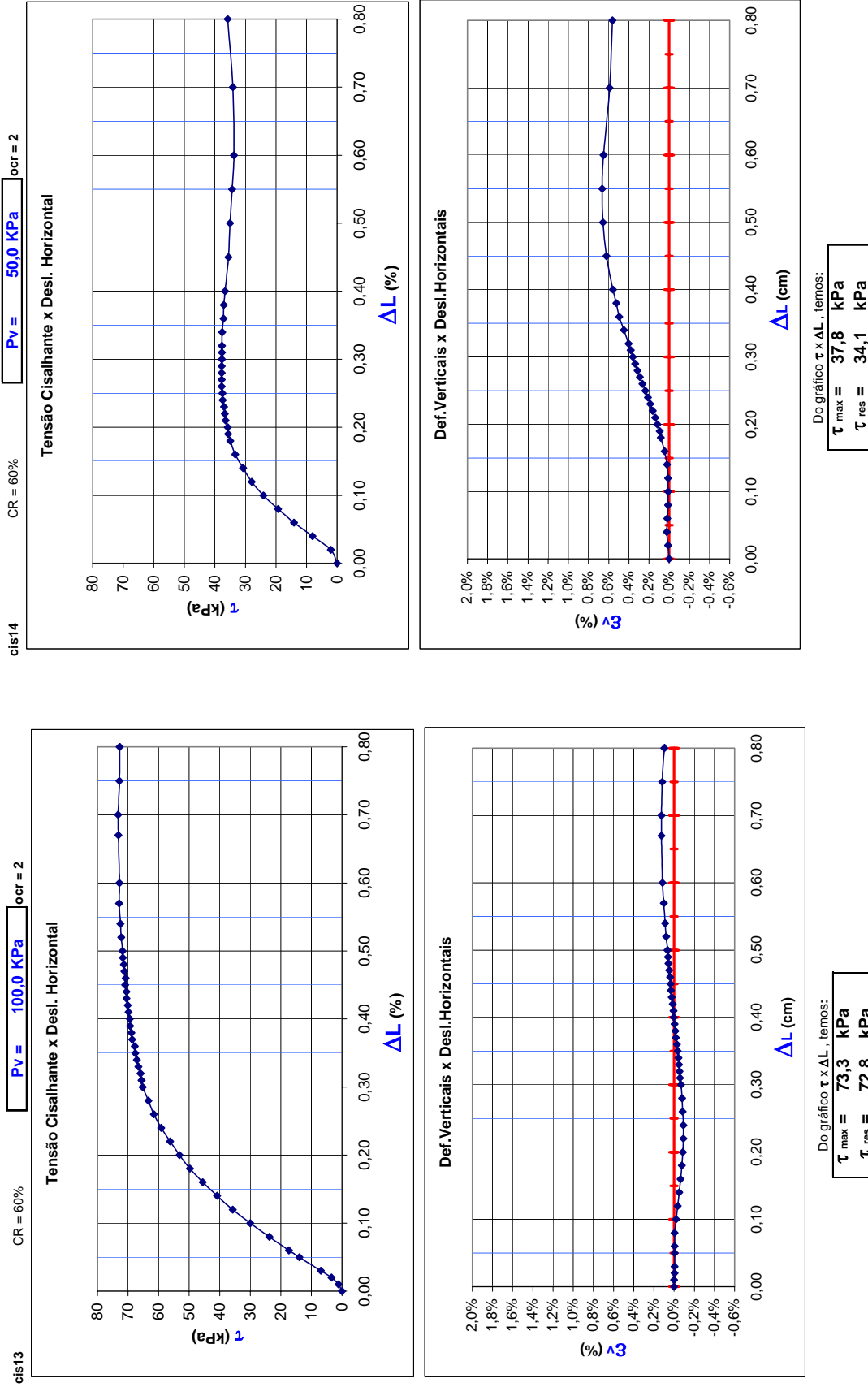


Figura 6: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=60% - cis 13, cis 14

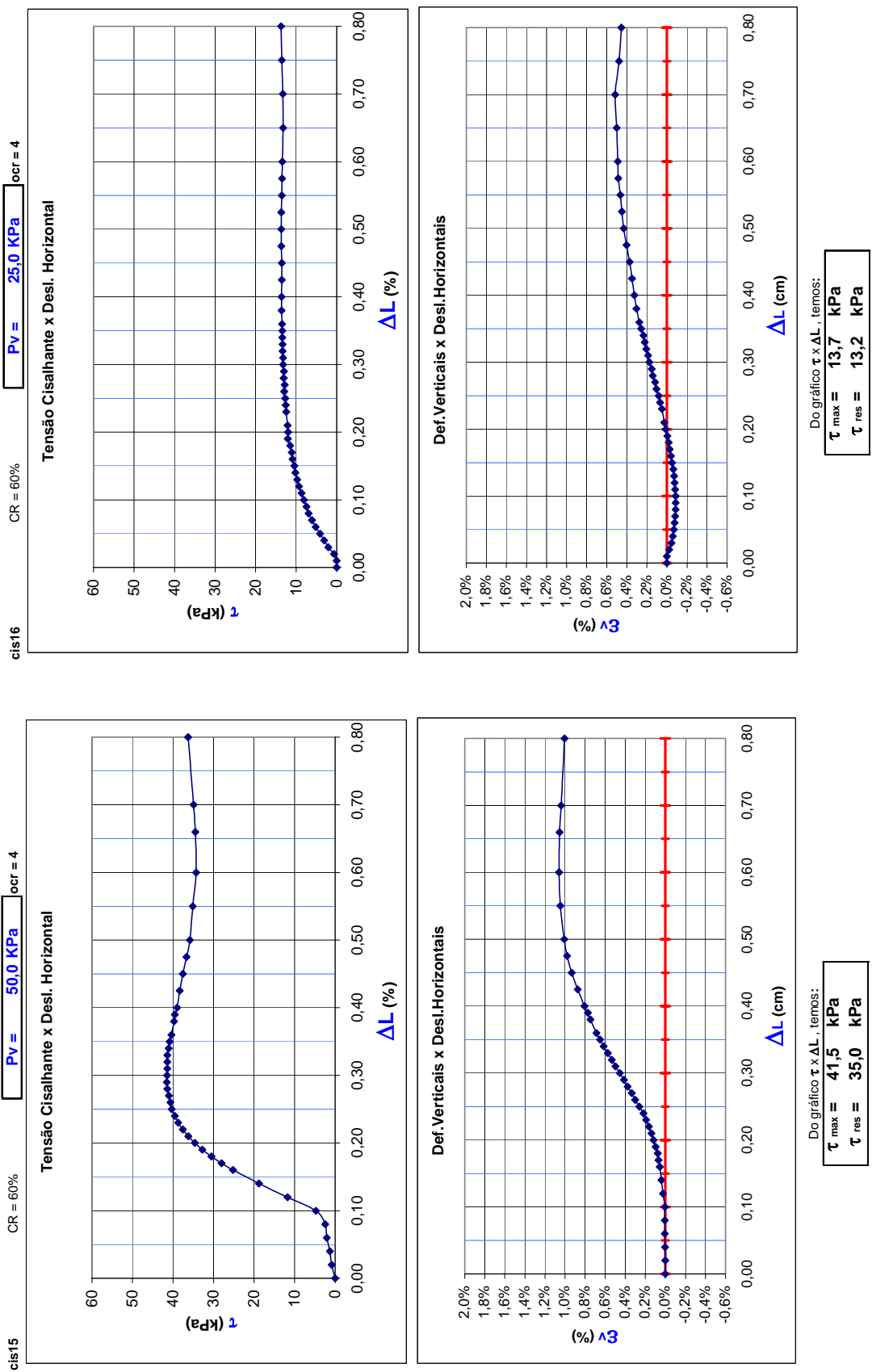


Figura 7: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com $Cr=60\%$ - cis15 e cis16

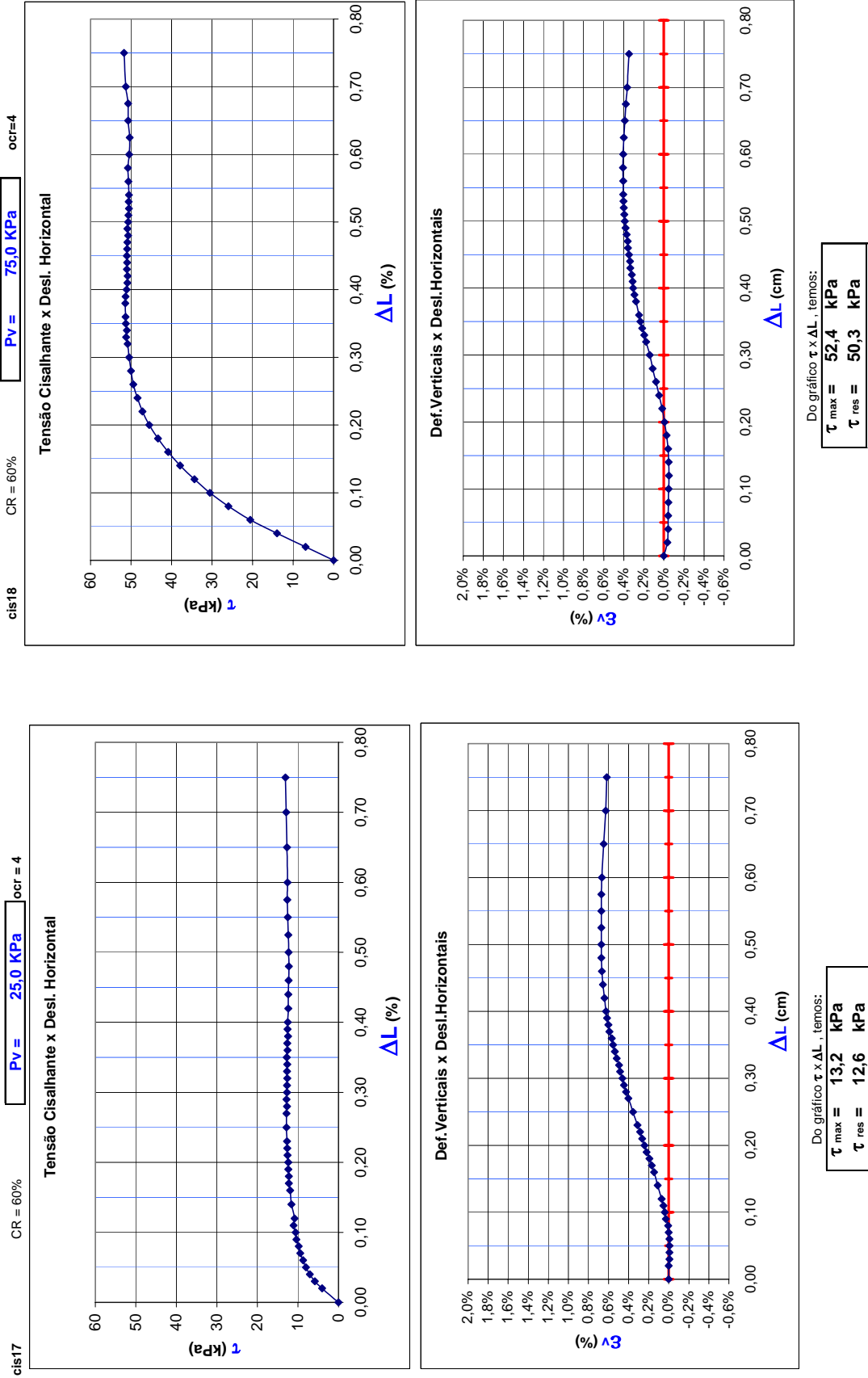


Figura 8: Ensaio de cisalhamento direto em amostras moldadas com $Cr=60\%$ cis17 e cis18

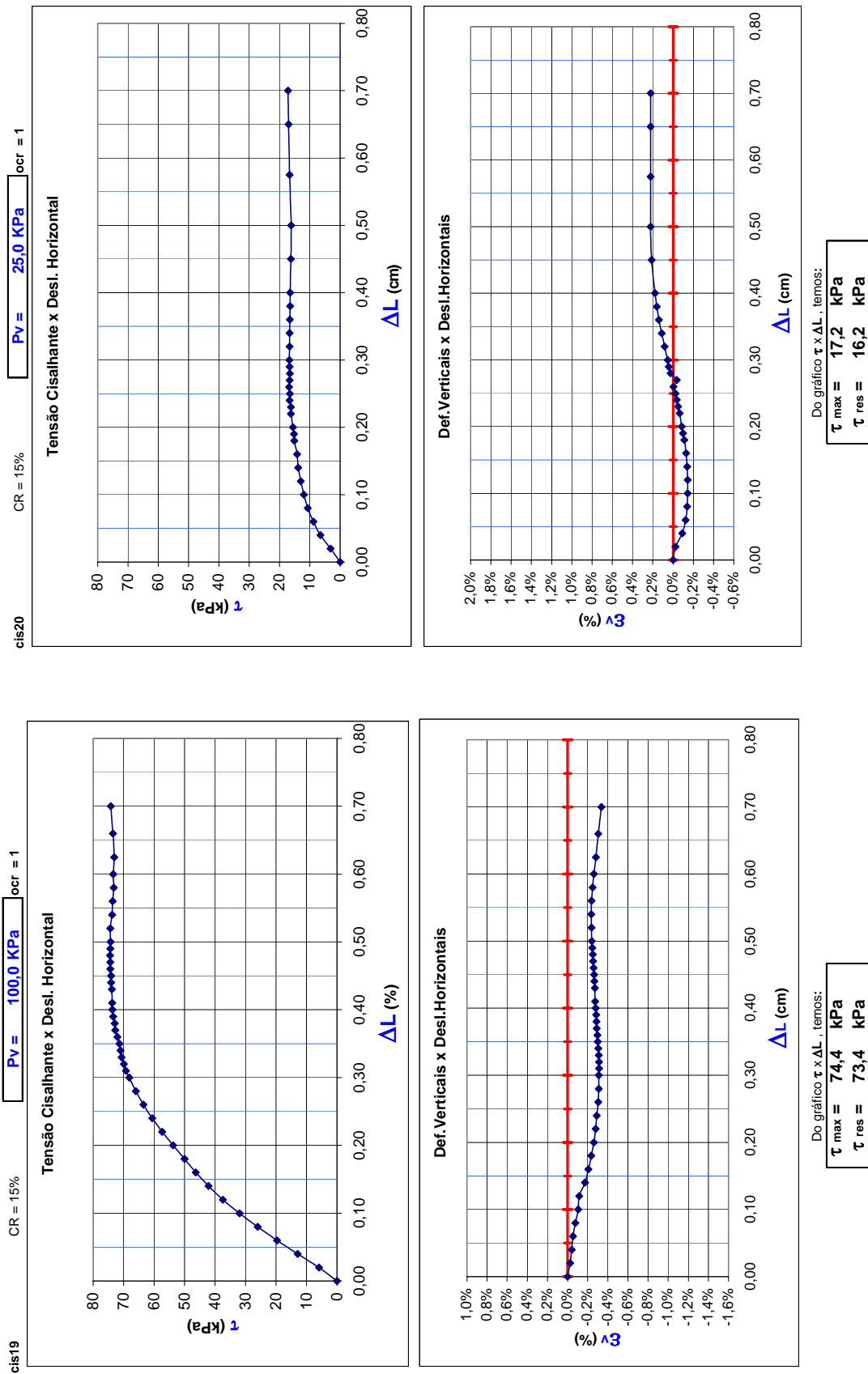


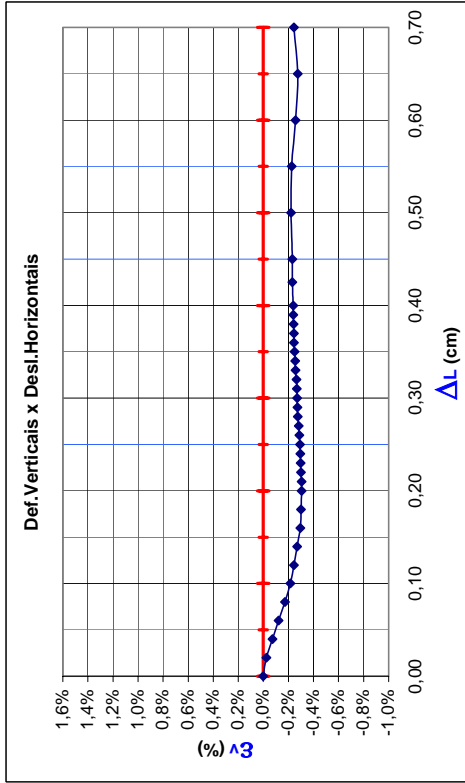
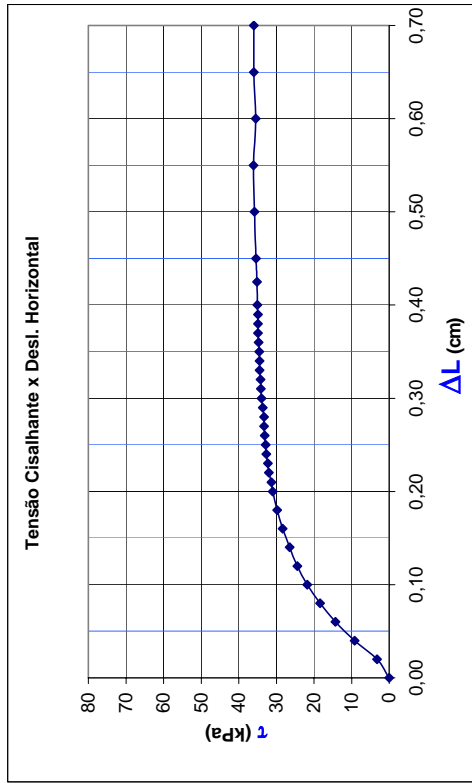
Figura 9: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=15% - cis19 e cis20

cis21

CR = 15%

PV = 50,0 KPa

ocr = 1



Do gráfico τ x ΔL , temos:

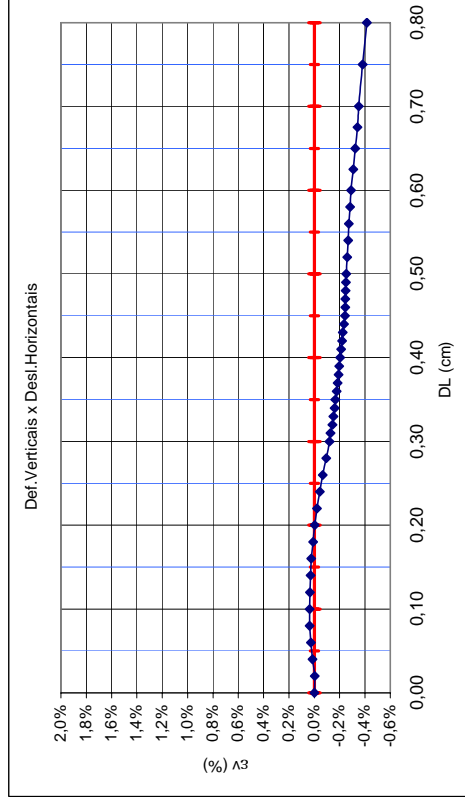
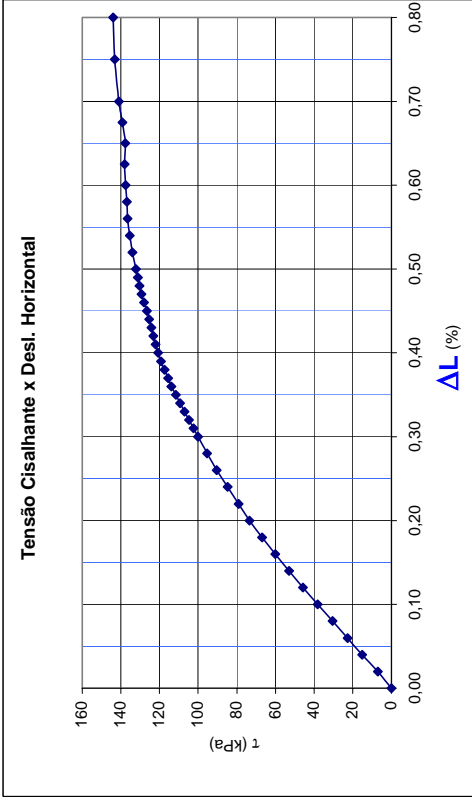
$\tau_{max} = 36,1$ kPa
 $\tau_{res} = 36,1$ kPa

cis22

CR = 15%

PV = 200,0 KPa

ocr = 1



Do gráfico τ x ΔL , temos:

$\tau_{max} = 144,1$ kPa
 $\tau_{res} = 144,1$ kPa

Figura 10: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=15% - cis 21 e cis22

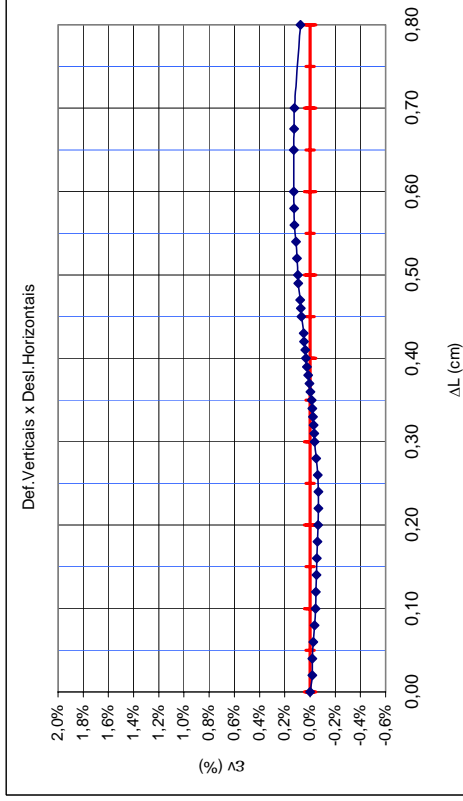
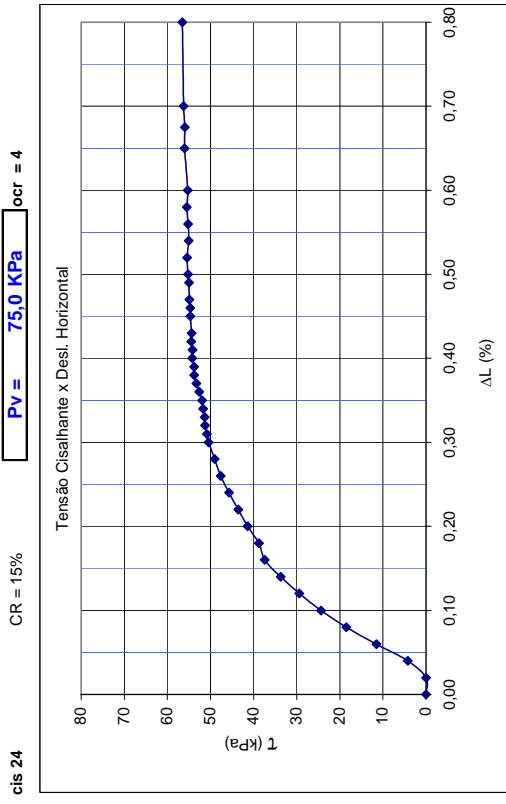
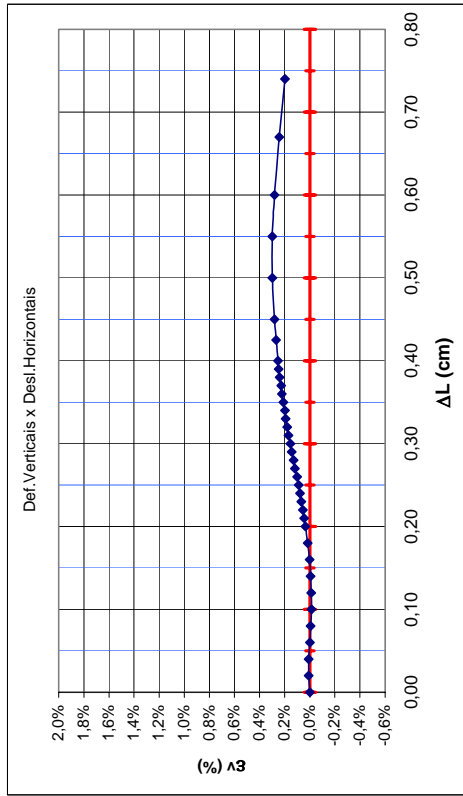
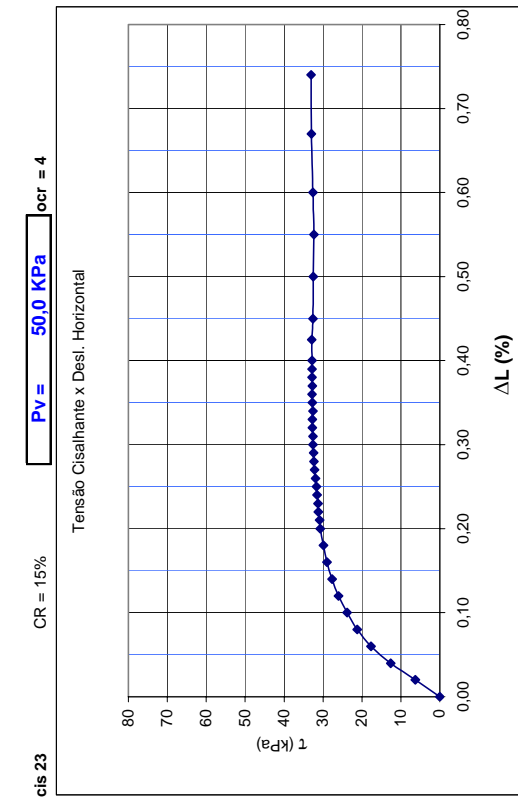


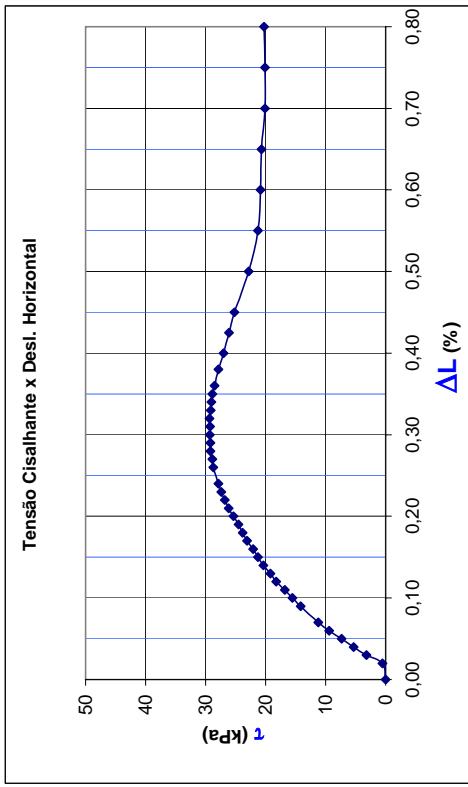
Figura 11: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras moldadas com Cr=15% - cis23 e cis24

cis 32

Am. Congelada

Pv = 25,0 KPa

N.A.

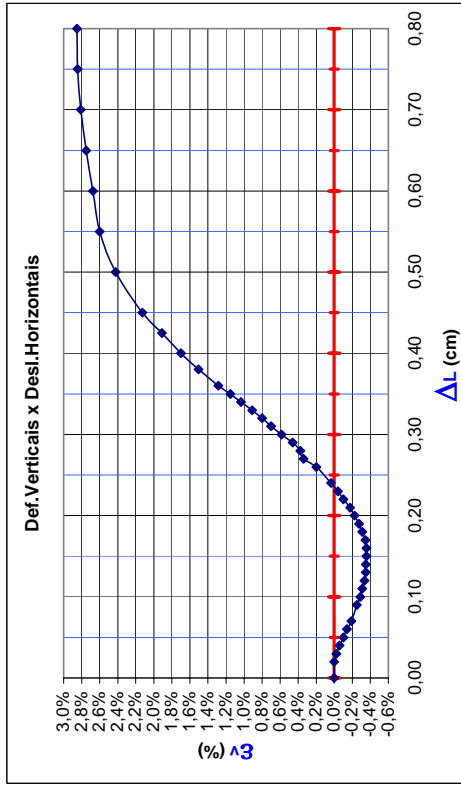
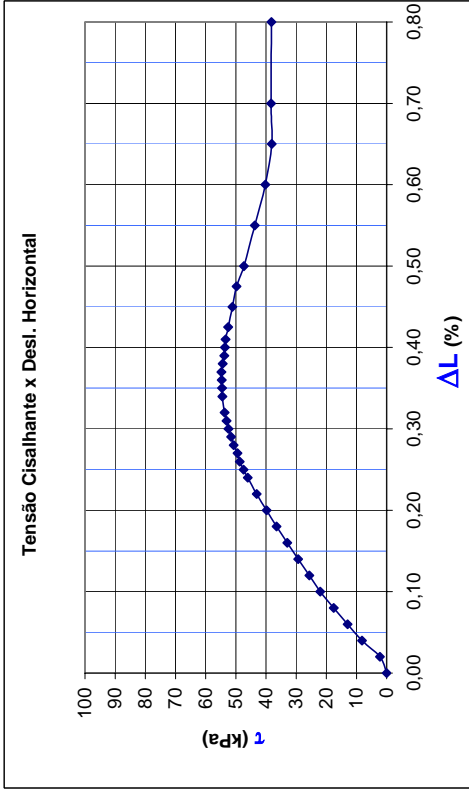


cis 33

Am. Congelada

Pv = 50,0 KPa

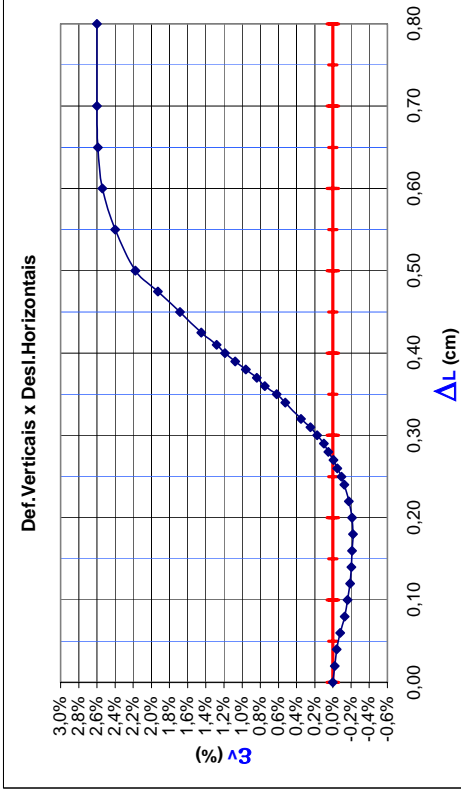
N.A.



Do gráfico τ x ΔL , temos:

$\tau_{max} = 29,4$ kPa

$\tau_{res} = 20,0$ kPa



Do gráfico τ x ΔL , temos:

$\tau_{max} = 54,8$ kPa

$\tau_{res} = 38,2$ kPa

Figura 12: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras indeformadas – cis32, cis33

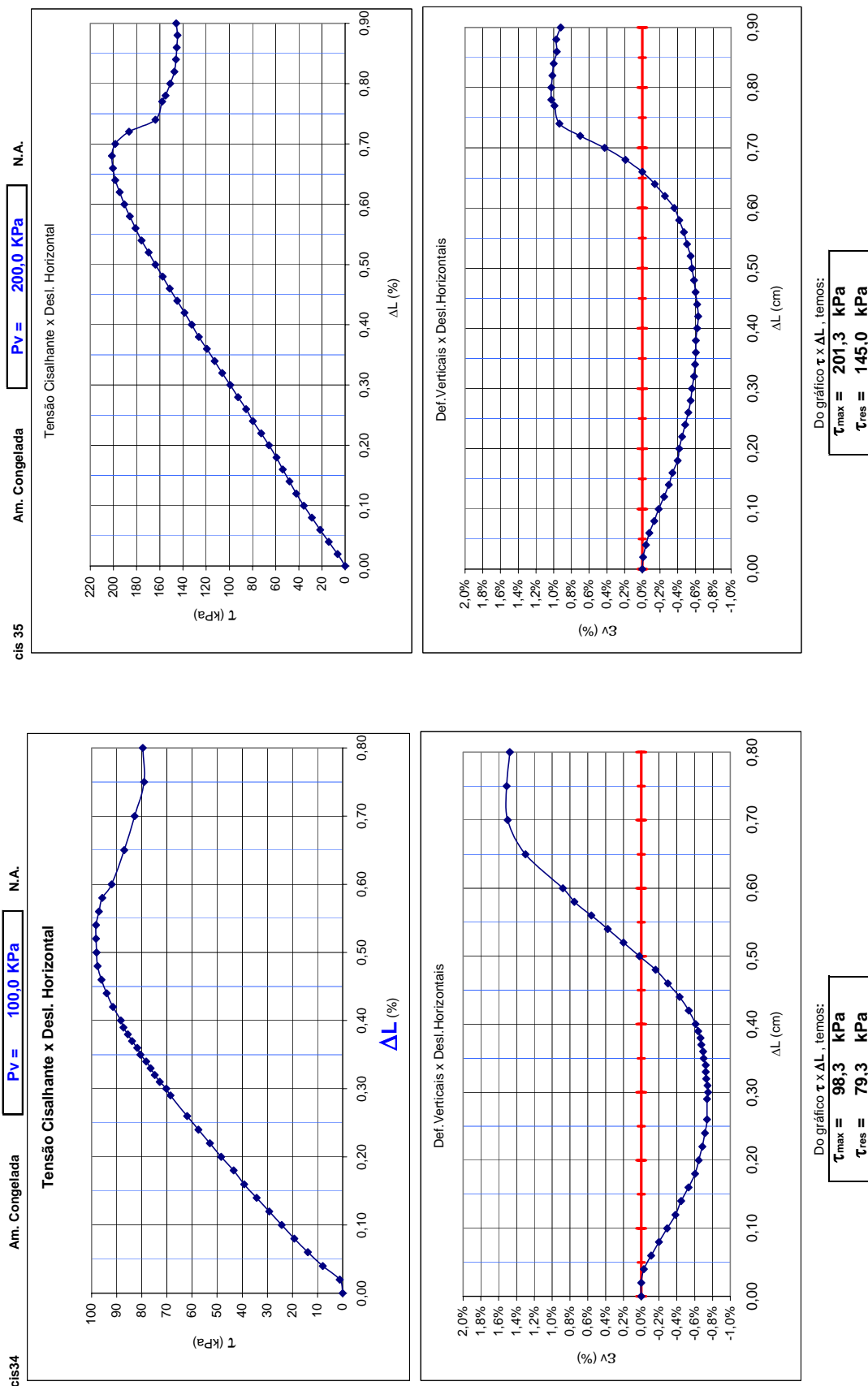


Figura 13: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras indeformadas – cis34, cis35

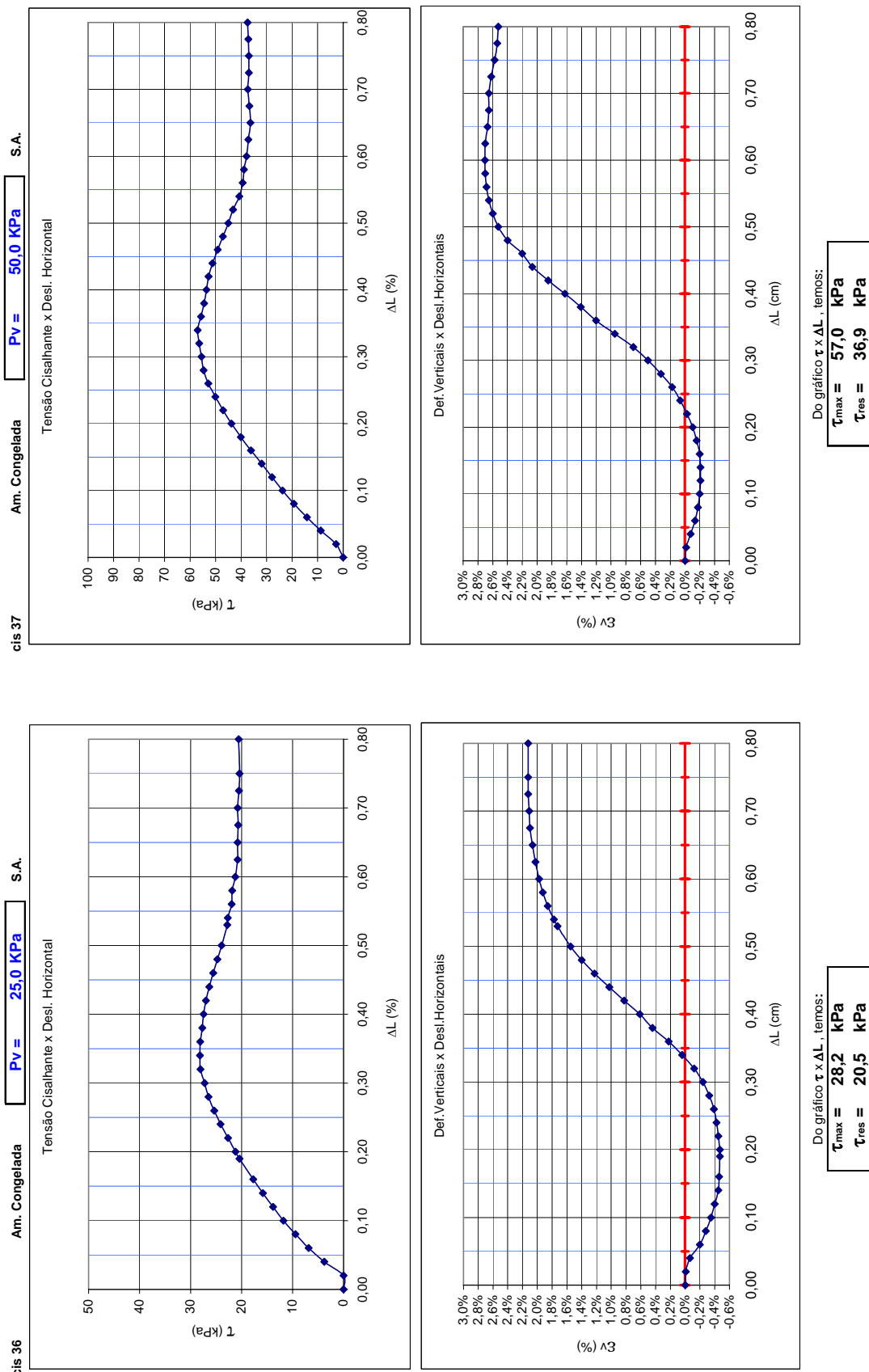


Figura 14: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras indeformadas – cis 36, cis37

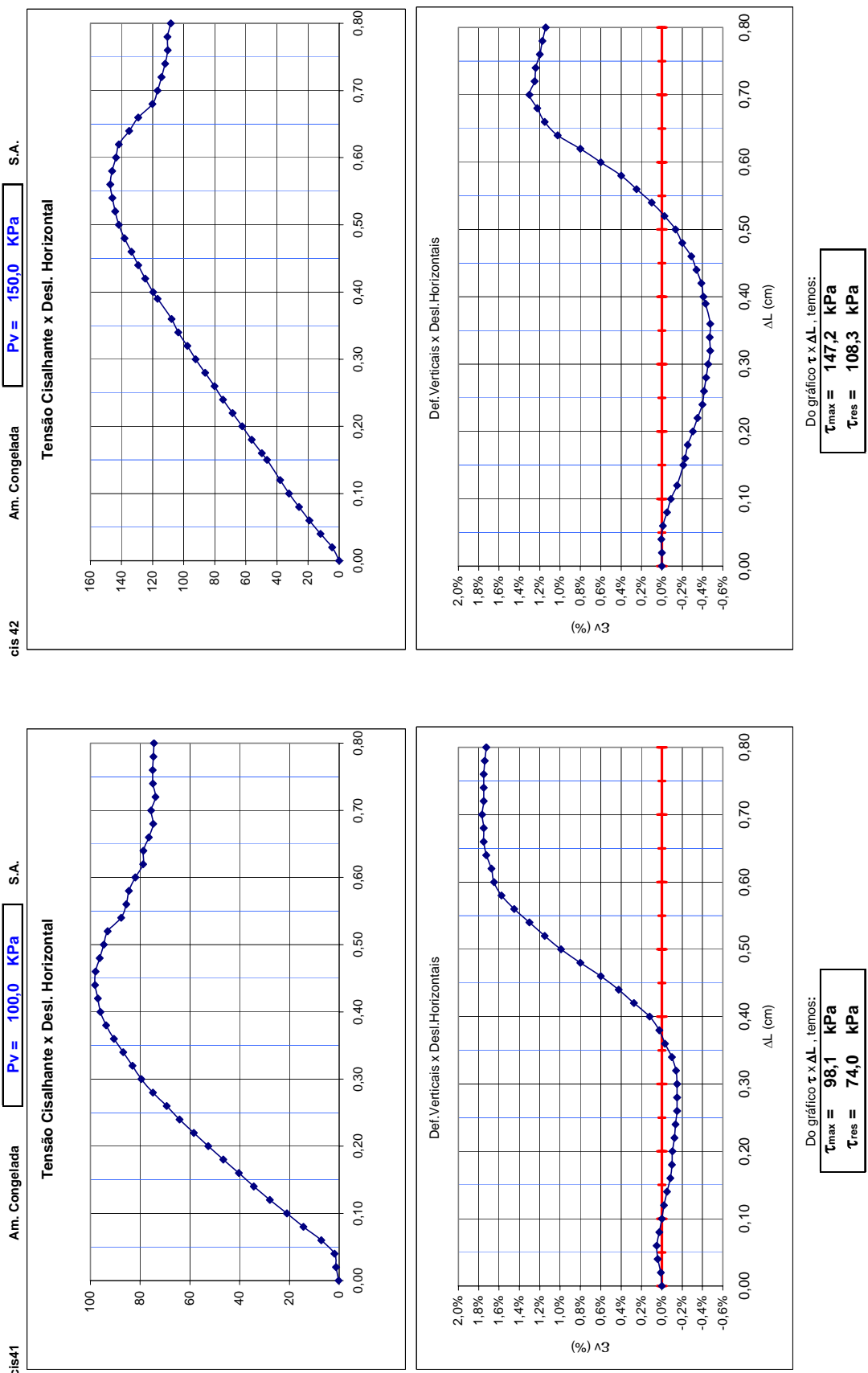


Figura 15: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras indeformadas – cis 41, cis42

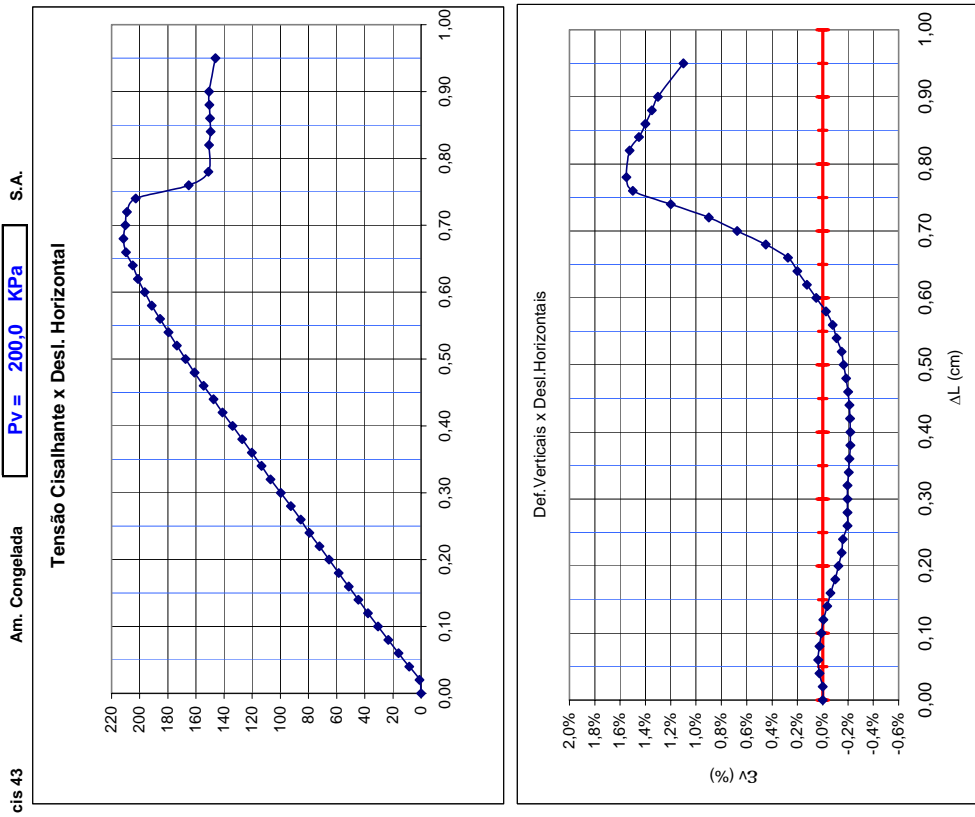


Figura 16: Ensaio de cisalhamento direto nas amostras indeformadas – cis 43

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)