

ALEXANDRE DA COSTA PEREIRA
ROBERTO QUENTAL COUTINHO

ENSAIOS DILATOMÉTRICOS

EM UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE
DO BAIRRO DO IBURA (RECIFE/PE)



*Livro comemorativo alusivo ao 20º aniversário do
prêmio Icarahy da Silveira (Associação Brasileira de
Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS),
edição 1996 -1998*



editoraifrn

ALEXANDRE DA COSTA PEREIRA
ROBERTO QUENTAL COUTINHO

ENSAIOS DILATOMÉTRICOS

EM UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE
DO BAIRRO DO IBURA (RECIFE/PE)



editora**ifrn**

Natal, 2021

Presidente da República
Jair Messias Bolsonaro

Ministro da Educação
Milton Ribeiro

Secretário de Educação Profissional e Tecnológica
Tomás Dias Sant'ana



INSTITUTO FEDERAL
Rio Grande do Norte

Reitor

José Arnóbio de Araújo Filho

Pró-Reitor de Pesquisa e Inovação

Avelino Aldo de Lima Neto

Coordenadora da Editora IFRN

Gabriela Dalila Bezerra Raulino

Conselho Editorial

Avelino Aldo de Lima Neto
Ana Lúcia Sarmento Henrique
Anderson Luiz Pinheiro de Oliveira
Annaterra Teixeira de Lima
Cláudia Battestin
Claudia Pereira de Lima Parente
Danila Kelly Pereira Neri
Denise Cristina Momo
Diogo Pereira Bezerra
Elizomar de Assis Nobre
Emanuel Neto Alves de Oliveira
Emiliana Souza Soares
Francinaide de Lima Silva Nascimento
Gabriela Dalila Bezerra Raulino
Jean Leite Tavares
José Carlos Morgado

José Everaldo Pereira
Julie Thomas
Lenina Lopes Soares Silva
Luciana Maria Araújo Rabelo
Maria da Conceição de Almeida
Maria Jalila Vieira de Figueirêdo Leite
Marcelo Nunes Coelho
Marcio Monteiro Maia
Miler Franco D Anjour
Neyvan Renato Rodrigues da Silva
Paulo Pereira da Silva
Rebeka Caroca Seixas
Renato Samuel Barbosa de Araujo
Rodrigo Luiz Silva Pessoa
Samuel de Carvalho Lira
Sílvia Regina Pereira de Mendonça

Projeto Gráfico, Diagramação e Capa

André Duarte da Silva

Supervisão da Diagramação

Charles Bamam Medeiros de Souza

Revisão Linguística

Rodrigo Luiz Silva Pessoa

Prefixo editorial: Editora IFRN

Linha Editorial: Acadêmica

Disponível para *download* em:

<http://memoria.ifrn.edu.br>



Contato


Endereço: Rua Dr. Nilo Bezerra Ramalho, 1692, Tirol.

CEP: 59015-300, Natal-RN.

Fone: (84) 4005-0763 | E-mail: editora@ifrn.edu.br

*Inicia teu filho
no amor
aos horizontes largos.
E ensina-lhe
a criar
amplos horizontes
interiores,
preciosos, sobretudo,
se a vida reduzi-lo
a uma nesga de céu.*

Dom Hélder Câmara
“O Deserto é Fértil”





Os textos assinados, no que diz respeito tanto à linguagem quanto ao conteúdo, não refletem necessariamente a opinião do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte.

As opiniões são de responsabilidade exclusiva dos respectivos autores.

É permitida a reprodução total ou parcial desde que citada a fonte.

P436e Pereira, Alexandre da Costa.
Ensaaios dilatométricos : em um depósito de argila mole do bairro do Ibura (Recife/PE) [livro eletrônico] / Alexandre da Costa Pereira, Roberto Quental Coutinho. – Natal : IFRN, 2021.
300 p. ; PDF : il.

Bibliografia e apêndice.
ISBN: 978-65-86293-86-9

1. Ensaaios geotécnicos. 2. Avaliação do solo – Mecânica dos solos – Geológico - Biológico. 3. Solo - Caracterização e parâmetros geotécnicos. I. Coutinho, Roberto Quental. II. Título.

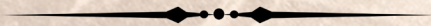
IFRN/SIBi

CDU 624.13

Divisão de Serviços Técnicos
Catalogação da publicação na fonte elaborada pela Bibliotecária
Marise Lemos Ribeiro – CRB-15/418

Esta obra foi submetida e selecionada por meio de edital específico para publicação pela Editora IFRN, tendo sido analisada por pares no processo de editoração científica.

Aos meus pais, Tânia (in memoriam) e Manoel.



AGRADECIMENTOS



Ao Criador

Aos meus pais, pelo amor eterno, e aos meus irmãos, Haroldo e Alcio, grandes companheiros

À Romeika, pelo carinho, compreensão e comunhão nessa jornada, agora maravilhosamente acompanhados por Manuela, David e Mauro

À Escola Técnica Federal do Rio Grande do Norte, minha “segunda casa”, hoje IFRN, pela oportunidade a mim concedida

Ao Colégio Santo Antônio - Marista, pelos meus primeiros passos

À Universidade Federal do Rio Grande do Norte

À Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco

Aos professores do curso de Mestrado em Geotecnia, em especial ao prof. Roberto Quental Coutinho, orientador deste trabalho

Aos colegas da ETFRN/CEFET-RN/IFRN, pelo incentivo

Aos colegas do Laboratório de Solos e Instrumentação do Centro de Tecnologia da UFPE, alunos e funcionários, pelo convívio fraterno

Aos companheiros de trabalhos de sondagem da

COPPE/UFRJ, da Geomecânica e da Mecsonda, pela cooperação

Ao prof. Alcides Nóbrega Sial e equipe do NEG/LABISE e à prof^{ta}. Margareth Alheiros, do Depto. de Geologia da UFPE, pelos esclarecimentos

À prof^{ta}. Deusinete de Oliveira Tenório, do Departamento de Oceanografia da UFPE, pela colaboração na identificação das conchas

Ao prof. Tiago Rolim e equipe do Laboratório de Mecânica da UFPE, pela cooperação no desenvolvimento de equipamentos para a amostragem

Aos professores Antônio Prata, do CEFET/MG, e Enilson Medeiros, da UFRN, pelo apoio

Ao Serviço Social da Indústria do Estado de Pernambuco, por nos abrir as suas portas

À CAPES, pela ajuda financeira

A todos os que acreditaram no meu trabalho

A todos os que acreditam no meu trabalho.

Texto do Prêmio “Icarahy da Silveira”, outorgado pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos à Melhor Dissertação Brasileira de Mecânica dos Solos no Biênio 1996 / 1998.



Diploma de Honra ao Mérito concedido pelo Excelentíssimo Senhor Reitor da Universidade Federal de Pernambuco, por ter conseguido o 1º Lugar no Prêmio “Icarahi da Silveira”, concedido em março/1999.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

Honra ao Mérito

Concedida a Alexandre da Costa Pereira por ter obtido o 1º lugar no Prêmio Icarahy da Silveira , com o trabalho “Ensaio Dilatométrico em um Depósito de Argila Mole do Bairro do Ibura, Recife-PE”.

Recife, março de 1999


Prof. Mozart Neves Ramos

Reitor

SUMÁRIO

PREFÁCIO.....	14
----------------------	-----------

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO.....	16
------------------------	-----------

1.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
-----------------------------------	----

1.2- OBJETIVOS DA PESQUISA REALIZADA.....	20
---	----

1.3- CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS.....	22
----------------------------------	----

CAPÍTULO 2

O ENSAIO DILATOMÉTRICO.....	24
------------------------------------	-----------

2.1-INTRODUÇÃO.....	24
---------------------	----

2.2- HISTÓRICO DO ENSAIO.....	25
-------------------------------	----

2.3- PRINCÍPIOS CONSIDERADOS.....	31
-----------------------------------	----

2.4- UTILIZAÇÃO DO DMT PARA A OBTENÇÃO DE CARACTERÍSTICAS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	41
---	----

2.4.1- Classificação de solos e estratigrafia.....	41
--	----

2.4.2 - Parâmetros de estado inicial e história de tensões....	45
--	----

2.4.3 - Resistência ao cisalhamento.....	50
--	----

2.4.4 - Características de deformação.....	54
--	----

2.4.5 - Características de fluxo.....	59
---------------------------------------	----

CAPÍTULO 3

ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DO DEPÓSITO.....	63
--	-----------

3.1- LOCALIZAÇÃO.....	63
-----------------------	----

3.2- ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	66
-------------------------------	----

3.2.1- Formação do depósito.....	66
----------------------------------	----

3.2.2- Geomorfologia da região.....	74
3.3- SONDAGEM DE SIMPLER RECONHECIMENTO..	76
3.4- ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO...80	
3.4.1- Amostragem.....	80
3.4.1.1- Primeira campanha de amostragem.....	82
3.4.1.2- Segunda campanha de amostragem.....	84
3.4.1.3- Terceira campanha de amostragem.....	86
3.4.2- Caracterização.....	90
3.4.3- Adensamento.....	99
3.4.4- Compressão triaxial.....	109
3.4.5- Módulos de deformação.....	120
3.4.6- Avaliação da qualidade das amostras.....	122
3.5- ESTUDOS E ENSAIOS COMPLEMENTARES...126	
3.5.1- Determinação do teor de matéria orgânica.....	126
3.5.1.1- Método da perda por aquecimento.....	126
3.5.1.2- Método químico (dicromato de potássio).....	126
3.5.2- Espectrometria de massa com fragmentos de conchas.....	129
3.5.3- Biótica das conchas.....	133
3.6- COMENTÁRIOS FINAIS.....	135

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DILATOMÉTRICOS REALIZADOS....139

4.1- INTRODUÇÃO.....	139
4.2- EQUIPAMENTO EMPREGADO.....	141
4.3- PROCEDIMENTOS DE ENSAIO.....	147
4.3.1- Montagem do equipamento.....	147
4.3.2- Calibração da membrana.....	150
4.3.3- Avanço da lâmina.....	153

4.3.4- Ensaio dilatométricos.....	153
4.3.5- Ensaio de dissipação.....	156
4.4- APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	158

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DE RESULTADOS.....167

5.1- CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS E ESTRATIGRAFIA...167	
5.1.1- Ensaio dilatométrico.....	168
5.1.2- Comparação de resultados.....	177
5.2- PARÂMETROS DE ESTADO INICIAL E HISTÓRIA DE TENSÕES.....	179
5.2.1- Peso específico.....	179
5.2.1.1- Ensaio dilatométrico.....	179
5.2.1.2- Comparação de resultados.....	180
5.2.2- Tensão Horizontal In Situ.....	182
5.2.2.1- Ensaio dilatométrico.....	186
5.2.2.2- Comparação de resultados.....	187
5.2.3- História de tensões.....	191
5.2.3.1- Ensaio dilatométrico.....	191
5.2.3.2- Comparação de resultados.....	193
5.3- RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	198
5.3.1- Resistência ao cisalhamento não-drenado.....	198
5.3.1.1- Ensaio dilatométrico.....	199
5.3.1.2- Comparação de resultados.....	200
5.4- CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO.....	205
5.4.1- Módulo oedométrico.....	206
5.4.1.1- Ensaio dilatométrico.....	207
5.4.1.2- Comparação de resultados.....	209

5.4.2- Módulo de Young.....	210
5.4.2.1- Ensaio dilatométrico.....	213
5.4.2.2- Comparação de resultados.....	215
5.4.3- Módulo cisalhante máximo.....	216
5.4.3.1- Ensaio dilatométrico.....	220
5.4.3.2- Comparação de resultados.....	221
5.5- CARACTERÍSTICAS DE FLUXO.....	222
5.5.1- Coeficiente de adensamento horizontal.....	222
5.5.1.1- Ensaio dilatométrico.....	223
5.5.1.2- Comparação de resultados.....	227
5.5.2- Coeficiente de permeabilidade horizontal.....	230
5.5.2.1- Ensaio dilatométrico.....	231
5.5.2.2- Comparação de resultados.....	232
5.6- CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	234

CAPÍTULO 6

CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE.....238

6.1- CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DE ESTACAS
CARREGADAS LATERALMENTE.....238

6.2- MÉTODO PROPOSTO POR ROBERTSON ET
AL., 1989.....244

6.3- MÉTODO PROPOSTO POR GABR ET AL., 1988...250

6.4- ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....253

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....262

APÊNDICE A - PLANILHAS PARA ENSAIOS DMT...271

APÊNDICE B - PLANILHA PARA DEFINIÇÃO DE
K0 E G0.....285

APÊNDICE C - RELATÓRIOS DE SONDAAGEM SPT....288

PREFÁCIO

A presente obra é fruto da dissertação resultante do curso de mestrado em Engenharia Civil desenvolvido no Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco no período de 1995 a 1997, completando, portanto, 25 anos. A dissertação, intitulada “Ensaio Dilatométrico em Depósito de Argila Mole no Ibura, Recife, PE”, consistiu em trabalho reconhecido como destaque na pesquisa na área de conhecimento da Geotecnia, recebendo o Prêmio “Icarahi da Silveira”, outorgado pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) na data de 08 de novembro de 1998, durante o evento “Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – XI COBRAMSEG”, realizado em Brasília/DF, concedido na qualidade de melhor dissertação de mestrado em Geotecnia no biênio 1996 – 1998.

O nível de excelência do trabalho desenvolvido no mestrado em Geotecnia foi também reconhecido pela UFPE mediante a menção de Honra ao Mérito outorgada pelo Excelentíssimo Senhor Reitor da Universidade Federal de Pernambuco em março de 1999, pelo destaque à pesquisa desenvolvida. Convém destacar que este texto representa na atualidade em texto referencial no Brasil sobre o tema tratado na pesquisa, com resultados do trabalho apresentados em destaque no principal livro brasileiro sobre ensaios de prospecção geotécnica, especificamente no capítulo 6 (Ensaio Dilatométrico) do Livro “Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações” (Schnaid, 2012 – 2ª Edição: ISBN 978-85-7975-059-5), referencial bibliográfico bastante utilizado por estudantes de graduação e pós-graduação em Geotecnia no Brasil.

Quanto ao mérito do trabalho, trata-se dos resultados obtidos em ensaios dilatométricos (DMT), comparados com resultados de ensaios de laboratório, utilizando-se amostras de boa qualidade. Vários fatores foram analisados: classificação geotécnica dos solos, estratigrafia do depósito, parâmetros de estado inicial e de história de tensões, parâmetros de resistência ao cisalhamento não-drenado e características de adensamento e deformabilidade. O perfil estratigráfico definido segundo as informações dos ensaios DMT realizados em três furos de sondagem confirmou a presença de um espesso ($\approx 17\text{m}$) depósito de argila orgânica muito mole abaixo de uma camada de material de aterro com 3m de espessura média. Foi constatada, através de ensaios de laboratório e resultados do DMT, a subdivisão do depósito em duas camadas, sendo a primeira ligeiramente pré-adensada ($\text{OCR} \leq 2,5$) e a segunda com tendência a ser normalmente adensada ou ligeiramente sub-adensada.

Para a análise quanto à resistência ao cisalhamento não-drenado, foram feitas comparações com ensaios de compressão triaxial UU, indicando baixos valores para S_u (mínimo de aproximadamente 10kPa), apresentando excelente concordância nos resultados. Também foram utilizadas correlações para os módulos oedométrico, de Young e cisalhante máximo, para o coeficiente de empuxo no repouso e para os coeficientes de adensamento horizontal e de permeabilidade horizontal. Ao final do trabalho, são discutidos dois métodos propostos para a análise de curvas p-y para estacas submetidas a carregamento lateral em argila utilizando resultados de ensaios DMT.

Alexandre da Costa Pereira

Setembro de 2021

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS:

A prospecção do subsolo objetivando-se o conhecimento de informações como a estratigrafia, profundidade do nível de água e propriedades geotécnicas dos solos, é uma atividade associada ao desenvolvimento tecnológico de civilizações antigas. Os chineses, indubitavelmente, foram pioneiros nas técnicas de perfuração de solos e rochas há aproximadamente 2.000 anos atrás, procurando sal, água e outros minerais (BROMS; FLODIM, 1988).

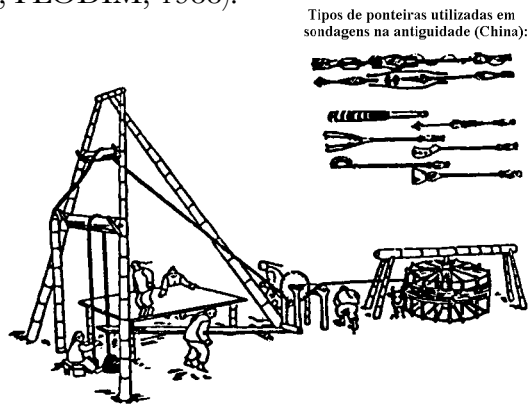


Figura 1.1- Prospecção geotécnica na China antiga (BROMS; FLODIM, 1988).

As técnicas orientais de perfuração e prospecção do subsolo foram conduzidas, posteriormente, ao continente europeu, evoluindo tecnologicamente após a idade média, com o advento do renascimento cultural e científico. Um dos grandes nomes deste tempo, Leonardo da Vinci (1452-1519), esteve também envolvido na resolução de problemas de engenharia geotécnica, criando curiosos engenhos e definindo procedimentos para a investigação dos solos como suporte às fundações de edificações.

A partir do século quinze, portanto, as técnicas de investigação do subsolo foram aperfeiçoadas e desenvolvidas, estando associadas ao crescimento das cidades, de forma que áreas antes não urbanizadas e potencialmente sujeitas a problemas geotécnicos foram incorporadas à paisagem urbana. No final do século dezessete, por exemplo, um penetrômetro dinâmico foi desenvolvido na Alemanha para avaliar a resistência do solo, como descrito no livro *Baugrunduntersuchungen durch Sonden* (ZWECK, 1969), referindo-se ao alemão Nicolaus Goldmann (1611-1665) (*apud* BROMS; FLODIM, 1988), que descreveu o método como mostra o trecho traduzido que se transcreve abaixo:

De um local a outro uma haste com ponteira pode ser conduzida, e assim pode informar a profundidade penetrada a cada golpe e, desta forma, poderá identificar diferenças no subsolo.

Diversos tipos de equipamentos de sondagem por penetração e respectivos procedimentos de ensaio foram então desenvolvidos, principalmente em países da Europa, no Canadá e nos EUA. O crescimento econômico conduzia à execução de obras de porte cada vez maior e, por conseguinte, não eram raras as ocorrências de acidentes de grandes proporções. Cada país procurou, de forma isolada, considerando suas peculiaridades tecnológicas e geotécnicas, organizar esforços no objetivo do desenvolvimento de ensaios de penetração mais adequados. As formas e dimensões das pontes e hastes utilizadas nos ensaios variavam muito, pois a padronização internacional de ensaios, não era prioridade mesmo quando se buscavam informações equivalentes.

Este quadro vigorou até meados do século XX, quando houve uma mobilização da comunidade geotécnica internacional que, na 4ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em Londres (1957), iniciou esforços concretos no propósito da padronização de métodos de ensaios de penetração comumente utilizados. Um subcomitê foi então constituído com a incumbência do estudo dos métodos de ensaio de penetração estática e dinâmica em relação à possível padronização, com o prof. Milton Vargas na sua presidência, tendo sido relatados os resultados dos estudos em Paris (1961) (BROMS; FLODIM, 1988).

O esforço na padronização dos ensaios utilizados em

investigações geotécnicas constitui em um passo fundamental no sentido de preparar o ambiente para o desenvolvimento de novos métodos de investigação que, sinergicamente, vêm sendo testados e aprimorados segundo a diversidade de condições de ensaio às quais possam estar sujeitos.

O ensaio de penetração *in situ* com dilatômetro (**DilatoMeter Test - DMT**), enfocado em destaque neste livro, insere-se, portanto, nesse contexto, merecendo a atenção da comunidade geotécnica internacional nas últimas duas décadas, sendo dispensado considerável volume de esforços no sentido de se melhorar cada vez mais a confiabilidade e representatividade dos resultados dos ensaios.

Em nosso país, algumas universidades, conjugadas muitas vezes a instituições estrangeiras, mantêm linhas de pesquisa que abrangem a temática dos métodos de investigação *in situ*, procurando desenvolver trabalhos que têm por objetivos principais possibilitar:

- I) a avaliação da aplicabilidade de ensaios desenvolvidos em outros países às nossas condições naturais;
- II) o desenvolvimento de processos operacionais mais avançados tecnologicamente e mais adequados às nossas condições;
- III) a divulgação dos ensaios no meio técnico;
- IV) a manutenção e ampliação de intercâmbio tecnológico;

V) a comparação de resultados com ensaios de laboratório e com outros ensaios *in situ*, e

VII) a formação (ou ampliação) de banco de dados.

Considerando-se estes pontos de convergência, e possuindo a cidade do Recife os elementos básicos (aspectos geológico-geotécnicos, ocupação humana e potencial científico-tecnológico) para a implementação de um polo de pesquisas na área da geotecnia, pode-se constatar a existência de ambiente propício à prática da investigação, que concretizou-se mediante iniciativa da área de geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFPE, contando ainda com a participação de equipe da área de geotecnia da COPPE/UFRJ e da empresa Geomecânica. O trabalho integrou um projeto de pesquisa CNPq, sob a coordenação do Prof. Roberto Quental Coutinho, desenvolvido no tema “Estudos Geotécnicos dos Solos da Planície do Recife/Construção de Aterros sobre Solos Moles”.

1.2- OBJETIVOS DA PESQUISA REALIZADA:

O presente texto é fruto de uma pesquisa que teve como objetivo a apresentação, análise e comparação de resultados de ensaios dilatométricos realizados em um depósito de argila mole da cidade do Recife, situado na área onde hoje está construído o Centro de Atividades Sociais do Serviço Social da Indústria - SESI, localizado no bairro do Ibura de Baixo.

A escolha do local foi determinada, principalmente, pelo dano ocorrido a uma edificação, levada à ruína total de forma abrupta, sinalizando a existência de um depósito de solo com características especiais.

Os resultados obtidos nos ensaios DMT foram comparados com resultados de ensaios de laboratório, sendo analisados fatores como classificação geotécnica dos solos, estratigrafia do depósito, parâmetros de estado inicial e de história de tensões, parâmetros de resistência ao cisalhamento não-drenado, características de adensamento e de deformabilidade. São discutidos, também, dois métodos para a análise de estacas submetidas a carregamento horizontal a partir de resultados de ensaios DMT.

As informações decorrentes deste trabalho de pesquisa/projeto CNPq constituem-se no primeiro passo para a efetivação de um novo local de investigações geotécnicas na cidade do Recife, ampliando o conjunto de informações sobre depósitos de argila mole que ocorrem na cidade, como o situado na área do clube internacional no bairro da Madalena, que já originou diversos trabalhos de pesquisa e teses de mestrado e doutorado (Teixeira, 1972; Amorim, 1975; Coutinho, 1980; Ferreira, 1982; Ferreira *et al.*, 1986; Coutinho e Ferreira, 1988; Coutinho, 1988; Oliveira, 1991; Coutinho *et al.*, 1993, 1994 e 1996; Bezerra, 1996; Coutinho e Oliveira, 1997).

1.3- CONTEÚDO DOS CAPÍTULOS:

No capítulo II, é feita a revisão da literatura referente aos ensaios dilatométricos, apresentando um breve histórico do ensaio, os princípios considerados para a execução dos ensaios e a sua aplicabilidade na classificação dos solos e na determinação de parâmetros geotécnicos.

No capítulo III, são apresentados tópicos referentes à localização geográfica do depósito estudado, aspectos geológicos (formação do depósito e geomorfologia da região), os relacionados à campanha de sondagem de simples reconhecimento realizada, bem como informações sobre os ensaios geotécnicos de laboratório que foram feitos, comentando-se os procedimentos e resultados das etapas de amostragem, ensaios de caracterização, adensamento e triaxial.

No capítulo IV, são apresentadas informações sobre a campanha de ensaios dilatométricos realizada, comentando-se os equipamentos empregados, procedimentos seguidos e a apresentação dos respectivos resultados de ensaio.

No capítulo V, é feita a análise e comparação, com ensaios de laboratório, de resultados obtidos nos ensaios DMT, abordando-se tópicos referentes à classificação de solos e estratigrafia, parâmetros de estado inicial e história de tensões, parâmetros de resistência, características de deformação e de fluxo.

No capítulo VI, são apresentadas as conclusões obtidas ao final do trabalho, bem como sugestões para futuras pesquisas.



CAPÍTULO 2

O ENSAIO DILATOMÉTRICO

2.1- INTRODUÇÃO:

O ensaio dilatométrico (DMT) consiste em um ensaio de penetração *in situ* de fácil operação, relativamente barato, simples, e que, comprovadamente, vem oferecendo resultados bastante satisfatórios. A maioria dos solos utilizados para se aferir a qualidade dos resultados dos ensaios DMT tem sido argilas e areias de origem sedimentar (MARCHETTI, 1980, 1985; JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985, 1988; BALDI *et al.*, 1986; SCHMERTMANN, 1982, 1986; LACASSE e LUNNE, 1988; LUTENEGGER, 1988; LUNNE *et al.*, 1989; MARCHETTI, 1997).

Em geral, a experiência tem mostrado que correlações a partir de ensaios DMT propiciam uma boa indicação do tipo de solo e razoáveis valores para a resistência ao cisalhamento não-drenado (S_u), módulo oedométrico (M), coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e razão de pré-adensamento

(OCR) para as argilas de consistência mole a média, não-sensíveis e não-cimentadas (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985; LUTENEGGER, 1988; LUNNE *et al.*; 1989).

2.2- HISTÓRICO DO ENSAIO

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido na Itália pelo prof. Silvano Marchetti (Universidade de L'Aquila), surgindo a partir de meados da década de 70. O equipamento inicialmente concebido tinha por objetivo a determinação de características de deformação do solo devido a associações às solicitações de estacas cravadas, submetidas a carregamento lateral. A lâmina dilatométrica inicialmente concebida por Marchetti (1975) consiste num aparelho tipo célula de pressão total utilizado em instrumentação geotécnica, na forma de uma placa com 80 mm de largura e 20 mm de espessura, fabricada em aço inoxidável e possuindo em ambos os lados uma membrana de aço muito fina com diâmetro de 60 mm.

A execução do ensaio dilatométrico, possuindo algumas diferenças marcantes em relação à que hoje vigora, resultava em um perfil com intervalos de ensaio a cada 20 cm, sendo aplicadas duas correções: perda de pressão ao longo dos tubos e pressão necessária para deformar as membranas 1mm fora do solo.

A lâmina dilatométrica foi patenteada em 1977, na Itália, e introduzida nos EUA por Schmertmann e Crapps, Inc.

Em 1986, um método ASTM (*American Society of Testing Materials*) sugerido para a execução do ensaio de dilatômetro foi proposto por Schmertmann. A Figura 2.1 mostra as dimensões da lâmina conforme método sugerido pela ASTM (SCHMERTMANN, 1986).

O Instituto Geotécnico Norueguês (*Norwegian Geotechnical Institute, NGI*) desenvolveu, para fins de uso em investigações *offshore*, o dilatômetro NGI, menor em largura para se adequar ao interior de tubos de perfuração, possuindo 77mm de largura e 16mm de espessura (LUNNE *et al.*, 1987). Esta variante de dilatômetro possui um transdutor adicional de poro-pressão no lado oposto à membrana.

O ensaio com dilatômetro propicia informações sobre a estratigrafia do solo, tensões, deformações, compressibilidade e poro-pressão para a utilização em projetos de obras de terra e fundações. O método aplica-se melhor em areia, silte, argila e solos orgânicos onde a lâmina dilatométrica possa penetrar através de processo de cravação estática ou dinâmica (percussão). O método não é aplicável em solos pedregulhosos ou que ofereçam muita resistência à penetração da lâmina dilatométrica, por causa do risco de danificação da lâmina ou da sua membrana. Em solos sensíveis a impactos ou vibrações, como areias muito fofas ou argilas muito sensíveis, o método de cravação dinâmica pode variar significativamente nos resultados de ensaio quando comparados àqueles

obtidos usando a cravação na condição quasi-estática, que é a recomendada (SCHMERTMANN, 1986). Utiliza-se velocidade para a cravação da lâmina semelhante à empregada em ensaios de penetração empregando ensaios de cone (1 a 3cm/s).

O ensaio dilatométrico ainda é de uso bastante limitado no Brasil, sendo poucas as experiências publicadas sobre o procedimento. Dentre as experiências com dilatômetro no Brasil podemos citar os trabalhos de Soares *et al.* (1986), Bogossian *et al.* (1988, 1989), Décourt (1989), Ortigão (1993), Bogossian e Muxfeldt (1993), Mello Vieira (1994, 1997), Silva (1996) e Coutinho e Oliveira (1997).

Soares *et al.* (1986) apresentam resultados de 4 ensaios dilatométricos na argila mole de Sarapuí, Baixada Fluminense - RJ, através de um convênio da COPPE/UFRJ com o Instituto Geotécnico Norueguês - NGI. O objetivo principal deste trabalho consistiu na descrição da realização do ensaio com dilatômetro, o estudo de procedimentos de interpretações dos dados e apresentação dos primeiros resultados destes ensaios realizados no Brasil.

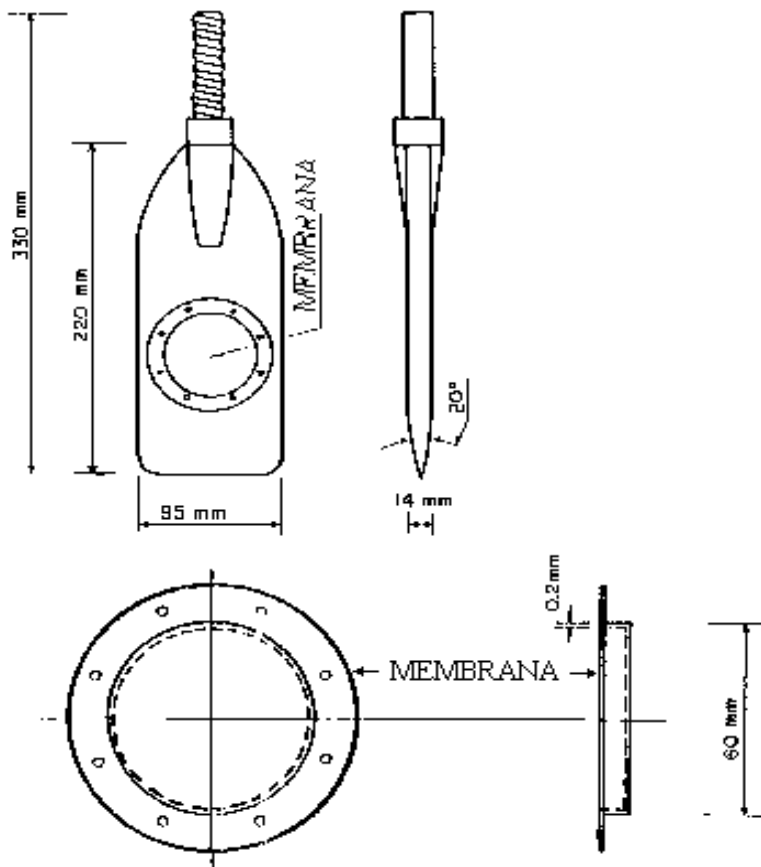


Figura 2.1- Detalhes da lâmina dilatométrica e membrana (BRIAUD e MIRAN, 1992).

Bogossian *et al.* (1988, 1989) apresentam resultados em uma argila mole na baixada de Jacarepaguá - RJ. Neste programa de investigação geotécnica, foram comparados resultados de 4 ensaios de DMT com outros ensaios de campo e laboratório, sendo observado que, dentre as variações de valores obtidos, existe uma boa concordância entre os resultados do DMT

e outros ensaios (oedométrico, vane e CPTU), além de boa repetibilidade. Entretanto, os autores acrescentam que são necessárias novas pesquisas a fim de se avaliar as correlações propostas por MARCHETTI (1980) para solos brasileiros, além de formulações para solos tropicais.

Ortigão (1993) apresenta uma avaliação de resultados de ensaios com dilatômetro na argila residual porosa de Brasília-DF, motivados pela construção do metrô de Brasília em 1992, sendo realizado um programa de ensaios de campo e de laboratório, incluindo ensaios dilatométricos, SPT, pressiômetro Menard (PMT) e ensaio de placa horizontal. Aos resultados obtidos com o ensaio DMT, foram aplicadas correlações empíricas de Marchetti (1980). Em seu trabalho, Ortigão comenta que os resultados obtidos utilizando ensaios DMT apresentaram boa repetibilidade, razoável concordância com resultados de laboratório (principalmente para ângulo de atrito médio, coeficiente de empuxo no repouso e módulo de Young), simplicidade de operação, alta produtividade e baixo custo, indicando o ensaio DMT como o mais recomendado para novas investigações na argila porosa de Brasília.

Mello Vieira (1994), em dissertação de mestrado desenvolvida na COPPE/UFRJ, apresenta trabalho de pesquisa com o DMT no Brasil, realizado na argila mole do Sarapuú, Baixada Fluminense-RJ. O objetivo principal do trabalho

de é a avaliação do dilatômetro de Marchetti em relação aos parâmetros geotécnicos obtidos para aquele local, confrontando-os com o vasto material de pesquisa referente ao local estudado (ensaios de laboratório e de campo).

Silva (1996) apresentou dissertação de mestrado desenvolvido na UFPE que trata, fundamentalmente, da discussão de resultados de ensaios DMT realizados em depósitos de solos arenosos na localidade de *Port of Oakland*, Califórnia, EUA. Neste trabalho, o autor compara os resultados obtidos em ensaios dilatométricos com diversos ensaios de campo: SPT, CPT e *seismic* CPT, caracterizando a continuação do trabalho de pesquisa apresentado por Coutinho e Mitchell (1992).

Coutinho e Oliveira (1997) apresentaram trabalho em que resultados de ensaios dilatométricos são comparados com ensaios de laboratório (caracterização, compressibilidade e resistência) e outros ensaios de campo (SPT e CPTU) realizados em um depósito de argila mole localizado na cidade do Recife (Clube Internacional). Os resultados obtidos nos ensaios DMT apresentaram boa repetibilidade, conduzindo a razoável concordância com resultados de ensaios de laboratório, principalmente para coeficiente de empuxo no repouso, módulo de deformação oedométrica e resistência ao cisalhamento não drenado.

2.3- PRINCÍPIOS CONSIDERADOS

O método proposto pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*) para a padronização do ensaio dilatométrico (DMT) (SCHMERTMANN, 1986) foi o considerado como referência para os procedimentos de ensaio desenvolvidos neste trabalho. Sugere-se, como complemento, a consulta à Norma CEN/TC 250/SC 7 (*Comité Européan de Normalization*), apresentada em 15/11/95 (ver também Coutinho e Mitchell, 1992; Mitchell *et al.*, 1994).

A seguir, procurar-se-á destacar, de forma resumida, as etapas fundamentais para a realização dos ensaios DMT.

A performance do ensaio dilatométrico consiste em forçar a lâmina dilatométrica verticalmente no interior do solo para a execução do ensaio em uma certa profundidade, medindo o esforço para efetivar esta penetração e, em seguida, usar pressão de gás para expandir a membrana circular de aço localizada em um lado da lâmina. O operador mede e registra a pressão necessária para a expansão da membrana em duas posições, despressurizando o sistema em seguida (podendo registrar uma terceira leitura) e fazendo avançar a lâmina para a próxima profundidade de ensaio, em forma cíclica. Cada sequência de ensaio requer, tipicamente, de 1 a 2 minutos.

A figura 2.2 mostra a sequência de realização do ensaio

dilatométrico para uma certa profundidade, registrando-se as pressões A, B e C.

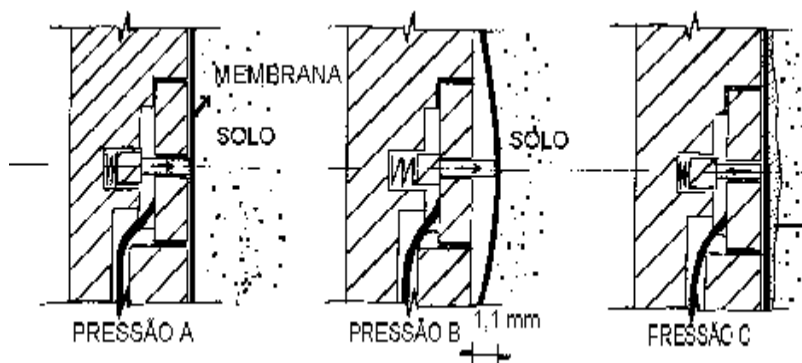


Figura 2.2- Detalhe da expansão e recuo da membrana no solo com pressões atuantes correspondentes.

Quanto às pressões atuantes nos deslocamentos da membrana no interior do solo, temos:

- Pressão A: pressão de gás que incide no interior da membrana quando o seu centro se desloca horizontalmente $0,05\text{mm}$ ($+0,02$; $-0,00$) no interior da massa de solo vizinha;
- Pressão B: pressão de gás que incide sob a membrana quando o seu centro desloca-se $1,10 \pm 0,03\text{mm}$ no interior da massa de solo vizinha, e
- Pressão C: pressão de gás que incide sob a membrana quando o seu centro retorna à mesma posição referente à leitura da pressão A.

Devido à rigidez da membrana de aço do dilatômetro e ao desvio do zero do manômetro, é necessária a correção das pressões A, B e C lidas, originando, respectivamente, as pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 .

$$P_0 = 1,05.(A - Z_M + \Delta A) - 0,05.(B - Z_M - \Delta B) \quad (2.1)$$

$$P_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2.2)$$

$$P_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (2.3)$$

onde:

Z_M = desvio do zero do manômetro.

ΔA = pressão de gás sob a membrana necessária para superar a sua rigidez e movê-la o deslocamento equivalente à leitura da pressão A, ao ar.

ΔB = pressão de gás sob a membrana necessária para superar a sua rigidez e movê-la o deslocamento equivalente à leitura da pressão B, ao ar.

Marchetti e Crapps (1981) apresentaram um método em que a determinação da pressão correspondente ao deslocamento nulo da membrana, p_0 , é obtida por extrapolação linear no gráfico pressão x deslocamento da membrana (figura 2.3).

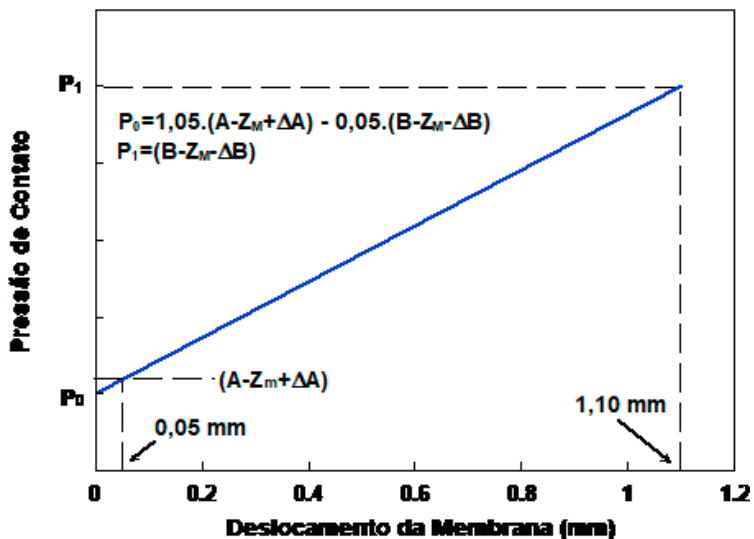


Figura 2.3- Extrapolação linear para estimativa de p_0 (MARCHETTI e CRAPPS, 1981).

A determinação de ΔA e ΔB deverá ser realizada antes da inserção da lâmina dilatométrica no solo. Recomenda-se substituir a membrana caso as pressões de calibração não se apresentem nos limites de 5 a 30kPa para ΔA , e de 5 a 80kPa para ΔB . Após a substituição, a nova membrana deverá ser “exercitada” até serem alcançados valores estáveis para ΔA e ΔB . Cada “exercício” consistirá na pressurização da membrana ao ar, por poucos segundos, até a pressão de 500kPa (MELLO VIEIRA, 1994).

Marchetti e Crapps (1981) recomendaram que, em pressões superiores a 500kPa, a lâmina dilatométrica deve ser envolvida em tecido e colocada com a face da membrana

voltada para baixo e apoiada numa superfície plana, para evitar deformações excessivas da membrana e consequentes erros de leitura. A ciclagem de membranas novas apresenta-se como procedimento muito importante para a obtenção de resultados coerentes e estáveis após seu “exercício”, conforme recomendado por Marchetti e Crapps (1981), sendo conveniente, ainda, a verificação da aproximação entre medidas de ΔA e ΔB realizadas antes do ensaio e após a ciclagem em laboratório.

Quando o ensaio é realizado em solos moles, o procedimento de calibração da membrana deverá ser realizado mais de uma vez, com objetivo de possibilitar valores para ΔA e ΔB estáveis, caindo dentro dos limites definidos.

Para verificar a confiabilidade das medidas de campo, Mello Vieira (1994) submeteu o dilatômetro à aplicação de pressões confinantes e verificou as leituras ΔA e ΔB correspondentes. O autor utilizou, para os procedimentos de ciclagem de membranas novas, a mesma câmara de calibração utilizada para o piezocone, aplicando-se pressões confinantes com acréscimos de 50kPa até atingir-se 200kPa (com acréscimos superiores após este nível de pressão confinante), lidas através de um aparelho Vishay. Até a pressão confinante de 150kPa, as leituras para ΔA e ΔB permaneceram constantes. Para cargas a partir de 200kPa, observou-se um acréscimo em ΔA , enquanto ΔB diminuía em seu valor inicial, que ficava em torno de 170 a 240kPa.

Por ter sido concebido e testado originalmente em ambientes com clima temperado, o ensaio dilatométrico necessita de investigações sobre a avaliação da influência da temperatura nos resultados do ensaio. Mello Vieira (1994) utilizou o equipamento de banho térmico para o estudo da influência da temperatura na rigidez da membrana, a fim de manter temperaturas superiores a 30°C. A partir da observação dos resultados obtidos, foi percebido que as medidas ΔB são nitidamente influenciadas pela variação de temperatura, tanto baixas como altas. No caso de queda de temperatura, registrou-se um aumento brusco de ΔB logo nos primeiros minutos, estabilizando-se, então, em valores próximos aos anteriores. Em relação ao aumento da temperatura, registrou-se ocorrer o inverso, isto é, ΔB diminui, para então estabilizar. Observou-se que quanto maiores as variações de temperatura, altas ou baixas, maiores as variações nas leituras ΔB correspondentes.

Da análise dos estudos realizados, Mello Vieira (1994) propõe manter a lâmina dilatométrica em repouso, antes da cravação no solo, imersa em água à temperatura aproximadamente igual à do ambiente, que difere pouco da temperatura do solo, constante a partir de certa profundidade para o solo em questão (argila mole do Sarapuú, RJ). A adoção desse procedimento visa, principalmente, evitar os efeitos negativos de longos períodos de exposição ao sol entre um ensaio e outro, devido ao tempo necessário

para a movimentação do equipamento de cravação.

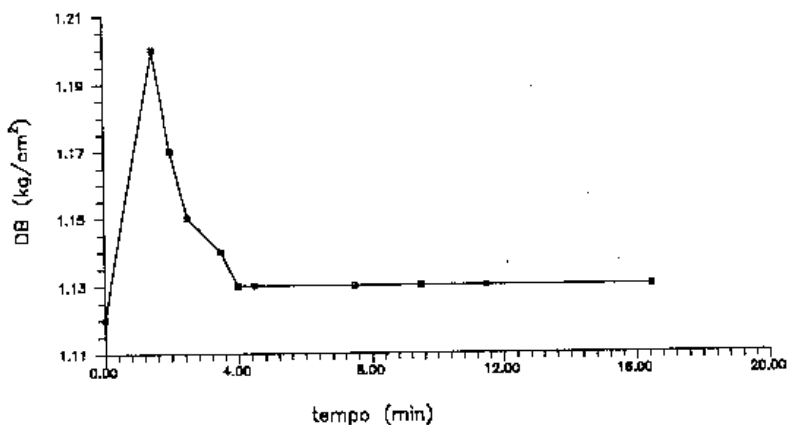


Figura 2.4- Efeito da temperatura em uma membrana, variando de 23 °C para 13 °C (MELLO VIEIRA, 1994).

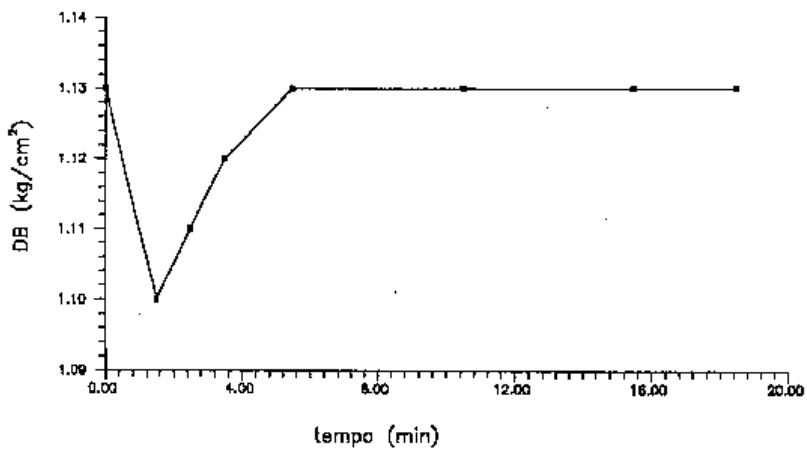


Figura 2.5- Efeito da temperatura em uma membrana, variando de 13 para 22°C (MELLO VIEIRA, 1994).

A partir das pressões p_0 , p_1 e p_2 obtidas, considerando-se a expansão da membrana no interior do solo sendo modelada como o carregamento flexível de uma área circular numa superfície de um semi-espaco elástico, tendo um módulo de Young, E , e um coeficiente de Poisson, μ , o movimento subsequente, δ , do centro da membrana submetido a uma pressão normal ΔP , poderá ser representado pela equação 2.4 (GRAVESEN, 1960) (*apud* BRIAUD e MIRAN, 1992):

$$\delta = \frac{4 \cdot R \cdot \Delta p \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot E} \quad (2.4)$$

onde:

R = raio da membrana = 30 mm

Δp = pressão aplicada = $(P_1 - P_0)$

A razão $E/(1-\mu^2)$ é denominada módulo dilatométrico, E_D , e é calculada para $r = 1,10$ mm, sendo obtido, portanto, a partir de p_0 e p_1 , utilizando-se a teoria da elasticidade, para apropriadas dimensões e condições de fronteira. O módulo E_D , em geral, não é usado sozinho, especialmente porque não traz informações sobre a história de tensões (MARCHETTI, 1997).

portanto:

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (2.5)$$

A tensão lateral normalizada na lâmina é chamada de índice de tensão horizontal, K_D , que pode ser considerada como um “coeficiente de empuxo no repouso” amplificado devido aos efeitos da penetração da lâmina no solo. O perfil K_D é similar em forma ao perfil para a razão de pré-adensamento, OCR, sendo aproximadamente constante e igual a 2 (varia de 1,8 a 2,3) para argilas normalmente adensadas, sendo expressa pela equação 2.6:

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (2.6)$$

O índice de material, I_D , principalmente usado para estimar tipo do solo e estratigrafia, é definido segundo a equação 2.7:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_1 - u_0} \quad (2.7)$$

O índice de material retrata a variação no comportamento mecânico dos solos e aparecem unicamente relacionados ao tipo do solo, fundamentalmente devido à variação na permeabilidade (Figura 2.7).

O índice de poro-pressão, U_D , definido por Lutenegeger e Kabir (1988) e utilizado principalmente para ajudar na classificação do solo, é representado pela Equação 2.8:

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (2.8)$$

onde:

u_0 = poro-pressão inicial

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva inicial

Schmertmann e Crapps (1988) comentam que a razão da equivalência entre p_2 e $[u_0 + \Delta u]$ para argilas é obscura. Argilas normalmente adensadas tem permeabilidade horizontal (K_h) de aproximadamente 5×10^{-8} cm/s, sendo muito baixa para propiciar o fluxo d'água para o interior da cavidade na deflação da membrana.

Dois hipóteses para a explicação da relação íntima existente entre p_2 e $[u_0 + \Delta u]$ são apresentadas:

- I) folgas no contato da argila com a membrana. A cavidade remanescente é muito pequena e/ou o gradiente hidráulico é elevado o bastante para que a água suficiente possa fluir em 15 - 20 s;
- II) a argila permanece em contato com a membrana até o ponto de 0,05 mm de deflação, mas a sua estrutura está tão perturbada que tensões efetivas podem ser negligenciadas em relação à poro-pressão.

2.4- UTILIZAÇÃO DO DMT PARA A OBTENÇÃO DE CARACTERÍSTICAS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS:

2.4.1- Classificação de solos e estratigrafia:

Baseando-se em resultados de ensaios realizados em diferentes tipos de solos, determinou-se que o índice de material, I_D , é um parâmetro que depende do diâmetro predominante dos grãos do solo (MARCHETTI, 1980), relativamente independente do OCR (MARCHETTI, 1980) e independente do grau de saturação do solo (LUTENEGGER, 1988; SCHMERTMANN, 1982; LACASSE e LUNNE, 1986). A correlação entre I_D e o tipo de solos proposto por MARCHETTI (1980) pode nos oferecer uma boa estimativa de tipo de solo (Tabela 2.1).

Marchetti e Crapps (1981) propuseram uma versão ampliada da tabela 2.1, considerando também o módulo dilatométrico, E_D , apresentado pelo solo, propiciando informações tanto do tipo de solo como de seu estado (consistência ou compactidade) e peso específico total (figura 2.6).

Lutenegger (1988), investigando sobre a influência do grau de saturação do solo na classificação dos solos pelo ensaio DMT, observou que o aumento do grau de saturação implica no decréscimo nos valores de E_D e K_D , indicando uma maior compressibilidade para os solos estudados (solos siltosos

parcialmente saturados), não acontecendo o mesmo com I_D , que permanece constante, indicando o mesmo tipo de solo. Resultados semelhantes foram relatados por Schmertmann (1982) e Lacasse e Lunne (1986) para areias compactadas.

Tabela 2.1- Classificação do solo baseada no I_D (MARCHETTI, 1980).

Tipo de Solo Turfa/ Argila sensível	Índice de Material, I_D < 0,10
Argila	0,10 - 0,35
Argila siltosa	0,35 - 0,60
Silte argiloso	0,60 - 0,90
Silte	0,90 - 1,20
Silte arenoso	1,20 - 1,80
Areia siltosa	1,80 - 3,30
Areia	>3,30

Posteriormente, o ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981) foi ampliado por Lacasse e Lunne (1988), considerando a influência do sobreadensamento (OCR), e ampliando a faixa de valores para I_D (< 0,1) e E_D (< 0,5 MPa). Baseando-se em resultados de ensaios feitos em várias localidades, estes mostraram que o ábaco elaborado (Fig. 2.6) tende a subestimar o peso específico total em argilas de consistência mole.

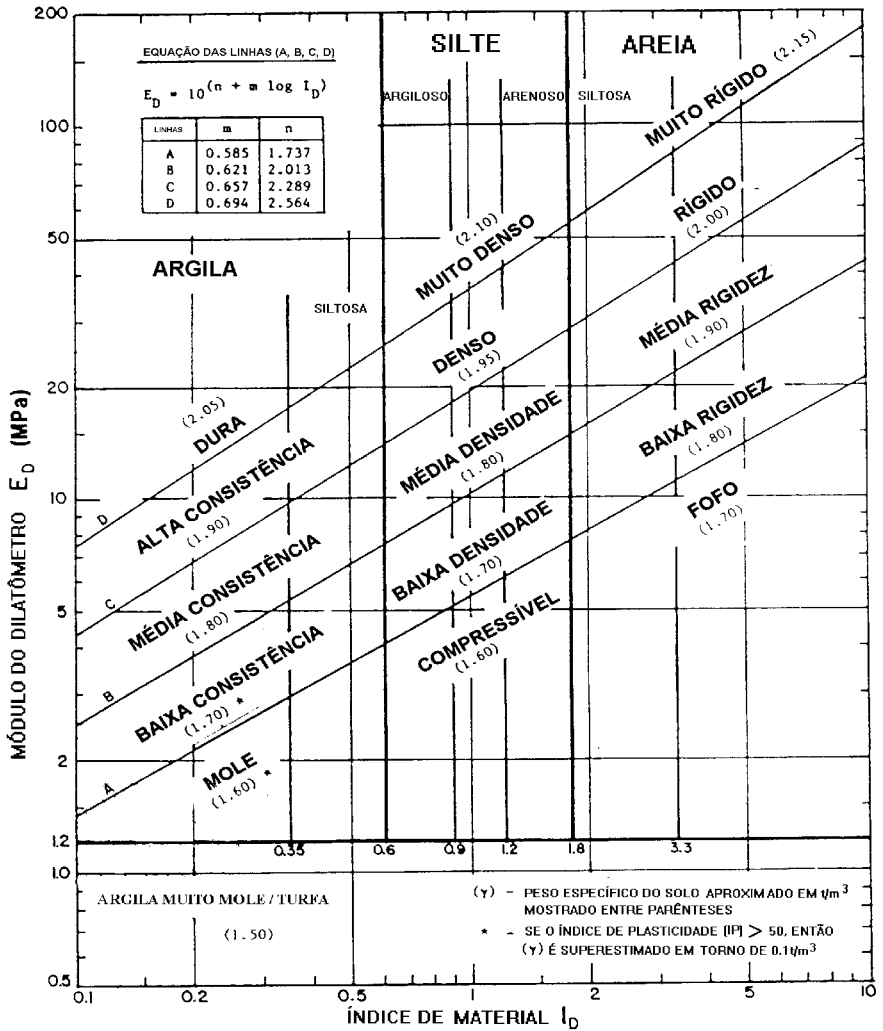


Figura 2.6- Ábaco para determinação da caracterização do solo e do peso específico (MARCHETTI e CRAPPS, 1981).

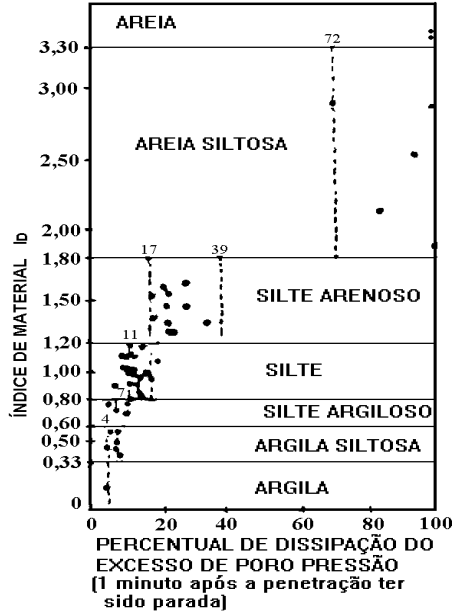


Figura 2.7- Variação do percentual de dissipação do excesso de poro-pressão em função do índice de material, ID (DAVIDSON e BOGHRAI, 1983) (apud BRIAUD E MIRAN, 1992).

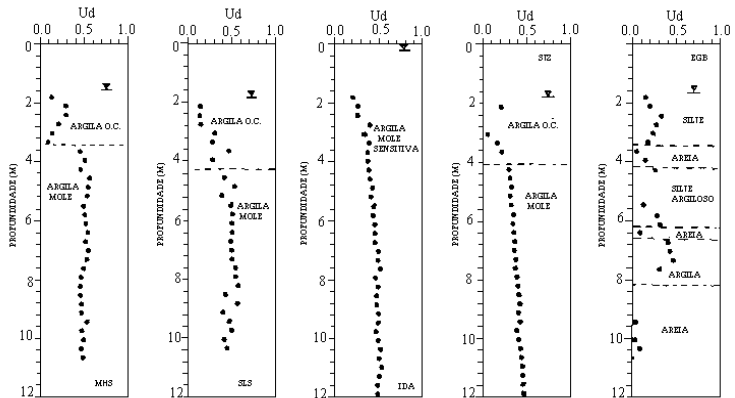


Figura 2.8- Exemplos de perfis UD auxiliando na definição da estratigrafia (LUTENEGGER e KABIR, 1988).

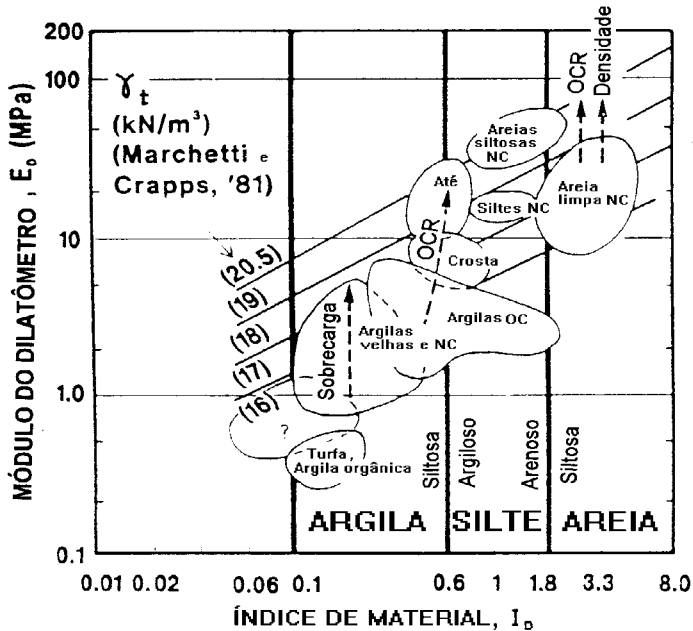


Figura 2.9- Proposta de ampliação do ábaco de MARCHETTI e CRAPPS (1981) por LACASSE e LUNNE (1988).

2.4.2- Parâmetros de estado inicial e história de tensões:

Em solos coesivos, Lutenegger e Kabir (1988) encontraram que a pressão p_2 é uma aproximação muito boa da propressão de penetração ($u_0 + \Delta u$), especialmente para argilas moles.

Após examinarem mais de 100 pontos estudados, os autores concluíram que o valor de p_2 é em torno de 5% do valor da poro-pressão na penetração para solos coesivos.

$$U = f(p_2) = f(C) \quad (2.9)$$

Schmertmann e Craps (1988) comentam que a razão para existir uma equivalência entre p_2 e $[u_0 + \Delta u]$ para argilas não é de fácil explicação, pois argilas normalmente adensadas têm permeabilidade horizontal (K_h) muito baixa para propiciar o fluxo d'água para o interior da cavidade no momento da deflação da membrana. há duas possibilidades de explicação para esse fenômeno, as quais são apresentadas no item anterior. Schmertmann e Craps (1988) afirmam que geralmente os solos normalmente adensados e compressíveis deverão diminuir o volume durante a penetração, fornecendo baixos valores para a pressão p_0 .

Marchetti (1980) propôs correlacionar a razão de pré-adensamento obtida através de ensaios oedométricos convencionais com o índice dilatométrico de tensão horizontal, recomendando o uso da equação para solos finos não cimentados ($I_D \leq 1,2$), submetidos a carregamento simples.

$$OCR = (0,5.K_D)^{1,56} \quad (2.10)$$

Para outros intervalos de valores para o índice de material, tem-se:

$$OCR = (0,67.K_D)^{1,91} ; \text{ para } I_D > 2,0 \quad (2.11)$$

$$OCR = (m \cdot K_D)^n ; \text{ para } 1,2 < I_D \leq 2,0 \quad (2.12)$$

com:

$$m = 0,5 + 0,17 \cdot P$$

$$n = 1,56 + 0,35 \cdot P$$

$$P = (I_D - 1,20) / 0,80$$

A correlação proposta por Marchetti (1980) apresenta superestimativa em torno de 15% para solos argilosos ($I_D \leq 1,2$).

Powell e Uglow (1988) sugeriram para argilas da Inglaterra a equação:

$$OCR = 0,24 \cdot K_D^{1,32} \quad (2.13)$$

Lunne *et al.* (1989) propôs correlações entre OCR e K_D , com uma incerteza associada de 30%, tratando de forma diferenciada argilas jovens (< 60.000 anos) e envelhecidas (> 70 milhões de anos):

$$OCR = (0,38 \pm 0,115) \cdot K_D^{1,17}; \text{ (argilas jovens)} \quad (2.14)$$

$$OCR = 2,7 \cdot K_D^{1,17}; \text{ (argilas envelhecidas)} \quad (2.15)$$

Recentemente, Kamei e Iwasaki (1995) (Figura 2.10) apresentaram nova correlação para o OCR, bastante semelhante à equação proposta originalmente por Marchetti

(1980), considerando na análise dados de ensaios DMT em todo o mundo (MARCHETTI, 1980; MAYNE, 1987; LACASSE e LUNNE, 1988; CHANG, 1991; KAMEI e IWASAKI, 1994), dada por:

$$OCR = 0,34 \cdot K_D^{1,43} \quad (2.16)$$

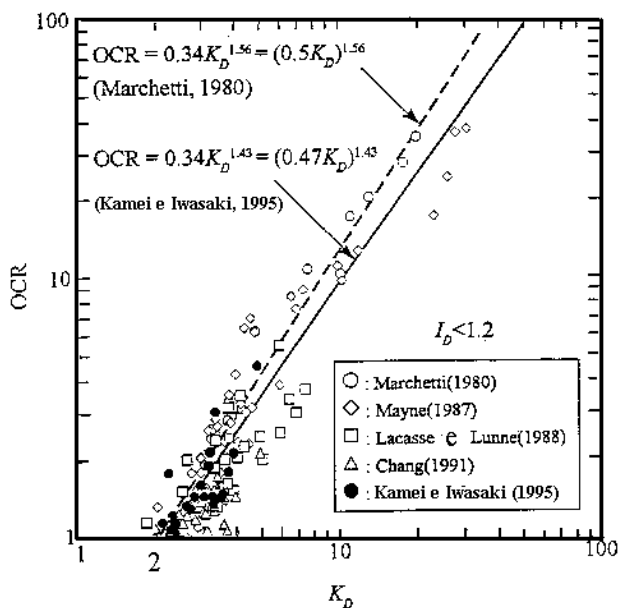


Figura 2.10- Proposta de correlação para OCR (KAMEI e IWASAKI, 1995).

Quanto à estimativa do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , a partir do ensaio DMT é conveniente ressaltar que não é possível medir-se a tensão horizontal *in situ* na introdução da lâmina de forma direta por causa da perturbação provocada

no solo. Entretanto, correlações empíricas têm sido propostas entre o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , e o índice dilatométrico de tensão horizontal, K_D .

Marchetti (1980) propôs a equação 2.17 baseada em ensaios com argilas italianas:

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (2.17)$$

A relação acima é recomendada para argilas moles e médias, com $I_D \leq 1,2$ (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1988), apresentando uma superestimativa de cerca de 10% nos resultados.

Lunne *et al.* (1990) mostraram que a correlação entre K_0 e K_D também é diferente para argilas jovens (< 60.000 anos) e envelhecidas (> 70 milhões de anos):

$$K_0 = 0,34.K_D^{0,54}; \text{ (argilas jovens)} \quad (2.18)$$

$$K_0 = 0,6 .K_D^{0,3}; \text{ (argilas envelhecidas)} \quad (2.19)$$

A relação de Lunne *et al.* (1990) para argilas jovens compara-se bem com relações propostas por Lacasse e Lunne (1988), baseadas em resultados obtidos em dez locais de ensaios na Noruega, sendo:

$$K_0 = 0,34.K_D^m \quad 2.20)$$

onde:

m = coeficiente variando entre 0,44 (argilas altamente plásticas) e 0,64 (argilas com baixa plasticidade).

Entretanto, recomenda-se o uso do método de Lunne *et al.* (1990), equações 2.18 e 2.19, para argilas moles e médias a rijas não cimentadas, para $I_D \leq 1,2$ e $K_D < 4$. Para as argilas “jovens”, Lunne *et al.* estimam uma incerteza associada ao K_o de cerca de 20% nos resultados.

2.4.3- Resistência ao cisalhamento:

Considerando-se a conhecida dependência existente entre S_u/σ'_{vo} e a razão de pré-adensamento, OCR, bem como a relação entre K_D e OCR, a determinação de uma correlação entre S_u/σ'_{vo} versus K_D pode ser realizada baseando-se na proposta de LADD *et al.* (1977), que sugere a expressão a seguir:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{OC} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{NC} \cdot (OCR)^A \quad (2.21)$$

Marchetti (1980), considerando $A=0,8$ (LADD *et al.*, 1977 e MAYNE, 1988) e $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC} = 0,22$ obtido a partir de ensaios Vane *in situ*, como sugerido por Mesri (1975), combinou as equações 2.10 e 2.21 e propôs a correlação entre a resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , e o índice de tensão horizontal, K_D , a seguir:

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (2.22)$$

Vários autores (LACASSE e LUNNE, 1983; FABIUS, 1985; GREIG *et al.*, 1986; LUTENEGGER e TIMIAN, 1986; MING-FANG, 1986) têm mostrado que a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenado pelo dilatômetro usando a Equação 2.22 em argilas moles saturadas e não-cimentadas compara-se bem com resultados de ensaios Vane *in situ*.

Lutenegger (1988) analisou a acurácia na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , medida pelo ensaio DMT, comparando-se com ensaios Vane *in situ* para vários depósitos de argila. Ele mostrou que a acurácia da estimativa de S_u é fortemente ligada ao índice de material, I_p , e que o erro pode ser significativo. Ele também sugeriu que a equação 2.22 fosse mais bem utilizada em argilas com $I_p \leq 0,33$. O uso dessa equação não é recomendado para argilas pré-adensadas cimentadas e/ou fissuradas. Dados experimentais apresentados por Jamiolkowski (1988) indicam que para estes tipos de argilas calibrações de correlações de DMT são requeridas.

Lacasse e Lunne (1988) discutiram a variação da correlação entre o índice de tensão horizontal, K_D , e a resistência ao cisalhamento não drenado, S_u , em função do tipo de ensaio utilizado para estabelecer S_u . Desta forma, os autores

apresentaram correlações para referenciá-las aos ensaios de vane *in situ*, de cisalhamento direto e de compressão triaxial, diferentemente, utilizando-se o mais adequado para as características de ruptura do solo em questão.

Considerando-se o ensaio de compressão triaxial UU como o escolhido para referenciar-se, Lacasse e Lunne (1988) apresentam a Equação 2.23 para a determinação de S_u , que será a considerada como referência neste trabalho.

$$S_u = 0,20 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (2.23)$$

Iwasaki e Kamei (1995), em conformidade com Lacasse e Lunne (1988), consideraram em seus estudos que a resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , depende do tipo de ensaio utilizado, das condições de fronteira, do nível de deformações e de tensões de confinamento, do estado inicial de adensamento e de outras variáveis, observando que diferentes tipos de procedimentos resultem em diferentes valores para S_u . Os primeiros autores, fundamentando-se na relação entre S_u obtido através de ensaios de compressão não confinada (compressão simples) e pressões de pré-adensamento, σ'_p para argilas marinhas normalmente adensadas (OGAWA e MATSUMOTO, 1978), consideraram a Equação 2.24 como a mais indicada para a relação S_u versus σ'_p

$$S_u = 0,35 \cdot \sigma'_p \quad (2.24)$$

Consequentemente, combinando as equações 2.16 e 2.24, a equação 2.22 pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$S_u = 0,35 \cdot \sigma'_{vo} \cdot (0,47 \cdot K_D)^{1,14} \quad (2.25)$$

Perfis para os parâmetros índice K_D e E_D relacionados com S_u foram obtidos a partir de ensaios de compressão simples na localidade de Kanagawa (Kurihama, Japão). O índice de tensão horizontal, K_D , foi determinado, permanecendo praticamente constante nas localidades de Kanagawa e Tokyo, entretanto, o módulo E_D apresenta crescimento quase linear com a profundidade, tendência que tem sido observada para outras localidades (MARCHETTI, 1980). Seria interessante, portanto, determinar uma possível correlação entre os valores de S_u e E_D . Iwasaki e Kamei (1994), utilizando-se de ensaios de compressão triaxial UU ou de ensaios de compressão não-confinada (U), apresentam a Equação 2.26 para a estimativa de S_u a partir do módulo dilatométrico, E_D .

$$S_u = 0,018 \cdot E_D \quad (2.26)$$

O valor da resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , determinada pelo ensaio dilatométrico, pode ser utilizado, por exemplo, no cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais. A capacidade de carga última para sapatas em solos coesivos sob condição não-drenada ($I_D < 0,6$), pode ser expressa pela Equação 2.27 (BRIAUD e MIRAN, 1992).

$$q_u = S_u \cdot N_c \cdot k_c + \gamma \cdot D \quad (2.27)$$

onde:

q_u = capacidade de carga última;

γ = peso unitário total obtido a partir do ensaio DMT;

D = profundidade de assentamento da sapata;

N_c = fator de capacidade de carga para condições não-drenadas (PECK *et al.*, 1974);

L = comprimento da sapata;

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenado;

k_c = fator de correção (usualmente tomado igual a 3) (VESIC, 1975).

2.4.4- Características de deformação:

Quanto à estimativa de módulos de deformação a partir dos dados de ensaio de dilatômetro, Lunne *et al.* (1989) recomendaram, para as argilas, a utilização da correlação proposta por Marchetti (1980), em que se relaciona o módulo oedométrico, M , ao módulo dilatométrico, E_D , na forma:

$$M = R_M \cdot E_D \quad (2.28)$$

onde:

$$R_M = f(K_D, I_D)$$

$$R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D, \text{ para } I_D \leq 0,6$$

$$R_M = R_{M_0} + (2,5 - R_{M_0}) \cdot \log K_D, \text{ para } 0,6 < I_D \leq 3,0$$

$$\text{sendo, } R_{M_0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$$

Marchetti (1997) comenta que a estimativa de recalques em fundações superficiais é provavelmente a aplicação “nº 1” do dilatômetro. Leonards e Frost (1988; *apud* MARCHETTI, 1997) afirmam que o ensaio dilatométrico consiste na ferramenta mais prática aplicável geralmente para avaliar-se a compressibilidade do solo, diretamente. O módulo M_{DMT} deverá ser usado da mesma forma como se fosse obtido por outro método (p.ex. ensaios oedométricos de boa qualidade), e utilizado como dado de entrada para o cálculo no procedimento, segundo a equação 2.29 apresentada para o cálculo do recalque total devido ao adensamento do solo.

$$S = \sum \frac{\Delta\sigma_i}{M_i} \cdot h_i \quad (2.29)$$

onde:

S = recalque total para a fundação estudada;

h_i = espessura da camada i ;

$\Delta\sigma_i$ = variação na tensão na metade da camada i ;

M_i = módulo oedométrico para a camada i .

Schmertmann (1986) (*apud* BRIAUD e MIRAN, 1992), ao considerar que o valor do módulo oedométrico varia com a tensão efetiva de diferentes maneiras, para cada solo, apresenta dois métodos para a estimativa do recalque de fundações superficiais:

- I) utilizando valores para M_i obtidos diretamente a partir de ensaios DMT, e
- II) utilizando valores ajustados para M_i para a tensão efetiva existente para o problema estudado.

O módulo de Young, E , do esqueleto do solo pode ser obtido a partir do módulo oedométrico, M , via teoria da elasticidade, para solos coesivos ou não-coesivos.

$$E' = \frac{M}{(1 + \mu)} \quad (2.30)$$

Vários estudos (ROBERTSON *et al.*, 1989; CAMPANELLA *et al.*, 1985; BALDI *et al.*, 1986; BELLOTTI *et al.*, 1989) sugerem uma relação simples entre o módulo de elasticidade, E , e o módulo dilatométrico E_D na forma:

$$E = F \cdot E_D \quad (2.31)$$

Lutenegger (1988) apresenta tabela com sugestões para o fator de correção F em função do tipo de solo e seu estado de tensões. Para solos coesivos, tem-se o módulo de elasticidade inicial E_i (módulo tangente inicial) encontrado para a atribuição do valor de F igual a 10 (ROBERTSON *et al.*, 1988), ou seja:

$$E_i = 10.E_D \quad (2.32)$$

Borden *et al.* (1985) sugeriram uma relação entre o módulo tangente inicial, E_i , para ensaios de compressão não confinada em solos A6 (classificação HBR) e E_D na forma:

$$E_i = 0,142.E_D^{1,248} \quad (2.33)$$

Lunne *et al.* (1989), propuseram uma tentativa de correlação entre o módulo cisalhante máximo, G_o , e o índice dilatométrico de tensão horizontal, K_D , baseada em alguns poucos resultados de ensaio DMT, obtendo resultados razoáveis.

Hryciw (1990) propôs um método para a obtenção de G_o , válido tanto para areias como para argilas. O método é baseado numa equação proposta por Hardin e Blaudford (1989):

$$G_o = \frac{OCR^K}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \cdot \frac{S_{if} \cdot P_a(1-n)}{2 \cdot (1+\mu)} \cdot (\sigma_a \cdot \sigma_b)^{n/2} \quad (2.34)$$

onde:

OCR = razão de pré-adensamento.

K = constante que depende do índice de plasticidade.

e = índice de vazios.

S_{if} = coeficiente adimensional de rigidez.

P_a = pressão atmosférica.

μ = coeficiente de Poisson.

σ_a = tensão principal na direção da velocidade de propagação da onda cisalhante.

σ_b = tensão principal na direção da vibração das partículas.

A equação proposta por Hryciw (1990), baseada no estudo de 9 locais da Itália, Noruega, Canadá e USA, é apresentada em seguida (Equação 3.35):

$$G_0 = \frac{530}{\left(\frac{\sigma'_v}{Pa}\right)^{0,25}} \frac{\left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w}\right)^{-1}}{2,7 - \frac{\gamma_D}{\gamma_w}} K_0^{0,25} \cdot (\sigma'_v \cdot P_a)^{0,5} \quad (2.35)$$

onde:

σ'_v = tensão vertical efetiva.

γ_D = massa específica total obtida a partir do DMT.

γ_w = Massa específica da água.

K_o = coeficiente de empuxo horizontal.

2.4.5- Características de fluxo:

Quando cessa o processo de penetração da lâmina no solo, o excesso de poro-pressão, Δu , gerado nas proximidades da lâmina, será dissipado com o tempo até a poro-pressão de equilíbrio, u_o . A razão de dissipação depende principalmente do coeficiente de adensamento (C_h / C_v), que é função da compressibilidade do solo, M , e de sua permeabilidade, k . Em menor proporção, o índice de rigidez, E_i/S_u , também influencia a velocidade do processo de dissipação de poro-pressões geradas (SCHMERTMANN, 1988).

O ensaio com dilatômetro tem o potencial de propiciar a estimativa *in situ* do coeficiente de adensamento horizontal, C_h , através de ensaio de dissipação. O ensaio de dissipação realizado utilizando-se a leitura da pressão C é denominado ensaio de dissipação DMTC e pode ser executado em qualquer profundidade, como descrito nos procedimentos sugeridos por Robertson *et al.* (1988), os quais, considerando que a pressão corrigida p_2 é similar à poro-pressão gerada durante o processo de penetração da lâmina dilatométrica no solo e que o processo de dissipação de p_2 corresponde ao da poro-pressão, apresentaram um método para determinar o

coeficiente de adensamento horizontal, C_h , utilizando curvas de dissipação de p_2 pelo ensaio DMT.

A Figura 2.11 mostra a relação entre valores de C_h (DMT) estimados por este método e coeficiente de adensamento C_v obtidos a partir de ensaios oedométricos. Observa-se que, para as argilas estudadas por Iwasaki *et al.* (1991), índices de plasticidade mais elevados correspondem a valores de C_h (DMT) aproximados aos de C_v obtidos pelo ensaio oedométrico, que se apresentam, porém, superiores para argilas com baixa plasticidade. Schmertmann (1988) combinou os trabalhos de Robertson *et al.* (1988), Baligh e Levadoux (1986), Gupta (1988) e Lutenecker (1988) e apresentou o procedimento passo-a-passo para obter o coeficiente de adensamento horizontal, C_h , a partir do ensaio de dissipação DMTC. Este procedimento é similar ao utilizado na interpretação de ensaios de dissipação com piezocone (CPTU).

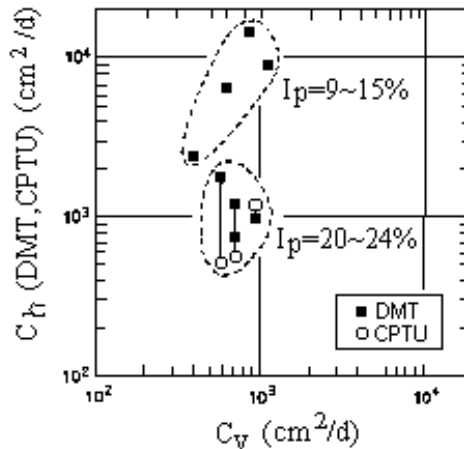


Figura 2.11- Comparação entre C_h (DMT e CPTU) e C_v obtido em ensaios oedométricos (IWASAKI *et al.*, 1991).

O procedimento apresentado por Schmertmann (1988) pode ser resumido nos seguintes pontos básicos:

- I) determinação do Índice de Rigidez (E_i/S_u);
- II) consulta do gráfico proposto por GUPTA (1983), para a determinação do fator tempo (T_{30} ou T_{50});
- III) determinação da pressão C correspondente a $(t-t_0) = 0$, por extrapolação, no gráfico Leitura C (DMT) x Tempo;
- IV) cálculo de $C_{100} = u_0 - \Delta A$;
- V) cálculo de C_{30} (ou C_{50}) = $((C_{(t-t_0)} - C_{100}) \cdot 0,70$ (ou $0,50$) + C_{100} ;
- VI) determinação de t_{30} (ou t_{50}) no gráfico Leitura C (DMT) x Tempo, e
- VII) cálculo de $C_h = 600 \cdot T_{30}$ (ou $T_{50}) / t_{30}$ (ou t_{50}).

No capítulo 5 deste livro, é realizada uma exemplificação de cálculo do coeficiente de adensamento horizontal, C_h , para o solo específico estudado, utilizando-se o procedimento proposto por Schmertmann.

Quanto ao coeficiente de permeabilidade horizontal, K_h , Schmertmann e Crapps (1988) propõem seguir o procedimento em que K_h é obtido a partir do valor determinado para

C_h . Neste procedimento, é feita a estimativa do módulo oedométrico horizontal, M_h , proporcional à tensão efetiva na direção considerada (horizontal), resultando na Equação 2.36.

$$K_h = \frac{C_h \cdot \gamma_w}{M_h}; \text{ com } M_h = K_0 \cdot M_{DMT} \quad (2.36)$$

Marchetti (1997) comenta que, devido à escassez de valores de referência confiáveis, não é possível, atualmente, se avaliar adequadamente a qualidade de resultados de K_h a partir de ensaios DMT.



CAPÍTULO 3



ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DO DEPÓSITO

3.1- LOCALIZAÇÃO:

O depósito estudado situa-se no terreno da avenida Dois Rios, nº 128, no bairro do Ibura de Baixo, onde foi construído o Centro de Atividades Sociais do Serviço Social da Indústria (SESI do Ibura), possuindo coordenadas planas $N = 9.103.025$ m ($\phi = 8^{\circ}06' S$) e $E = 286.400$ m ($\lambda = 34^{\circ}56' W$) e pertencendo ao fuso com meridiano central igual a $33^{\circ} W.G.R.$ (folha SC.25-V-A-III/1-NO, MI-1372/1-NO-Recife-Pernambuco). A figura 3.1 apresenta a localização do depósito no mapa da Cidade do Recife:

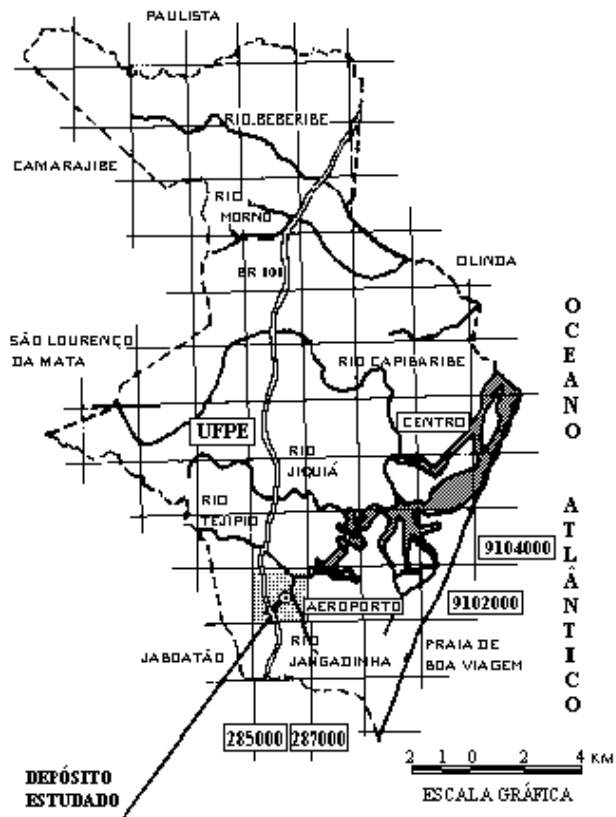


Figura 3.1- Localização do depósito estudado (coordenadas planas, sistema UTM).

Na escolha do local (para pesquisa/Projeto Integrado CNPq), foram considerados os fatores a seguir:

- I) ocorrência de dano em uma edificação que foi levada à ruína total por efeito de ações de origem geotécnica (figuras 3.2 e 3.3);

- II) existência de um perfil geotécnico que evidencia interessante história de deposição, apresentando camadas de argila com elevada espessura (~17 m);
- III) criação de novo local de pesquisas de solos da planície do Recife, em prosseguimento e de forma integrada aos estudos geotécnicos desenvolvidos no Clube Internacional desde meados da década de setenta, e
- IV) proximidade da UFPE, facilidade de acesso e privacidade.

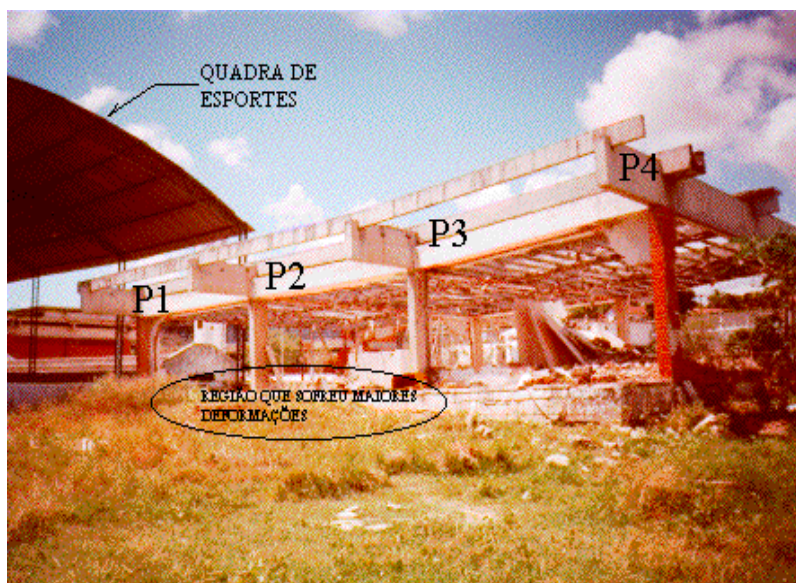


Figura 3.2- Vista do local e da obra danificada.

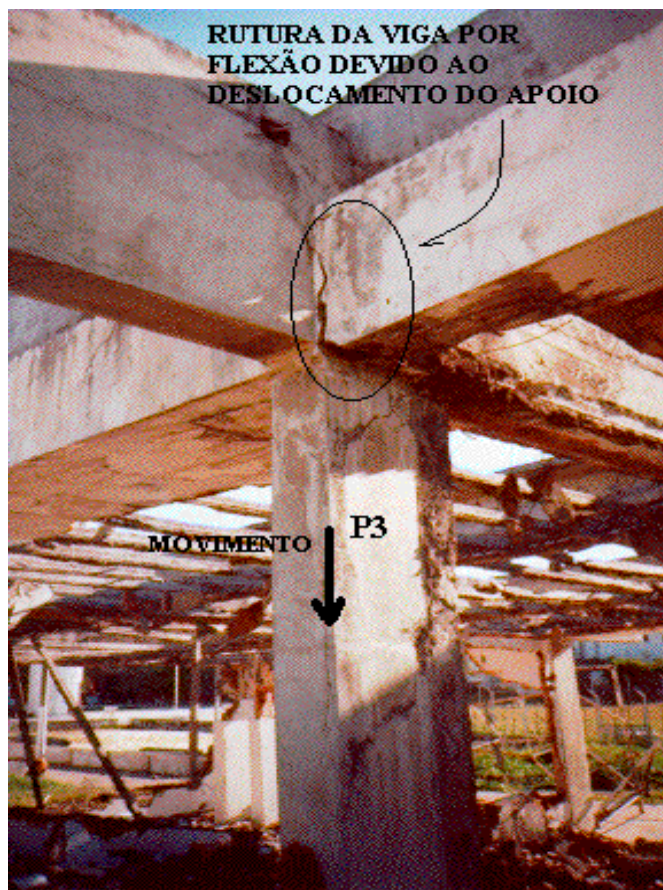


Figura 3.3- Detalhe da ruptura na viga próxima ao apoio intermediário.

3.2- ASPECTOS GEOLÓGICOS:

3.2.1- Formação do depósito:

A planície sedimentar do Recife apresenta uma rica

história de deposição, traduzida em uma ampla variedade de tipos de depósitos, onde as características geotécnicas estão intimamente relacionadas com os agentes que controlam a erosão e deposição que, no caso do ambiente compreendido pela cidade do Recife, foram água (rio e mar), vento, gravidade e organismos.

Geologicamente, conforme mostra a Figura 3.4, a porção de planície é limitada ao oeste pelas rochas do Embasamento Cristalino, encontrando-se ao pé do mesmo depósito da Formação Barreiras, os quais se estendem em duas línguas para leste, sendo a primeira ao norte de Recife, e a segunda ao sul do seu aeroporto (nas proximidades do depósito estudado). Nessa língua sul, aparecem ainda algumas manchas na superfície (Formação Cabo - Colina dos Guararapes), de idade Aptiana, como se comprovou recentemente. A área da planície está preenchida por depósitos de areias e de argilas. Na costa, acham-se ainda os característicos recifes de arenito (LIMA FILHO *et al.*, 1991).

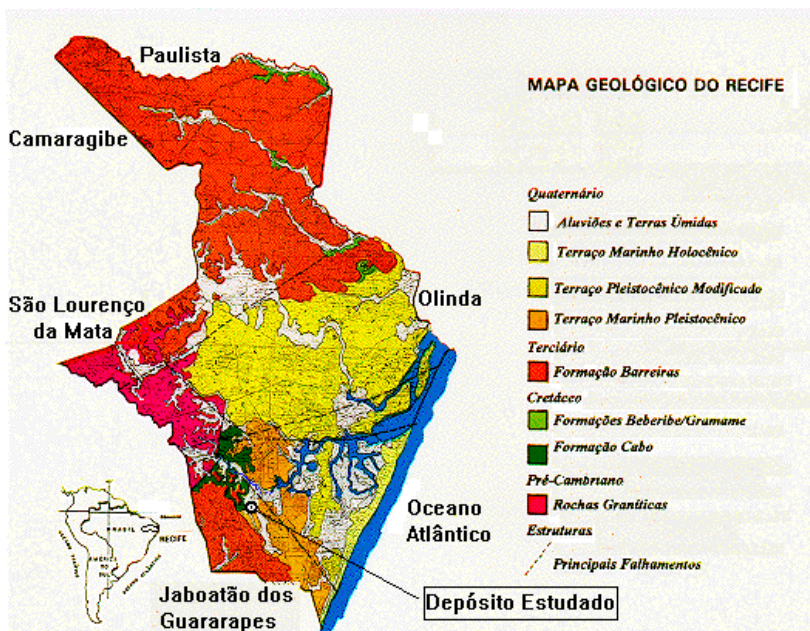


Figura 3.4- Mapa Geológico da cidade do Recife (ALHEIROS *et al.*, 1995).

Para Matos (1987), o lineamento Pernambuco teve grande importância nas formações de diversas bacias sedimentares, sendo o estilo tectónico ao sul desse lineamento bastante diferenciado daquele ao norte dele. A parte meridional pertence à chamada microplaca do Nordeste, como sugerido por Lana e Milani (1986). O movimento rotacional dessa unidade geológica parece ter formado o início da depressão que posteriormente vem a constituir a Bacia do Recife, porém, tal depressão se desenvolveria apenas ao norte do lineamento, sendo toda a parte sul, portanto, apenas um prolongamento da

baía, talvez causada simplesmente pelo efeito da erosão nos sedimentos dispostos na área. A planície do Recife é, assim, um fenômeno complexo tectonicamente, enquanto sua extensão atual é provocada em parte por fenômenos posteriores não tectônicos.

A influência geológica recente mais importante na formação dos depósitos sedimentares na planície do Recife foi a oscilação da linha de costa (variações do nível relativo do mar) combinada a modificações climáticas, com os processos de erosão e deposição de sedimentos condicionados pelos fenômenos cíclicos de transgressão e regressão do mar. Tem sido observado, de longa data, que as flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário foram muito importantes na evolução das planícies costeiras do Brasil (SUGUIO, 1977), principalmente durante os últimos 7000 anos, e são comprovadas por numerosas evidências sedimentológicas, biológicas e pré-históricas. Os terraços arenosos (areias transgressivas) alçados de 6 a 7 m em relação ao nível atual do mar e os bancos de arenito aflorando nas praias do Recife se apresentam como testemunhos do nível relativo do mar mais elevado durante o período Quaternário.

Segundo Suguio *et al.* (1985), o máximo da última transgressão ocorreu por volta de 5.100 anos A.P., quando o mar atingiu o seu nível máximo, (+4,5m, conforme restituição feita no litoral de Santos - Bertioga) em relação ao nível médio

atual, entrando após em uma fase de regressão contínua até o seu nível atual, com emersão, portanto, do continente (exceto por, pelo menos, uma “rápida” oscilação negativa, atribuída a variações no geóide (MARTINS *et al.*, 1985)). Referências de nível próximas ao depósito estudado (RN na Vila do IPSEP), indicam cota média de 4m para a área, aproximadamente igual à máxima altura atingida na época da última transgressão.

Os sedimentos formados na época da última transgressão são constituídos por argilas e areias, ricas em conchas, depositadas em lagunas, baías e estuários, originando a denominação genérica de sedimentos flúvio-lagunares, formados por sedimentação em águas tranqüilas, apresentando argilas levemente pré-adensadas.

A seqüência de eventos ocorrida no Quaternário, após a deposição da Formação Barreiras no Pleistoceno inferior, foi resumida por Suguio *et al.* (1985) da seguinte maneira (mais detalhes na figura 3.5):

- I) transgressão antiga, causando as falésias costeiras, em clima mais úmido;
- II) sedimentação da formação continental pós-Barreiras, em leques aluviais, com clima novamente semiárido;
- III) penúltima transgressão, com máximo de 123.000

anos A.P., erodindo os depósitos continentais anteriores;

- IV) construção de terraços marinhos pleistocênicos, sob condições de regressão marinha;
- V) máximo da última transgressão, com máximo de 5.100 anos A.P., com novas e profundas escavações nos depósitos anteriores;
- VI) construção dos deltas intralagunares;
- VII) construção dos terraços marinhos holocênicos, novamente sob condições regressivas.

Durante a fase de máximo da última transgressão, o relevo dissecado, superimposto aos terraços pleistocênicos, bem como aos sedimentos da formação barreiras, foi invadido pelo mar. Ao afogamento das planícies costeiras pleistocênicas, seguiu-se o desenvolvimento de ilhas-barreiras que isolaram restos de terraços marinhos pleistocênicos do contato com o mar aberto. Atrás dessas ilhas-barreiras instalaram-se lagunas. O abaixamento do nível do mar, subsequente ao máximo transgressivo de 5.100 anos A.P., levou à construção de terraços marinhos a partir das ilhas barreiras originais.

O abaixamento do nível do mar transformou as lagunas primeira em lagoas e, finalmente, em pântanos. A base dos terraços internos e externos constituiu-se como um ambiente propício à formação

de depósitos argilosos de origem lagunar, apresentando graus de consolidação diferentes em função, principalmente, da idade. Da mesma maneira, entre as diferentes gerações de terraços arenosos e nas zonas baixas, erodidas nos terraços internos, podem existir zonas importantes de sedimentos argilosos contendo conchas de moluscos lagunares.

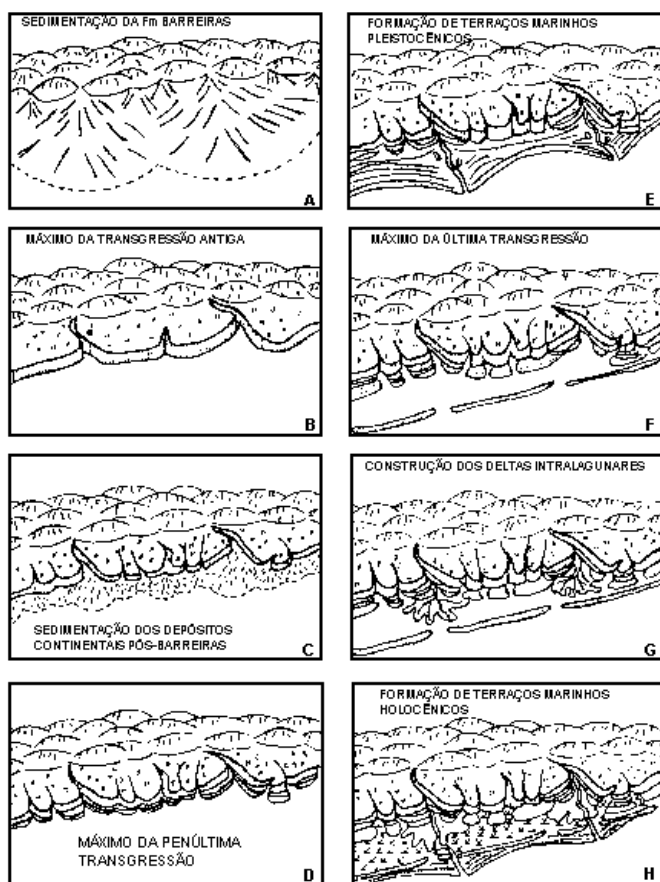


Figura 3.5- Estágios evolutivos da sedimentação costeira durante o fim do Terciário e o Quaternário, no trecho do litoral brasileiro entre Macaé (RJ) e Recife (PE) (SUGUIO, 1988).

O depósito que é objeto de investigação neste trabalho caracteriza-se geologicamente por estar compreendido no domínio dos dois terraços marinhos originados durante a última transgressão (Pleistocênico) e a última regressão (Holocênico) do mar, sendo formado em ambiente flúvio-lagunar e de mangue, localizando-se em posição mais baixa, relacionando-se com a atuação de antigos canais de maré, que cortam e ligam os terraços, recebendo também, provavelmente, sedimentos finos e não consolidados oriundos de zonas de retrabalhamento do Barreiras e da Formação Cabo.

Pedologicamente, os solos desenvolvidos em ambientes flúvio-lagunares e de mangue geralmente se apresentam segundo horizontes Glei ou Sálícos. Os solos classificados como Glei ocorrem em áreas baixas, com relevo plano, geralmente nas porções terminais de alguns rios, apresentando perfil com sequência A-C, com o lençol d'água muito próximo à superfície, havendo má drenagem e acúmulo de matéria orgânica.

Os solos indiscriminados de mangue (sálícos) ocorrem no litoral, geralmente próximos às desembocaduras de rios, sob influência do movimento das marés. São solos ou muito pouco ou não desenvolvidos, gleizados, mal drenados, com alto conteúdo de sais provenientes da água do mar (que atuando como aceleradores da sedimentação do material

argiloso) e de compostos de enxofre, que se formam nestas áreas sedimentares baixas e alagadas, onde há ocorrência de matéria orgânica, proveniente da decomposição das plantas de mangues e de outras atividades biológicas. Os solos gleizados caracterizam-se também por serem originados, geralmente, a partir de sedimentos argilo-arenosos não consolidados em mistura com sedimentos orgânicos do Holoceno.

A importância da ação antrópica na conformação atual do depósito é sentida, principalmente, na realização de sucessivos aterros, realizados no propósito de se preparar o terreno tendo em vista a sua utilização como suporte a fundações de edifícios e outras obras de engenharia.

A iniciativa em aterrar-se o terreno está em consonância com a secular e generalizada prática dos aterros na cidade do Recife, que teve início durante a colonização holandesa, estimando-se o volume total de aterro mobilizado em 25 milhões de metros cúbicos ao longo de quatro séculos (GUSMÃO FILHO, 1995).

3.2.2- Geomorfologia da região

Segundo trabalhos do projeto RADAM, onde foi adotado o esquema de subdivisão em grandes domínios geomorfológicos, em escala 1:1.000.000 (PRATES *et al.*,1981; NOU *et al.*,1983), o estado de Pernambuco apresenta, além de aluviões costeiros, nove regiões

morfogenéticas, que se estendem também nos Estados vizinhos.

O relevo da faixa sedimentar costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e litoral oriental do Rio Grande do Norte pode ser dividido em três grandes unidades (MABESOONE *et al.*, 1991):

I) tabuleiros costeiros, que ocorrem principalmente na zona litorânea entre Recife e Natal;

II) colinas mais ou menos arredondadas, aparecendo na faixa sub-litorânea entre Recife e Natal, estendendo-se até a costa sul de Recife, e

III) áreas baixas nos vales fluviais e ao longo da costa.

A faixa litorânea constitui uma zona quente e úmida, onde ocorre o predomínio do intemperismo nas alterações, o que caracteriza a região morfogeneticamente. Essas alterações transformaram as rochas (granitos, gnaisses, micaxistos e basaltos) em material móvel, rico em argila. A modelagem do relevo nessas regiões se desenvolve, principalmente, por ação de processos de escorregamento e rastejamento, notados também nas argilas que se acumulam no fundo dos vales.

A região estudada pode ser situada na unidade morfológica denominada “Planícies Baixas”, onde estão incluídas as planícies marinhas e flúvio-marinhas quaternárias, bem como

os campos de dunas que cobrem parte dos tabuleiros costeiros. As planícies flúvio-marinhas se apresentam nas embocaduras dos rios principais, sendo geralmente colmatadas por material argiloso, onde ocorrem manguezais.

3.3- SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT):

Campanhas de sondagem a percussão (*Standard Penetration Testing* - SPT) foram realizadas por duas empresas de geotecnia de Recife, totalizando 11 furos, que propiciaram a definição de perfis e seções transversais sempre importantes no auxílio na análise de problemas de natureza geotécnica. A execução da sondagem e determinação do índice de resistência à penetração (N) foram feitos segundo o que dispõe a Norma NBR-6484/80, que trata do método brasileiro de execução de sondagens de simples reconhecimento. Os métodos de perfuração empregados foram o trado concha (até a profundidade de 1m), circulação d'água (até alcançar camadas de solo com consistência mole) e circulação com lama bentonítica (no corpo da camada de solo argiloso).

Para a determinação de N, foi utilizado o amostrador SPT tipo Raymond de 2" (Terzaghi-Peck), peso de 65kg e altura de queda de 75cm. O furo de sondagem SP-8 (Figura 3.7) foi o que mais se aproximou dos pontos onde foram realizados os ensaios DMT e as amostragens em tubos "Shelby".



Figura 3.6- Execução do ensaio SPT nas proximidades do local de estudo.

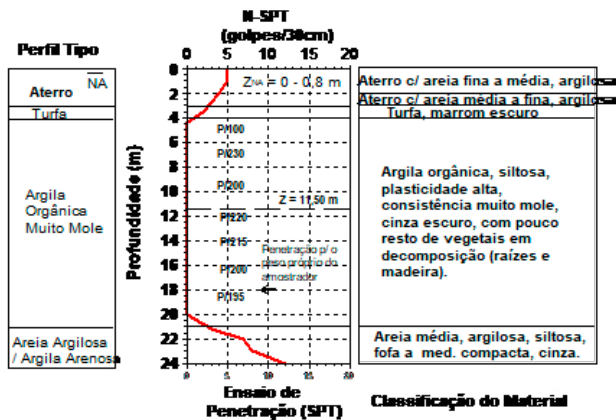


Figura 3.7- Perfil para ensaio SPT realizado no depósito estudado (Furo SP-8).

Pode-se observar, então, que no local ocorre primeiramente uma camada de aterro com pouco mais de 3m de espessura, aparecendo o nível d'água a 0,80m de profundidade (na data de início de ensaio). Abaixo da camada de aterro, observa-se um estrato de material turfoso com menos de 1m de espessura. A camada seguinte é classificada como argila orgânica mole, bastante espessa (cerca de 17m), apresentando poucos veios de areia fina, boa presença de fragmentos de conchas e poucos restos de vegetais em decomposição (raízes e madeira). A seção AA' (Figura 3.9), combinada com os perfis SP-VII e SP-1 (Apêndice D) possibilitam uma boa avaliação da estratigrafia do local onde foram realizados os ensaios.

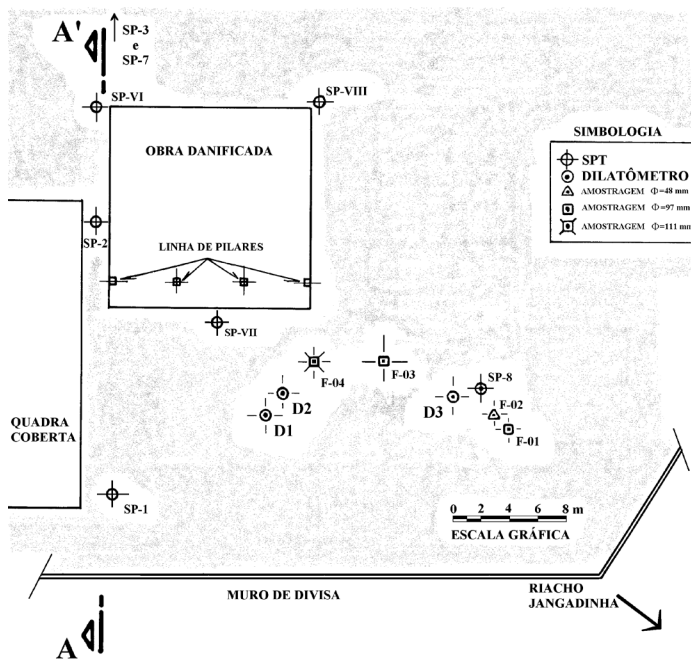


Figura 3.8- Localização dos furos de sondagem SPT e para coleta de amostras.

O furo SP-1 (Anexo D) parece indicar que ocorre um aumento na consistência do solo nos últimos 2m da camada de argila orgânica. Aproximadamente aos 21 m de profundidade, pode-se observar que o solo passa a se apresentar como areno-argiloso, com marcante presença de argila no furo SP-1, possuindo compacidade elevada. O furo SP-8 indica a presença de solo arenoso com granulometria mais grossa e com compacidade de baixa a média. O limite de sondagem se deu a cerca de 25m de profundidade.

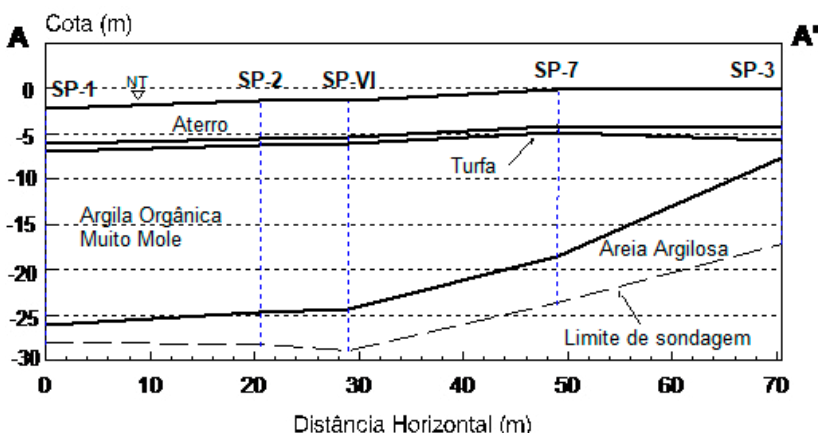


Figura 3.9- Seção transversal AA'.

O perfil representativo para o depósito de argila estudado (para a região onde foram realizados os ensaios e coletas de amostras), considerando as informações contidas em relatórios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) realizadas no local, apresenta-se, portanto, com espessura média de 17 m, situando-se sob camadas de aterro e turfa

com, respectivamente, 3 e 1m de espessura média. Abaixo da camada de argila existem estratos areno-argilosos, com compactidade variando de baixa a elevada. Os ensaios de penetração à percussão realizados indicaram a presença de um depósito de argila com consistência muito mole, com índice de resistência à penetração de até 2,3m para o peso próprio do amostrador.

3.4- ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE LABORATÓRIO:

Para as comparações com os resultados obtidos a partir dos ensaios dilatométricos realizados, foram desenvolvidas campanhas de amostragem e diversos ensaios geotécnicos de laboratório.

Os trabalhos de laboratório foram realizados pela equipe da área de geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, fazendo parte de Projeto Integrado de Pesquisa - CNPq “Estudos Geotécnicos dos Solos da Planície do Recife/Construção de Aterros sobre Solos Moles”, sob a coordenação do Prof. Roberto Quental Coutinho.

3.4.1- Amostragem

Os processos de amostragem do solo foram desenvolvidos em conformidade com a norma NBR9820 (coleta de amostras indeformadas em solos de baixa consistência em furos

de sondagem), sendo realizados cinco furos, durante três campanhas.

Na primeira campanha de amostragem (furos F-01 e F-02), foram coletadas 31 amostras, 5 delas utilizando-se o amostrador de tubo aberto tipo “Shelby” de parede fina com ponta biselada, diâmetro interno médio da ordem de 100 mm, com encaixe para cabeça rosqueada, dotada de válvula de retenção para impedir a formação de coluna d’água sobre a amostra. O segundo furo (F-02) foi executado com amostrador de 48 mm de diâmetro interno médio e comprimento de 45-55 cm, sendo coletadas 26 amostras para utilização apenas em ensaios de caracterização.

Na segunda campanha de amostragem (furo F-03), foram coletadas cinco amostras utilizando-se tubos “Shelby” com as mesmas características dos empregados na primeira campanha (furo F-01).

Para a terceira campanha, no intuito de se obter amostras de melhor qualidade, foi empregado amostrador de parede fina com ponta biselada, diâmetro interno médio de 111 mm, dotado de pistão estacionário, desenvolvido no Projeto Integrado CNPq. Nessa última campanha, foram coletadas doze amostras (furos F-04 e F-05).

3.4.1.1- Primeira campanha de amostragem

O primeiro furo (F-01) foi executado utilizando-se amostrador com diâmetro interno médio da ordem de 100 mm e comprimento de 80 cm, sendo coletadas 5 amostras para a utilização em ensaios de caracterização, de adensamento oedométrico e de compressão triaxial (UU).

O procedimento utilizado para a coleta de amostras em F-02 foi o furo contínuo, de 3,00 a 19,45m. A discriminação das amostras com respectivas profundidades para cada furo consta nas tabelas 3.1 e 3.2.

Tabela 3.1- Identificação das amostras (furo F-01).

Amostras (furo F-01)	
Amostra	Prof. (m)
AM-01	3,80 - 4,53
AM-02	6,80 - 7,53
AM-03	7,80 - 8,53
AM-04	9,50 - 10,23
AM-05	11,50 - 12,23

Tabela 3.2- Identificação das amostras (furo F-02).

Amostras (furo F-02)					
Amostra	Prof. (m)	Amostra	Prof. (m)	Amostra	Prof. (m)
AM-01	3,00 - 3,45	AM-10	7,05 - 7,50	AM-19	12,15 - 12,50
AM-02	3,45 - 3,90	AM-11	7,50 - 7,95	AM-20	13,20 - 13,65
AM-03	3,90 - 4,35	AM-12	7,95 - 8,50	AM-21	14,00 - 14,45
AM-04	4,35 - 4,80	AM-13	8,50 - 8,90	AM-22	15,00 - 15,55
AM-05	4,80 - 5,25	AM-14	8,90 - 9,45	AM-23	16,00 - 16,45
AM-06	5,25 - 5,70	AM-15	9,45 - 10,00	AM-24	17,45 - 17,90
AM-07	5,70 - 6,15	AM-16	10,00 - 10,55	AM-25	18,00 - 18,45
AM-08	6,15 - 6,60	AM-17	10,55 - 11,10	AM-26	19,00 - 19,45
AM-09	6,60 - 7,05	AM-18	11,10 - 11,65	#	#

O procedimento básico utilizado para a obtenção das amostras consistiu das seguintes etapas:

- I) abertura do furo com 150mm de diâmetro até a profundidade da amostragem, tomando-se todo o cuidado com a limpeza adequada do furo. Revestimento do furo até 50 cm acima do nível de amostragem, realizado até a profundidade de aproximadamente 6 m;
- II) introdução do conjunto: amostrador, cabeça de fixação e haste de extensão, no furo, até a profundidade de amostragem;
- III) cravação estática do amostrador, no solo, sob pressão contínua, a uma velocidade moderada e constante, até o comprimento do amostrador menos 5cm;
- IV) espera de no mínimo 10 minutos para equalização de tensões. Em seguida, rotação de 3 ou mais voltas no conjunto para ele ser sacado cuidadosamente;
- V) remoção, na superfície, da cabeça de encaixe e colocação de camada de parafina com 1 cm (mínimo) de espessura sobre ambas as extremidades;

- VI) transporte da amostra, acondicionada devidamente, até o laboratório, evitando-se ao máximo impactos, e
- VII) colocação das amostras em câmara úmida, onde permaneciam até a utilização para a realização dos ensaios.

Apesar de todos os cuidados tomados durante os procedimentos de amostragem para o furo F-01, a obtenção de amostras de qualidade boa a regular só foi possível até a profundidade de aproximadamente 12m, devido a dificuldades em relação às operações de retirada do amostrador, visto que o material coletado, por ter pouca consistência, tendia a fluir do interior do tubo.

Para a realização da coleta de amostras indeformadas ao longo do corpo da segunda camada de argila ficou decidido, então, que seria efetivada em uma posterior campanha de amostragem.

3.4.1.2- Segunda campanha de amostragem:

Para o desenvolvimento da segunda campanha de amostragem, foi utilizado o amostrador “Shelby”, de 100 mm de diâmetro interno médio, realizando-se um furo (F-03) próximo ao local onde foi realizada a primeira campanha.

Foram coletadas cinco amostras para a utilização em ensaios

de caracterização, de adensamento e de compressão triaxial (UU), procurando-se seguir os mesmos procedimentos básicos considerados durante a primeira campanha. A discriminação das amostras com respectivas profundidades para cada furo consta na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Identificação das amostras (furo F-03).

Amostras (furo F-03)	
Amostra	Prof. (m)
AM-01	4,50 - 5,30
AM-02	7,00 - 7,80
AM-03	13,00 - 13,80
AM-04	16,50 - 17,30
AM-05	18,00 - 18,80

Foram coletadas, portanto, três amostras (AM-03, AM-04 e AM-05) em profundidades superiores às obtidas no desenvolvimento da primeira campanha apresentando, porém, de forma geral, qualidade inferior às da campanha anterior. A má qualidade das amostras (principalmente AM-01 e AM-02) se deve, provavelmente, à combinação dos fatores tendência a fechamento rápido e limpeza deficiente dos furos, visto que se observou na extração da amostra uma grande presença de material de aterro (areia média e pedregulho) e turfa, além de bolsões de água e da aparência amolgada da amostra. As amostras desta campanha não foram consideradas neste trabalho para as análises de resultados.

3.4.1.3- Terceira campanha de amostragem:

Na terceira campanha de amostragem, foram realizados dois furos (F-04 e F-05) nas proximidades dos locais onde se desenvolveram as duas outras campanhas. Nesta, foi utilizado o tubo amostrador com pistão estacionário com 111mm de diâmetro interno e comprimento médio de 100cm, sendo coletadas doze amostras (onze no furo F-04 e uma no furo F-05). Das amostras coletadas, sete foram consideradas nos estudos deste trabalho: cinco amostras (AM-06, AM-07, AM-08, AM-09 e AM-11) situadas no corpo da segunda camada (de 11,5 a 21,0m) e as amostras AM-01 e AM-02 na primeira camada.

O equipamento utilizado na campanha (tubo amostrador de parede fina, de aço inoxidável, com pistão estacionário) foi desenvolvido na Área de Geotecnia/UFPE - Projeto Integrado CNPq e foi objeto de teste na segunda campanha de amostragem (furo F-03), em que foram verificados os ajustes necessários ao bom desempenho do equipamento, principalmente no que se refere aos dispositivos de fixação do pistão na posição estacionária. Foram testados três tipos de dispositivos de fixação, a saber: alça para prender as hastes internas utilizando a corda do martelo do tripé de sondagem, conjunto de duas travas tipo braçadeira e sistema de encaixe por rosca no cabeçote do amostrador (este não foi utilizado nos procedimentos de amostragem por motivos operacionais).

Na definição das medidas do tubo amostrador, foi respeitado o que dispõe a NBR-9820, conferindo valores para a relação de folga interna (C_i), para o índice de área (C_a) e ângulo do bisel (α) dentro dos limites estabelecidos pela Norma. A tabela 3.4 resume as medidas básicas admitidas na concepção do tubo amostrador empregado.

Os procedimentos seguidos foram operacionalmente bastante simples, sendo rapidamente assimilados pelos integrantes da equipe que participou dos trabalhos de amostragem, apesar da inexperiência com a técnica de amostragem com pistão estacionário. Todas as etapas dos trabalhos foram realizadas de forma eficiente, sem maiores problemas dignos de nota.

Tabela 3.4- Dimensões do tubo amostrador utilizado na terceira campanha.

Medidas	Valores empregados	Valores recomendados pela NBR 9820
Diâmetro interno (D_3)	111,3 mm	***
Diâmetro externo (D_2)	114,3 mm	***
Espessura (e)	1,5 mm	***
Relação de folga interna (C_i)	0,9%	>0,5 % e <1 %
Índice de área (C_a)	7,36%	≤10%
Ângulo do bisel (α)	7°	>5° e <10°
Diâmetro interno no bisel (D_1)	110,31 mm	***
obs: $C_i = (D_3 - D_1) / D_1$ $C_a = (D_2^2 - D_1^2) / D_1^2$ O comprimento médio dos tubos foi de 1000mm		

A discriminação das amostras com respectivas profundidades para cada furo consta na tabela 3.5.

Tabela 3.5- Identificação das amostras (furos F-04 e F-05).

Amostras (furo F-04)⁽¹⁾			
Amostra	Prof. (m)	Amostra	Prof. (m)
AM-01*	4,60 - 5,32	AM - 07*	13,60 - 14,50
AM-02*	5,90 - 6,65	AM - 08*	15,00 - 15,70
AM-03	7,60 - 8,50	AM - 09*	16,60 - 17,50
AM-04	9,10 - 10,00	AM - 10	18,00 - 18,90
AM-05	10,60 - 11,50	AM - 11*	19,10 - 20,00
AM-06*	12,10 - 13,00	AM - 12 ⁽²⁾	7,10 - 8,00
Observações:			
(1) As amostras com asterisco foram analisadas neste trabalho.			
(2) Amostra coletada em furo a parte (F-05)			

Convém ressaltar que alguns resultados obtidos em ensaios de laboratório utilizando-se as amostras AM-3, AM-5 e AM-10 (principalmente S_u e OCR) foram empregados em análises e comparações com resultados obtidos a partir de ensaios dilatométricos, no objetivo da melhor definição de perfis para referência.

Quanto a sugestões para a melhoria do equipamento empregado, considerando as dificuldades encontradas na execução dos trabalhos, podem-se citar as seguintes:

- I) aumentar a altura do tripé de sondagem, para possibilitar o “corte” das hastes a 3,0 m, ou mais;
- II) utilizar haste sem luva para o pistão, para não haver

bloqueio na sua passagem, através do cabeçote;

- III) estudar modificações no sistema de encaixe do pistão no cabeçote do amostrador, e
- IV) preparar braçadeira especial para utilizar quando surge uma luva das hastes internas na posição de travar.

A Figura 3.10 mostra a forma de utilização do dispositivo de fixação do pistão na posição estacionária por meio de braçadeiras.



Figura 3.10- Procedimento para fixação da haste do pistão estacionário.

3.4.2- Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados de forma a se ter um conjunto de informações bastante representativo e diversificado, haja vista o caráter de pioneirismo deste trabalho de pesquisa em relação ao local escolhido para os estudos. Os resultados apresentados neste trabalho foram obtidos durante campanhas de ensaios de laboratório desenvolvidos na área de Geotecnia (DEC-UFPE) mediante, projeto integrado CNPq.

Para a caracterização dos solos encontrados foram feitas, portanto, as seguintes determinações: análise granulométrica, limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), umidade natural (W_n), grau de saturação (S), peso específico natural (γ), densidade dos grãos (δ) e teor de matéria orgânica (MO), realizados em conformidade com as metodologias descritas nas normas e métodos da ABNT, da COPPE/UFRJ e IPA (para determinação do teor de matéria orgânica), devendo-se registrar que:

- I) nas determinações do teor de umidade, procurou-se utilizar um mínimo de 40g de peso úmido da amostra, sendo empregada a temperatura de 105-110 °C em tempos de permanência de 24 horas;
- II) nos ensaios de limites de Atterberg, foi tomado o cuidado de retirar restos vegetais e fragmentos de

conchas quando encontrados e de evitar a secagem prévia do material;

- III) os ensaios para determinação do teor de matéria orgânica foram realizados segundo dois métodos, perda por aquecimento e químico, estando relatados no item 3.6 (estudos e ensaios complementares) deste trabalho.

As amostras coletadas nos furos F-01, F-03 e F-04 ($\phi = 100$ e 111mm) originaram, cada uma, dois corpos de prova que foram utilizados em ensaios de compressão triaxial e em ensaios de adensamento oedométrico, sendo realizados também ensaios de caracterização para a definição das condições iniciais dos corpos de prova. Os corpos de prova referentes à amostragem contínua realizada no furo F-02 ($\phi = 48\text{mm}$) foram colhidos na porção média do amostrador, sendo utilizados apenas para ensaios de caracterização, excluindo-se os ensaios de determinação do grau de saturação, do peso específico natural e do teor de matéria orgânica.

As tabelas 3.6 e 3.7 apresentam os valores resultantes dos ensaios de caracterização realizados com as amostras coletadas nos furos F-01 a F-04, compreendendo resultados de ensaios para determinação da composição granulométrica, do teor de umidade natural, dos limites de Atterberg, dos pesos específicos aparentes e das partículas sólidas do solo.

As figuras 3.11 a 3.14 procuram apresentar a variação dos índices físicos com a profundidade, a faixa de distribuição das curvas granulométricas para o solo estudado e a avaliação em relação à carta de plasticidade e atividade da fração argila (para $\phi < 2\mu\text{m}$).

Tabela 3.6- Índices físicos para as amostras do furo F-02 (48 mm).

ÍNDICES FÍSICOS PARA AMOSTRAS COLETADAS													
FURO F-02													
Identificação		Comp. Granulométrica (%)						Umidades				Peso Específico	
Amostra	Z _{médio} (m)	Pedr.	Areia			Silte	Arg.	(%)				γ (kN/m ³)	δ
			G	M	F			LL	LP	IP	W _n		
AM-01	3,23	*	*	*	*	*	*	*	*	*	155,50	*	*
AM-02	3,68	*	*	*	*	*	*	204,00	126,58	77,42	326,05	*	*
AM-03	4,13	0	0	1	10	22	67	148,20	62,86	85,34	116,55	*	2,424
AM-04	4,58	0	0	0	1	24	75	162,00	56,61	105,39	*	*	2,510
AM-05	5,03	0	0	0	8	29	63	154,40	65,23	89,17	133,43	*	2,472
AM-06	5,48	0	0	0	5	20	75	155,75	63,67	92,08	*	*	2,550
AM-07	5,93	0	0	1	12	11	76	154,80	60,90	93,90	135,92	*	2,513
AM-08	6,38	0	0	1	17	23	59	160,00	48,94	111,06	*	*	2,540
AM-09	6,83	0	0	0	11	22	67	163,24	54,14	109,07	154,10	*	2,486
AM-10	7,28	0	0	0	12	21	67	219,00	93,26	125,74	154,06	*	2,503
AM-11	7,73	0	0	0	8	21	71	159,00	71,43	87,57	153,45	*	2,730
AM-12	8,23	0	0	0	0	28	72	159,20	53,58	105,62	212,24	*	2,540
AM-13	8,70	0	0	0	10	18	72	163,30	65,36	97,94	171,83	*	2,555
AM-14	9,18	0	0	0	14	20	66	173,50	56,96	116,54	178,16	*	2,560
AM-15	9,73	0	0	0	11	16	73	154,78	56,74	98,04	124,21	*	2,516
AM-16	10,28	0	0	0	5	21	74	147,25	57,18	90,07	144,55	*	2,600
AM-17	10,83	0	0	0	13	20	67	149,60	48,37	101,23	155,61	*	2,541
AM-18	11,33	0	0	1	6	15	78	135,15	58,30	76,85	141,43	*	2,530
AM-19	12,33	0	0	1	4	42	53	88,20	38,80	49,40	62,46	*	2,510
AM-20	13,43	0	0	0	12	29	59	85,50	31,64	53,86	66,56	*	2,670

AM-21	14,23	0	0	0	6	21	73	104,13	44,87	59,25	92,00	*	2,560
AM-22	15,28	0	0	0	10	23	67	91,80	31,87	59,93	79,60	*	2,650
AM-23	16,23	0	0	0	7	27	66	102,00	40,87	61,13	79,46	*	2,630
AM-24	17,68	0	0	0	8	35	57	93,70	42,96	50,74	*	*	2,630
AM-25	18,23	0	0	0	6	20	74	105,70	57,60	48,10	84,02	*	*
AM-26	19,23	0	0	0	7	21	72	98,00	41,27	56,73	75,99	*	2,620

Tabela 3.7- Índices físicos para as amostras dos furos F-01 e F-03 (100mm) e F-04 (111mm).

ÍNDICES FÍSICOS PARA AMOSTRAS DOS FUROS F-01, F-03 E F-04														
FURO F-01														
Identificação			Comp. Granulométrica (%)						Umidades (%)				Peso Específico	
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	Pedr.	Areia			Silte	Arg.	Umidades (%)				γ (kN/m ³)	δ
				G	M	F			LL	LP	IP	W _n		
AM-01	1	4,16	0	0	0	4	18	78	167,05	79,15	87,90	115,68	13,29	2,425
	2	“	0	0	0	13	23	64	167,00	80,73	86,27	118,90	13,50	2,375
AM-02	1	7,16	*	*	*	*	*	*	*	*	*	158,23	13,00	2,420
	2	“	*	*	*	*	*	*	148,00	52,00	96,00	156,22	12,91	2,460
AM-03	1	8,16	0	0	0	17	23	60	194,50	70,31	124,19	149,21	13,01	2,530
	2	“	0	0	0	17	28	54	235,30	87,39	147,91	192,46	12,06	2,380
AM-04	1	9,86	0	0	1	7	21	72	157,80	62,29	95,51	157,55	12,74	2,500
	2	“	0	0	0	7	21	72	157,80	62,29	95,51	153,37	12,88	5,540
AM-04	3	“	*	*	*	*	*	*	136,50	*	*	138,23	13,89	*
	4	“	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	4	“	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
AM-05	1	11,86	*	*	*	*	*	*	*	*	*	97,26	14,55	2,540
	2	“	0	0	0	12	26	62	89,40	33,90	55,50	97,26	14,11	2,540
FURO F-03														
Identificação			Comp. Granulométrica (%)						Umidades (%)				Peso Específico	
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	Pedr.	Areia			Silte	Arg.	Umidades (%)				ρ (kN/m ³)	δ
				G	M	F			LL	LP	IP	W _n		
AM-01	1	4,90	2	2	11	8	19	58	122,50	50,21	72,29	116,47	13,89	2,366
	2	“	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

AM-02	1	7,40	2	2	8	5	16	67	152,70	60,60	92,10	143,60	13,15	2,472
	2	“	4	1	3	5	16	71	169,40	39,39	130,01	*	13,29	2,291
AM-03	1	13,40	0	0	1	9	21	69	94,40	42,61	51,79	99,87	14,38	2,590
	2	“	0	1	1	9	22	67	86,60	31,41	55,19	*	14,48	2,615
AM-04	1	16,90	*	*	*	*	*	*	84,40	39,57	44,83	*	14,26	2,590
	2	“	0	0	1	13	20	66	86,80	37,82	48,98	81,07	14,70	2,680
AM-05	1	18,40	3	0	1	12	21	63	87,10	44,30	42,80	87,47	14,85	2,620
	2	“	0	0	1	9	28	62	98,50	39,15	59,35	85,95	14,55	2,650
FURO F-04														
Identificação			Comp. Granulométrica						Umidades				Peso Específico	
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	Pedr.	Areia (%)			Silte	Arg.	Umidades (%)				γ	δ
				G	M	F			LL	LP	IP	W _n		
AM-01	1	5,00	0	1	1	2	22	74	156,25	70,95	85,55	131,50	13,09	2,514
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	133,30	13,38	*
AM-02	1	6,27	3	1	1	4	16	75	170,00	59,86	110,14	176,30	12,70	2,53
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	177,1	13,19	*
AM-06	1	12,55	0	0	1	9	21	69	96,00	38,14	57,86	91,78	14,80	2,64
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	88,03	14,50	*
AM-07	1	14,05	0	0	0	13	28	59	79,40	38,09	41,31	71,21	15,24	2,64
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	71,39	15,58	*
AM-08	1	15,45	0	0	0	11	27	62	89,50	36,08	53,42	79,04	15,00	2,62
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	80,13	14,90	*
AM-09	1	17,05	0	0	0	11	24	65	82,50	36,87	45,63	72,04	15,52	2,64
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	74,35	15,53	*
AM-11	1	19,55	0	0	0	23	20	57	101,20	44,03	57,17	80,75	14,07	2,53
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	80,87	14,50	*

É conveniente ressaltar que a realização do furo contínuo para amostragem (F-02; $\phi = 48\text{mm}$) foi de grande importância no estudo do depósito, pelo fato de possibilitar a definição de perfis para composição granulométrica, umidades (w_n , LL e LP) e densidade das partículas (δ) muito representativos. Perfis de umidade natural e limites de consistência, particularmente, foram muito úteis na definição da diferenciação existente entre as duas camadas para o depósito de argila estudado.

A primeira camada definida (4,0 a 11,5m), sendo caracterizada por apresentar valores para o limite de liquidez e umidade natural de quase o dobro dos apresentados na parte inferior do depósito, apresenta-se com consistência inferior à apresentada pela segunda camada (11,5 a 21m), que também se apresenta com consistência muito mole, conforme mostra a figura 3.9. O maior valor para o teor de umidade natural para a primeira camada propicia a ocorrência de um menor valor para o peso específico aparente para o solo (em média $13,1\text{kN/m}^3$), que apresenta o valor de $14,7\text{kN/m}^3$ como a média para a segunda camada. Quanto à densidade das partículas sólidas do solo, ocorre também boa diferenciação para os valores médios apresentados para as duas camadas definidas, sendo os valores de 2,49 e 2,61 característicos, respectivamente, para as camadas 1 e 2.

As faixas de distribuição das curvas de composição granulométrica (Figura 3.12) e o perfil para a presença das frações areia, silte e argila (Figura 3.11) indicam não haver uma diferença representativa quanto à granulometria para as duas camadas do depósito estudado, que se apresenta marcadamente argiloso.

A presença de matéria orgânica, determinada em conformidade com os métodos da queima (por ignição) e químico (procedimentos segundo EMBRAPA/COPPE e IPA), foi mais importante nos extremos superior e inferior do depósito, atingindo teor de matéria orgânica (TMO) máximo de aproximadamente 12%.

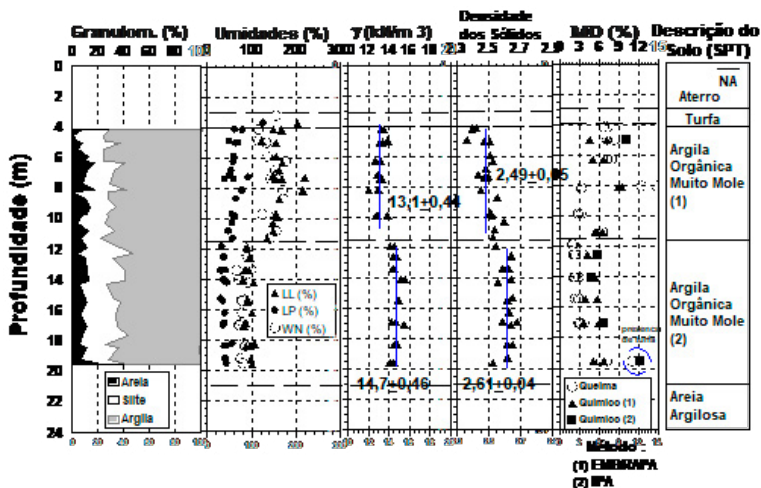


Figura 3.11- Variação de índices físicos com a profundidade.

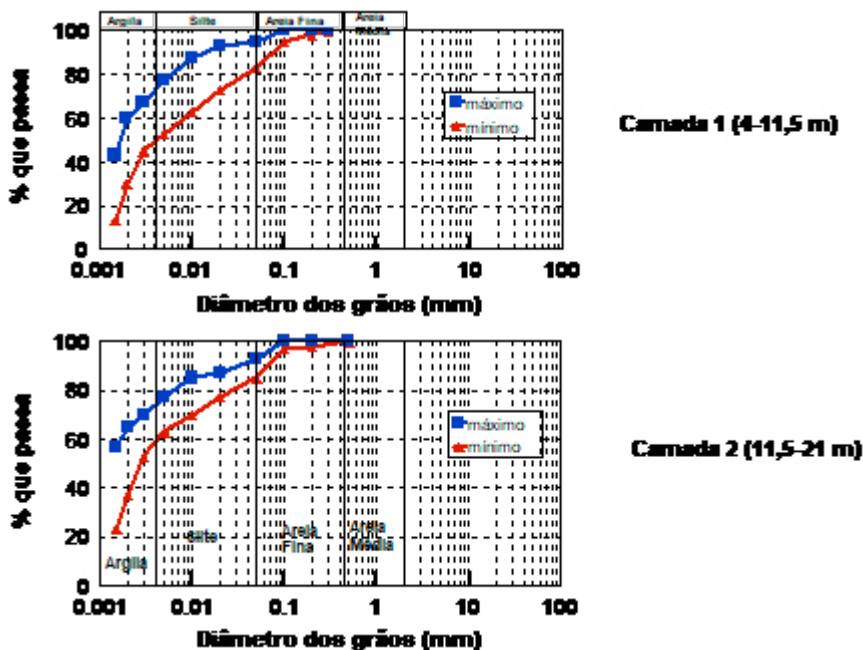


Figura 3.12- Faixas de distribuição das curvas de composição granulométrica para as duas camadas do depósito estudado.

É interessante observar que boa parte da primeira camada do depósito apresenta índice de liquidez igual ou superior à unidade (Figura 3.13), conferindo-lhe baixíssima consistência. A Figura 3.13 mostra, ainda, que a parte superior do depósito (camada 1), apresenta índice de plasticidade médio (97,5%) bastante superior que a camada 2 (IP médio de 52,6%), possuindo fração argilosa ($\phi < 2\mu\text{m}$) capaz de conferir-lhe comportamento ativo ($A_c > 1,25$).

A utilização da carta de plasticidade (IP x LL) e a apresentação dos valores para a atividade da argila na sua forma gráfica [$\text{IP} (\%) \times \phi (\%) < 2\mu\text{m}$] reforçaram ainda mais a diferenciação existente entre as duas camadas definidas no depósito estudado (figura 3.14). A disposição dos valores para o índice de plasticidade e limite de liquidez na carta de plasticidade indicam que a camada 1 mostra-se com uma maior compressibilidade, mostrando menor homogeneidade nos valores apresentados quando comparados com os valores para a camada 2.

Os pontos plotados na carta acompanham aproximadamente a “linha A” [$\text{IP} = 0,73 \cdot (\text{LL} - 20)$], com certa tendência a se situarem em regiões características de solos com alta compressibilidade e argilas orgânicas. Observa-se na representação gráfica para a atividade da argila que para as duas camadas tem-se uma semelhante faixa de amplitude para a fração argilosa [$\phi (\%) < 2\mu\text{m}$], ocorrendo um deslocamento

dos pontos referentes à camada 1 para regiões características de argilominerais com índice de atividade (Ac) maior que 1,25 devido aos maiores valores para o índice de plasticidade nestes pontos, conforme mostra a Figura 3.14.

A possibilidade da ocorrência de argila com comportamento ativo, a marcante diferenciação nos valores apresentados para umidade natural e limite de liquidez, aliados à diferença para os valores médios do peso específico das partículas para as duas camadas definidas consistem em elementos motivadores à posterior investigação a respeito da mineralogia/estrutura da argila presente no solo estudado.

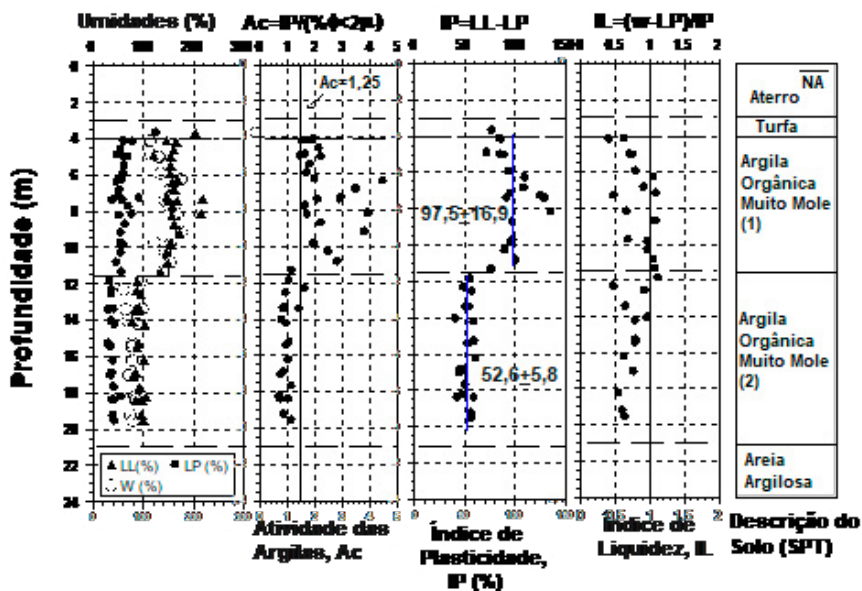


Figura 3.13- Variação de índices físicos com a profundidade.

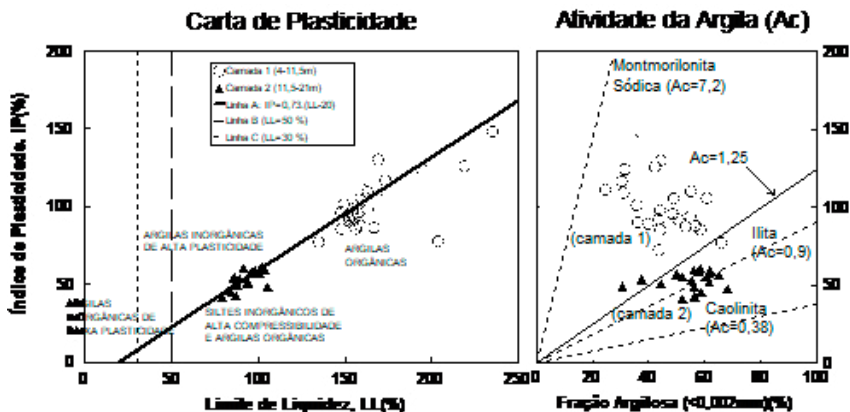


Figura 3.14- Solo estudado na carta de plasticidade e atividade da fração argilosa.

3.4.3- Adensamento

Para os estudos dos parâmetros de compressibilidade e adensamento do solo, foi utilizado o ensaio oedométrico convencional com drenagem vertical, empregando-se amostras ($\phi=100 / 110$ mm) coletadas nos furos F-01, F-03 e F-04. Foram moldados dois corpos de prova para cada amostra, ensaiados em equipamento do tipo Bishop com anel fixo e dupla drenagem. A tensão inicial admitida para o ensaio foi de 2,5kPa, com incrementos de tensões na razão $\Delta P/P=1$ para estágios de carregamento subsequentes até 640 ou 1280 kPa de tensão média máxima, sendo realizado em seguida o descarregamento (até 5 kPa). O intervalo de tempo

empregado entre dois estágios de carregamento foi, em geral, de 24 h. Em alguns ensaios, a mudança de carregamento foi feita mediante o acompanhamento do comportamento da curva deslocamento vertical versus raiz quadrada do tempo decorrido (método de Taylor), mudando-se o estágio de carregamento imediatamente após se possibilitar a determinação do tempo correspondente a $U=100\%$. Na moldagem dos corpos de prova, foram empregados anéis com 40 cm^2 ($\phi=71,3\text{mm}$ e $h=20\text{mm}$) e 60 cm^2 ($\phi=87,4\text{mm}$ e $h=20\text{mm}$) de seção transversal vazada.

O procedimento e método de cálculo empregados foram os recomendados na literatura para a realização do ensaio oedométrico convencional, em conformidade com Taylor (1948), Lambe (1951), Bowles (1978) e Head (1980) (ver também Coutinho, 1976).

O formato das curvas índice de vazios x pressão efetiva (e x σ'_v) obtidas após a realização dos ensaios oedométricos consistirá em elemento bastante importante neste trabalho, visto que a apreciação referente à qualidade das amostras ensaiadas será feita, principalmente, mediante a comparação entre curvas típicas para amostras de boa e má qualidade e as curvas analisadas neste trabalho.

A tabela 3.8 apresenta os resultados obtidos para os ensaios realizados com amostras coletadas em três diferentes furos

para amostragem, sendo apresentadas curvas e $x \sigma'_v$, para as amostras AM-4 (furo F-03), AM-02 e AM-05 (furo F-01) e para AM-02 e AM-07 (furo F-04).

Tabela 3.8- Resultados para ensaios de adensamento (furos F-01, F-03 e F-04).

RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO														
FURO F-01														
Identificação		Condições Iniciais do CP						Parâmetros de Adensamento						
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	γ (kN/m ³)	δ	S (%)	diam. (mm)	σ' _{vo} (kPa)	σ' _p (kPa)	OCR	C _c	C _s	C _{V(NA)} (10 ⁻⁴ cm ² /s)
AM-01	1	4,16	*	2,935	13,29	2,425	95,57	71,3	28,01	120,30	4,29	2,30	0,270	0,76-0,59
	2	“	118,90	2,852	13,50	2,375	99,02	71,3	28,01	63,70	2,27	1,56	0,307	0,51-0,40
AM-02	1	7,16	158,23	3,809	13,00	2,420	100	71,3	37,61	39,60	1,05	2,34	0,270	1,15-1,25
	2	“	156,22	3,883	12,91	2,460	98,97	71,3	37,61	37,10	0,99	2,54	2,263	1,19-0,80
AM-03	1	8,16	149,21	3,848	13,01	2,530	98,11	71,3	40,61	34,72	0,85	2,55	0,250	1,33-0,99
	2	“	192,45	4,776	12,06	2,380	95,91	71,3	40,61	35,05	0,86	2,76	0,260	1,52-0,81
AM-04	1	9,86	157,55	4,053	12,74	2,500	97,17	71,3	46,25	36,06	0,79	2,49	0,248	1,31-1,17
	2	“	153,37	3,995	12,88	2,540	97,50	71,3	46,25	43,70	0,94	2,46	0,164	1,50-1,09
AM-05	1	11,86	95,77	2,443	14,50	2,550	99,96	71,3	53,12	40,90	0,77	1,298	0,141	1,47-0,89
	2	“	97,26	2,444	14,55	2,540	100	71,3	53,12	38,70	0,73	1,38	0,154	1,14-1,11
FURO F-03														
Identificação		Condições Iniciais do CP						Parâmetros de Adensamento						
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	γ (kN/m ³)	δ	S (%)	diam. (mm)	σ' _{vo} (kPa)	σ' _p (kPa)	OCR	C _c	C _s	C _{V(NA)} (10 ⁻⁴ cm ² /s)
AM-01	1	4,90	123,73	2,811	13,89	2,366	100,00	71,3	30,38	25,40	0,84	0,91	*	*
	2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
AM-02	1	7,40	131,30	3,358	13,15	2,472	96,65	71,3	38,38	7,76	0,20	0,95	*	*
	2	*	147,14	3,632	13,29	2,491	100,00	71,35	38,38	11,16	0,29	1,08	*	*
AM-03	1	13,40	97,60	2,560	14,38	2,590	98,73	71,3	60,05	14,68	0,24	0,83	*	*
	2	*	90,80	2,377	14,48	2,615	99,90	71,3	60,05	17,30	0,29	0,71	*	*
AM-04	1	16,90	85,65	2,373	14,26	2,590	93,48	71,3	75,80	24,71	0,33	0,68	*	*
	2	*	85,04	2,375	14,70	2,680	95,98	71,3	75,80	13,15	0,17	0,66	*	*
AM-05	1	18,40	93,10	2,445	14,85	2,650	100,00	71,35	82,55	15,09	0,18	0,65	*	*

	2	*	94,61	2,545	14,55	2,650	98,52	71,3	82,55	10,50	0,13	0,71	*	*
FURO F-04														
Identificação		Condições Iniciais do CP							Parâmetros de Adensamento					
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	γ (kN/m ³)	δ	S (%)	diam. (mm)	σ' _{vo} (kPa)	σ' _p (kPa)	OCR	C _c	C _s	C _{V(NA)} (10 ⁻⁴ cm ² /s)
AM-01	1	5,00	135,40	3,533	13,09	2,520	96,58	87,40	30,70	50,96	1,66	2,08	0,26	1,83-0,73
	2	“	133,30	3,395	13,38	2,520	98,93	87,40	30,70	54,51	1,78	2,11	0,29	1,62-0,78
AM-02	1	6,27	176,31	4,354	12,70	2,460	99,62	87,40	34,76	44,55	1,28	2,36	0,31	1,18-0,89
	2	“	177,07	4,103	13,19	2,430	100,00	87,40	34,76	38,46	1,11	2,28	0,28	1,32-0,67
AM-06	1	12,55	88,30	2,408	14,80	26,40	98,00	87,40	56,22	48,53	0,85	1,44	0,14	1,10-0,57
	2	“	86,76	2,398	14,50	26,40	96,00	87,40	56,22	45,29	0,73	1,44	0,15	*
AM-07	1	14,05	71,39	1,947	15,24	2,620	96,06	87,40	62,97	63,12	1,00	1,17	0,05	1,71-1,27
	2	“	70,79	1,880	15,58	2,630	98,90	87,40	62,97	56,89	0,93	1,13	0,07	1,92-1,14
AM-08	1	15,45	76,84	2,080	15,00	26,20	96,00	87,40	69,29	57,24	0,83	1,13	0,07	1,60-0,87
	2	“	80,13	2,16	14,90	26,20	97,00	87,40	69,29	74,53	1,08	1,33	0,12	0,99-0,70
AM-09	1	17,05	75,52	1,985	15,52	2,640	100,00	87,40	76,47	54,92	0,72	0,86	0,04	1,09-0,91
	2	“	74,35	1,963	15,53	2,640	99,97	71,35	76,47	73,10	0,96	1,04	0,10	0,91-0,72
AM-11	1	19,55	83,58	2,301	14,07	2,530	91,91	87,40	87,72	109,09	1,24	1,06	0,06	*
	2	“	80,87	2,157	14,50	2,530	94,87	87,40	87,72	95,00	1,83	1,45	0,08	1,12-1,10

Nas figuras 3.16 e 3.17, são apresentados exemplos de ensaios com amostras de boa qualidade e, na figura 3.15, é apresentado o exemplo de um ensaio com amostra de má qualidade.

Pode-se observar, na mesma figura, que o ensaio realizado com a amostra (AM-01), coletada na segunda camada do depósito estudado ($Z_{\text{médio}} = 16,9\text{m}$) resultou em uma curva típica para amostras amolgadas. A deformação de aproximadamente 8,5mm no corpo de prova durante o ensaio implicou em uma deformação axial específica, ε_v (%), equivalente a 23,7%, considerando-se σ'_{vo} igual a 75,8kPa.

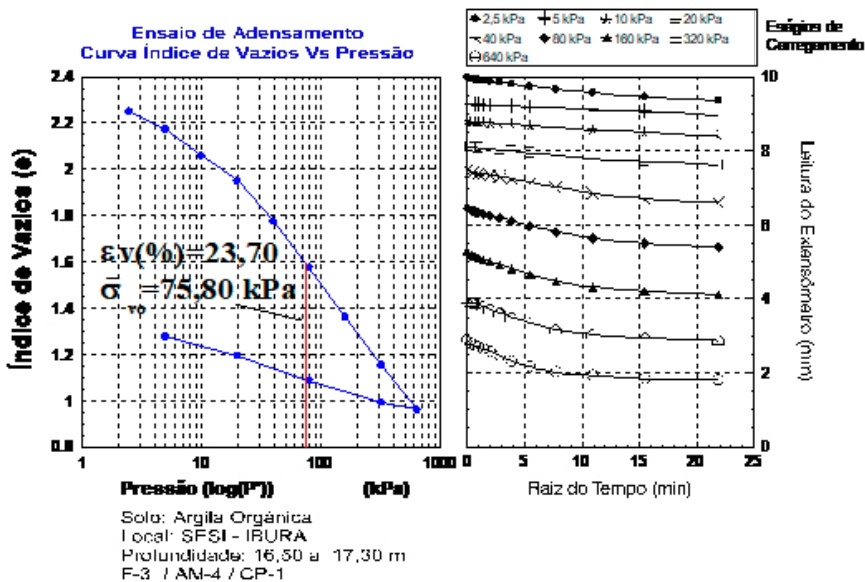


Figura 3.15- Gráficos para ensaio de adensamento (para o furo F-03).

O motivo da má qualidade das amostras coletadas no furo F-03 se deve à inadequação dos procedimentos utilizados durante a amostragem, provavelmente devido à limpeza do furo ter sido mal executada. A utilização do amostrador de parede fina com pistão estacionário na terceira campanha de amostragem (furo F-04). Foi, portanto, decisiva na obtenção de amostras de boa qualidade no corpo da segunda camada do depósito, visto que na primeira campanha apenas uma amostra tinha sido coletada numa profundidade abaixo de 11,5m.

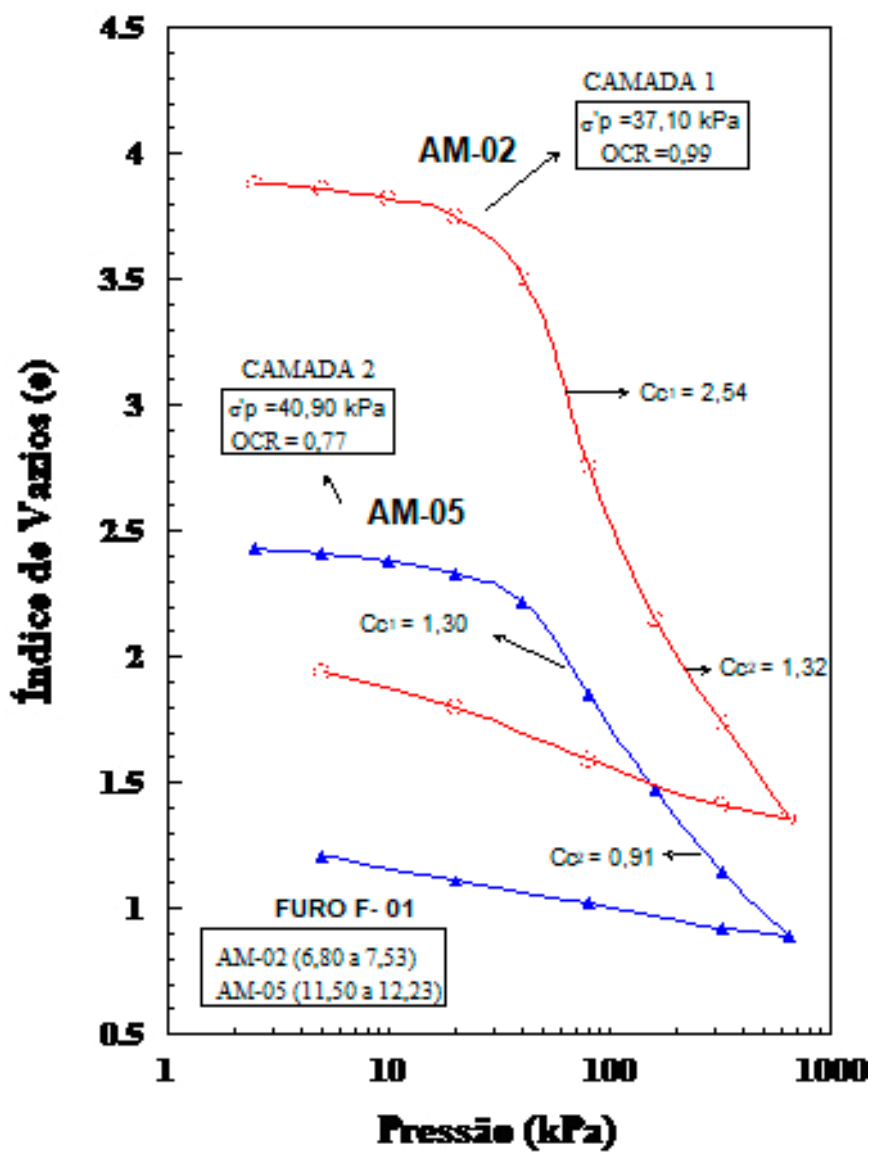


Figura 3.16- Curvas índice de vazios \times pressão efetiva (Furo F-01).

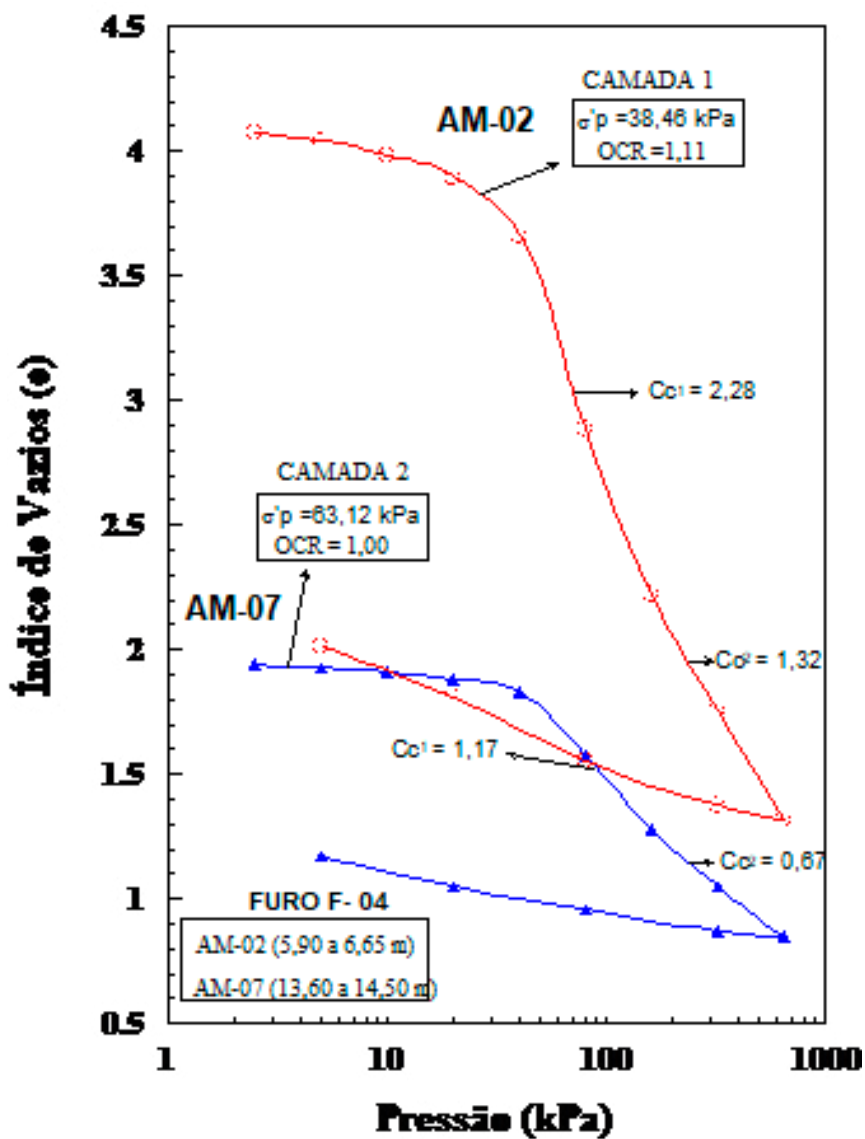


Figura 3.17- Curvas índice de vazios \times pressão efetiva (Furo F-04).

As curvas $e \times \log \sigma'_{vc}$ (Figuras 3.16 e 3.17) apresentam uma certa curvatura no trecho de compressão virgem, comportamento em conformidade com o encontrado por diversos autores, conforme citado por Coutinho e Ferreira (1988). No gráfico referente à camada 1, o índice de compressão (C_c) para o primeiro trecho da compressão virgem vale praticamente o dobro do índice para o segundo trecho ($C_{c1}/C_{c2} \cong 1,7$), comportamento este atenuado na camada 2 ($C_{c1}/C_{c2} \cong 1,4$). A compressibilidade da camada 2, representada pelo índice de compressão C_c , é significativamente menor em relação ao encontrado para a camada 1 (comportamento similar ao observado na área de pesquisa 1 - Clube Internacional; COUTINHO *et al.*, 1997).

Para a definição do perfil que retratasse a história de tensões e parâmetros de compressibilidade, foram utilizados resultados obtidos a partir dos ensaios oedométricos convencionais. A figura 3.18 apresenta os resultados obtidos para a tensão de pré-adensamento, σ'_p , a tensão vertical efetiva inicial, σ'_{vo} , o índice de compressão, C_c , o índice de expansão, C_s , e para o índice de vazios inicial, e_0 , em função da profundidade.

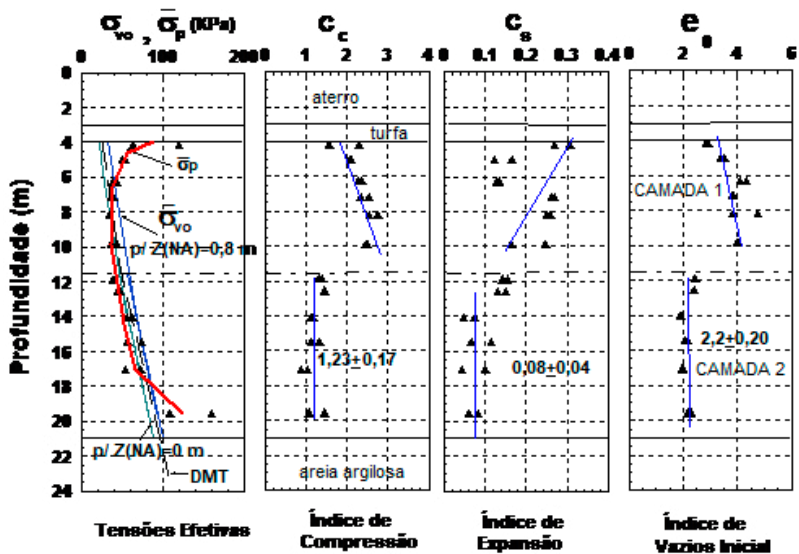


Figura 3.18- História de tensões e parâmetros de compressibilidade - Ensaio oedométrico.

A compressibilidade da camada 2, representada pelo índice de compressão, C_c , é significativamente menor em relação ao encontrado para a camada 1 (comportamento similar ao observado na área de pesquisa 1 - Clube Internacional; COUTINHO *et al.*, 1997).

Quanto à história de tensões (Figura 3.19) para o depósito estudado, pode-se constatar que a camada 1 se apresenta, inicialmente, com um certo pré-adensamento ($OCR = 2,5$), que diminui com o aumento da profundidade, atingindo razão de pré-adensamento inferior à unidade em

profundidades maiores que 7m, com um valor mínimo de OCR em torno de 0,7 ($Z \approx 13\text{m}$), tendendo a se apresentar como normalmente adensado ou ligeiramente pré-adensado no limite inferior da camada (transição para solos com maior permeabilidade).

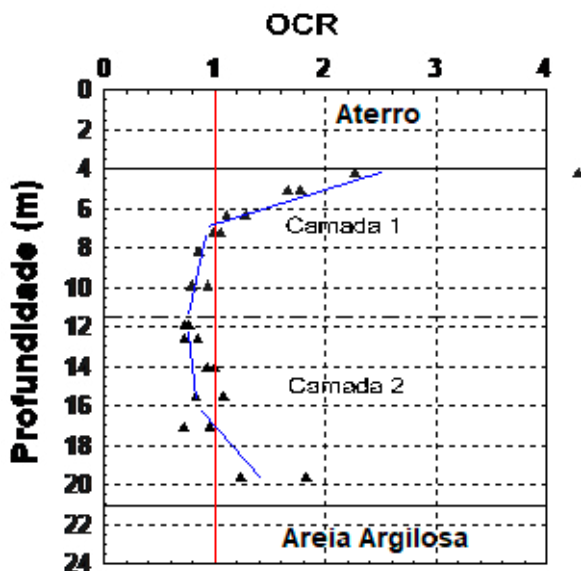


Figura 3.19- Razão de pré-adensamento.

O motivo de boa parte do perfil do depósito se apresentar como sub-adensado pode ter origem na ação da sobrecarga devida ao aterro executado no local ao longo de aproximadamente 20 anos, originando acréscimos nas poropressões (Δu) atuantes, que, devido à baixa permeabilidade do depósito, parecem ainda estar em processo de dissipação, com tendência ao aumento em suas tensões efetivas.

3.4.4- Compressão triaxial:

No objetivo da definição do perfil de resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , para o depósito de argila estudado, foram realizados ensaios de compressão triaxial UU (não-adensado e não-drenado) utilizando-se corpos de prova moldados a partir de amostras “indeformadas” coletadas nos furos F-01 ($\phi = 100\text{mm}$) e F-04 ($\phi = 111\text{mm}$). Os procedimentos de moldagem dos corpos de prova (mínimo de dois para cada amostrador) foram realizados utilizando-se torno de moldagem, exigindo cuidados devidos à baixa consistência do solo estudado, sendo preparados com diâmetro de aproximadamente 36 mm (1,4”) e altura média de 2,4 vezes o diâmetro.

A realização dos ensaios foi efetivada mediante utilização de prensa com velocidade de deformação constante igual a 0,4675mm/min., correspondendo a 0,6%/min. Para a mensuração da força vertical aplicada ao corpo de prova, foram utilizados anéis dinamométricos com capacidade de 1 kN (100kgf) ou de 0,2kN (20kgf) para as amostras que apresentavam menor resistência. A deformação imposta foi medida utilizando-se extensômetro mecânico com sensibilidade de 0,01mm.

Foram empregadas tensões confinantes entre 100 e

200 kPa, em função da profundidade da amostra. Os procedimentos seguidos na realização dos ensaios UU-C e cálculos foram de acordo com BISHOP e HENKEL (1962). As correções devidas à membrana e atrito no pistão foram feitas nos pontos correspondentes à ruptura.

Tabela 3.9- Resultados de ensaios de compressão triaxial UU (furos F-01, F-03 e F-04).

RESULTADOS DE ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (UU)											
FURO F-01											
Identificação			Cond. Iniciais do CP				Características de Resistência				
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	S (%)	σ' _C (kPa)	ε' _a (%) <small>μ_μ</small>	S _u (kPa)	Eu _(50%) (kPa)	E _{u(50%)} / S _u	S _u / σ' _p
AM-01	1	4,16	113,74	2,591	100	100	5,06	20,98	2542	121,16	0,17
	2	“	116,69	2,641	100	150	5,68	20,20	2632	130,30	0,31
AM-02	1	7,16	*	*	*	*	*	*	*	*	*
	2	“	*	*	*	*	*	*	*	*	*
AM-03	1	8,16	135,25	3,128	100	100	2,90	8,65	1571	181,62	0,25
	2	“	138,71	3,119	100	150	2,29	13,00	15000	1153,85	0,37
AM-04	1	9,86	146,51	3,426	100	100	1,65	13,20	7317	554,32	0,36
	2	“	140,07	3,475	100	150	2,22	9,56	3529	369,14	0,22
AM-04	3	“	138,35	3,365	100	100	2,70	11,95	*	*	*
	4	“	134,02	3,213	100	150	5,42	18,07	*	*	*
AM-05	1	11,86	101,73	2,573	100	100	2,79	14,51	18421	1269,54	0,35
	2	“	102,93	2,607	100	150	2,18	14,31	7447	513,18	0,37
FURO F-03											
Identificação			Cond. Iniciais do CP				Características de Resistência				
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	S (%)	σ' _C (kPa)	ε' _a (%) <small>μ_μ</small>	S _u (kPa)	Eu _(50%) (kPa)	E _{u(50%)} / S _u	S _u / σ' _p
AM-01	1	4,90	IMPOSSIBILIDADE DE MOLDAGEM DE CORPOS DE PROVA								
	2	“									
AM-02	1	7,40									
	2	“									
AM-03	1	13,40	91,95	2,484	96,35	100	16,14	10,41	1319,7	126,77	0,84

AM-04	2	“	88,48	1,764	100	150	19,78	7,61	7903,2	1038,53	0,44
	1	16,90	76,94	2,062	98,32	100	10,57	8,88	8583,0	966,55	0,36
AM-05	2	“	81,23	2,178	98,27	150	6,77	5,90	23000	3898,31	0,45
	1	18,40	83,09	2,187	100	150	6,65	8,04	12571,4	1563,61	0,53
	2	“	83,72	2,000	100	200	6,44	9,06	19900	2196,47	0,86
FURO F-04											
Identificação			Cond. Iniciais do CP				Características de Resistência				
Amostra	CP	Z _{médio} (m)	W _N (%)	e _o	S (%)	σ' _C (kPa)	ε' _a (%) FH _{ura}	S _u (kPa)	Eu _(50%) (kPa)	E _{u(50%)} / S _u	S _u / σ' _p
AM-01	1	5,00	133,61	3,36	100	150	6,13	21,45	3000	139,86	0,58
	2	“	135,51	3,28	100	100	5,02	20,71	3615	174,55	0,54
AM-02	1	6,27	158,10	3,77	100	100	3,58	12,33	2201	178,51	0,34
	2	“	158,92	3,79	100	150	5,13	17,10	1050	61,40	0,47
AM-06	1	12,55	89,42	2,50	95,65	100	5,47	12,12	8242	680,03	0,33
	2	“	89,25	2,46	97,07	150	2,62	11,95	24793	2074,73	0,33
AM-07	1	14,05	73,67	1,73	100	100	2,95	20,82	8812	423,25	0,47
	2	“	72,25	1,68	100	150	2,88	23,32	13371	573,37	0,55
AM-08	1	15,45	79,09	1,99	100	100	2,93	19,63	9542	486,09	0,38
	2	“	79,73	2,05	100	150	2,88	23,02	5700	247,61	0,31
AM-09	1	17,05	74,82	2,06	95,89	100	2,87	19,36	1995	103,05	0,34
	2	“	73,58	2,00	97,27	150	2,85	22,33	4845	216,97	0,34
AM-11	1	19,55	79,20	2,01	99,84	150	2,12	30,96	8350	269,70	0,28
	2	“	81,05	2,01	100	200	2,66	28,78	4583	159,24	0,30

Os resultados referentes aos ensaios realizados com amostras coletadas no furo F-03, devido ao estado de amolgamento e/ou impossibilidade de moldagem de corpos de prova (amostras apresentando bolsões d'água, fissuras, restos de aterro, etc.), foram utilizados apenas em comparações com resultados obtidos em ensaios com amostras de boa qualidade. Comparações para a resistência ao cisalhamento não-drenado obtida para amostras de boa qualidade com a encontrada para amostras amolgadas são apresentadas (figuras 3.22 e 3.23) como uma estimativa da sensibilidade da argila estudada.

Outro fator a ser considerado na análise dos resultados obtidos consiste na influência da presença de fragmentos de conchas (valvas) de moluscos e de restos de vegetais na argila, podendo induzir a valores para S_u que implicassem em dispersão ou discordância em relação aos demais resultados obtidos para a definição do perfil.

Considerando-se círculos de Möhr para tensões totais com mesmo diâmetro, uma série de círculos propiciará uma envoltória de Möhr horizontal para corpos de prova submetidos a ensaios de compressão triaxial sob diferentes pressões de confinamento (σ_3). Dessa forma, o valor para o ângulo de atrito efetivo, ϕ' , é nulo, e a equação de Coulomb para a ruptura toma a seguinte forma:

$$\tau = S_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \quad (3.1)$$

onde S_u é a resistência ao cisalhamento não-drenado em termos de tensões totais e q_u é a resistência à compressão (tensão desviatória, $\sigma_1 - \sigma_3$).

Devido à consistência muito baixa da argila estudada, ela ofereceu consideráveis dificuldades no decorrer dos processos de amostragem e moldagem dos corpos de prova, exigindo bastante cuidado no desenvolvimento do trabalho. A avaliação quanto à possibilidade de a argila apresentar comportamento sensível, portanto, deve ser considerada no estudo da resistência ao cisalhamento não-drenado.

Diversas classificações quanto à sensibilidade das argilas têm

vido propostas. A tabela 3.10 apresenta a classificação sugerida por Rosenqvist (1953; *apud* MITCHELL, 1993) para o grau de sensibilidade apresentado pelos solos argilosos:

Tabela 3.10- Classificação de valores de sensibilidade (ROSENQVIST, 1953; *apud* MITCHELL, 1993) (resumida).

Argila	S_t
Insensível	~ 1,0
Levemente sensível	1 a 2
Medianamente sensível	2 a 4
Altamente sensível	4 a 8
Argilas rápidas	> 8

Ortigão (1993) comenta que, para os depósitos de argila mole do litoral brasileiro submetidos a investigação, a sensibilidade pode ser classificada de baixa a média, conforme mostra a tabela 3.11.

Tabela 3.11- Sensibilidade de alguns depósitos de argila mole do Brasil (ORTIGÃO, 1993a).

Local	Valor Médio	Faixa de Variação	Referência
Santa Cruz, RJ (litoral)	3,4	*	Aragão, 1975
Santa Cruz, RJ (Offshore)	3,0	1 a 5	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2 a 8	Ortigão e Collet, 1986
Sepetiba, RJ	4,0	*	Machado, 1988
Cubatão, SP (Alemoa)	*	4 a 8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1 a 7	Maccarini <i>et al.</i> , 1988
Aracaju, SE	5,0	2 a 8	Ortigão, 1988

Coutinho (1986) encontrou valor médio da ordem de 10 (com grande dispersão) nos estudos das argilas orgânicas moles de Juturnaíba - RJ.

É conveniente ressaltar que a tabela 3.10 consiste em um resumo da tabela original apresentada por Rosenqvist (1953 *apud* MITCHELL, 1993), onde são apresentados valores para a sensibilidade na faixa de 8 a 16 para as “argilas ligeiramente rápidas” (*slightly quick clays*), sendo superiores a 64 para as “argilas extra-rápidas” (*extra quick clays*).

Mitchell (1993) indica que virtualmente toda argila normalmente adensada apresenta algum grau de sensibilidade, podendo apresentar alta ou baixa sensibilidade sem, entretanto, diferir em termos de composição mineral, granulometria ou estrutura. Ele ainda comenta que, com possível exceção dos solos fortemente cimentados, a estrutura intacta (não-amolgada) das argilas sensíveis é caracterizada pelo arranjo de maneira floculada das partículas ou agregados constituintes do solo, não representando, porém, condição suficiente para o desenvolvimento de elevada sensibilidade. Para o desenvolvimento da sensibilidade, segundo o mesmo autor, seis diferentes fenômenos podem estar presentes: estrutura metaestável, cimentação, intemperismo, comportamento tixotrópico, capacidade de troca catiônica e a formação e adição de agentes dispersantes.

Bjerrum e Simons (1960; *apud* MITCHELL, 1993) ressaltaram a importância da relação existente entre a resistência normalizada ao cisalhamento não-drenado para uma argila normalmente adensada como função do índice de liquidez apresentado pelo solo (argila da Noruega), conforme mostram as figuras 3.20 e 3.21.

Fundamentando-se em resultados de pesquisas obtidos em diversas localidades (principalmente Canadá e países da Escandinávia), Leroueil *et al.* (1983) apresentaram a Equação 3.2 para a definição dos contornos de sensibilidade, relacionando a resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , o índice de liquidez, I_L , e a sensibilidade, S_s , apresentados pelo solo (Figura 3.21).

$$S_u = \frac{S_t}{(I_L - 0,21)^2} \quad (3.2)$$

As Figuras 3.22 e 3.23 apresentam a comparação entre os resultados para a resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , obtidos utilizando-se corpos de prova moldados a partir de amostras coletadas em duas campanhas (furos F-03 e F-04), realizadas em épocas distintas e empregando-se diferentes procedimentos e equipamentos na amostragem (principalmente com o uso do pistão estacionário) em tubos “Shelby”, parecendo indicar comportamento sensível para

o solo estudado, considerando-se que durante a coleta de amostras sem a utilização do pistão estacionário a qualidade das amostras em geral foi muito ruim, apresentando elevado grau de amolgamento.

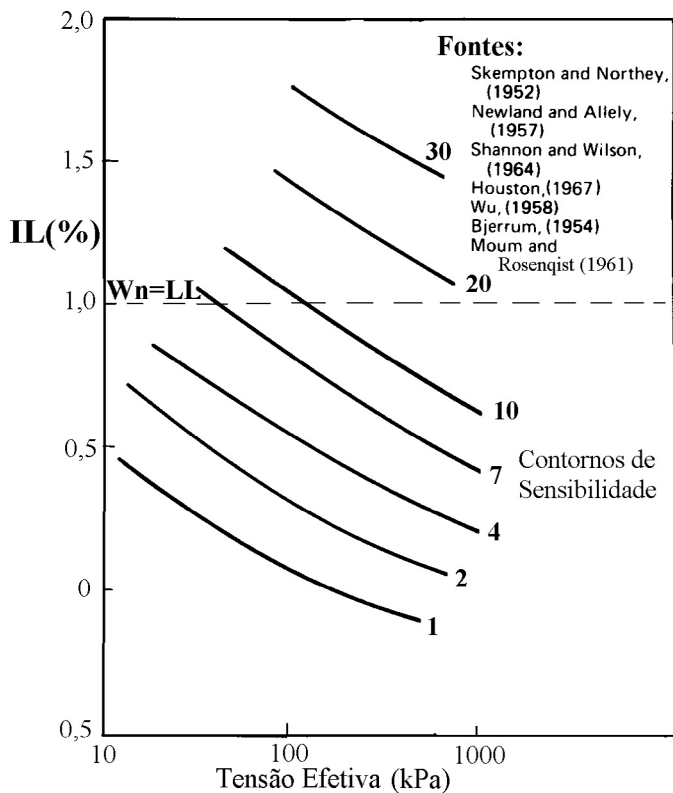


Figura 3.20- Contornos de sensibilidade (BJERRUM e SIMONS, 1960; *apud* MITCHELL, 1993).

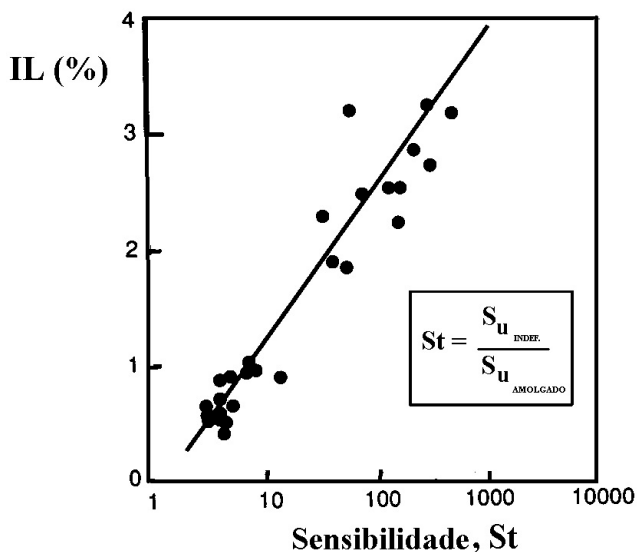


Figura 3.21- Relação entre índice de liquidez e sensibilidade (BJERRUM e SIMONS, 1960; *apud* MITCHELL, 1993).

São apresentadas nas figuras 3.22 e 3.23 as curvas tensão \times deformação típicas obtidas em ensaio de compressão triaxial UU. Observa-se que as curvas apresentam pico de resistência a aproximadamente 3% de deformação axial, havendo a partir deste ponto a diminuição da resistência com o aumento da deformação. As figuras 3.22 e 3.23 parecem indicar, também, que a argila estudada apresenta tendência a possuir comportamento sensitivo, com valores de S_t característicos de argilas de sensibilidade média a alta, segundo classificação proposta por ROSENQVIST (1953; *apud* MITCHELL, 1993).

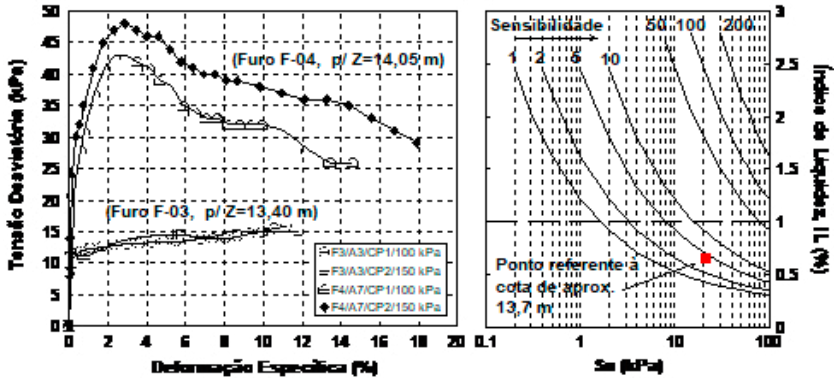


Figura 3.22- Curvas tensão \times deformação axial para cota de aproximadamente 13,7

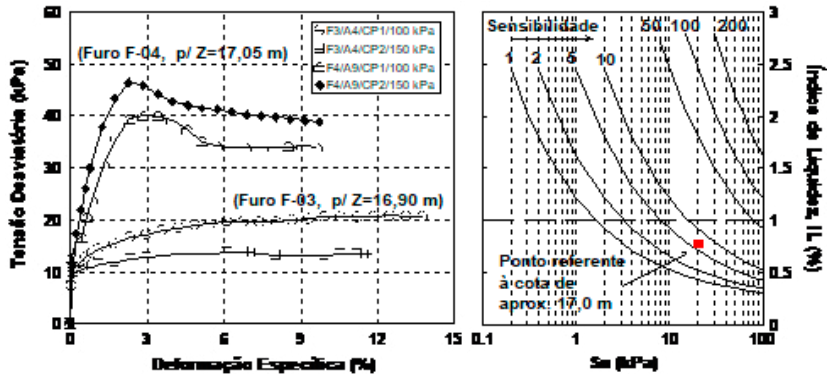


Figura 3.23- Curvas tensão \times deformação axial para cota de aproximadamente 17,0 m.

Para a melhor definição do perfil para S_v , foram utilizados resultados de ensaios para amostras que não fazem parte da relação que consta na tabela 3.8, devido, principalmente, à disposição dos resultados encontrados para o trecho entre 14,0

e 17,0m de profundidade, que não definiam convenientemente o comportamento do perfil neste intervalo. Foram utilizadas as amostras AM-03, AM-05 e AM-10 (adicionais) coletadas no furo F-04.

O depósito de argila apresenta, portanto, valores muito baixos para S_u (figura 3.24), típicos de solos com consistência muito mole. A camada 1 apresenta S_u aproximadamente constante com a profundidade (13,03,06kPa), com sua parte superior com certo enrijecimento. A segunda camada apresenta resistência crescente com a profundidade, alcançando o valor de 30kPa a aproximadamente 20m de profundidade.

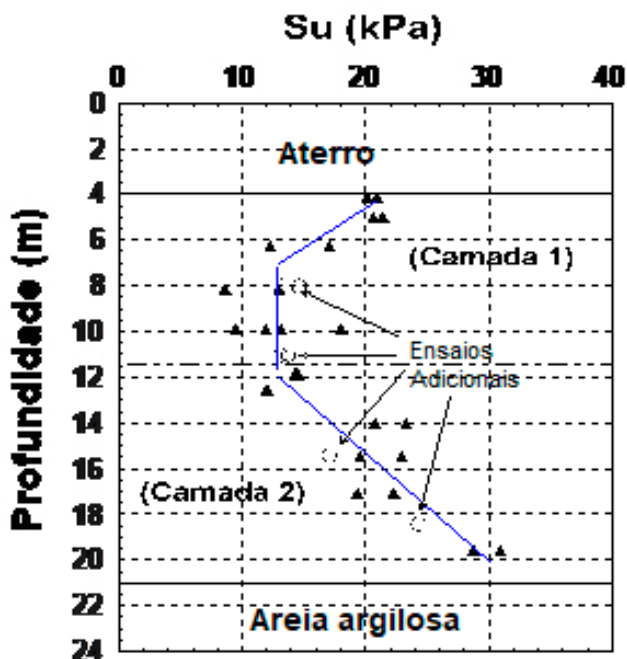


Figura 3.24- Perfil para resistência ao cisalhamento não-drenado.

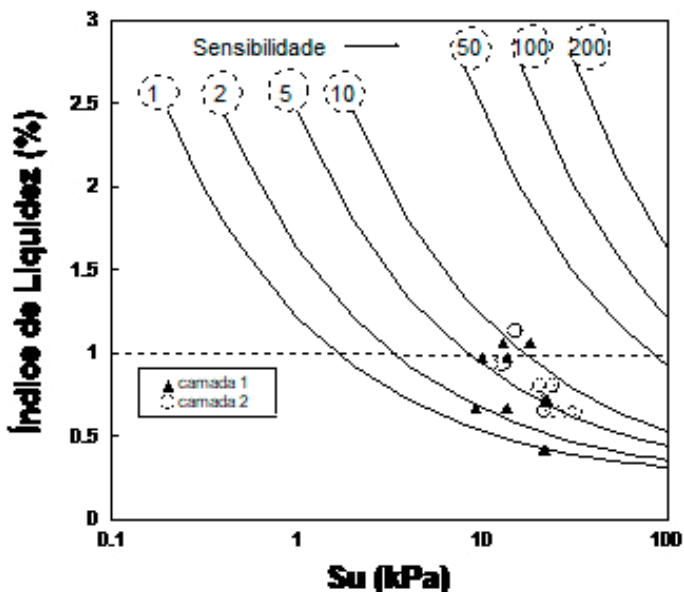


Figura 3.25- S_u x $IL(\%)$ para amostras nas duas camadas do depósito (segundo correlação proposta por BJERRUM e SIMONS 1960).

A figura 3.25 parece indicar que o depósito estudado apresenta tendência a possuir comportamento sensível, com valores de S_t em sua maioria característicos de argilas com alta sensibilidade, segundo classificação proposta por Rosenqvist (1953; *apud* MITCHELL, 1993), para ambas as camadas. Para a comprovação do grau de sensibilidade da argila, é necessário que sejam realizados ensaios específicos, como o Vane de laboratório, por exemplo.

3.4.5- Módulos de deformação:

Os módulos de deformação a serem tratados neste item são

o módulo de deformação oedométrica (M) obtido como a tangente à curva $\varepsilon_v(\%) \times \sigma'$ tomada graficamente no ponto correspondente ao nível de tensão vertical efetiva inicial (σ'_{vo}) nos ensaios de adensamento, e o módulo tangente inicial, E_i , obtido a partir da formulação hiperbólica (KONDNER, 1963; *apud* LINS, 1980) para as curvas tensão desviatória \times deformação axial definidas a partir dos ensaios triaxiais UU-C.

A figura 3.26 mostra os perfis para os módulos de deformação M e E_i encontrados, (as suas análises serão feitas no capítulo 5).

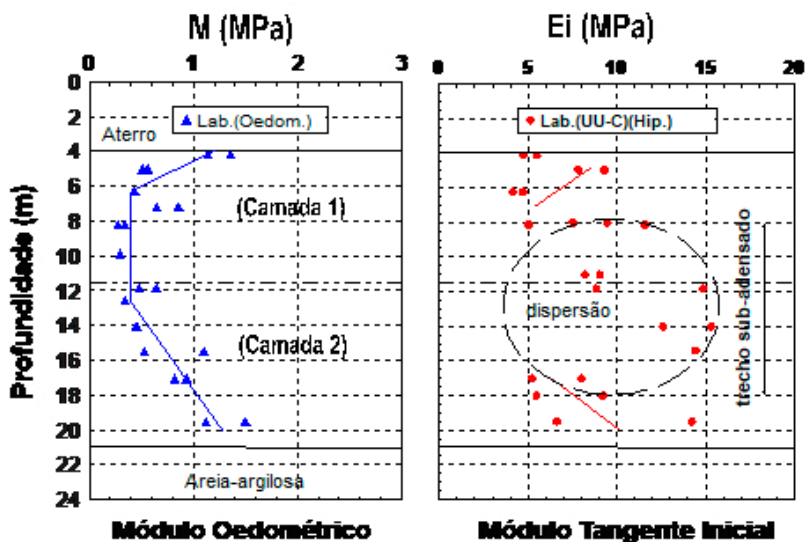


Figura 3.26- Perfis para os módulos de deformação M e E_i para o depósito estudado.

É conveniente ressaltar, entretanto, que o valor do módulo oedométrico não é único para um dado solo. Desta forma, M varia com a tensão efetiva de diferentes maneiras para vários tipos de solos (BRIAUD; MIRAN, 1992). As tensões verticais efetivas durante o carregamento de uma fundação, por exemplo, são frequentemente diferentes da σ'_v considerada para a definição do módulo M .

3.4.6- Avaliação da qualidade das amostras:

Um método empregado para a avaliação da qualidade das amostras ensaiadas baseia-se na apreciação da variação volumétrica, $\Delta\varepsilon_v(\%)$, no nível de tensões correspondente à tensão vertical efetiva inicial (σ'_{vo}), realizada de acordo com os resultados obtidos em ensaios de compressão oedométrica. Corpos de prova nos quais $\Delta\varepsilon_v(\%)$ é inferior a 1%, por exemplo, são considerados de muito boa qualidade, como mostra a tabela 3.12.

Tabela 3.12- Avaliação da qualidade de amostras a partir de ensaios oedométricos (LACASSE *et al.*, 1988; *apud* COUTINHO *et al.*, 1997).

Variação volumétrica $\Delta\varepsilon_v(\%)$ p/ σ'_{vo}	Qualidade da amostra
< 1 %	muito boa
1 a 2 %	boa
2 a 4 %	satisfatória
4 a 10 %	ruim
> 10 %	muito ruim

Os valores para a tabela 3.12 são válidos para argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas em profundidades de 0 a 20 metros.

Em visita à Universidade Federal de Pernambuco (30/06/97), Tom Lunne (*Norwegian Geotechnical Institute - NGI*) divulgou uma proposta para o critério de avaliação da perturbação em amostras de solos argilosos, em que o condicionante variação volumétrica ($\Delta\varepsilon_v(\%)$) é substituído pela variação relativa no índice de vazios ($\Delta e/e_o$), sendo também considerada a razão de pré-adensamento apresentada pelo solo (tabela 3.13).

Tabela 3.13- Critério proposto para avaliação da perturbação de amostras

OCR	$\Delta e/e_o$			
	muito bom a excelente	bom a satisfatório	ruim	muito ruim
1 a 2	< 0,04	0,04 a 0,07	0,07 a 0,14	> 0,14
2 a 4	< 0,03	0,03 a 0,05	0,05 a 0,10	> 0,10

Para uma argila particular, conhecendo-se o valor para o seu índice de vazios inicial, a conversão da tabela 3.13 ao critério segundo a $\Delta\varepsilon_v(\%)$ correspondente é realizada multiplicando-se $\Delta e/e_o$ por $e_o/(1+e_o)$.

Considerando-se, portanto, os valores 3,8 e 2,2 como os índices de vazios iniciais médios para as camadas 1 e 2, respectivamente, pode-se obter a tabela 3.14, para avaliar a

qualidade das amostras segundo o critério $\Delta\varepsilon_v$ (%).

Tabela 3.14- Critério para avaliação de qualidade de amostras a partir do ensaio oedométrico (LUNNE *et al.*, 1997).

Variação volumétrica (para σ'_{vo})		Qualidade da amostra (Proposta NGI)
camada 1 (1<OCR<2) (2<OCR<4)	camada 2 (1<OCR<2) (2<OCR<4)	
< 3,1 < 2,4	< 2,8 < 2,1	boa a excelente
3,1 a 5,5 2,4 a 3,9	2,8 a 4,9 2,1 a 3,8	satisfatória a boa
5,5 a 11,0 3,9 a 7,9	4,9 a 9,7 3,8 a 6,9	ruim
> 11,0 > 7,9	> 9,7 > 6,9	muito ruim
Obs: Critério válido para argilas normalmente ou levemente pré-adensadas em profundidades de 0 a 20 m.		

Pode-se observar, portanto, que os critérios para avaliação da qualidade de amostras apresentam uma maior tolerância para as amostras da camada 1 (que apresenta um maior e_o) e em trechos onde a razão de pré-adensamento é menor que 2. A consideração do índice de vazios inicial nas apreciações da qualidade de amostra submetidas a ensaios de compressão oedométrica torna a avaliação menos rigorosa para solos com elevada umidade, sendo admitidas, portanto, maiores deformações nesses solos sem prejuízo da qualidade dos resultados de ensaio obtidos.

Consta na tabela 3.15 a relação de amostras ensaiadas para os

furos de sondagem realizados (F-01 e F-04), com a respectiva avaliação quanto à qualidade segundo critério do *Norwegian Geotechnical Institute - NGI*.

Furo F-01				Furo F-04			
Amostra	$\Delta e/e_o$ (média)	Δe_v (%)	Qualidade	Amostra	$\Delta e/e_o$ (média)	Δe_v (%)	Qualidade
AM-01	0,036	2,7-3,1	BS	AM-01	0,061	4,0-4,9	BS
AM-02	0,062	3,9-5,8	BS	AM-02	0,078	5,5-6,8	BS

Tabela 3.15- Avaliação da qualidade das amostras ensaiadas (LUNNE *et al.*, 1997)¹.

Por se apresentarem sob estado de sub-adensamento, boa parte das amostras ensaiadas não é passível de avaliação quanto à qualidade pelo critério NGI, sendo avaliadas utilizando-se o aspecto visual (forma) das curvas e σ'_{vo} .

Convém ressaltar que, prosseguindo o processo de adensamento do depósito, as amostras que estão presentes na tabela 3.15 teriam OCR superior ao apresentado no momento, resultando em Δe_v ainda menor que os apresentados atualmente.

1 Nomenclatura adaptada da empregada pelo NGI (EX = excelente a bom, BS = bom a satisfatório, RR = ruim e MR = muito ruim).

3.5- ESTUDOS E ENSAIOS COMPLEMENTARES:

3.5.1- Determinação do teor de matéria orgânica:

3.5.1.1- Método da perda por aquecimento:

Na engenharia, o método da perda por aquecimento (ignição) é o ensaio mais comumente usado para a medida do teor de matéria orgânica, possuindo uma incerteza de $\pm 15\%$ (MacFARLANE, 1969; *apud* AL-KHAFAJI *et al.*, 1981) devido à perda d'água da superfície de hidratação pelos argilominerais, tanto menor quanto menor for a fração mineral constituinte do solo. Skempton e Petley (1970) indicam que a fração mineral (após a secagem a $105\text{ }^{\circ}\text{C}$) perde cerca de $3,5\%$ de peso quando submetido a queima a 550°C . AL-KHAFAJI (1979), para avaliar a precisão na variação no teor de matéria orgânica, apresentou curvas redução no peso *versus* horas de ignição (para diversas temperaturas), mostrando que para uma temperatura de 400°C mantida durante 12h há uma perda mínima de água da superfície de hidratação para o mineral caolinita. O método de perda por aquecimento consiste em um método de fácil execução, sendo a perda de peso da amostra seca após a queima uma medida do teor de matéria orgânica contida no solo estudado. Neste trabalho, foi utilizada a temperatura de $400 \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$, com tempo de permanência em torno de 12 horas.

3.5.1.2- Método químico (dicromato de potássio):

O método para a determinação do teor de matéria orgânica no solo através de reações químicas é de uso corrente em estudos para fins agrícolas, podendo ser, entretanto, um instrumento eficiente no auxílio à caracterização geotécnica de solos. O método empregado fundamenta-se, essencialmente, no método de Tiurim, apresentado no III Congresso Internacional de Ciência do Solo, sendo adotado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA.

Considerando-se os valores preliminares obtidos para o teor de matéria orgânica [M.O. (%)] apresentados para a argila estudada (a campanha continua em andamento/projeto integrado de pesquisa - CNPq) (tabela 3.16), pode-se observar que o depósito de argila estudado possui teor de matéria orgânica moderadamente superior ao registrado para a área de pesquisas 1 (Clube Internacional), que apresenta registros de presença de matéria orgânica na faixa de 5 a 10%, com teores decrescentes com a profundidade.

Tabela 3.16- Determinação do teor de matéria orgânica segundo diversos métodos.

Determinação do Teor de Matéria Orgânica - MO (%)						
Método p/ Ignição			Método Químico			
Furo	Amostra /CP	MO (%)	Furo	Amostra	MO(%)	
					EMBRAPA	IPA
F-01	01/1-2	7,4-6,82	F-04	01	7,19	10,19
	03/1-2	3,56-3,41		02	6,70	
	04/1-2	2,93-3,34		06	5,90	5,88
	05/1-2	2,01-1,9		07	5,50	5,07
F-04	01/2	7,3		08	5,80	
	02/1-2	7,32-7,34		09	6,0	6,88
	06/1-2	2,23-2,49				
	07/1-2	2,44-2,25		11	5,2	12,26
	08/1-2-3	2,46-3,29-2,94				
	09/1-2-3	3,27-3,45-2,98				
	11/1-2	7,3-6,39		11	6,8	

Os procedimentos básicos empregados para o desenvolvimento do método podem ser resumidos da seguinte forma:

- i) pesagem de 0,5 a 1,0 g de solo fino seco ao ar, colocando-se em béquer de 250 ou 300ml;
- ii) adição de 10 ml de dicromato de potássio 1 N ($K_2Cr_2O_7$);
- iii) adição de 20ml de ácido sulfúrico (H_2SO_4) concentrado, agitando-se periodicamente a amostra durante $\frac{1}{2}$ h;
- iv) adição de 200ml de água (H_2O) destilada após dissolvido o dicromato de potássio e completo o resfriamento;
- v) adição de 10ml de ácido ortofosfórico (H_3PO_4) concentrado, agitando-se a solução antes de ser

adicionado o indicador;

vi) adição de 3 gotas de difenilamina (indicador), e

vii) titulação com sulfato ferroso (FeSO_4), anotando-se o volume (em ml) gasto.

Para o cálculo do teor de matéria orgânica, MO (%), a EMBRAPA² apresenta a equação abaixo:

$$\text{MO}(\%) = \left[\left(1 - \frac{V_a}{V_b} \right) \cdot \frac{V_{\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7} \cdot N \cdot E_c \cdot f_{\text{mo}} \cdot 100}{m \cdot e} \right] \quad (3.3)$$

onde:

V_a = volume de FeSO_4 gasto na amostra, em ml;

V_b = volume de FeSO_4 gasto no branco, em ml;

= volume de $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ gasto para a oxidação da amostra, tomado igual a 10 ml;

N = normalidade do sulfato ferroso amoniacal, tomada igual a 0,5;

E_c = equivalente do carbono, tomado igual a 3;

f_{mo} = fator de matéria orgânica, tomado igual a 1,724;

m = massa da amostra, mg;

e = eficiência do método, tomado igual a 77 %.

2 Como comparação com o método EMBRAPA, foi utilizado o método adotado pela Instituto de Pesquisas Agropecuárias - IPA.

3.5.2- Espectrometria de massa com fragmentos de conchas:

Devido às peculiaridades de seu processo de formação (ambiente flúvio-lagunar com influência do mar), o depósito de solo estudado apresenta, de acordo com as amostras colhidas nas diversas campanhas, uma variedade de detritos e fragmentos de organismos que deve ser convenientemente considerada nas atividades de caracterização geotécnica do solo estudado. A presença de fragmentos de conchas, principalmente, é observada nos diversos furos para amostragem realizados, consistindo em elemento que, além dos efeitos tipicamente geotécnicos (compressibilidade, permeabilidade, etc.), podem ter utilidade na investigação da história geológica do depósito.

O ensaio de espectrometria de massa constitui-se em um eficiente recurso para a determinação do grau de influência do mar no ambiente de formação do depósito de argila que é objeto de investigação. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Isótopos Estáveis do Departamento de Geologia da UFPE, pela equipe do Prof. Alcides Sial.

Para a realização dos ensaios, foram encaminhadas amostras de conchas colhidas nos furos executados para obtenção de amostras de solo para caracterização e ensaios de laboratório.

Os procedimentos de preparação das amostras, antes da condução ao espectrômetro (Figura 3.27), podem ser

resumidos da seguinte forma:

- I) pulverização da amostra de concha;
- II) coleta e pesagem de material (máximo de 200 mg);
- III) colocação do material coletado no frasco de reação;
- IV) adição de ácido ortofosfórico xaroposo 100% no apêndice do frasco de reação (até 5 ml);
- V) condução do frasco à linha de extração de CO_2 ;
- VI) medida do rendimento, após a realização da reação;
- VII) captura do gás CO_2 no tubo de amostra,
- VIII) condução ao espectrômetro.



Figura 3.27- Equipamento utilizado para ensaios de espectrometria de massa com as conchas.

A Figura 3.28 mostra os resultados obtidos no ensaio para os parâmetros referentes aos isótopos O^{18} e C^{13} . O material estudado parece indicar que a formação do depósito é caracterizada pela influência de ambiente marinho, visto que os valores encontrados para $\delta^{18}O$ apresentam-se inferiores a 0,3‰ (valor característico para depósitos recentes, conforme indicam as evidências geológicas). Não foi possível realizar a datação pelo carbono 14 ($\delta^{14}C$) por causa da baixa proporção deste isótopo no meio-ambiente, sendo o equipamento de espectrometria de massa disponível na UFPE pouco sensível para realizar a sua mensuração.

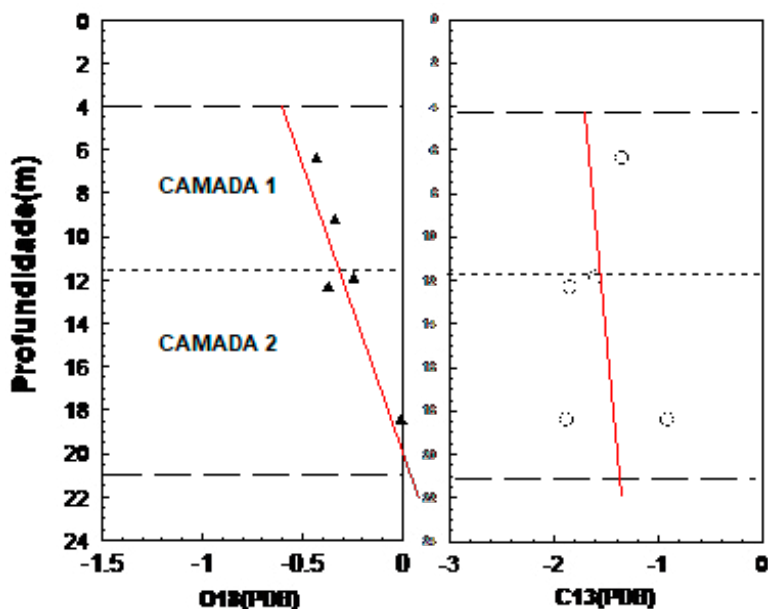


Figura 3.28- Perfil com resultados para os isótopos O^{18} e C^{13} .

Os ensaios de espectrometria de massa realizados com fragmentos de conchas coletadas nas diversas campanhas de amostragem mostraram, portanto, importante influência do mar no ambiente de formação do depósito de argila investigado. Convém, entretanto, ressaltar que as conclusões feitas em relação à aplicação do ensaio de espectrometria de massa foram tomadas considerando-se informações de relativamente poucos ensaios com as amostras coletadas nas campanhas de amostragem realizadas, sendo necessária, portanto, uma quantidade mais representativa de dados para a definição de uma análise mais ampla e representativa.

3.5.3- Biótica das conchas:

Considerando informações obtidas junto à Prof^ª. Deusinete Tenório (Departamento de Oceanografia/UFPE), as conchas coletadas durante os procedimentos de amostragem são, em sua maioria, características de moluscos da Classe **Bivalvia**, apresentando concha formada por duas valvas: a superior chata, e a inferior côncava, de forma a alojar o corpo do molusco (podendo ser ambas as valvas semelhantes). As mais frequentes nas amostras coletadas pertencem às famílias **Ostreidae** (*Crassostrea rhizophorae*; Guildind, 1828), **Veneridae** (*Anomalocardia brasiliana*; Gmelin, 1791) e **Corbulidae** (*Corbula caribea*; Orbigny, 1842). Os moluscos pertencentes à família **Ostreidae** são caracterizados principalmente por serem sedentários, com

habitat em raízes de árvores de manguezais (*Rhizophorae mangle*, principalmente) em conformidade com o registro da ocorrência de restos de vegetais superiores nos tubos amostradores. Os pertencentes às Famílias **Veneridae** e **Corbulidae** caracterizam-se por serem não-sedentários, com habitat nas areias e vasas do fundo de águas rasas. Foram também encontradas (principalmente na terceira campanha de sondagem/Furo F-04) conchas de moluscos pertencentes às famílias **Tellinidae** (*Tellina brasiliana*; Spengler, 1798) e **Nassariidae** (*Nassarius vibex*; Say, 1822 e *Nassarius albus*; Say, 1826), sendo esta última caracterizada por ser de moluscos da classe gastrópoda, apresentando apenas uma concha para alojar o corpo do molusco.

Na primeira camada definida no depósito de argila estudado (4,0-11,5m), foi mais frequente a ocorrência de conchas de moluscos das famílias **Ostreidae** e **Veneridae** em todos os furos para amostragem, encontrando-se também uma boa quantidade de conchas características da família **Nassariidae** na terceira campanha de amostragem. No corpo da segunda camada (11,5-21,0m), foi preponderante a ocorrência de conchas de moluscos da família **Corbulidae**, muitas delas coletadas com as duas valvas ainda coladas, parecendo indicar ter havido pouco transporte das conchas após a morte do animal e posterior integração da concha ao ambiente de sedimentação, em águas bastante tranquilas. O excelente estado de conservação apresentado pelas conchas

foi observado em todas as amostras analisadas, parecendo ter sido coletadas em ambiente de mangue atual, não sendo registrada a presença de conchas de moluscos de água doce (caramujos e caracóis), por não serem encontrados em ambientes próximos à foz de rios junto ao mar e áreas estuarinas devido à riqueza de sais.

Ferreira (1982), desenvolvendo trabalho de pesquisa na área do Clube Internacional, registrou a ocorrência de conchas de moluscos bivalves em toda a camada de argila estudada. Foram identificados principalmente cinco gêneros de moluscos no perfil do depósito. As conchas identificadas nas amostras coletadas pertencem às famílias **Ostreidae**, **Veneridae** e **Corbulidae**, que também ocorreram com maior frequência em relação ao depósito estudado neste trabalho.

3.6- COMENTÁRIOS FINAIS:

As informações referentes aos aspectos geológicos da formação do depósito indicam importante influência da ação do mar, notadamente após o período do último máximo transgressivo de 5.100 anos A.P., sob condições regressivas da linha de costa, definindo ambiente propício à formação de depósitos argilosos de origem flúvio-lagunar e de mangue, coerentemente com as análises feitas com as conchas de moluscos coletadas durante os procedimentos de amostragem.

O depósito de argila estudado, segundo as informações

de relatórios de sondagens de simples reconhecimento (SPT) realizadas no local, apresenta-se com espessura média de 17m, situando-se sob camadas de aterro e turfa com, respectivamente, 3 e 1m de espessura média. Abaixo da camada de argila, temos estratos arenoargilosos, com compactidade variando de baixa a elevada. Os ensaios de penetração à percussão realizados indicam a presença de um depósito de argila de consistência muito-mole, com índice de resistência à penetração de até 2,3m para o peso próprio do amostrador.

A extensa campanha de ensaios de caracterização realizada com amostras coletadas em diferentes campanhas de sondagem contribui bastante na análise geotécnica do depósito. Perfis de umidade, principalmente, indicam que a parte superior do depósito (até a profundidade de 11,5m, aproximadamente) apresenta-se com valores para o limite de liquidez e umidade natural de quase o dobro dos apresentados na parte inferior do depósito. A parte superior do depósito (camada 1), apresenta-se, portanto, com plasticidade bastante superior que a camada 2 (IP médio de 52,6 %), possuindo fração argilosa com capacidade de conferir-lhe comportamento ativo ($A_c > 1,25$). A presença de matéria orgânica, determinada segundo os métodos da queima e químico, foi mais importante nos extremos superior e inferior do depósito, atingindo T.M.O. máximo de 12,3%.

Os ensaios oedométricos desenvolvidos com amostras coletadas nos furos F-01, F-03 e F-04 reforçaram as indicações quanto à necessidade de análise do depósito considerando-se a existência de duas camadas bastante diferenciadas geotecnicamente entre si. A primeira camada, em conformidade com os estudos feitos nos ensaios de caracterização, apresenta-se com índice de vazios inicial de valor praticamente duas vezes maior que o encontrado para a segunda camada, que apresenta C_{ci} significativamente menor em relação ao encontrado para a camada 1. Quanto à história de tensões para o depósito, a primeira camada apresenta-se ligeiramente pré-adensada ($OCR = 2,5$) em sua parte superior, diminuindo o OCR com o aumento da profundidade, apresentando a camada 2 uma tendência a se mostrar normalmente adensada ou ligeiramente sub-adensada, parecendo indicar que o depósito se apresenta em processo de dissipação de acréscimos nas poropressões atuantes.

Quanto à resistência ao cisalhamento não-drenado apresentada pela argila estudada, os ensaios de compressão triaxial UU indicam muito baixos valores para S_u , característicos de argilas com muito baixa consistência, com curvas tensão x deformação obtidas com pico de resistência a aproximadamente 3% de deformação axial. A relação S_u x $IL(%)$ apresentada pelo solo parece indicar tendência a comportamento sensível (S_t médio igual a 5) apresentado pelo

solo, o que é reforçado pela amplitude nas diferenças para S_u encontradas para amostras de boa e má qualidade (avaliadas principalmente pelo aspecto visual apresentado pelas curvas de adensamento) utilizadas em ensaios UU-C.



CAPÍTULO 4



ENSAIOS DILATOMÉTRICOS REALIZADOS

4.1- INTRODUÇÃO:

A campanha de ensaios com dilatômetro teve início no dia 22 de julho de 1995, com a chegada da equipe de técnicos da COPPE/UFRJ e da Geomecânica S.A. (RJ) à cidade do Recife, incorporando-se ao grupo de trabalho envolvido na linha de pesquisa dos solos da planície do Recife.

Foram realizados 3 furos para ensaios dilatométricos (D1, D2 e D3) nos locais indicados na Figura 4.1, concentrando-se os pontos de investigação nas proximidades da obra que foi danificada.

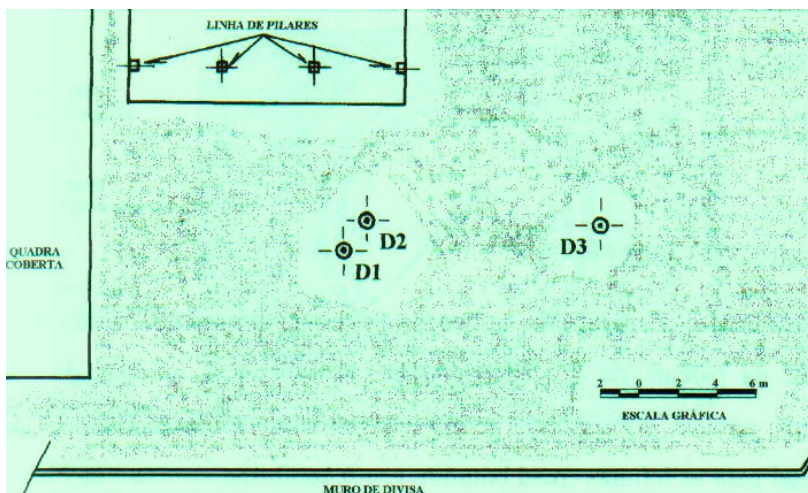


Figura 4.1- Posicionamento dos ensaios realizados.

Antes de cada ensaio, foi executado um pré-furo com o objetivo de ultrapassar a camada de aterro sobreposta à camada de argila que é objeto da investigação geotécnica. Os pré-furos foram executados com o emprego de trado manual, alcançando profundidades em torno dos 4m.



Figura 4.2-Visão geral do local dos ensaios.

4.2- EQUIPAMENTO EMPREGADO:

A lâmina dilatométrica e membrana utilizadas possuem dimensões padrão definidas pelo possuidor da patente do dilatômetro, prof. Marchetti. A unidade de controle empregada nos ensaios corresponde a um equipamento modelo 1985, possuindo controle manual para as leituras (*read bourdon gage*) conforme mostram as Figuras 4.3 e 4.4.



Figura 4.3- Equipamentos utilizados (unidade de controle, lâmina e fonte de pressão).

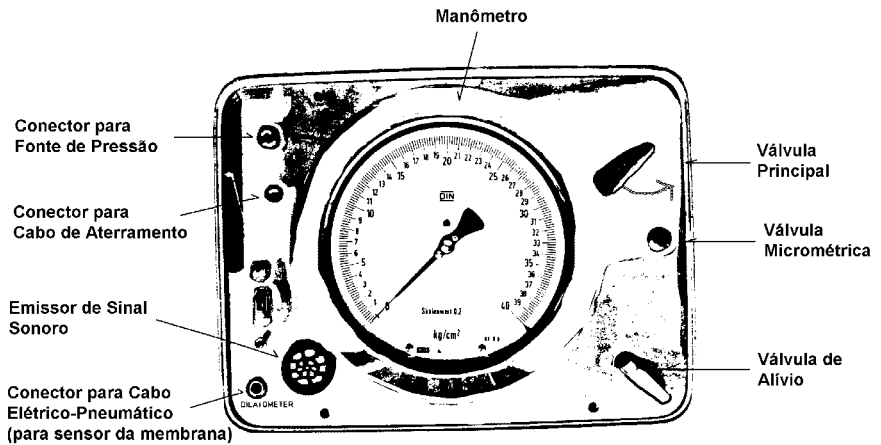


Figura 4.4- Características da unidade de controle utilizada (desenho esquemático).

A unidade de controle, portanto, inclui como dispositivos de

entrada/saída, um conector para fonte de pressão para o sistema, um conector para o cabo elétrico-pneumático, um conector para o cabo de aterramento e válvulas para o controle do fluxo e saída de gás do sistema. Como fonte de pressão, foi utilizado um cilindro de gás pressurizado com um manômetro acoplado, com emprego do gás nitrogênio seco, por ser não inflamável, não corrosivo, de baixo custo e fácil manutenção. O monitor da unidade de controle é calibrado em bars (1 bar $1,019 \text{ kgf/cm}^2$). A unidade de calibração utilizada compreende um manômetro para leitura de pressões e fonte de pressão para determinar A e B para a calibração da membrana. A calibração da membrana da lâmina dilatométrica foi feita com monitor de maior sensibilidade (-1,0 a 1,5 bar), conforme mostra a Figura 4.5.

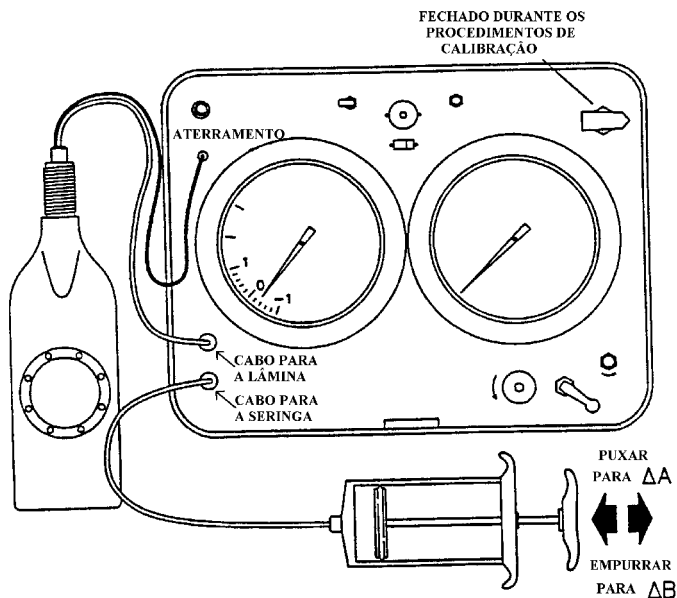


Figura 4.5- Unidade de calibração.

Para transmitir a pressão de gás e propiciar continuidade elétrica da unidade de controle à lâmina, foi utilizado um cabo elétrico-pneumático. Um cabo de aterramento propiciou a continuidade elétrica entre a unidade de controle e o equipamento de cravação.

Os procedimentos referentes à cravação da lâmina no solo tiveram efeito mediante utilização de sistema de cravação tipo reboque desenvolvido pela COPPE/UFRJ com capacidade de 200kN (Figura 4.6).

A prensa hidráulica empregada propiciou o desenvolvimento de uma velocidade de penetração da ordem de 2cm/s, sendo realizada uma calibração antes de cada ensaio para garantir que a velocidade de penetração não sofresse variações consideráveis. Não foram utilizados tirantes para a ancoragem do equipamento de cravação.

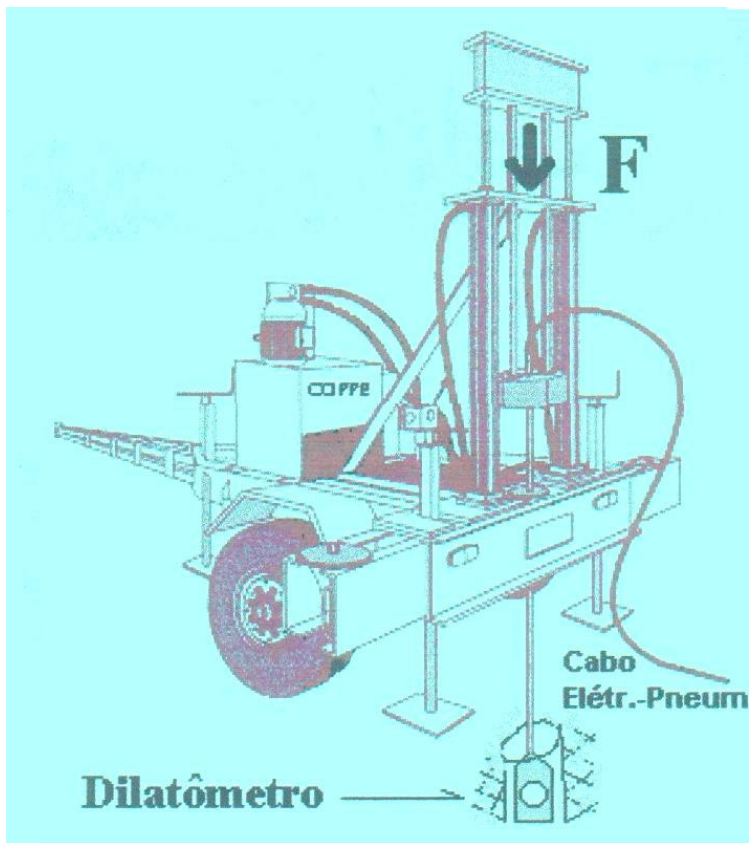


Figura 4.6- Layout do sistema empregado para a cravação do dilatômetro.

O perfil definido pelas leituras do esforço de cravação (figura 4.8) parece indicar que o depósito de argila estudado apresenta dois trechos com bastante diferença em relação à resistência oferecida à penetração da lâmina e das hastes no solo.



Figura 4.7- Leitura do esforço de cravação no manômetro do equipamento empregado.

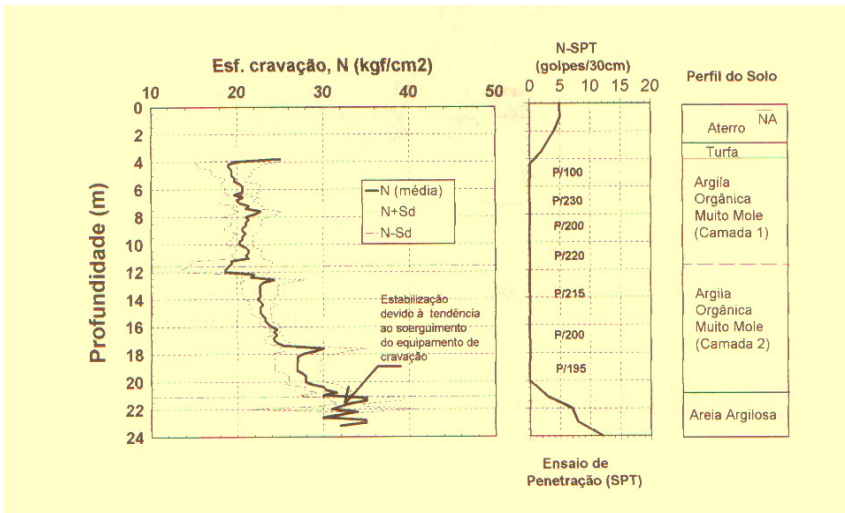


Figura 4.8- Perfil para a pressão de cravação.

Os trechos definidos pelo perfil para a pressão de cravação coincidem, aproximadamente, com as duas camadas definidas pelos perfis de umidade, sendo a primeira (4,0 a 11,5m) caracterizada por apresentar leitura para o esforço de cravação aproximadamente constante e igual a 20kgf/cm², e a segunda (11,5 a 21m) por apresentar leituras crescentes com a profundidade até estabilizar em torno dos 31,5 kgf/cm² no limite inferior do depósito de argila, quando o peso próprio do equipamento de cravação se mostrava insuficiente para se opor à reação do solo ao esforço de cravação.

4.3- PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Em princípio, foram seguidos os procedimentos propostos por Schmertmann (1986), com a consideração de algumas sugestões adicionais de outros pesquisadores. Para se relatar os procedimentos empregados no ensaio de dilatômetro, pode-se abordar, separadamente, cinco etapas, a saber: montagem do equipamento, calibração da membrana, avanço da lâmina, ensaios dilatométricos (leitura das pressões A, B e C) e ensaios de dissipação (DMTC).

4.3.1- Montagem do equipamento:

Como passos fundamentais na montagem do equipamento (figura 4.9) para o ensaio de dilatômetro, pode-se relacionar os seguintes:

I) conexão do cabo elétrico-pneumático, perpassando-o no

interior das hastes de cravação, que deverão estar preparadas segundo a ordem a ser seguida durante os procedimentos de cravação;

II) conexão do cabo elétrico-pneumático à lâmina dilatométrica, a qual, por sua vez, se conecta às hastes de cravação;

III) preparo da unidade de controle, removendo a trava do monitor e instalando a manopla, para então ligar o interruptor de áudio e usar o botão de teste a fim de checar a bateria e circuitos;

IV) conexão da válvula e manômetro ao cilindro de nitrogênio;

V) conexão do tubo do cilindro pressurizado à unidade de controle;

VI) regulagem da fonte de pressão, começando a partir do zero, para então abrir a válvula do cilindro inteiramente. É preciso observar a pressão do cilindro e ajustar o regulador para a aplicação de pressões não superiores à capacidade do monitor ou o valor de 80 bar no tubo;

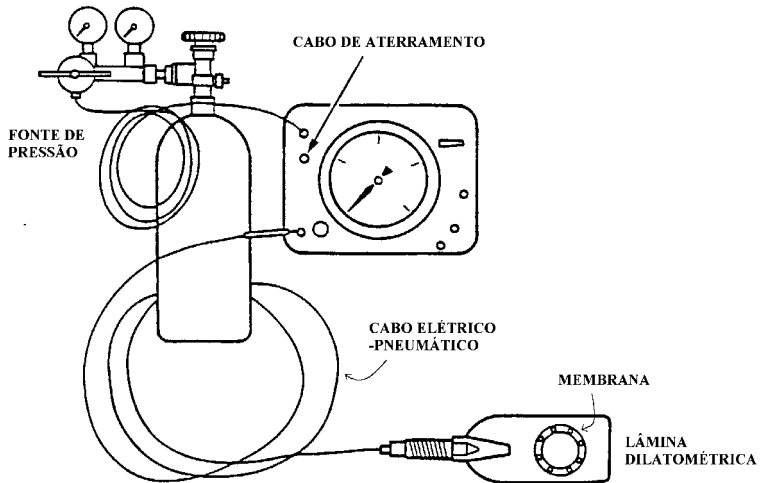


Figura 4.9- Esquema do Equipamento³.

VII) conexão do cabo elétrico-pneumático à unidade de controle e do cabo de aterramento;

VIII) checagem da condutividade elétrica do sistema, ativando o sinal sonoro com a pressurização da membrana;

IX) procedimentos de calibração da membrana e registro dos valores;

X) registro de informações do equipamento, como: zero do manômetro (Z_M), tipo de hastes, número de série da lâmina etc.

3 Para os três ensaios realizados foram registrados os seguintes valores para as pressões referentes ao zero do manômetro: $ZM(D_1) = 0,34$ bar, $ZM(D_2) = 0,32$ bar e $ZM(D_3) = 0,32$ bar.

4.3.2- Calibração da membrana

A membrana de aço inoxidável oferece uma resistência constante à sua deformação durante o ensaio, portanto, é necessário que se registrem as pressões de calibração A e B, responsáveis, respectivamente, pelas expansões de 0,05mm e 1,1mm do centro da membrana. Estas calibrações são usadas na correção das leituras no ensaio.

Para obter-se a calibração A, o operador aplica à membrana ao ar livre uma pressão de vácuo suficiente para ativar o sinal sonoro da unidade de controle. O vácuo causa uma deflexão interior da membrana similar à resultante pela pressão externa de solo no início do ensaio. Pelo lento alívio da pressão de vácuo, o operador simula a expansão da membrana durante o ensaio e pode determinar a calibração A necessária para a correção da leitura da pressão A.

A segunda correção consiste na resistência da membrana à deflexão externa. A rigidez, tanto do aço como do solo, oferecem resistência à expansão da membrana durante o ensaio. Para determinar a contribuição B à calibração da membrana, o operador determina a pressão necessária para expandir a membrana na posição referente à pressão B ao ar.

Mello Vieira (1994) avaliou com detalhes a influência da variação nas medidas para ΔA e ΔB na obtenção de

parâmetros geotécnicos, verificando que a pressão p_o praticamente não é afetada por ΔA e ΔB , enquanto a pressão p_1 é um pouco afetada por ΔB . Os parâmetros geotécnicos, devido à maior importância de ΔA e ΔB nos parâmetros índice E_D e I_D do que em K_D , sofrem, conforme resultados apresentados por Vieira (1994), influência de forma diferenciada, sendo o módulo oedométrico, M , o que apresentou maior sensibilidade a ΔA e ΔB , sendo os parâmetros S_u , OCR e K_o praticamente não afetados por ΔA .

A ciclagem de membranas novas apresenta-se, portanto, como procedimento de grande importância, a fim de fornecerem valores coerentes e estáveis após “exercitadas”, conforme recomendado por Marchetti e Crapps (1981), sendo conveniente, ainda, a verificação da aproximação entre medidas da ΔA e ΔB realizadas antes do ensaio e após a ciclagem em laboratório.

Apesar de não ter sido possível a realização dos procedimentos de calibração utilizando-se recipientes de pressão controlada (devido à não disponibilidade do equipamento no momento), a calibração da membrana ao ar (p_{atm}) foi executada antes de cada ensaio dilatométrico, sendo registrados, na tabela 4.1, os seguintes valores para ΔA e ΔB :

Tabela 4.1- Valores medidos nas calibrações (em bar)⁴.

Furo	ΔA	A	ΔB	B	A	B
	(antes)	(depois)	(antes)	(depois)	(mín-máx)	(mín-máx)
D1	0,20	0,18	1,28	1,34	0,05-0,30	0,05-0,80
D2	0,18	0,17	1,22	1,21	idem	idem
D3	0,18	0,17	1,23	1,24	idem	idem

Durante a sua visita ao Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, o prof. Marchetti, após apreciar os valores medidos para ΔA e ΔB nas calibrações da membrana para os três ensaios executados, sugeriu que fossem considerados nos cálculos os valores menores anotados para as pressões de calibração, visto que houve boa repetibilidade nos valores encontrados.

Para o furo D2, entretanto, no objetivo de se eliminar os valores negativos encontrados no perfil para o índice de material, I_D , e para o módulo dilatométrico, E_D , a sugestão consistiu em ajustar-se o perfil considerando-se os valores $\Delta A=0,14$ bar e $\Delta B=1,18$ bar.

Embora tenham sido registrados valores para ΔB ligeiramente superiores ao valor limite recomendado pelo CEN, considerando os comentários feitos pelo prof. Marchetti e as considerações propostas por Schmertmann (1986) em relação à aceitação de valores para a calibração da lâmina, a correção

4 Valores para ΔA e ΔB mínimos recomendados pelo *European Committee for Standardization* (CEN: *Comité Européen de Normalisation*).

quanto à rigidez da membrana foi efetuada utilizando-se os valores para ΔA e ΔB considerados.

4.3.3- Avanço da lâmina:

O sistema hidráulico utilizado propiciou procedimentos de cravação que atenderam à condição requerida de velocidade constante, minimizando as influências do processo de cravação nos resultados obtidos nos ensaios. A realização de pré-furos condicionou o início da cravação da lâmina em torno dos 4m de profundidade. A cravação da lâmina foi feita sempre verificando-se se a velocidade de penetração de 2cm/s estava sendo mantida, sendo realizada a calibração da máquina antes de cada ensaio.

O controle das profundidades de ensaio foi feito por simples contagem de hastes e das subdivisões existentes no corpo das hastes, já que o contador mecânico (conta-giros) da máquina de cravação estava desativado. A cravação da lâmina foi efetuada de forma sistemática e sem maiores problemas passíveis de nota, sendo interrompida quando o peso próprio do equipamento de cravação já se mostrava insuficiente para se opor à reação oferecida pelo solo à penetração das hastes e lâmina dilatométrica. Esta reação à penetração apresentou-se com maior importância quando a profundidade da lâmina alcançava os 17-18m e após a realização dos ensaios de dissipação, sendo notada visualmente pela tendência ao

soerguimento do equipamento de cravação.

4.3.4- Ensaios dilatométricos:

Durante a realização dos ensaios dilatométricos propriamente ditos, foram seguidos os passos abaixo:

i) avanço da lâmina com a válvula de alívio fechada e cabos de aterramento e elétrico-pneumático conectados, registrando o esforço de cravação;

Obs: não foi utilizada célula de carga na medição do esforço de cravação, sendo feitas leituras no manômetro da máquina de cravação;

ii) início do ensaio na profundidade desejada, ativando o sinal sonoro para realizar a leitura da pressão A;

iii) aplicação de pressão (com a válvula micrométrica de controle do fluxo fechada e a válvula de alívio aberta) abrindo a válvula principal (Figura 4.10). Quando fechada a válvula de alívio, a próxima etapa consiste em aplicar pressão e controlar o fluxo de gás usando a válvula micrométrica;

iv) leitura da pressão A: quando o sinal sonoro cessar, registra-se a pressão A observada no monitor, utilizando, porém, uma velocidade de pressurização lenta, pelo fato de se estar tratando com solos moles;

v) leitura da pressão B: continuar a pressurização até o sinal sonoro desativar, anotando-se no instante de reativação do

signal a pressão B e, imediatamente, abrir a válvula de alívio e fechar a válvula de alimentação de fluxo. Procurou-se encontrar a pressão B 15-30s após a pressão A;

vi) leitura da pressão C: aliviar pressão rapidamente acionando a válvula de alívio até o sinal sonoro da pressão B cessar. Usar a válvula micrométrica de alívio para liberar a pressão remanescente até o sinal sonoro reativar-se na pressão C, de forma gradual, e registrar a pressão C 15-30s após a pressão B, e

viii) registro das pressões A, B e C (Figura 4.11).



Figura 4.10- Realização do ensaio (aplicação de pressões).



Figura 4.11- Registro das leituras de pressões A, B e C.

4.3.5- Ensaio de dissipação:

Foram realizados ensaios de dissipação de poro-pressões através de leitura da pressão C (DMTC) em conformidade com o método proposto por ROBERTSON *et al.* (1988; *apud* SCHMERTMANN, 1988) e utilizando os valores para o fator tempo tabelados por Gupta (1983) em função da relação E/S_u . Os ensaios DMTC foram feitos nas profundidades de 7,40, 12,40 e 17,40m nos ensaios D1 e D2. A sequência de procedimentos listada abaixo resume os pontos fundamentais do método considerado para a condução dos ensaios DMTC.

I) após a penetração até a profundidade de ensaio, seguir a sequência normal de leitura das pressões A, B e C e iniciar uma sequência de observações no momento em que o esforço

de cravação cessar. Anotar o tempo decorrido no momento de leitura da pressão C e registrar o dado;

II) repetir a seqüência de ensaio para obter dados/pontos razoavelmente espaçados para a curva obtida no passo III abaixo. Um fator 2 de incremento no tempo para cada leitura de pressão C é satisfatório (p. ex. leituras em 1, 2, 4, 8, 15, 30 min a partir do instante em que cessa o esforço de cravação);

III) plotar as pressões C lidas com a raiz quadrada do tempo, fazendo o mínimo de medidas suficientes para determinar C_{50} (pressão para 50% da dissipação da pressão C de equilíbrio, C_{100}), conforme mostra a Figura 4.12.

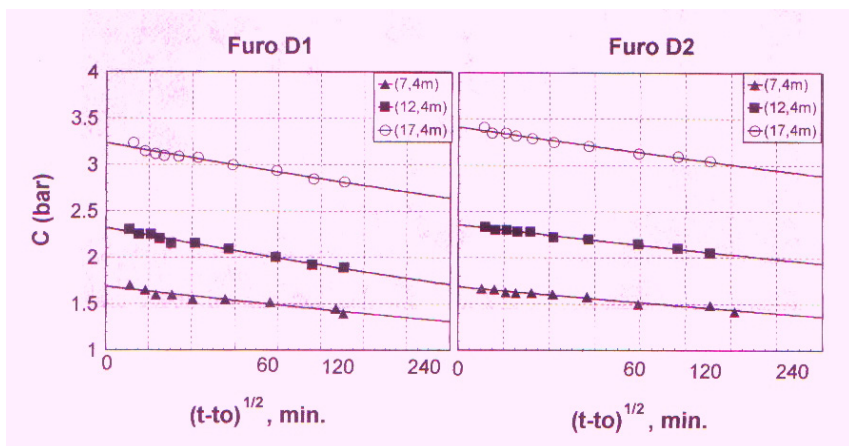


Figura 4.12- Pressões C lidas versus raiz quadrada do tempo para o solo estudado.

IV) determinar t_{50} (tempo necessário para alcançar C_{50} na curva de dissipação), utilizando o método descrito no item III

para obter C_{50} .

V) após estimar a razão E/S_u , calcular o coeficiente C_h usando a equação abaixo:

$$C_h = 600 \cdot \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right); \quad \text{em mm}^2/\text{min.} \quad (4.1)$$

onde:

t_{50} = tempo necessário para alcançar C_{50} na curva de dissipação.

Tabela 4.2- Valores de T_{50} (min) em função de E/S_u (GUPTA, 1983).

E/S_u	100	200	400	800
T_{50} (min)	1.1	1.5	2.0	2.7

T_{50} = fator tempo estimado (GUPTA, 1983) (Tabela 4.2)

4.4- APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

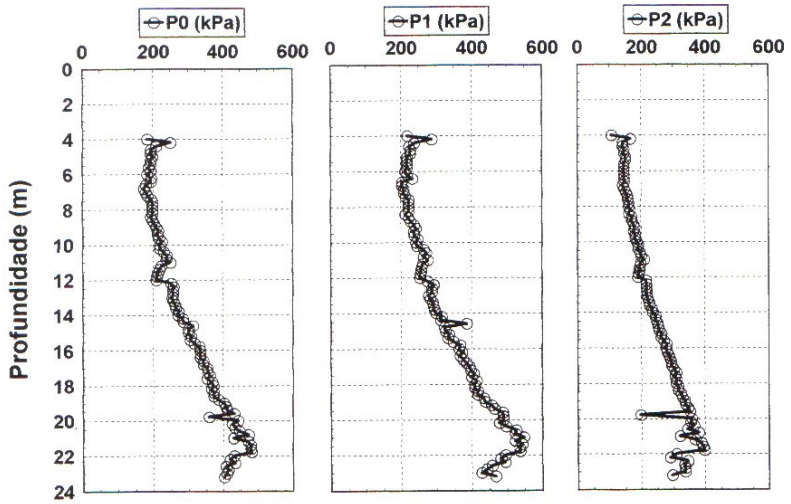
O registro das leituras das pressões A, B e C foi feito de forma manual, anotando-se os valores e relacionando-os com as respectivas profundidades de ensaio, sendo utilizadas fichas padronizadas pela empresa que executou os ensaios. Também foram registrados nas fichas dados referentes à profundidade do nível d'água, zero do manômetro (Z_M) e pressões de calibração A e B. Essas informações foram anotadas no intuito de assegurar a qualidade e repetibilidade nas condições para os dados e

os tempos decorridos para o registro das pressões A, B e C. Os ensaios de dissipação no dilatômetro tiveram seus dados registrados em uma ficha diferenciada, anotando-se, para cada profundidade de ensaio, valores de pressão C e o tempo correspondente (em min) para a leitura, em conformidade com os intervalos recomendados (ROBERTSON *et al.*, 1988).

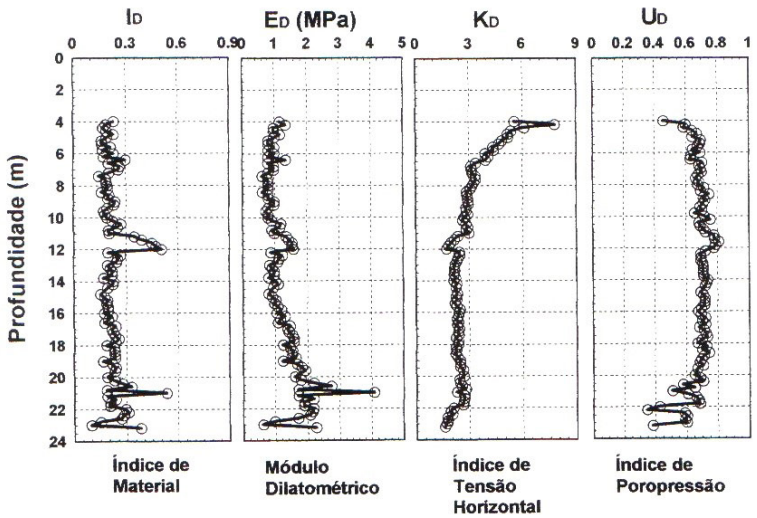
A compilação e tratamento dos dados anotados nas fichas de ensaio para os furos D1, D2 e D3 foram posteriormente realizados utilizando-se planilhas eletrônicas preparadas exclusivamente para este trabalho, obtendo-se os índices dilatométricos e diversos parâmetros geotécnicos de interesse, possibilitando-se a análise dos dados ao longo do perfil para cada ensaio. As informações obtidas nas planilhas propiciaram a elaboração de diversos gráficos, sendo utilizado o software *Harvard Graphics* (HG versão 2) como recurso para a execução dos desenhos.

A seguir, serão apresentados gráficos mostrando variações nos perfis para os três furos em relação às pressões corrigidas, p_0 e p_1 , e tensão vertical efetiva, σ'_{vo} , pressão corrigida, p_2 , poro-pressão inicial, u_0 e os referentes aos índices dilatométricos I_D (índice do material), E_D (módulo dilatométrico), K_D (índice de tensão horizontal) e U_D (índice de poro-pressão).

Em anexo a este trabalho, encontram-se planilhas que contêm os resultados de ensaios dilatométricos realizados (Apêndice A), referentes às figuras 4.13 a 4.16.

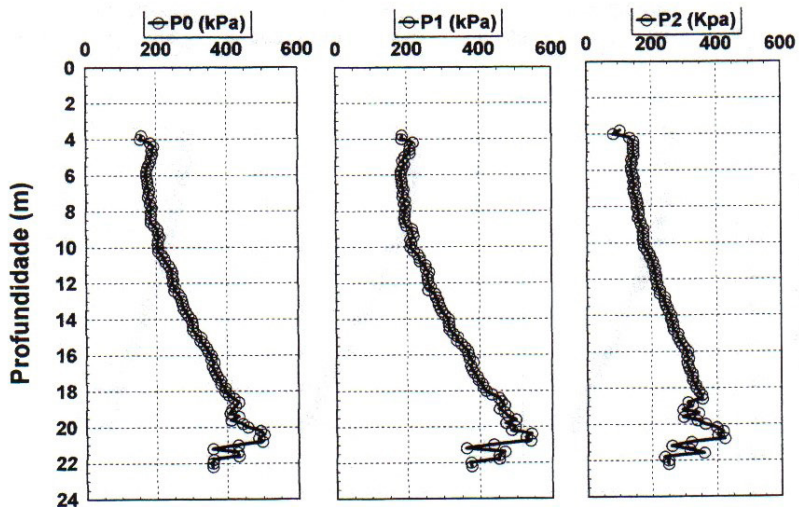


(a) Pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 .

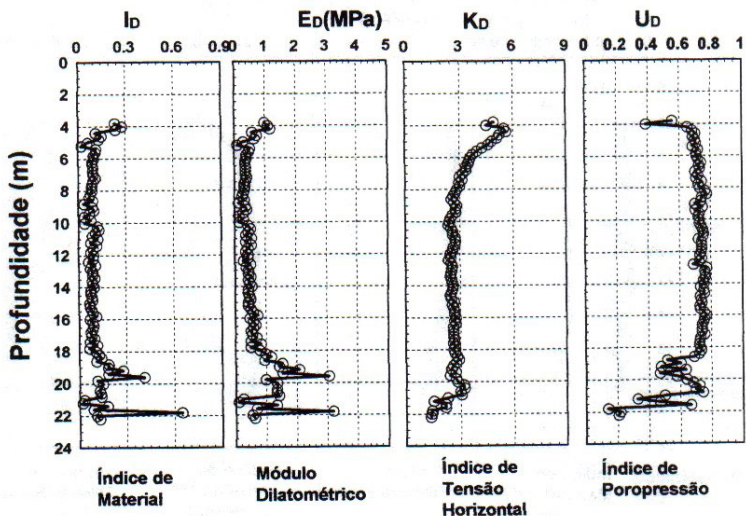


(b) Parâmetros índice obtidos.

Figura 4.13- Perfis DMT para o ensaio D1.

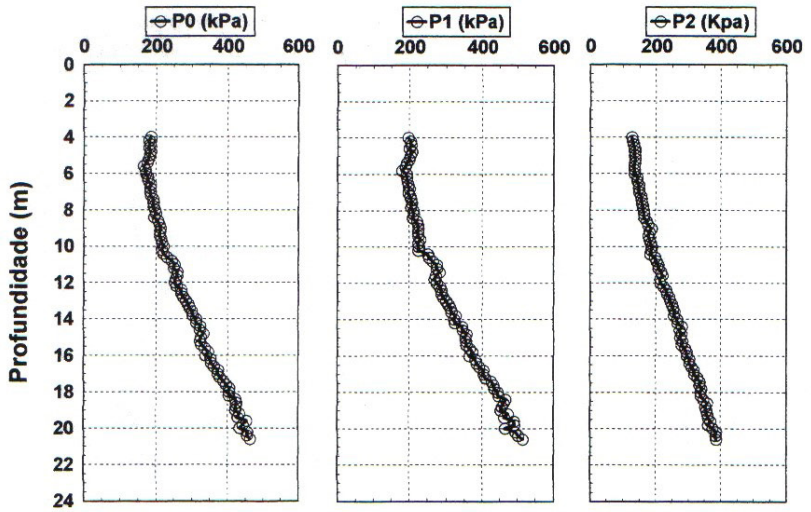


(a) Pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 .

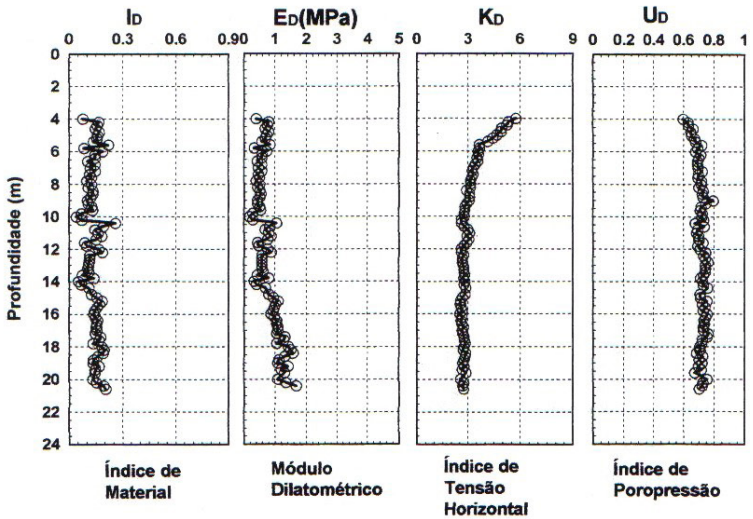


(b) Parâmetros índice obtidos.

Figura 4.14- Perfis DMT para o ensaio D2.

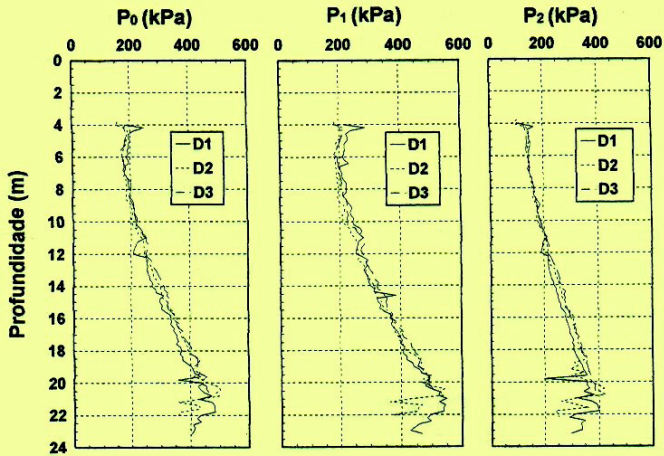


(a) Pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 .

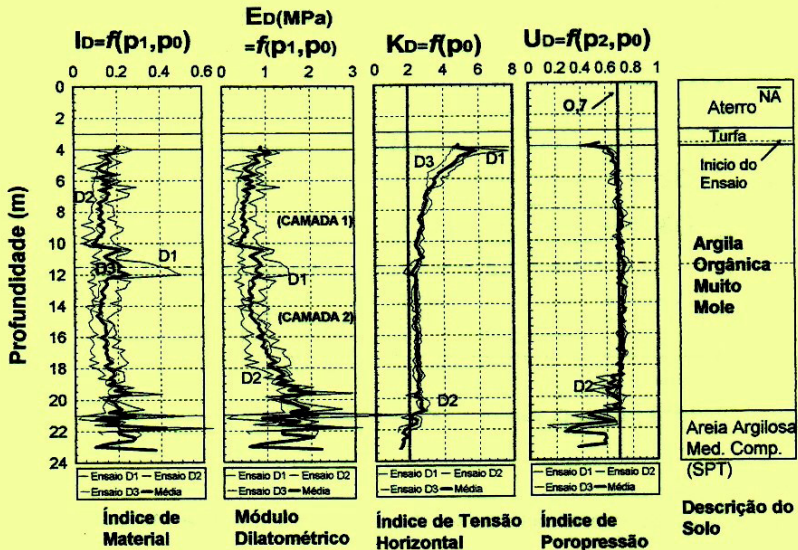


(b) Parâmetros índice obtidos.

Figura 4.15- Perfis DMT para o ensaio D3.



(a) Pressões corrigidas p_0 , p_1 e p_2 para os ensaios D1, D2 e D3.



(b) Parâmetros índice obtidos para os ensaios D1, D2 e D3.

4.16- Perfis para pressões e parâmetros índice obtidos.

Pode-se constatar, portanto, que houve boa repetibilidade nos resultados dos ensaios dilatométricos realizados, pois todos os perfis apresentaram-se com comportamento bastante coerente.

Os perfis para o índice de material e módulo dilatométrico, entretanto, apresentaram certa dispersão, relacionada à dispersão ocorrida em relação aos valores para a diferença entre as pressões corrigidas p_1 e p_0 ($p_1 - p_0$) para os ensaios realizados, principalmente para o furo D1, conforme mostra a figura 4.17.

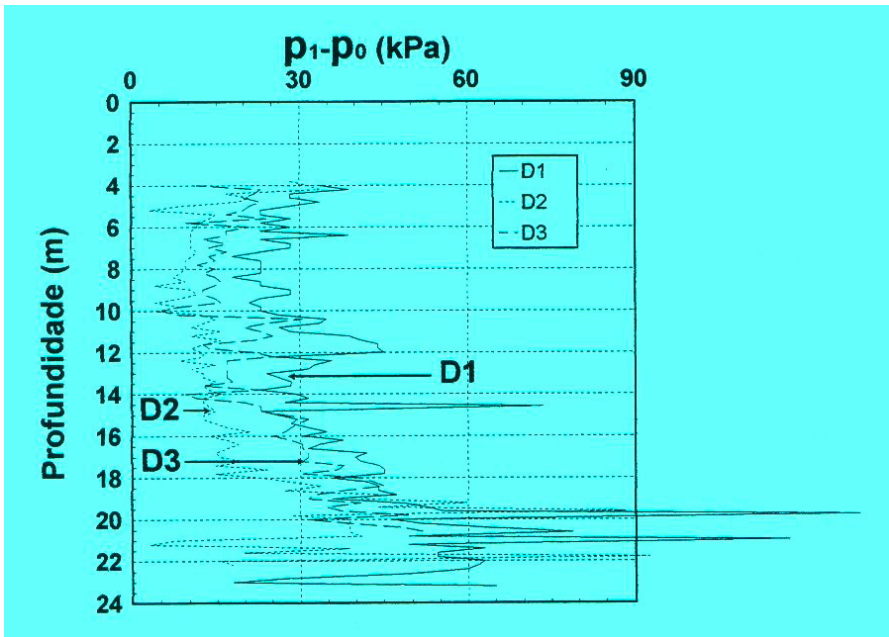


Figura 4.17- Perfis para $p_1 - p_0$ para os ensaios D1, D2 e D3.

Os perfis indicaram valores muito baixos ($I_D < 0,6$) para o Índice de Material, I_D , com uma discreta tendência ao aumento com a profundidade. No trecho entre os 10 e 12m, tem-se a indicação de valores um pouco discordantes da tendência, principalmente observados nos resultados para o furo D1 (figura 4.18).

Aproximadamente após os 21m, é observada a alteração do comportamento dos perfis, indicando a ocorrência de modificações nas características do solo, que, nestes estratos, não se apresenta com a uniformidade anterior. Os perfis para o módulo dilatométrico, E_D , apresentam, de forma semelhante a I_D , aumento discreto com a profundidade a partir de aproximadamente 12 m, conforme mostra a figura 4.18.

Os perfis para o índice de tensão horizontal, K_D , e para o índice de poro-pressão, U_D , indicaram muito boa repetibilidade para os ensaios dilatométricos realizados, considerando-se que, para estes parâmetros índice não existe interdependência em relação à diferença entre p_o e p_1 , como foi observado nas análises para I_D e E_D . A excelente repetibilidade em relação ao índice de tensão horizontal, K_D , e ao índice de poro-pressão, U_D , gera, portanto, uma boa expectativa quanto à utilização destes parâmetros índice em correlações para a caracterização e análises de parâmetros geotécnicos para o depósito estudado.

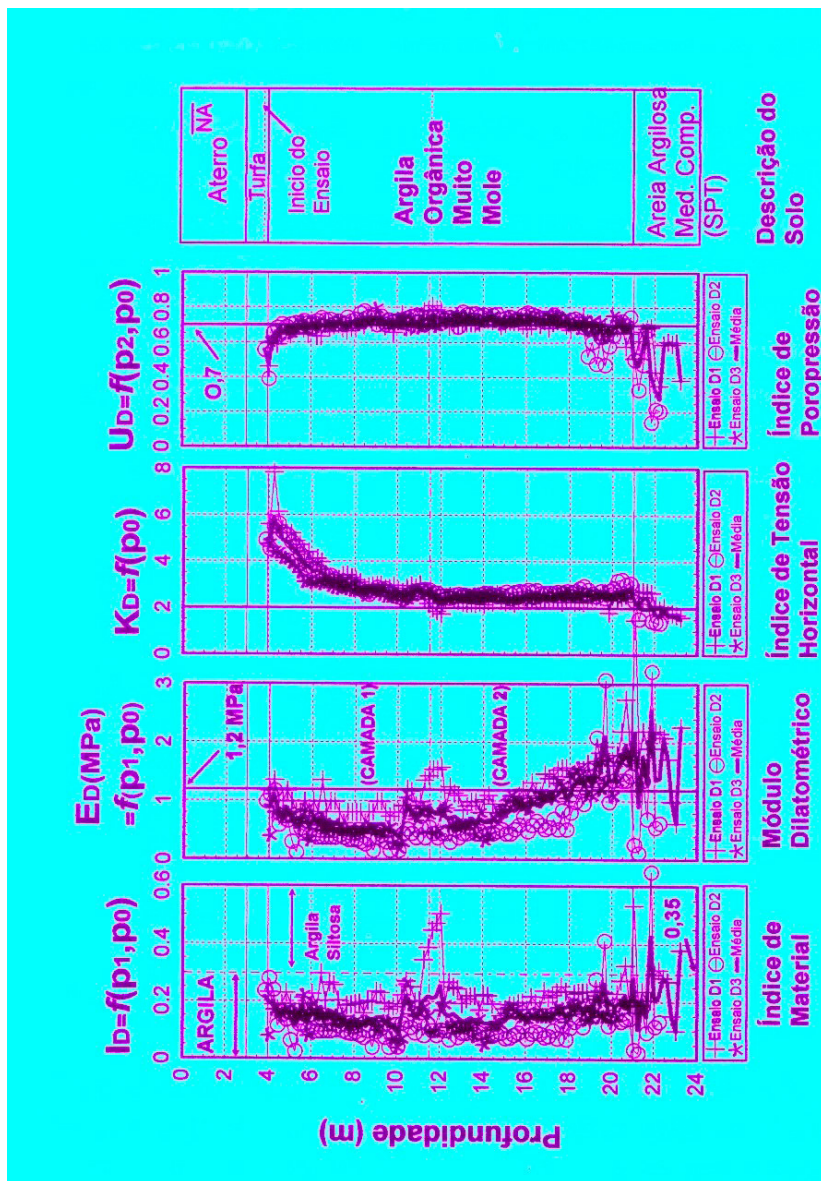


Figura 4.18- Parâmetros índice obtidos para o depósito estudado.



CAPÍTULO 5

ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS E ESTRATIGRAFIA

Os solos de origem sedimentar (figura 5.1), transportados fluvialmente e depositados em ambientes de planície com influência marinha, frequentemente se apresentam segundo um perfil característico, no qual a camada superficial (atingindo profundidades superiores a 20m) é constituída por solos marcadamente argilosos com consistência mole, não sendo rara a ocorrência de elevados teores de matéria orgânica e mesmo turfa, sobrepostos a estratos siltosos/arenosos que podem variar em relação ao estado de compactação de fofo a medianamente compacto (ORTIGÃO, 1993a).

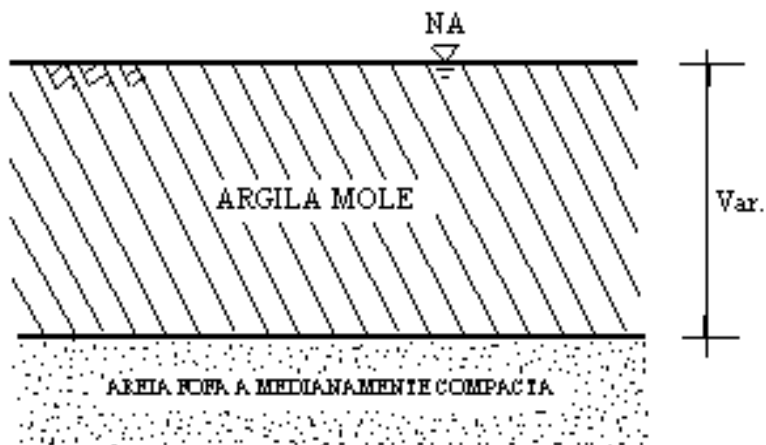


Figura 5.1- Perfil característico para solos de origem sedimentar em ambientes de planície com influência marinha, transportados fluvialmente (ORTIGÃO, 1993a).

No ambiente estudado, além da existência de uma espessa camada de argila mole, tem-se a constatação de um zoneamento do corpo da camada, definindo-se duas regiões diferenciadas geotecnicamente entre si. Os ensaios dilatométricos realizados contribuíram bastante no detalhamento de informações em relação à classificação dos solos e na obtenção do perfil estratigráfico.

5.1.1- Ensaio dilatométrico

Considerando-se os índices dilatométricos I_D , E_D e U_D apresentados para os três ensaios executados, podem-se construir perfis mostrando a variação destes índices com a

profundidade e, assim, propiciar uma avaliação dos tipos de solo encontrados e do perfil estratigráfico. Utilizando os valores do índice de material, I_D , e módulo dilatométrico, E_D , conforme o ábaco para determinação do solo proposto por Marchetti e Crapps (1981), e as alterações apresentadas por Lacasse e Lunne (1988), tem-se uma primeira definição da estratigrafia que, posteriormente, será avaliada confrontando-se o resultado encontrado pela apreciação de I_D e E_D com os correspondentes valores referentes ao índice de poro-pressão, U_D , conforme proposto por Lutenegeger e Kabir (1988), auxiliando, assim, nos trabalhos no sentido de se classificar o solo e se definir a estratigrafia do local estudado.

Em se procedendo à elaboração de um perfil médio referente aos índices dilatométricos I_D , E_D , K_D e U_D para os furos D1, D2 e D3 executados, poder-se ter a estratigrafia abaixo representando o local de estudo (Figura 5.2). Os perfis encontrados apresentam valores para I_D quase sempre inferiores a 0,35, característica de solos com comportamento marcadamente argiloso, e, para E_D , valores inferiores a 1200kPa (consistência muito mole) para quase todo o perfil (entre 4 e 18m, aproximadamente).

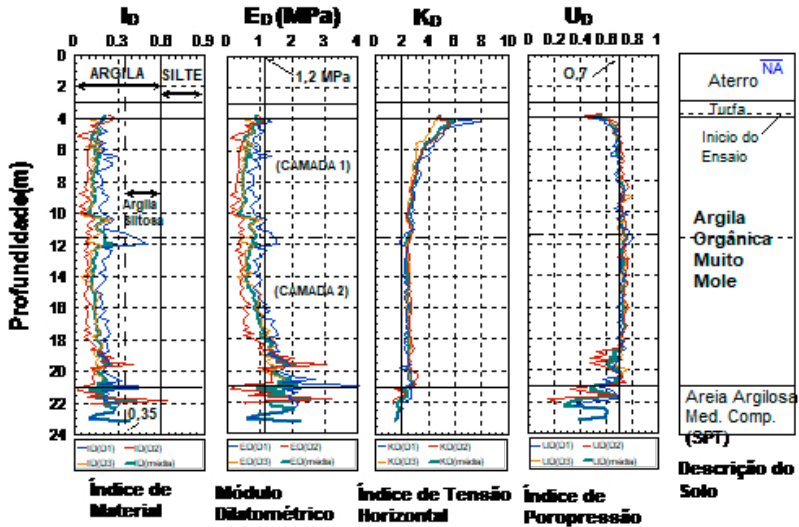


Figura 5.2- Índices dilatométricos para D1, D2, D3, média e estratigrafia correspondente.

O perfil estratigráfico definido segundo as informações dos ensaios D1, D2 e D3 confirma, portanto, a presença de um espesso depósito de argila ($I_D < 0,6$), com consistência de mole a muito mole ($E_D < 2\text{MPa}$), abaixo da camada de material de aterro, com ocorrência de traços de material argilo-siltoso, conforme indicação, principalmente nos resultados para o ensaio D1, da presença de uma delgada camada de argila siltosa mole (talvez fragmentos de conchas), situada entre os 11 e 12m de profundidade, coincidindo aproximadamente com a cota onde há uma boa diferenciação no corpo da camada de argila orgânica muito mole, evidenciada principalmente nos perfis de umidade mostrados no capítulo 3 deste trabalho,

aparecendo, então, como uma transição entre as duas camadas definidas.

A tabela 5.1 apresenta as faixas de valores (média \pm desvio padrão) para I_D e E_D encontrados para as duas camadas definidas no depósito de argila.

Tabela 5.1- Faixas de valores encontrados no depósito.

Camada (prof.)	I_D			E_D (MPa)		
	$I_D - s_d$	média	$I_D + s_d$	$E_D - s_d$	média	$E_D + s_d$
Camada 1 (4,0-11,5 m)	0,111	0,142	0,173	0,46	0,62	0,78
Camada 2 (11,5-21 m)	0,112	0,177	0,242	0,64	1,14	1,64

Os valores para o índice de material, I_D , e para o módulo dilatométrico, E_D , apresentaram valores importantes para o desvio padrão da média, devido à influência dos resultados para a diferença entre as pressões corrigidas p_0 e p_1 encontradas para o ensaio executado no furo D1, principalmente para a segunda camada do depósito.

Considerando-se, portanto, a subdivisão do depósito estudado em duas camadas, pode-se definir, na figura 5.3, as respectivas áreas do ábaco correspondentes à ocorrência de tipos de solo, conforme proposto por Marchetti e Crapps (1981).

Como se pode observar na figura 5.3, as faixas de ocorrência (camadas 1 e 2) para o solo estudado apresentam-se, portanto, em região do ábaco onde se caracterizam solos com comportamento coesivo, consistência mole a muito mole e com baixos valores para o peso específico total.

Pode-se constatar que, para os valores encontrados para o índice de material, I_D , e para o módulo dilatométrico, E_D , no depósito estudado, deveria haver uma ampliação nos limites inferiores existentes no ábaco original proposto por Marchetti e Crapps (1981), a exemplo do que fora observado por Lacasse e Lunne (1988), os quais, estudando solos da Noruega, observaram que a ocorrência de valores para o índice de material, I_D , inferiores a todos os considerados anteriormente por Marchetti (1980), o que implica no tratamento diferenciado para as argilas com valores tão baixos para I_D . Os autores ainda comentam que valores muito baixos para I_D podem indicar amolgamento do solo (principalmente naqueles que apresentam comportamento sensível) durante os procedimentos de ensaio.

Campanella e Robertson (1991), considerando resultados obtidos a partir de ensaios realizados em solos argilosos com consistência mole ($I_D \leq 0,6$ e $K_D \leq 5,0$), mostraram que as poro-pressões incidentes na face da membrana durante e imediatamente após a penetração da lâmina são muito altas, sendo muito baixas as tensões efetivas atuantes na membrana, permanecendo constantes durante as fases de expansão e deflação no ensaio.

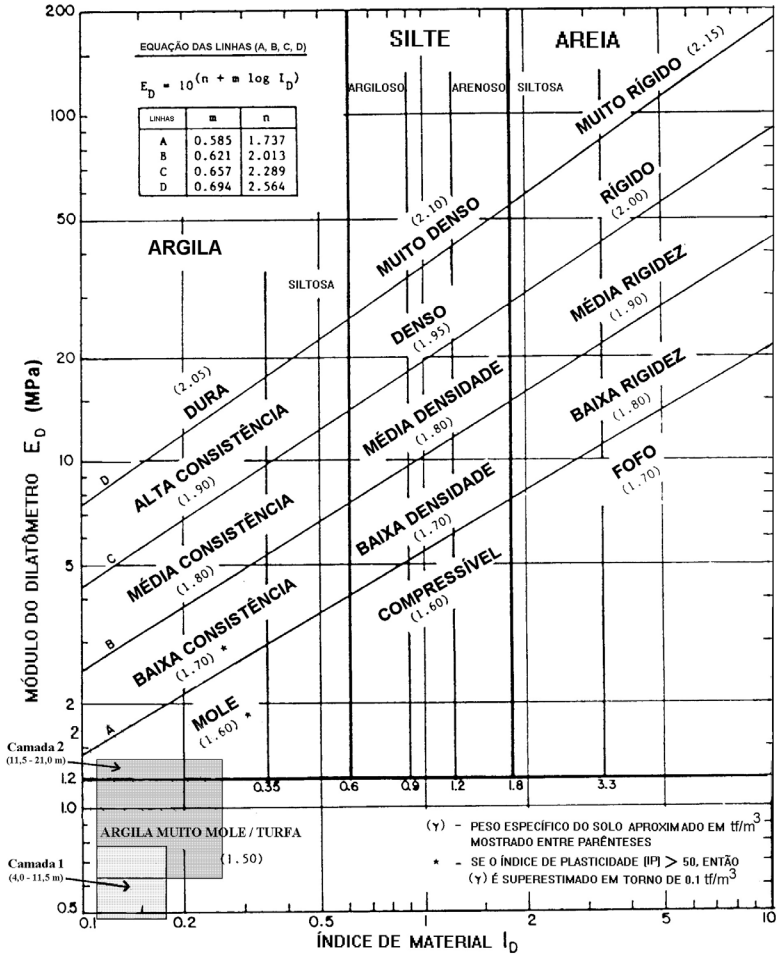


Figura 5.3- O depósito estudado no ábaco de Marchetti e Crapps (1981).

As altas poro-pressões de penetração controlam rigorosamente as tensões totais medidas (p_0 e p_1), sendo a pressão p_2 similar à poropressão de penetração, para

solos com $I_D < 0,6$ e $K_D \leq 5,0$ (CAMPANELLA *et al.*, 1985; ROBERTSON *et al.*, 1988; LUTENEGGER, 1988 e CAMPANELLA e ROBERTSON, 1991).

Schmertmann e Crapps (1988) comentam que o índice de material, I_D , estando relacionado com o diâmetro predominante dos grãos do solo (MARCHETTI, 1980), pode retratar a variação no comportamento mecânico dos solos, sendo relacionado ao tipo de solo fundamentalmente devido à variação na permeabilidade por ele apresentada. Em argilas de baixa permeabilidade, por exemplo, o ensaio é realizado sob condição não-drenada, e o excesso de poro-pressões, U_u , não é submetido a apreciável dissipação durante a duração do ensaio (em torno de 1 min), sendo registrados baixos valores correspondentes para I_D .

Lutenegger (*apud* BRIAUD e MIRAN, 1992) comenta que perfis para p_o e p_1 versus profundidade podem ser muito úteis na classificação de solos e definição da estratigrafia. Comparando-se as pressões p_o e p_2 , poder-se-ia, também, obter uma indicação inicial da estratigrafia (LUTENEGGER e KABIR, 1988), sendo bastante úteis na identificação de variações no perfil apresentado pelo solo.

Considerando-se, portanto, os valores encontrados para as leituras das pressões corrigidas p_o , p_1 e p_2 , relacionadas com a tensão vertical efetiva, σ'_{vo} (para p_o e p_1) e a poropressão inicial u_o (para p_2) poder-se-á construir perfis auxiliares

que auxiliariam na definição da estratigrafia do local e na classificação dos tipos de solos encontrados (Figuras 5.4 e 5.5).

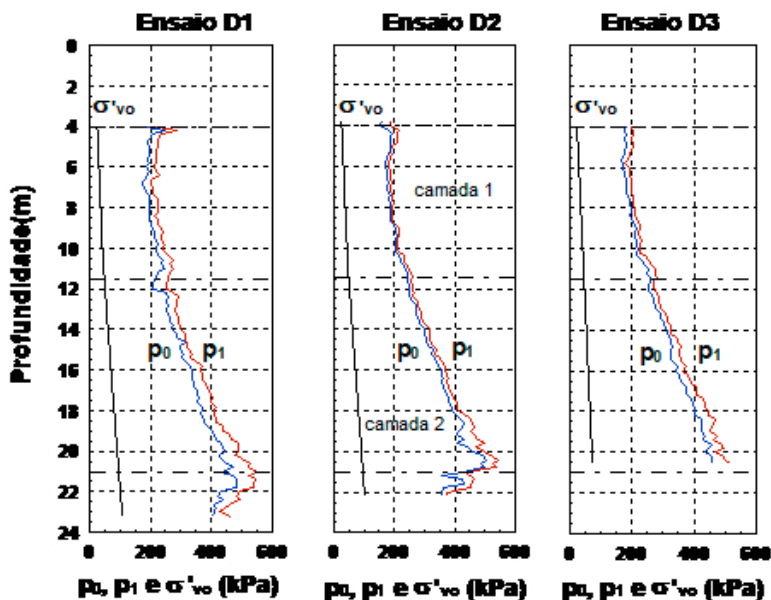


Figura 5.4- Perfis para σ'_{vo} , P_0 e P_1 , para os furos D1, D2 e D3.

Os perfis para σ'_{vo} , p_0 e p_1 (Figura 5.4), combinados com os perfis para u_0 e p_2 (Figura 5.5), indicam que solo estudado apresenta, portanto, um comportamento marcadamente argiloso, em que os valores para as pressões p_0 e p_1 se apresentam muito próximos entre si ao longo de todo o perfil, e a pressão p_2 mostra-se sempre superior à poro-pressão de equilíbrio, u_0 , apresentando valores bastante elevados (até 400kPa), não havendo apreciável dissipação,

portanto, da poropressão gerada no processo de penetração da lâmina dilatométrica (aproximadamente igual a p_2 para solos pouco permeáveis).

Após a profundidade de aproximadamente 19m, os valores de p_2 apresentam-se mais próximas de u_o , indicando ocorrer uma maior presença de areia nesses estratos e propiciando uma maior permeabilidade para o solo após esse nível. A figura 5.5 mostra que a partir da profundidade igual a 21m, definida para a transição entre o depósito de argila e a camada de areia argilosa, ocorre uma maior tendência à aproximação entre a pressão p_2 e a poro-pressão de equilíbrio u_o . Esta é uma das características de solos onde o ensaio é desenvolvido com suficiente drenagem para a dissipação da poropressão gerada no processo de cravação da lâmina ($p_2 \gg u_o$).

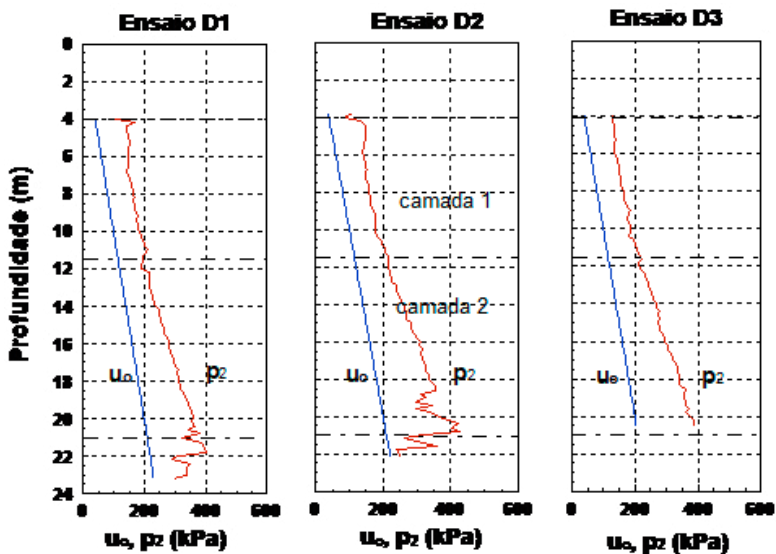


Figura 5.5- Perfis para u_o e p_2 , para os furos D1, D2 e D3.

Os baixos valores para I_D encontrados após a profundidade de 21m, considerados como uma resposta natural para argilas moles com baixa permeabilidade, poderiam, entretanto, conduzir a interpretações errôneas a respeito da classificação dos solos que ocorrem abaixo do depósito estudado.

Para evitar esse equívoco, Marchetti (1997) sugere a consulta aos valores apresentados para o índice de poro-pressão, U_D , como solução ao problema de ambiguidade. Se valores para U_D em correspondentes valores baixos para “A-B” são intermediários entre os característicos para camadas com drenagem livre ($U_D \gg 0$) e para camadas com drenagem restrita ($U_D \gg 0,7$), a condição de drenagem parcial é presumivelmente a mais correta. Marchetti (1997) ainda comenta que a definição em laboratório (análise granulométrica e/ou ensaios de permeabilidade) também pode ser verificada.

5.1.2- Comparação de resultados

Confrontando-se os perfis estratigráficos obtidos na sondagem de simples reconhecimento (ver furos SP-1 e SP-8/Apêndice C) com os definidos a partir do ensaio DMT, constata-se uma boa concordância em relação à definição da profundidade onde ocorre uma maior presença de areia ($\gg 21$ m) no depósito estudado (figura 5.6), não sendo possível, entretanto, devido às limitações intrínsecas ao ensaio de penetração à percussão, definir-se a estratificação do depósito de argila em duas camadas, evidenciadas, principalmente, pelos resultados obtidos mediante ensaios de laboratório (umidades e massa específica aparente, principalmente).

A razão da não indicação da ocorrência da lente de material turfoso registrada em ensaios de penetração à percussão, provavelmente se deve ao fato de que a profundidade de início dos ensaios ter sido superior à da camada de turfa devido às profundidades dos furos pré-executados para o início dos ensaios dilatométricos.

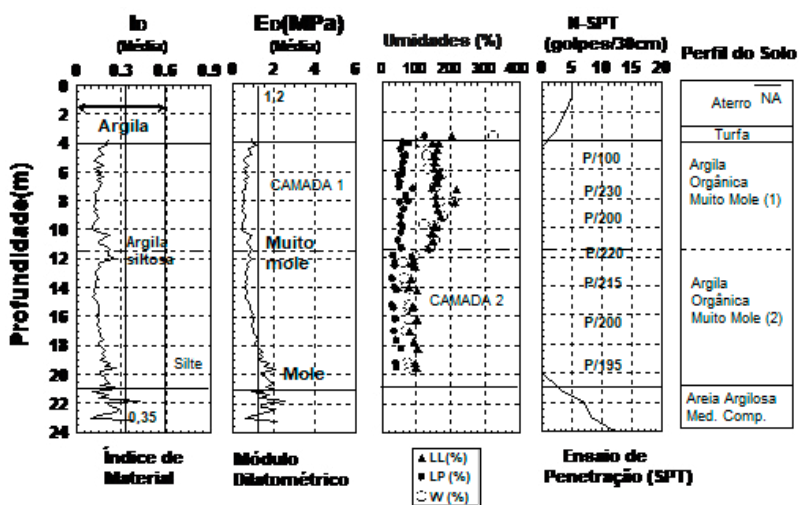


Figura 5.6- Estratigrafia e classificação dos solos (figura geral).

Definindo-se, portanto, a profundidade de 21m como a fixada para o limite inferior do depósito estudado, as posteriores análises e comparações para os diversos parâmetros (exceto peso específico e módulo cisalhante máximo) serão realizadas para perfis contidos no corpo da camada de argila mole (4,0 a 21,0m) delimitada, sendo empregadas correlações para solos com drenagem restrita.

5.2- PARÂMETROS DE ESTADO INICIAL E HISTÓRIA DE TENSÕES

5.2.1- Peso específico

5.2.1.1- Ensaio dilatométrico

Em conformidade com os dados referentes aos ensaios dilatométricos D1, D2 e D3, e considerando-se o que dispõe o ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981), podem-se elaborar perfis apresentando a variação do peso específico total (figura 5.7).

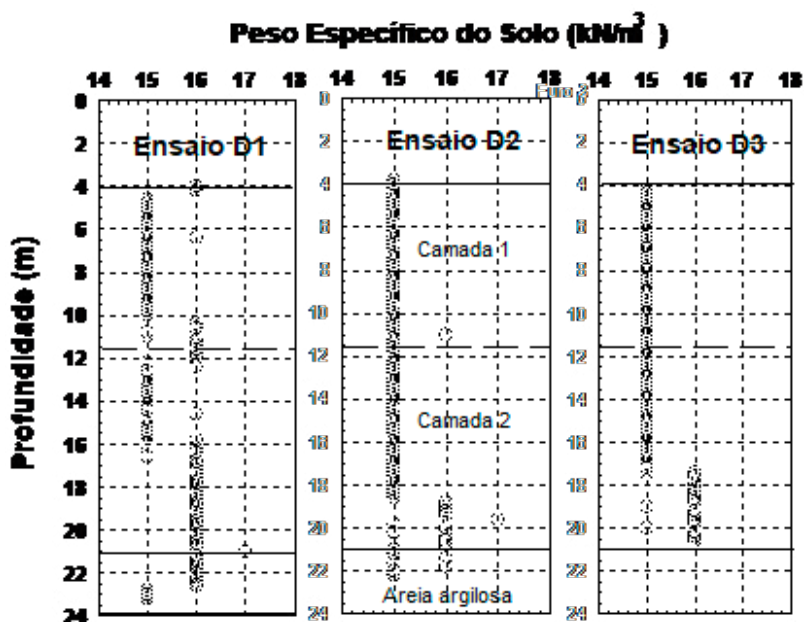


Figura 5.7- Perfis geotécnicos: peso específico.

Os perfis encontrados para os parâmetros índice obtidos

para os ensaios DMT realizados mostram que os solos se apresentam predominantemente argilosos com módulo dilatométrico E_D inferior a 1,2MPa, o que pressupõe para o peso específico aparente para o solo, γ , correspondente, valor igual ou inferior a 15kN/m³.

Provavelmente, devido ao elevado teor de umidade inerente à porção da camada de argila orgânica muito mole situada aproximadamente entre as profundidades de 4,0 e 11,5m (camada 1), poder-se-ia ter valores inferiores a 15kN/m³ referentes ao peso específico para o solo estudado, conforme o próprio ábaco de Marchetti e Crapps (1981), considera para solos com índice de plasticidade superior a 50% (observa-se que há uma superestimativa em torno de 1,0kN/m³ para estes solos). A partir de aproximadamente 17 metros de profundidade, tem-se o aumento do peso específico da argila, que passa a apresentar o valor de 16kN/m³ como o predominante, correspondendo à região onde tem-se uma maior consistência relativa para o solo ($E_D > 1,2\text{MPa}$).

5.2.1.2- Comparação de resultados

De uma forma geral, a determinação do peso específico do solo estudado a partir de ensaios dilatométricos conduziu a valores superiores aos encontrados mediante ensaios de laboratório, principalmente nos trechos (camada 1) onde

a argila ocorre com consistência muito mole ($E_D < 1000$ kPa). Este resultado está em conformidade com os estudos realizados por Lacasse e Lunne (1988), que indicam haver uma tendência à superestimativa no valor do peso específico da argila de consistência mole obtido mediante consulta ao ábaco original proposto por Marchetti e Crapps (1981) quando comparado com valores obtidos em laboratório.

Em relação ao perfil médio para g_{DMT} (Figura 5.8) no trecho correspondente à segunda camada (11,5-21 m), observa-se a tendência a aproximação em relação aos valores para peso específico definidos em laboratório (ensaio oedométrico). A divergência apresentada pelas duas últimas amostras analisadas para o furo F-04 em relação à tendência observada deve-se, provavelmente, ao expressivo teor de matéria orgânica apresentado [MO (%) » 12 %] pela argila devido à ocorrência de restos vegetais em decomposição nestas amostras.

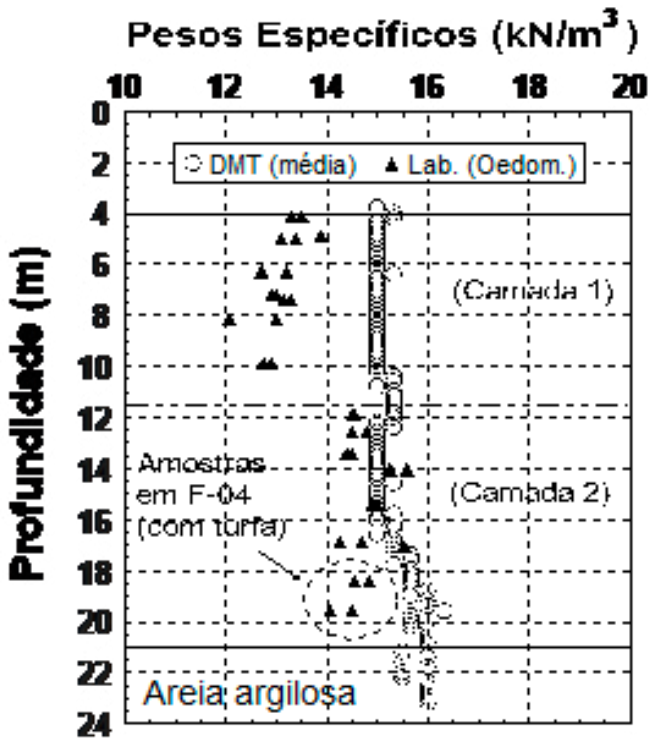


Figura 5.8- Comparação $g_{DMT} \times g_{lab}$

5.2.2- Tensão horizontal *in situ*

Para o conhecimento da tensão horizontal efetiva, σ'_{ho} , a que o solo está sendo submetido para um dado estado inicial, sem deformação, procede-se à determinação do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , que expressa a razão entre as tensões efetivas principais (figura 5.9).

O valor de K_0 pode ser obtido a partir de fórmulas empíricas,

de ensaios de laboratório (sem deformações laterais) ou de ensaios *in situ*. Para o caso de solos normalmente adensados, Jaky (*apud* ORTIGÃO 1993) apresentou a forma simplificada a seguir:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (5.1)$$

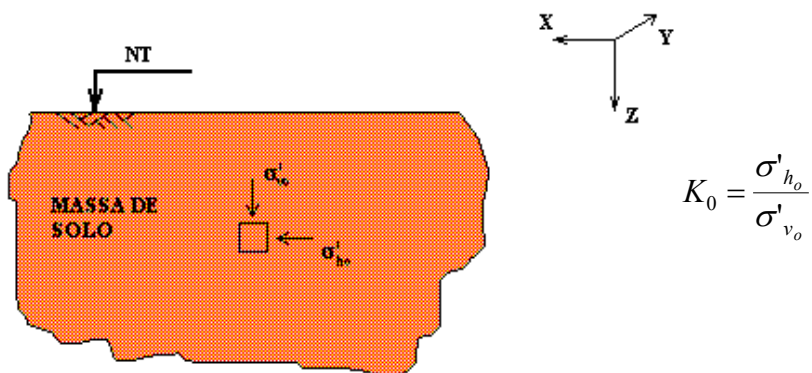


Figura 5.9- Tensões efetivas principais em um elemento de solo.

Esta expressão, embora de caráter empírico e muito simples, proporciona resultados bastante satisfatórios, como pode ser observado na figura 5.10.

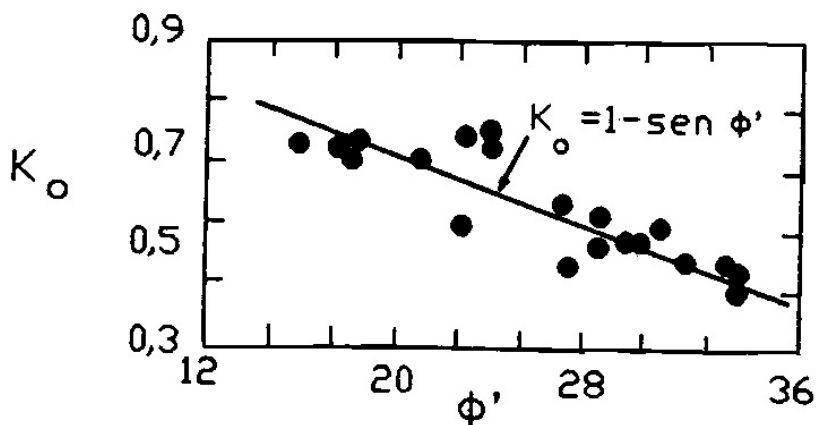


Figura 5.10- K_0 em argila normalmente adensada (LADD *et al.*, 1977; *apud* ORTIGÃO, 1993).

Bishop (*apud* ORTIGÃO 1993) mostrou experimentalmente que esta expressão, originalmente proposta para solos de comportamento não-coesivo, pode ser também usada para os solos coesivos. Sabe-se, contudo, que além do ângulo de atrito interno, o coeficiente K_0 é também função do índice de plasticidade e da razão de pré-adensamento.

Para os solos submetidos a pré-adensamento ($OCR > 1$) a expressão utilizada para a determinação do coeficiente K_0 assume a sua forma mais geral (MAYNE e KULHAVY, 1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') OCR^{\text{sen}\phi'} \quad (5.2)$$

Essa forma exige o conhecimento ou determinação de valores para a razão de pré-adensamento (OCR). Utilizar-se-á, nesse

trabalho, valores de OCR determinados a partir de ensaios oedométricos convencionais, atribuindo o valor unitário aos valores de OCR que se apresentem inferiores a 1,0 (sub-adensamento).

Quanto à determinação do valor para o ângulo de atrito efetivo, f' , para a argila estudada, foi utilizada correlação empírica (Figura 5.11) a partir de limites de Atterberg (limites de liquidez e plasticidade) para solos normalmente adensados.

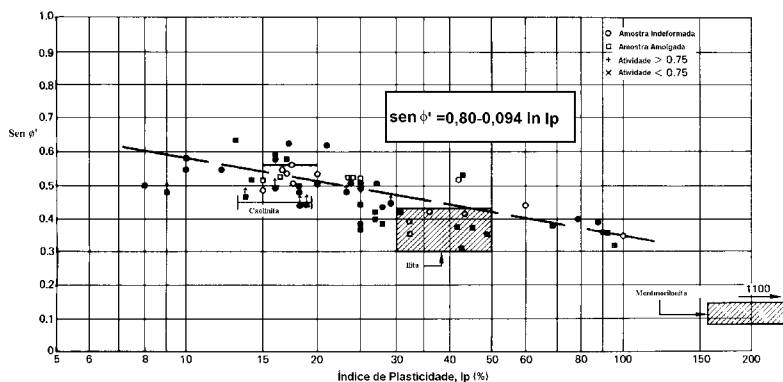


Figura 5.11- Relação entre $sen f'$ e o índice de plasticidade para argilas normalmente adensadas (KENNEY, 1959; *apud* MITCHELL, 1993).

Os resultados obtidos para $sen f'$ são apresentados no Apêndice B deste trabalho. Ressalte-se ainda que, para o trecho onde o depósito apresenta-se sob aparente sub-adensamento, foi considerado o valor unitário para a razão de pré-adensamento, OCR, como dado de entrada para a equação 5.2.

5.2.2.1- Ensaio dilatométrico

Para a equação proposta por Lunne *et al.* (1990) (Eq. 2.18, pg. 26) tem-se os perfis para K_o utilizando-se os ensaios dilatométricos realizados.

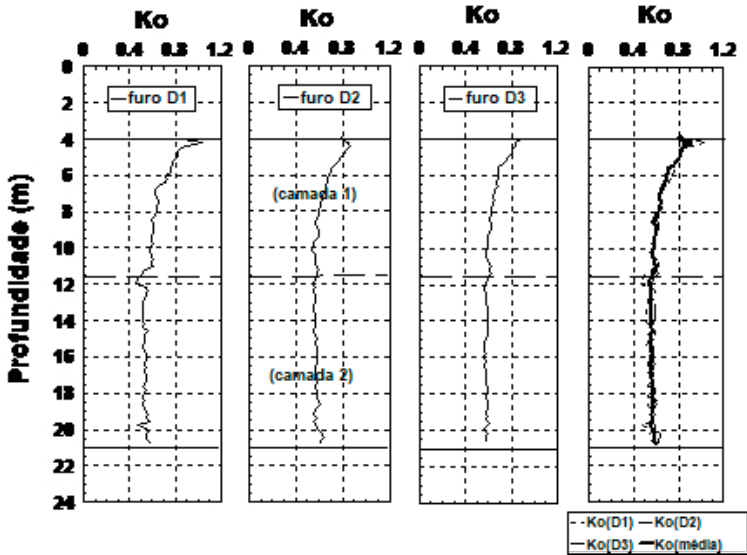


Figura 5.12- Perfis K_o para os furos D1, D2 e D3 (LUNNE *et al.*, 1990).

Verifica-se, portanto, pouca dispersão para os valores do coeficiente K_o encontrados na figura 5.12, na qual a diferença percentual máxima em relação ao gráfico médio equivale a $\pm 5\%$. No trecho compreendido entre os 4,0 e 11,5m de profundidade (camada 1), o gráfico assume a forma característica de curva descendente com a profundidade, tendendo a haver uma estabilização em seu comportamento após os 11,5m de profundidade (em torno do valor $K_o = 0,6$),

com uma leve tendência ao crescimento linear.

Aproximadamente entre os 11,5 e 21,0m de profundidade (camada 2), observa-se, em relação ao trecho anterior, uma menor dispersão nos resultados, apresentando uma diferença máxima de $\pm 3\%$ em relação ao gráfico médio. Nas proximidades dos 21,0m de profundidade, ocorre uma perturbação no comportamento relativamente estável do gráfico, devido à não validade da equação proposta por Lunne *et al.* (1990) para solos com comportamento arenoso, que apresentam usualmente perfis para o índice de tensão horizontal, K_D , levemente erráticos.

5.2.2.2- Comparação de resultados:

Considerando-se as equações propostas por Marchetti (1981) (Eq. 2.17, pg. 25) e Lunne *et al.* (1990) para o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , poderemos construir perfis propiciando a análise comparativa dos resultados médios obtidos para o solo estudado segundo as duas propostas (Figura 5.13).

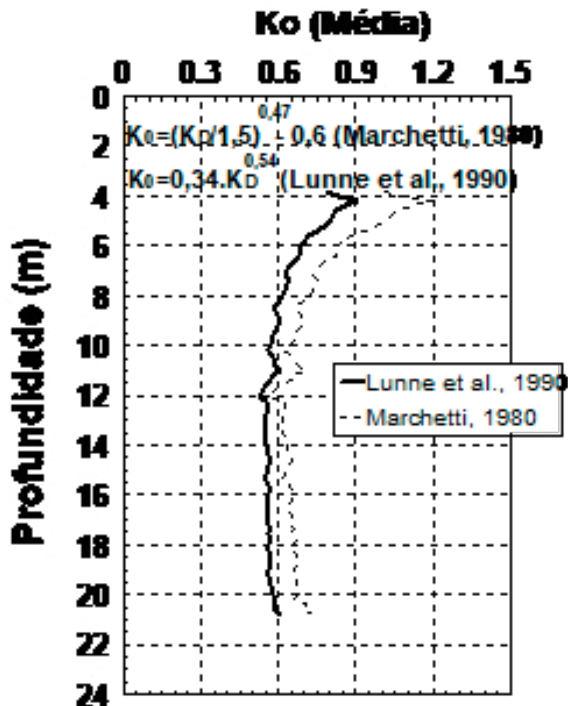


Figura 5.13- Perfis K_0 para equações de MARCHETTI (1981) e LUNNE *et al.* (1990).

Para as comparações dos resultados obtidos nos ensaios dilatométricos e de laboratório foram considerados, respectivamente, o perfil de valores médios encontrados para o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , adotando-se a equação proposta por Lunne *et al.* (1990), e utilizando-se a equação proposta por Mayne e Kulhavy (1982) para a determinação do coeficiente K_0 .

A determinação do ângulo de atrito interno efetivo, f' , foi

feita em função do índice de plasticidade apresentado pelo solo estudado, em conformidade com a correlação proposta por Kenney (1959) para argilas normalmente adensadas. Esta escolha de referência para as comparações é motivada pela não disponibilidade de resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento que propiciassem a avaliação direta do ângulo de atrito interno apresentado pela argila, visto que, até aquele momento, encontravam-se disponíveis para as análises apenas os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento na condição não-drenada, UU-C ($f'=0$). A figura 5.14 será então utilizada para as análises dos resultados para K_0 encontrados a partir dos dados dos ensaios dilatométricos.

Podemos observar, portanto, que os resultados encontrados utilizando os ensaios DMT apresentam muito boa concordância (dentro da faixa de incerteza da correlação proposta pelos autores, igual a 20% para argilas “jovens”) em relação aos obtidos mediante o emprego da correlação considerada para as análises (MAYNE e KULHAVY, 1982). Convém ressaltar que a determinação de K_0 pelo dilatômetro consiste em um recurso útil em estimativas para a aplicação em projetos a custo baixo, fornecendo uma ordem de grandeza para o coeficiente de empuxo no repouso.

Estudos realizados por Coutinho e Oliveira (1997) para um outro depósito de argila com formação bastante recente localizado na cidade do Recife (Clube Internacional), mostraram que os valores médios para K_0 , obtidos mediante as

mesmas correlações utilizadas neste trabalho, se apresentam também com muito boa concordância com resultados de “laboratório”.

Mello Vieira *et al.* (1997), estudando a argila mole do Sarapuí-RJ, e Cruz *et al.* (1997), estudando depósitos aluviais/orgânicos em três rios portugueses, apresentam resultados para $K_{0(DMT)}$ com muito boa concordância e com diferentes correlações consideradas como referência, reforçando a adequação do método para a estimativa deste parâmetro.

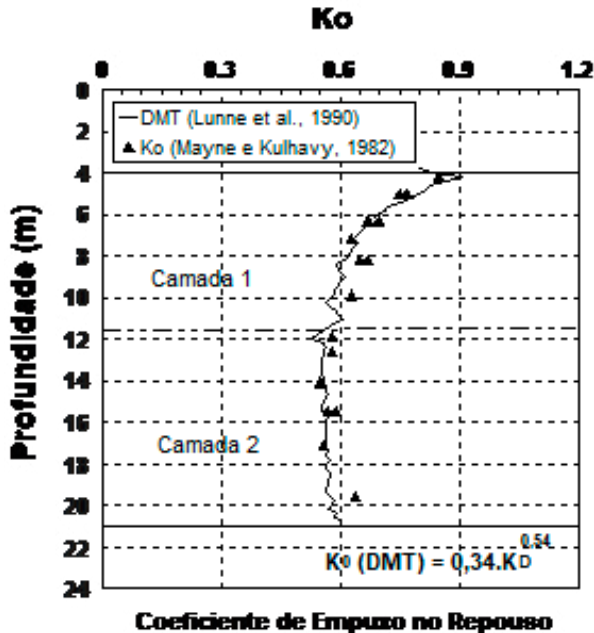


Figura 5.14- Comparação K_0 : DMT (LUNNE *et al.*, 1990) x correlação proposta por Mayne e Kulhavy (1982) (f' determinado por KENNEY, 1959).

5.2.3- História de tensões:

Nos depósitos de solos sedimentares (principalmente os argilosos), o pré-adensamento pode ter sua causa relacionada a diversos fatores, a citar:

- I) erosão superficial, pelo alívio de tensões devido à remoção de capas de solo da superfície do terreno;
- II) variação do nível d'água, pelo incremento nas tensões efetivas quando do rebaixamento do N.A.;
- III) ressecamento de regiões superficiais da camada de argila;
- IV) adensamento secundário, provocando o envelhecimento de uma argila, e outros.

Independentemente da causa do pré-adensamento, considera-se que, se o solo for submetido a tensões abaixo da tensão de pré-adensamento, σ'_p , as deformações são pequenas, possuindo comportamento admitido como elástico; carregando-se acima de σ'_p as deformações são grandes e irreversíveis, apresentando o solo comportamento admitido como plástico

5.2.3.1- Ensaio dilatométrico

Considerando a equação proposta por Lunne *et al.* (1989) (Eq. 2.14, pg. 24) para argilas “jovens”, os perfis OCR para os ensaios D1, D2 e D3, são apresentados na figura 5.15. Verifica-se, portanto, de forma semelhante ao observado nos resultados para o coeficiente K_o , a subdivisão do depósito

de argila em duas camadas, assumindo o gráfico a forma característica de curva descendente com a profundidade, típica de regiões mais superficiais de camadas de argila que sofreram algum tipo de pré-adensamento, tendendo a haver uma estabilização em seu comportamento após os 7,0m de profundidade.

A primeira camada apresenta-se, portanto, pré-adensada em sua parte superior (de 4 a 7m, aproximadamente), com valores para a razão de pré-adensamento inferiores a 2,5 e diferença percentual máxima em relação ao gráfico médio equivalente a $\pm 7\%$. A parte inferior da primeira camada se apresenta ligeiramente sub-adensada.

Observa-se, portanto, que a segunda camada do depósito apresenta valores para a razão de pré-adensamento inferiores à unidade com tendência a se apresentar como normalmente adensada na parte inferior da camada de argila, com valor para OCR em torno de 0,85 (sub-adensamento) com leve crescimento com a profundidade até os 21m (proximidade de solos com maior permeabilidade), observando-se, em relação ao trecho anterior, uma menor dispersão nos resultados encontrados, apresentando uma excelente convergência em relação ao gráfico médio.

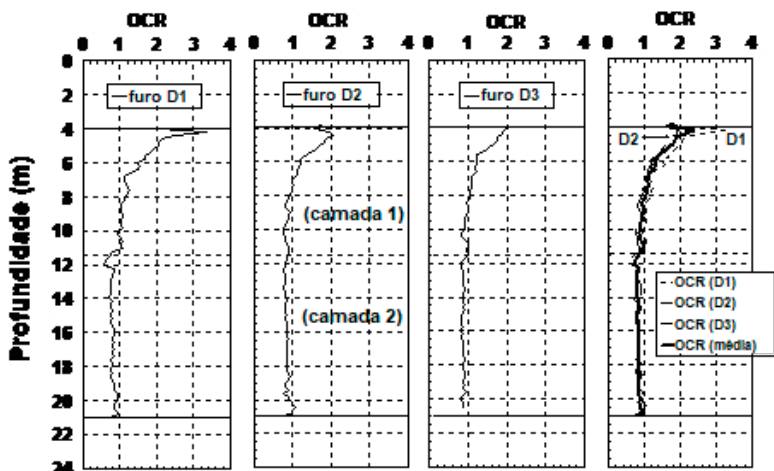


Figura 5.15- Perfis OCR para os ensaios D1, D2 e D3 (Lunne *et al.*, 1989).

5.2.3.2- Comparação de resultados

Considerando-se as equações propostas por Marchetti (1980) (Eq. 2.10, pg. 23), Lunne *et al.* (1989) (Eq. 2.14, pg. 24), Powell e Uglow (1988) (Eq. 2.13, pg. 24) e Kamei e Iwasaki (1995) (Eq. 2.16, pg. 24), pode-se construir os perfis para valores médios da razão de pré-adensamento para o depósito estudado, propiciando a análise comparativa dos valores de OCR para os diversos autores (Figura 5.16).

Como se pode observar na Figura 5.16, o perfil definido segundo a proposta apresentada por Marchetti (1980), recomendada para solos finos não cimentados ($I_D \leq 1,2$), submetidos a carregamento simples, é bastante aproximado do

perfil definido em conformidade com a proposta apresentada recentemente por Kamei e Iwasaki (1995), que consideraram em suas análises dados de ensaios DMT em todo o mundo (MARCHETTI, 1980; MAYNE, 1987; LACASSE e LUNNE, 1988; CHANG, 1991; KAMEI e IWASAKI, 1994).

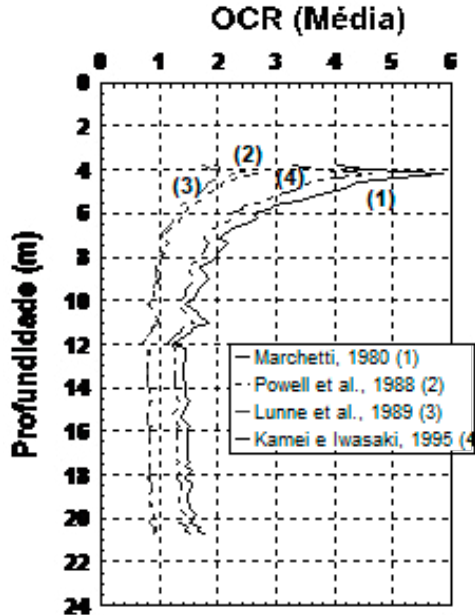


Figura 5.16- Perfis OCR (média) segundo correlações propostas por diversos autores.

O perfil definido segundo a proposta apresentada por Lunne *et al.* (1989), que apresenta equação diferenciada para as argilas “jovens”, se apresenta extremamente parecido com o perfil definido pela proposta apresentada por Powell e Uglow (1988)

estudando as argilas da Inglaterra. Lunne *et al.* (1989) sugerem a utilização da razão S_u/σ'_{vo} ($\approx 0,8$ para argilas “jovens”) ou de evidências geológicas para checar se as argilas são “jovens ou envelhecidas”. A consideração em relação ao tempo de formação do depósito (efeito do tempo) parece ter sido fundamental na definição da proposta mais adequada para o depósito estudado.

A figura 5.17 mostra que os perfis definidos pelos resultados de ensaios oedométricos e pelos ensaios dilatométricos, para a correlação escolhida, apresentam boa concordância, com valores de OCR pelo dilatômetro apresentando valores dentro da faixa de incerteza da correlação proposta por Lunne *et al.* (1989) ($\pm 30\%$, para $I_D 1,2$). A escolha do coeficiente “m” adequado consistiu em fator importante para a conveniente aproximação entre os valores para OCR pelo laboratório e pela correlação utilizando-se resultados de ensaios DMT.

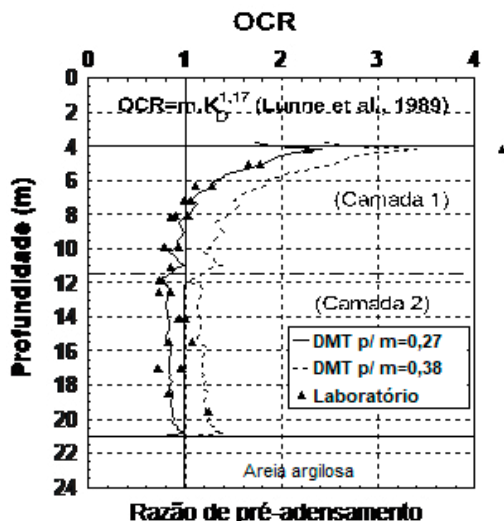


Figura 5.17- Comparação de resultados: razão de pré-adensamento.

É conveniente observar que foi considerada a correlação onde se tem o coeficiente “m” tomado igual a 0,27 (limite inferior considerado para a correlação), para a obtenção da melhor aproximação possível entre os valores para OCR encontrados a partir dos ensaios dilatométricos e os obtidos em ensaios de adensamento oedométrico. Caso fosse tomado, de outra forma, um valor para o coeficiente superior ao considerado, teríamos aumentada a diferença em relação aos resultados de ensaios oedométricos realizados.

A justificativa para a melhor adequação do limite inferior da correlação pode ser a pouca idade do depósito associada ao estado de sub-adensamento apresentado. Se fosse tomado, por exemplo, o valor “m” igual a 0,38 (média da faixa recomendada pelos autores para depósitos recentes) a diferença em relação aos ensaios de laboratório resultaria em valores fora da faixa de incerteza intrínseca ao método.

O depósito estudado possui algumas características que podem explicar o aparente estado de sub-adensamento apresentado. A existência de uma camada de material de aterro com espessura considerável ($\gg 3\text{m}$), que foi depositada no local de forma descontínua, ao longo dos últimos 20 anos, aproximadamente, combinado com a baixíssima permeabilidade apresentada pela argila estudada, certamente se constituem em fatores importantes na apreciação do caso. Em visita ao Centro de Tecnologia da UFPE no ano de 1996, a pesquisadora Gilliane Sills (Universidade de Oxford) proferiu

uma palestra na qual, dentre outros temas, abordou o efeito da geração e fluxo de gás no interior dos solos, apresentado como uma causa de redução nas tensões efetivas atuantes em massas de solo. Pelo fato de a presença de gás no depósito estudado ter sido observada, esta hipótese não pode deixar de ser considerada.

Convém ressaltar que o estado de sub-adensamento implica em elevado grau de incerteza com relação à confiabilidade dos resultados encontrados, visto que existem diferenças marcantes entre a condição sub-adensada e a normalmente adensada, que é a usualmente considerada na elaboração das correlações. O ensaio dilatométrico tem sua maior utilidade na estimativa da ordem de grandeza para a razão pré-adensamento apresentada pelo solo e na visão geral da história de tensões a que está submetida o depósito.

Em relação a outros resultados de estudos sobre a utilização do ensaio dilatométrico na estimativa de OCR, Coutinho e Oliveira (1997) apresentaram resultados para a razão de pré-adensamento a partir de ensaios dilatométricos com boa semelhança e mesma faixa de ocorrência com resultados de laboratório. Mello Vieira *et al.* (1997), utilizando a correlação proposta por Marchetti (1980) (Eq. 2.10, pg. 23), apresentam valores para OCR bem superiores aos encontrados utilizando-se amostras de boa qualidade em ensaios de laboratório. Schmertmann e Crapps (1988) comentam que para argilas muito sensíveis existe tendência a haver superestimativa para

OCR determinado pelo dilatômetro, devendo, portanto, ser um aspecto devidamente considerado nas análises.

Powell e Uglow (*apud* MARCHETTI, 1997) comentam que perfis extremamente acurados e detalhados para OCR *in situ* podem ser obtidos por calibração de valores para OCR_{DMT} encontrados *versus* alguns poucos resultados para OCR encontrados a partir de ensaios oedométricos de alta qualidade, o que consiste em possibilidade de grande utilidade.

5.3- RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

5.3.1- Resistência ao cisalhamento não-drenado

O comportamento tensão \times deformação para as argilas segundo a condição não-drenada é afetado por diversos fatores que podem vir a interferir no processo de determinação da resistência ao cisalhamento, S_u . A sensibilidade (ou sensibilidade) S_s , das argilas, sendo definida como a relação existente entre as resistências indeformada e amolgada apresentadas, constitui-se em um importante fator a ser analisado na avaliação da sua resistência, principalmente quando nos deparamos com solos que apresentam dificuldade na obtenção de amostras de boa qualidade, conforme comentado no capítulo 3.

Lacasse e Lunne (1988) comentam que a resistência S_u *in situ* depende, principalmente, da forma da rutura, da anisotropia, da velocidade de deformação e da história de tensões

apresentadas pelo solo estudado. A resistência anisotrópica é mais importante que a tendência à sensibilidade das argilas. Por outro lado, os efeitos da velocidade de deformação são mais evidentes em argilas com elevada plasticidade.

5.3.1.1- Ensaio dilatométrico

Lacasse e Lunne (1988) sugerem que a correlação entre o índice de tensão horizontal, K_D , e S_u deveria variar dependendo de qual ensaio esteja sendo empregado para estabelecer S_u , apresentando correlações referenciadas às resistências não-drenadas encontradas pelos ensaios de Vane de campo, de cisalhamento simples e para compressão triaxial.

Schmertmann e Crapps (1988) comentam que os melhores resultados para S_u pelo dilatômetro são obtidos para argilas com $I_D \leq 0,35$ (drenagem restrita), com consistência de mole a média, normalmente a levemente adensados, e relativamente “jóvens” depósitos de argila.

Considerando a equação proposta por Lunne *et al.* (1988) (Eq. 2.23, pg. 27), referenciada a ensaios de compressão triaxial UU, tem-se os seguintes perfis S_u para os ensaios dilatométricos D1, D2 e D3 (Figura 5.18).

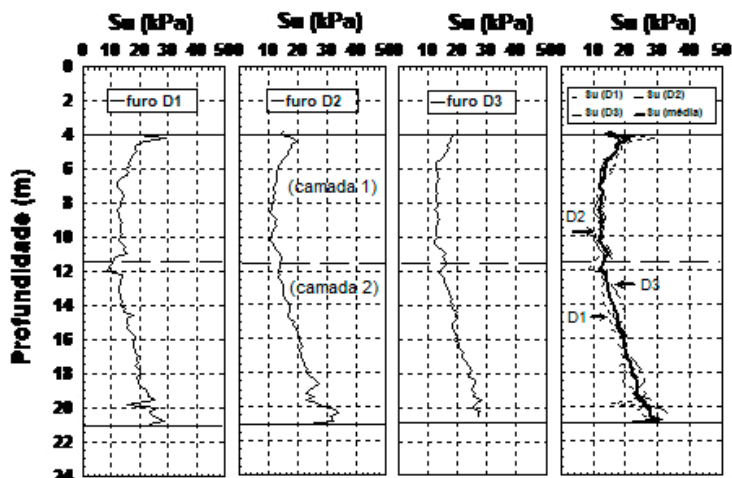


Figura 5.18- Perfil para S_u segundo LUNNE *et al.* (1988).

Os perfis apresentados para S_u segundo a correlação proposta por Lunne *et al.* (1988) indicam para o depósito a presença de solos com consistência muito baixa, com valores característicos de argilas moles a muito moles.

5.3.1.2- Comparação de resultados

Considerando-se as equações propostas por Marchetti (1980) (Eq. 2.22, pg. 27) Lunne *et al.* (1988) (Eq. 2.23, pg. 27) e Kamei e Iwasaki (1994 e 1995) (Eqs. 2.25 e 2.26, pg. 28), pode-se construir os perfis para a resistência ao cisalhamento não-drenado, propiciando a análise comparativa dos valores de S_u para os diversos autores citados (figura 5.19).

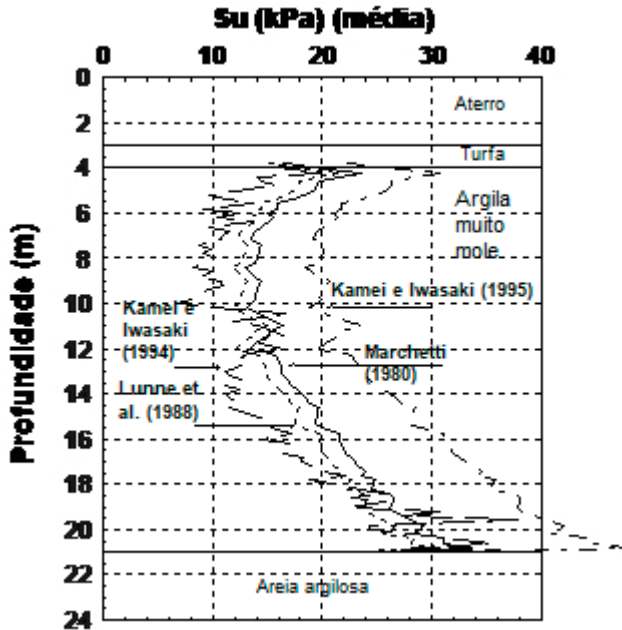


Figura 5.19- Perfil S_u (DMT) segundo diversos autores.

A figura 5.19 mostra que a correlação proposta por Iwasaki e Kamei (1995) diverge bastante das anteriormente apresentadas por Marchetti (1980), Lunne *et al.* (1988) e pelos próprios autores utilizando o módulo dilatométrico, E_D , para a correlação com S_u (IWASAKI; KAMEI, 1994).

A utilização da correlação recentemente apresentada é, portanto, bastante limitada quando tratamos com argilas de consistência muito mole ($S_u < 20$ kPa), reforçando, assim, o que os próprios autores admitem em seus estudos realizados para argilas Japonesas (Kanagawa e Tokyo).

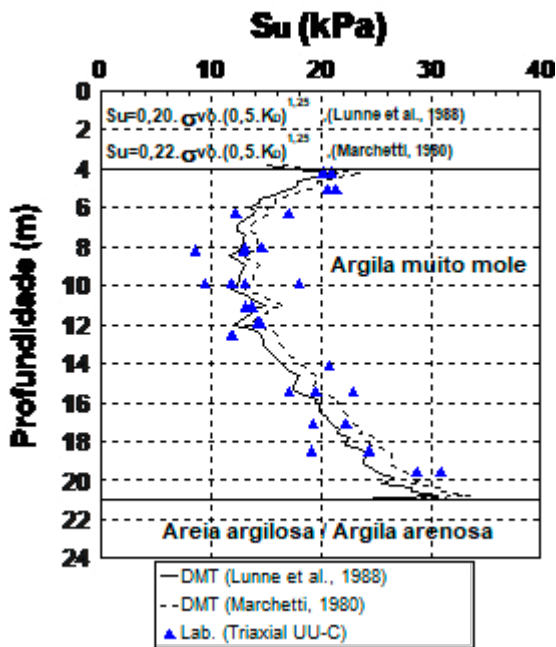


Figura 5.20- Comparação de resultados: Resistência ao cisalhamento não-drenado.

Considerando, portanto, as correlações de Marchetti (1980) e de Lunne *et al.* (1988) para as comparações com resultados de ensaios triaxiais UU-C realizados, pode-se observar na figura 5.20 que, além de ser metodologicamente melhor elaborada, a correlação proposta por Lunne *et al.* (1988) oferece muito boa comparação aos resultados de ensaios de laboratório para a argila estudada. Os resultados apresentam-se também bastante aproximados ao perfil para S_u definido segundo a correlação proposta por Marchetti (1980). A apreciação da relação existente entre a resistência ao cisalhamento não-drenado normalizada, S_u/σ'_{vo} ao índice dilatométrico de

tensão horizontal, K_D , pode ser bastante útil na escolha da correlação que melhor se ajusta aos resultados dos ensaios de laboratório.

A figura 5.21 mostra a boa concordância dos resultados obtidos para a argila do Ibura à reta proposta originalmente por Marchetti (1980) correlacionando-se a resistência ao cisalhamento não-drenado normalizada, S_u/σ'_{vo} ao índice dilatométrico de tensão horizontal, K_D , embora a proposta por Lunne *et al.* (1988) apresente melhor aproximação para o conjunto de pontos considerados na análise.

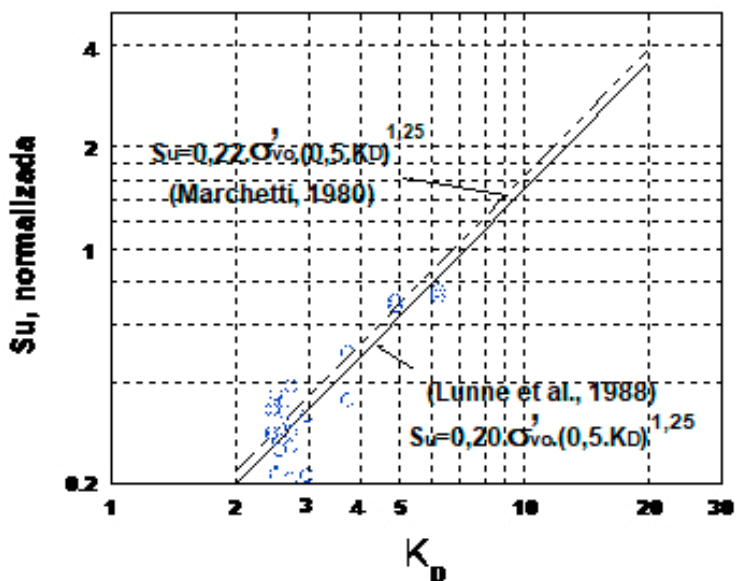


Figura 5.21 - Correlação entre a resistência ao cisalhamento não-drenado normalizada, S_u/σ'_{vo} e índice dilatométrico de tensão horizontal, K_D , para o depósito estudado.

As características da argila estudada, principalmente a baixa permeabilidade ($U_D > 0,7$ na maior parte do perfil), conduziram a um perfil bastante representativo para a resistência ao cisalhamento sob condição não-drenada. Em conformidade com estudos apresentados por Schmertmann e Crapps (1988), bons resultados para S_u pelo dilatômetro são esperados para argilas “jovens” com $I_D \leq 0,35$ (drenagem restrita), com média a baixa consistência, apresentando-se normalmente a levemente adensados.

Os resultados obtidos indicam, portanto, boa concordância entre valores de resistência não-drenada determinados por ensaios de laboratório e DMT, coerentemente com resultados encontrados por pesquisadores diversos estudando argilas em todo o mundo. Coutinho e Oliveira (1997) compararam $S_{u(DMT)}$ (MARCHETTI, 1980) para a argila do Clube Internacional com valores obtidos a partir de ensaios triaxiais UU-C e CIU-C ($\sigma' \gg \sigma'_{OCT}$ *in situ*), com muito boa concordância.

Cruz *et al.* (1997), utilizando correlações propostas por Marchetti (1980) e por Lunne *et al.* (1988), apresentaram estudos para solos orgânicos aluvionares possuindo umidade natural superior ao limite de liquidez, com boa concordância entre $S_{u(DMT)}$ e a resistência obtida para ensaios *vane in situ*. Kim (1997), ao estudar argilas marinhas na Coréia, apresentou valores para $S_{u(DMT)}$ com boa aproximação em relação a valores para S_u obtidos a partir de dois diferentes métodos empregando-se ensaios CPTU.

Mulabidic (1997) apresentou um estudo desenvolvido em argilas na Croácia e encontrou valores para a resistência ao cisalhamento não-drenado obtidos em ensaios DMT e CPT com boa aproximação, exceto em zonas com argila ressecada (conforme prevê a literatura a respeito).

5.4- CARACTERÍSTICAS DE DEFORMAÇÃO

O comportamento tensão-deformação dos solos é considerado como não-linear, e pode assumir diferentes formas entre o idealizado “plástico” (areias fofas e argilas normalmente adensadas) e o “elástico” (areias densas e argilas pré-adensadas).

Entretanto, considera-se que os parâmetros elásticos determinados para os solos assumam comportamento linear para uma limitada amplitude de tensões. Para um determinado tipo de solo, as características de deformação variam em conformidade com o nível e história de tensões, a orientação das partículas e a profundidade estudada.

O cálculo adequado dos módulos de deformação para a condição não-drenada consiste em tarefa uma difícil, sendo afetado (além da sensibilidade ao nível de tensões atuantes) por múltiplos fatores que influem sobre o comportamento tensão \times deformação, a saber: a velocidade de aplicação da carga, o tempo de adensamento, a anisotropia e, principalmente, a perturbação (amolçamento) devida aos processos de extração

da amostra ou dos procedimentos do ensaio *in situ*.

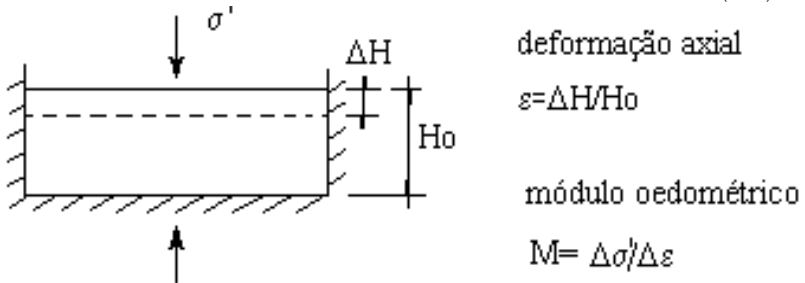
A influência desses fatores sobre os módulos de deformação é consideravelmente maior do que sobre os parâmetros de resistência, ou seja, as características do carregamento influem mais sobre a parte inicial da curva tensão-deformação, em comparação ao seu ponto de máximo.

5.4.1- Módulo oedométrico

O módulo oedométrico, M , consiste no módulo de deformação vertical sob confinamento lateral ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$) para a condição drenada, a um certo nível de tensões efetivas, σ'_{vo} .

O módulo oedométrico, M , é definido por:

$$M = \frac{\delta\sigma_z}{\delta\epsilon} \cong \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\epsilon} ; \text{ com: } \sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z \quad (5.3)$$



obs.: o módulo oedométrico, M , é tomado no ponto da curva tensão x deformação correspondente à pressão efetiva das terras

Figura 5.22- Definição do módulo oedométrico.

O módulo oedométrico pode ser relacionado com E' e μ' pela equação:

$$M = \frac{E' \cdot (1 - \mu')}{(1 + \mu') \cdot (1 - 2 \cdot \mu')} \quad (5.4)$$

O coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , obtido a partir de um estágio do ensaio oedométrico é relacionado com M pela equação a seguir.

$$M = \frac{1}{m_v} \quad (5.5)$$

Para os solos argilosos, devido aos baixos valores para o coeficiente de permeabilidade, o fenômeno da deformabilidade do solo por adensamento recebe interesse especial no escopo dos estudos geotécnicos, principalmente no que se refere a problemas diversos em obras de engenharia devido a recalque de fundações assentadas sobre camadas de argila.

Portanto, quanto melhor a aproximação na determinação do módulo M , melhores serão as condições para a estimativa dos recalques totais esperados para a obra.

5.4.1.1- Ensaio dilatométrico

A figura 5.23 apresenta os perfis para o módulo oedométrico,

M, em conformidade com os ensaios dilatométricos D1, D2 e D3, considerando a equação proposta por Marchetti (1980) (Eq. 2.28, pg. 29).

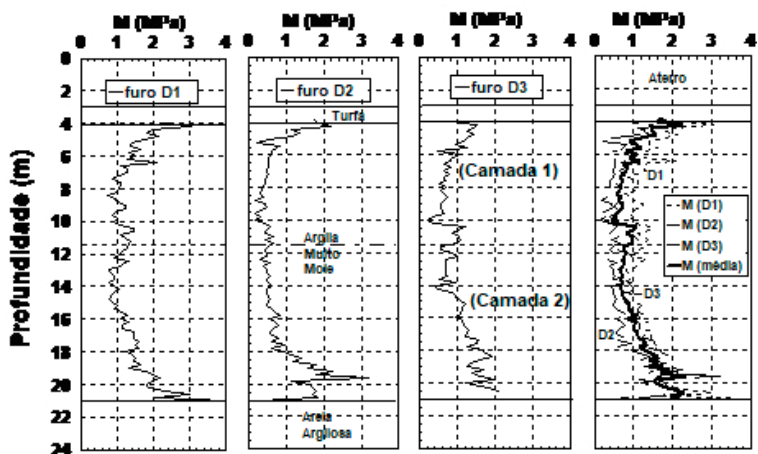


Figura 5.23- Perfis para o módulo oedométrico, M , segundo MARCHETTI (1980).

Em conformidade com os perfis para o módulo de deformação oedométrica apresentados, o depósito estudado possui ligeiro enrijecimento nos extremos superior ($Z < 6\text{m}$) da primeira camada e inferior ($Z > 16\text{m}$) da segunda camada. Os perfis parecem indicar também que a porção central do trecho entre os 6 e 16m (região de transição entre as duas camadas no corpo de argila mole) apresenta-se com menor compressibilidade que as regiões imediatamente superior e inferior do depósito estudado.

Nas proximidades dos 21m de profundidade, a maior presença de areia no solo causa considerável perturbação no comportamento no perfil para a avaliação do módulo de deformação oedométrica, aplicável a solos com $I_D > 3,0$.

5.4.1.2- Comparação de resultados

A figura 5.24 apresenta a comparação entre os resultados para o módulo oedométrico obtidos mediante ensaios de laboratório e pelos ensaios dilatométricos. O perfil para o módulo oedométrico determinado pelos ensaios dilatométricos, em conformidade com a correlação proposta por Marchetti (1980), apresenta-se em geral superior (com diferença média de aproximadamente +20%) em relação aos resultados obtidos através da análise de resultados de ensaios de adensamento convencionais.

Após os 16m de profundidade, há uma tendência à melhor concordância nos resultados. Os resultados parecem indicar que a utilização da correlação para solos com índice de vazios inicial e coeficiente de compressibilidade elevados ($e_0 > 2$ e $C_c > 1,2$, para o caso estudado) conduz a resultados menos conservativos para o módulo de deformação oedométrica. É interessante observar que os perfis para os resultados obtidos em laboratório e através do dilatômetro apresentam-se com desenvolvimento muito coerente entre si, em toda a profundidade estudada no depósito.

Coutinho e Oliveira (1997), comparando parâmetros de

compressibilidade obtidos para a argila do clube internacional, apresentam perfil onde o módulo oedométrico obtido através de ensaios de adensamento convencionais e através de ensaios DMT sofre também maiores diferenças nos trechos onde e_0 e C_c são mais elevados, coerentemente com os resultados encontrados para a argila do Ibura.

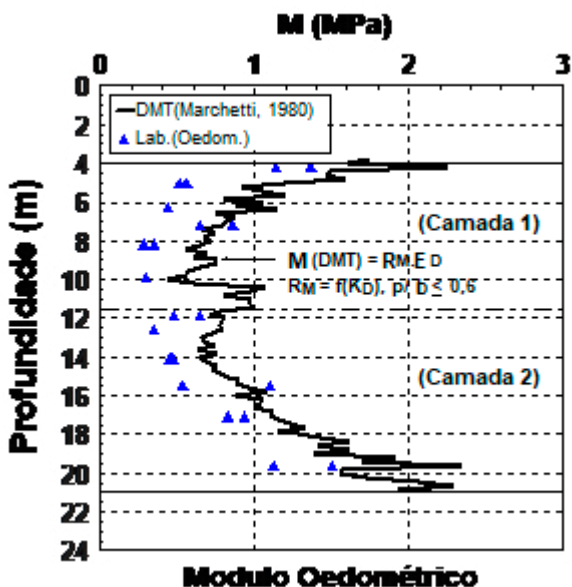


Figura 5.24- Comparação de resultados: Módulo oedométrico.

5.4.2- Módulo de Young

Uma tensão vertical, s_v , produz uma deformação vertical e_v igual a x/L (figura 5.25). Dentro dos limites que condicionam o comportamento admitido como elástico, a variação da deformação é relacionada à variação da tensão solicitante, o

que pode ser traduzido pela expressão

$$\delta\sigma_v = E \cdot \delta\varepsilon_v \quad (5.6)$$

onde o coeficiente E é definido como o módulo de Young da Teoria da Elasticidade.

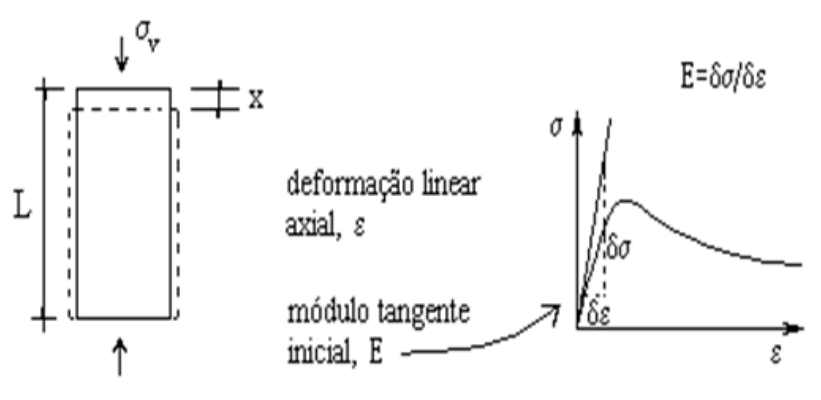


Figura 5.25- Definição do módulo de Young.

para condições drenadas $E' = \frac{\delta\sigma'_v}{\delta\varepsilon}$ (5.7)

para condições não-drenadas $E = E_U = \frac{\delta\sigma_v}{\delta\varepsilon}$ (5.8)

O módulo de Young, E, do esqueleto do solo pode ser derivado a partir do módulo oedométrico, M, via teoria da elasticidade, para solos coesivos e para os não-coesivos.

Considerando-se que o ensaio seja desenvolvido segundo a condição não-drenada ($I_D = 0,6$) temos:

$\mu = \mu_u$; coeficiente de Poisson não-drenado.

$E = E_u$; módulo de Young não-drenado.

Considerando a condição que implica na igualdade para o módulo cisalhante nas condições drenada e não-drenada, teremos:

$$\frac{E_u}{2 \cdot (1 + \mu_u)} = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \mu')}$$

$$E_u = \frac{E' \cdot (1 + \mu_u)}{(1 + \mu')}$$

ou $E' = \frac{E_u \cdot (1 + \mu')}{(1 + \mu_u)}$

com $M = \frac{E' \cdot (1 - \mu')}{(1 + \mu') \cdot (1 - 2 \cdot \mu')}$

tem-se:

$$M = \frac{E_u \cdot (1 + \mu') \cdot (1 - \mu')}{(1 + \mu') \cdot (1 + \mu_u) \cdot (1 - 2 \cdot \mu')} = \frac{E_u \cdot (1 - \mu')}{(1 + \mu_u) \cdot (1 - 2 \mu_u)}$$

portanto: $E_u = \frac{M \cdot (1 + \mu_u) \cdot (1 - 2 \cdot \mu')}{(1 - \mu')}$ (5.10)

Os solos argilosos apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson drenado, μ' , na faixa de 0,3-0,4, sendo igual a 0,5 para a condição não-drenada, indicando comportamento característico de fluidos com deformação volumétrica nula. Podemos ter como valores típicos para o módulo de Young, E , referente a solos argilosos normalmente adensados, a faixa de 5 a 30 MPa (LAMBE e WHITHMAN, 1976).

Para uma relação gráfica não-linear entre tensão e deformação para um determinado solo, o valor do módulo de Young pode ser determinado de várias maneiras. Três dos principais critérios utilizados são apresentados a seguir:

- I) módulo tangente a inclinação da linha é tomada como uma tangente à curva tensão \times deformação;
- II) módulo tangente inicial a inclinação da linha é tomada tangente à origem da curva tensão \times deformação;
- III) módulo secante a inclinação da linha intercepta dois pontos específicos da curva tensão \times deformação.

5.4.2.1- Ensaio dilatométrico

A figura 5.26 apresenta os perfis para o módulo tangente inicial, E_t , para os ensaios dilatométricos D1, D2 e D3, em conformidade com a correlação proposta por Robertson *et al.* (1988) aplicável a solos coesivos (Eq. 2.32, pg. 31).

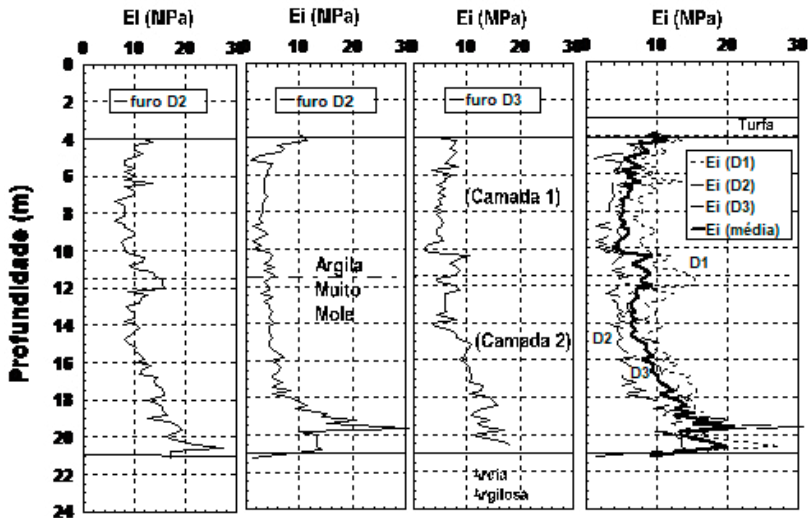


Figura 5.26- Perfis para o módulo tangente inicial, E_t , segundo ROBERTSON (1988).

Para a camada 1, após os 6m, o perfil apresenta discreta diminuição do módulo com a profundidade, até alcançar a região entre os 10 e 12m (região de transição entre as duas camadas) de profundidade, onde, de forma coerente com os resultados obtidos para o módulo de deformação oedométrica, ocorre uma maior rigidez relativa. Após os 14m, aproximadamente, tem-se o gradual aumento no valor do módulo tangente inicial. Na região próxima ao limite inferior do depósito de argila, o gráfico manifesta comportamento errático devido à maior presença de areia nesses estratos.

5.4.2.2- Comparação de resultados

A figura 5.27 apresenta os resultados para o módulo de Young (tangente inicial) para as curvas tensão \times deformação obtidas em ensaios de compressão triaxial UU (para $E_{50\%}$ e pela formulação hiperbólica) e o perfil médio para o parâmetro segundo resultados de ensaios dilatométricos.

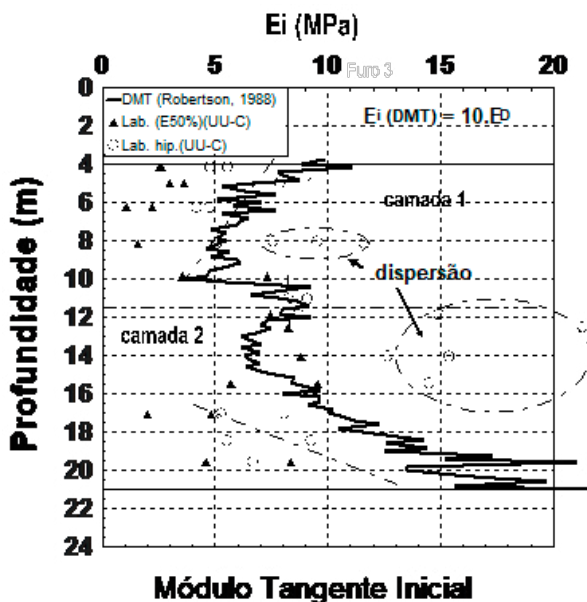


Figura 5.27- Comparação de resultados: Módulo de Young.

Podemos observar, portanto, que a elevada deformabilidade do solo, as dificuldades de análise do trecho inicial da curva tensão desviatória *versus* deformação axial correspondente e a dependência de módulo elástico do nível de deformações cisalhantes implicam em relevantes obstáculos à análise do

módulo tangente inicial, implicando em dispersão em boa parte dos resultados de laboratório. Este fato não foi tão importante na apreciação da resistência ao cisalhamento mediante ensaio de compressão triaxial UU, conforme mostra a teoria.

Entretanto, nos trechos onde o solo apresento uma maior rigidez houve uma tendência à concordância entre os resultados apresentados pelo laboratório e através do ensaio dilatométrico (Figura 5.27), motivando posteriores aplicações da correlação proposta por Robertson (1988).

Como fatores de difícil avaliação e importantes na análise do módulo tangente inicial, podemos citar a contribuição do atrito do pistão da prensa triaxial (principalmente) e a rigidez da membrana utilizada para envolver o corpo de prova, visto que o solo estudado apresenta consistência muito mole.

5.4.3- Módulo cisalhante máximo

O módulo cisalhante dinâmico dos solos é uma propriedade dependente da deformação, de forma que decresce com o aumento desta. É, entretanto, praticamente constante para amplitudes de deformação cisalhante menores que 10⁻³⁰%, sendo, nesta situação, denominado de módulo cisalhante máximo e representado por G_{\max} .

A aplicação de esforços tangenciais, t_{zx} , a um cubo elástico corresponde a uma distorção tangencial tal que:

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \quad (5.11)$$

onde G = módulo de deformação tangencial (módulo cisalhante).

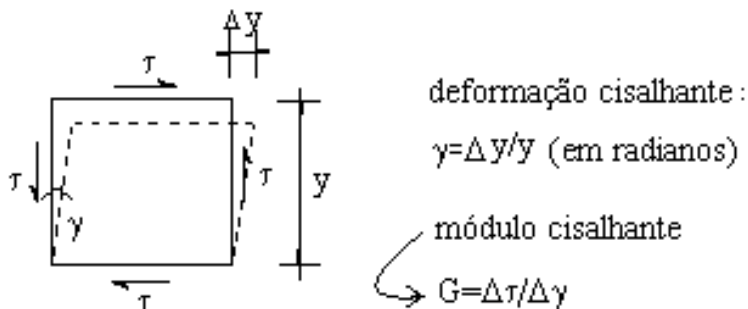


Figura 5.28- Definição do módulo cisalhante.

A equação 5.12 reúne os três parâmetros básicos da teoria da elasticidade, a saber, o módulo de Young, E , o coeficiente de Poisson, μ , e o módulo cisalhante, G .

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} \quad (5.12)$$

Para o coeficiente de Poisson igual a 0,5 (para pequenas variações de esforços, sem drenagem), a equação 5.12 reduz-se teoricamente a $G = 1/3 \cdot E_u$, onde E_u é o módulo de Young sem drenagem.

Podem-se determinar valores de módulo cisalhante aplicável ao caso de variações muito pequenas de esforços medindo-

se a velocidade de propagação de ondas tangenciais. Estes valores resultam em utilizações diretas em uma variedade de problemas geotécnicos de natureza dinâmica, e podem ser empregados para obter-se um limite superior para o valor do módulo no caso de grandes variações de esforços. Como o módulo cisalhante deve ser o mesmo para as condições drenada e não drenada, a velocidade de propagação das ondas tangenciais em um solo saturado diferirá muito pouco da velocidade em um solo não-saturado com o mesmo índice de vazios, e , e sob o mesmo estado de tensões efetivas, σ'_c . Uma primeira aproximação para o módulo cisalhante pode ser determinada, portanto, para qualquer tipo de solo, em função do índice de vazios e da tensão efetiva, independentemente de suas características granulométricas.

Hardin e Black (*apud* BARROS e HACHICH, 1996) propuseram a equação 5.13, aplicável a solos argilosos e a solos arenosos com partículas angulares:

$$G = 325 \cdot \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\sigma'_c} \quad (5.13)$$

sendo σ'_c a tensão efetiva média na consolidação do solo.

Como resultado de uma série de investigações em laboratório durante as décadas de 60 e 70, Hardin (*apud* BARROS e HACHICH, 1996) propôs a seguinte expressão para a estimativa do valor do módulo cisalhante máximo imediatamente após o adensamento primário do solo, válida

tanto para as argilas quanto para areias:

$$G_{\max} = 625 \cdot \frac{\text{OCR}^k}{0,3 + 0,7 \cdot e^2} \cdot (p_a \cdot \sigma'_{\text{oct}})^{1/2} \quad (5.14)$$

onde s_{oct} é a tensão normal efetiva octaédrica, “e” para o índice de vazios, OCR a razão de pré-adensamento, p_a a pressão atmosférica e k é um valor que depende do índice de plasticidade do solo, conforme indicado na tabela 5.2:

Tabela 5.2- Coeficiente K em função do IP(%) (HARDIN, 1978).

IP(%)	0	20	40	60	80	100
k	0	0,18	0,30	0,41	0,48	0,50

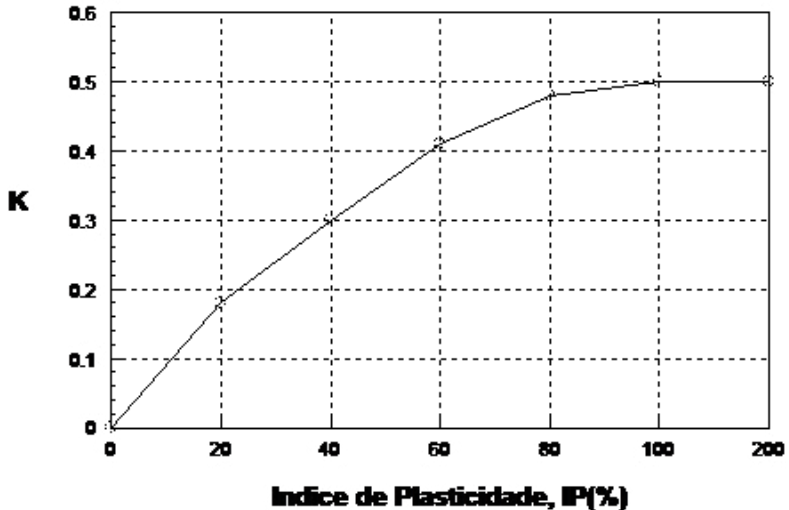


Figura 5.29- Coeficiente K em função do índice de plasticidade (HARDIN, 1978).

Barros e Hachich (1996) comentam que inúmeras outras expressões, em geral similares na forma à aqui apresentada, podem ser encontradas na literatura. A expressão de Hardin, porém, é reconhecidamente a mais usada para a estimativa do G_{\max} após o adensamento primário. Ela também é de bastante utilidade para a avaliação do efeito de uma variação da tensão efetiva, do índice de vazios ou da razão de pré-adensamento no valor G_{\max} do solo.

Os autores comentam ainda que resultados advindos de diversas investigações subsequentes mostraram que a velocidade da onda de cisalhamento v_s , e, portanto, o módulo cisalhante, dependem de forma praticamente igual das tensões efetivas principais nas direções de propagação da onda e do movimento das partículas, e são independentes da tensão principal na terceira direção. A equação 5.14 é, portanto, a rigor, válida somente para o caso especial de estado isotrópico de tensões.

5.4.3.1- Ensaio dilatométrico

A figura 5.30 apresenta os perfis para o módulo cisalhante máximo, G_o , para os ensaios dilatométricos realizados nos furos D1, D2 e D3, em conformidade com a correlação proposta por Hryciw (1990) (Eq. 2.34, pg. 31), aplicável tanto a solos arenosos como a argilosos.

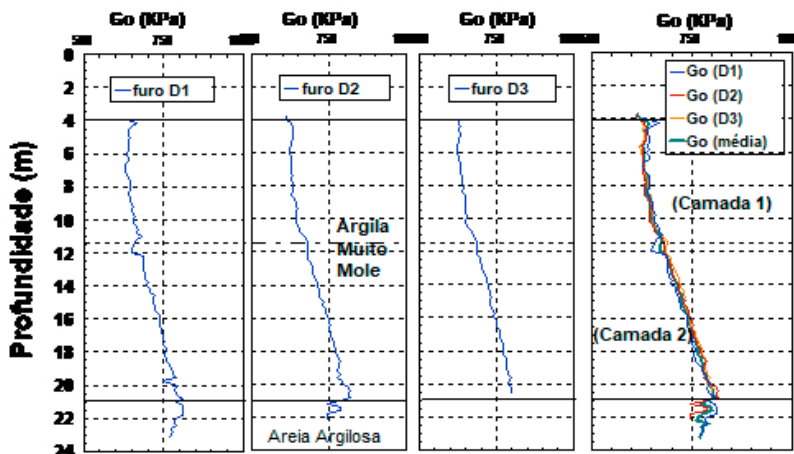


Figura 5.30- Perfis para o módulo cisalhante máximo, G_o , segundo Hryciw (1990).

5.4.3.2- Comparação de resultados

A Figura 5.31 apresenta os resultados para o módulo cisalhante máximo (inicial) para o solo estudado em conformidade com a expressão proposta por Hardin (1978) (Eq. 5.14) e para os resultados obtidos segundo Hryciw (1990) para ensaios dilatométricos.

Os resultados apresentados indicaram que a proposta apresentada por Hryciw (1990) necessitava de maiores investigações objetivando-se a confirmação da validade da expressão para diferentes tipos de solos, bem como por apresentar o depósito estudado trechos sub-adensados e valores para os índices de plasticidade e de vazios inicial

bastante elevados ($IP > 80\%$ e $e_o > 3$), podendo implicar em limitações à utilização da expressão proposta por Hardin (1978).

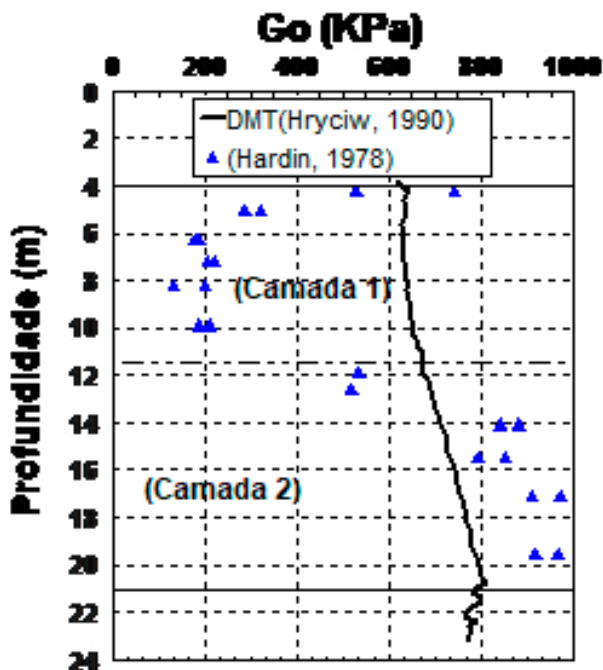


Figura 5.31- Comparação de resultados: Módulo cisalhante máximo.

5.5- CARACTERÍSTICAS DE FLUXO

5.5.1- Coeficiente de adensamento horizontal

Para a estimativa da velocidade de dissipação de poropressões, faz-se necessária a conveniente determinação do coeficiente de adensamento. Por meio da observação da velocidade de adensamento de uma amostra submetida a ensaio

de compressão oedométrica, é feita a seleção do valor correspondente ao coeficiente de adensamento vertical, C_v , parâmetro importante no escopo da teoria do adensamento unidimensional. O método de Taylor consiste em um recurso bastante utilizado para a determinação do C_v correspondente a 90% do grau de adensamento, realizando-se a partir da análise de curvas obtidas registrando-se a variação da espessura do corpo de prova em função da raiz quadrada do tempo durante cada estágio de carga do ensaio oedométrico.

Muito se tem estudado desde os anos 1970 sobre o processo de dissipação de poro-pressões, principalmente empregando-se o ensaio de piezocone (CPTU) para a obtenção de curvas de dissipação e determinação do coeficiente de adensamento horizontal, C_h . Fatores como anisotropia e heterogeneidade do solo, entretanto, complicam bastante o estudo do comportamento do solo durante o processo de adensamento. Schmertmann e Crapps (1988), citando trabalhos de pesquisadores diversos, comentam que o excesso de poro-pressão gerada na penetração da lâmina dilatométrica é mais desenvolvido segundo a direção horizontal, sendo possível, portanto, a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal a partir da análise de curvas de dissipação da poro-pressão induzida.

5.5.1.1- Ensaio dilatométrico

Considerando o que dispõe o método DMTC (ROBERTSON *et al.*, 1988), e considerando o fator tempo (GUPTA, 1983)

correspondente à dissipação de 30% da poro-pressão induzida (tendo em vista o processo se desenvolver muito lentamente no solo em estudo), apresentaremos exemplo de cálculo do coeficiente de adensamento horizontal, C_{1h} , para o ensaio realizado no furo D1, para a profundidade de 7,4m.

I) determinação do Índice de Rigidez (E_i/S_u): $E_i/S_u = 4858/13,18 = 368,58$

II) consulta do gráfico proposto por Gupta (1983) (Figura 5.32), para a determinação do fator tempo (T_{30}): $p/E_i/S_u = 368,58$; tem-se: $T_{30} = 0,70$

III) determinação da pressão C correspondente a $(t-t_0) = 0$, por extrapolação, no gráfico Leitura C (DMT) \times Tempo (figura 5.33):

IV) cálculo de $C_{100} = u_0 - \Delta A$: tem-se $C_{100} = u_0 - \Delta A = 0,73 - 0,20 = 0,53 \text{ bar}$.

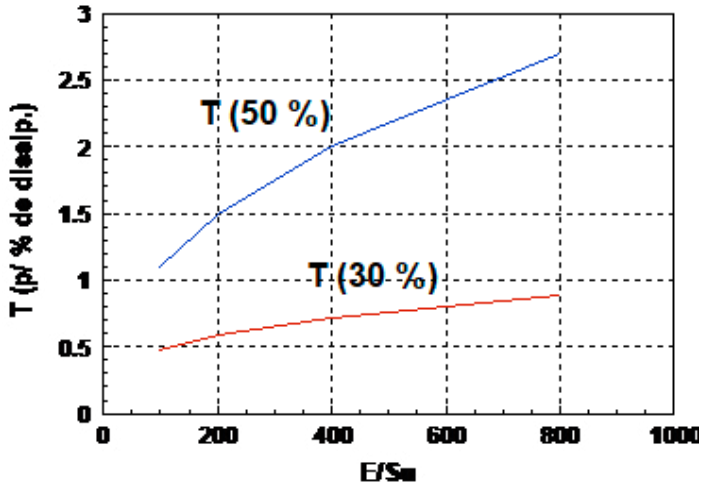


Figura 5.32- Fator tempo (T) em função da razão E_i/S_u (GUPTA, 1983)

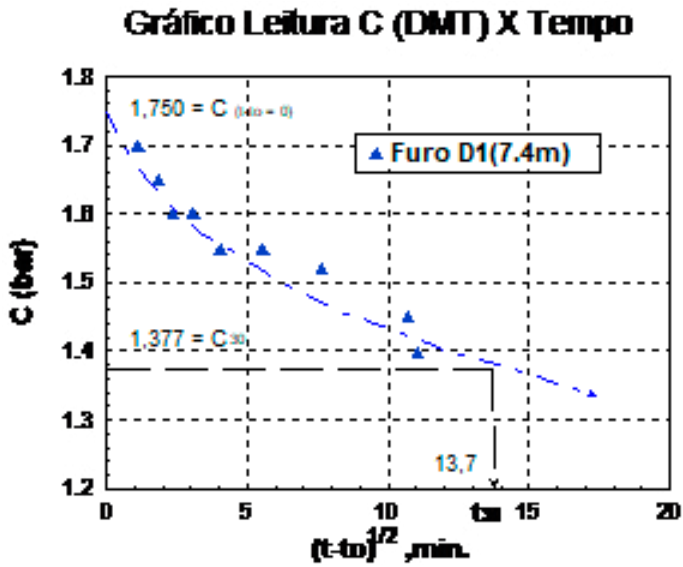


Figura 5.33- Determinação da pressão C correspondente a (t-t₀) = 0, por extrapolação, no gráfico Leitura C (DMT) x Tempo

VI) Determinação de t_{30} no gráfico Leitura C (DMT) x

Tempo: $t_{30} = 13,72 = 187,69 \text{ min}$

VII) Cálculo de $C_h = 600.T_{30}/t_{30}$: $C_h = 600.0,70/187,69 = 2,2377 \text{ mm}^2/\text{min} = 3,737.10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

VIII) cálculo de $C_{30} = (C_{(t-t_0)} - C_{100}).0,70 + C_{100}$: $C_{30} = (1,75 - 0,53).0,70 + 0,53 = 1,377 \text{ bar}$

O cálculo do coeficiente de adensamento horizontal, C_h , para os demais ensaios de dissipação realizados conduziu, então, aos valores que constam na tabela 5.3.

Tabela 5.3- Valores para o coeficiente de adensamento horizontal, C_h (método DMTC).

	Prof. (m)	C_h ($\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$)
Ensaio D-1	7,40	3,737
	12,40	12,279
	17,40	6,121
Ensaio D-2	7,40	3,336
	12,40	4,198
	17,40	1,954
Média	7,40	3,536
	12,40	8,238
	17,40	4,037

Os ensaios DMTC realizados para a profundidade de 7,40m conduziram a valores para o coeficiente de adensamento horizontal bastante aproximados entre si (10,7% de diferença relativa). Para as profundidades de 12,40 e 17,40m os obtidos

para C_h apresentaram-se com cerca de 67% de diferença entre si.

5.5.1.2- Comparação de resultados

Considerando-se o coeficiente de adensamento vertical obtido em ensaios oedométricos para as comparações com o coeficiente de adensamento horizontal, C_h , determinado pelo método DMTC, ao mesmo nível de tensões atuantes no solo, poderemos apresentar as figuras 5.34 a 5.36 a seguir:

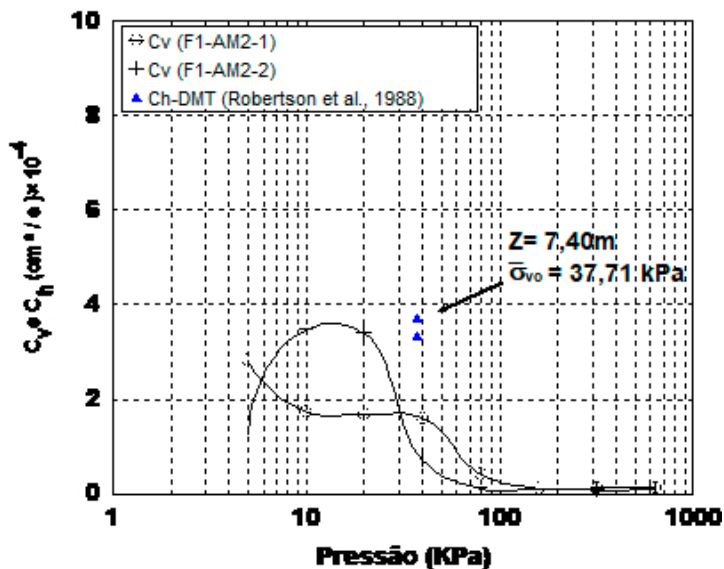


Figura 5.34- Comparação de resultados: Coeficiente de adensamento (7,40m).

Os ensaios DMTC realizados para a profundidade de 7,40m conduziram a valor médio aproximadamente três vezes

superior ao valor para o coeficiente de adensamento vertical determinado no ensaio oedométrico. Os ensaios de dissipação realizados no furo D1 para as profundidades de 12,40 e 17,40m resultaram em valores para o C_h de aproximadamente 2,5 vezes o valor para C_v , mostrando certa coerência em relação aos resultados apresentados para a profundidade de 7,40m.

Os resultados obtidos para as profundidades de 12,40 e 17,40m no furo D2 conduziram a valores para C_h praticamente iguais aos valores para C_v , indicando pouca confiabilidade em relação a estes resultados.

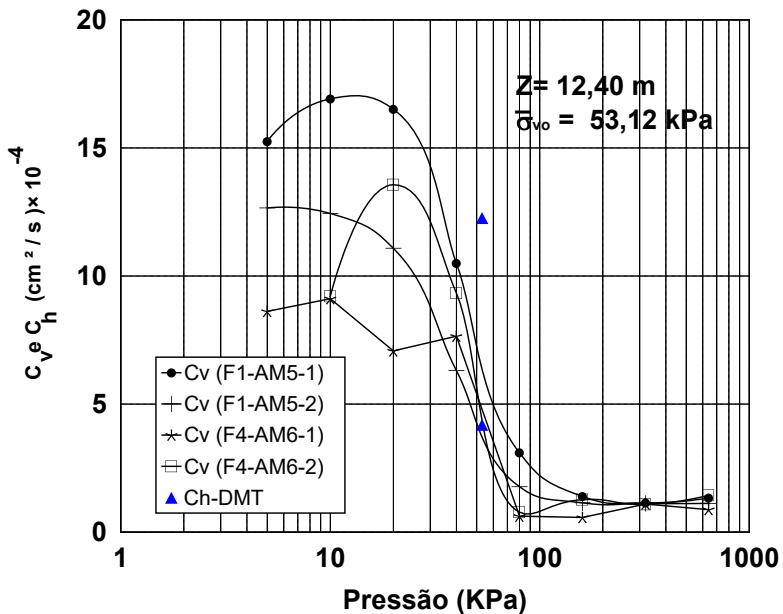


Figura 5.35- Comparação de resultados: Coeficiente de adensamento (12,40 m).

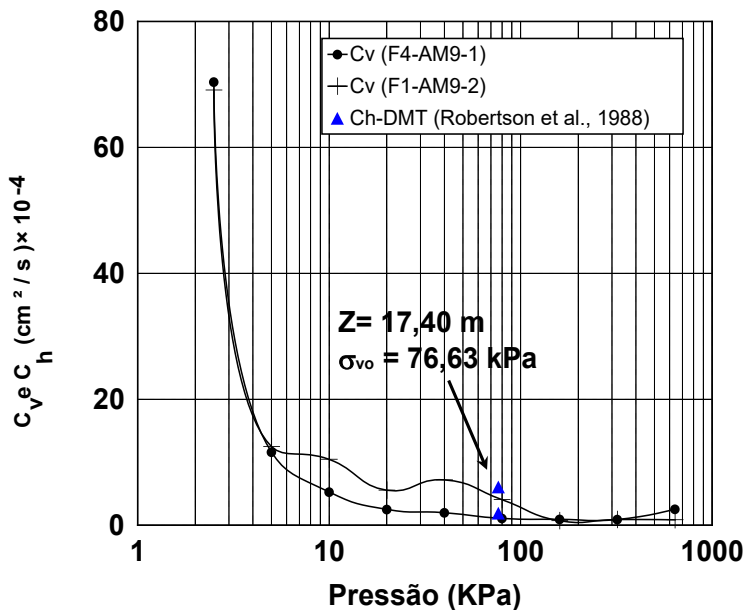


Figura 5.36- Comparação de resultados: Coeficiente de adensamento (17,40m).

Convém ressaltar que, devido ao método DMTC fundamentar-se na análise da dissipação da poro-pressão gerada no processo de cravação considerando-se a variação da pressão lida, C , e não a pressões corrigidas (considerando-se a rigidez da membrana e o valor de zero do manômetro), o estudo de métodos para a aplicação em ensaios de dissipação utilizando-se pressões corrigidas (p_0 ou p_2) deve ser estimulado. Um outro aspecto a ser considerado se refere à tensão de referência utilizada para se plotar os valores para C_h estimados pelo dilatômetro. Conceitualmente, a pressão de referência deve se aproximar de níveis de tensão característicos do trecho de

pré-adensamento, não sendo equivalente à tensão vertical efetiva inicial, σ'_{vo} , como foi considerado nas figuras 5.34 a 5.36.

Quanto à acurácia na determinação de C_h pelo dilatômetro, dada a escassez de valores de referência confiáveis, Marchetti (1997) comenta sobre a impossibilidade da avaliação adequada da qualidade dos resultados atualmente, mas enumera uma relação de razões físicas oferece uma boa expectativa quanto ao potencial do método, a citar:

- I) o problema da colmatação ou obstrução do filtro (CPTU) não existem para a membrana do dilatômetro, pelo fato da membrana ser, de qualquer maneira, uma superfície não-drenante e, de forma semelhante, a perda da saturação do filtro não constitui em problema em dissipações utilizando DMT;
- II) a perturbação no solo nas vizinhanças do cone (CPTU) devido ao esforço de penetração é mais severo que a ocorrida no DMT;
- III) ao redor do cone existe uma multiplicidade de curvas de declínio $u=f(t)$, com diferentes formas. Geralmente $u(t)$ é determinada para uma posição, mas a representatividade de $u(t)$ em qualquer outra parte é desconhecida;

5.5.2- Coeficiente de permeabilidade horizontal

A permeabilidade do solo, estando intimamente relacionada à velocidade de dissipação de poro-pressões, função da compressibilidade do solo, pode ser obtida através da correlação

entre estes fatores, considerando-se também a rigidez apresentada pelo solo, conforme comentado no capítulo 2.

5.5.2.1- Ensaio dilatométrico

Schmertmann e Crapps (1988) propõem seguir o procedimento no qual K_h é obtido a partir do valor determinado para C_h . Neste procedimento, é feita a estimativa do módulo oedométrico horizontal, M_h , proporcional à tensão efetiva na direção considerada (horizontal) (Eq. 2.36, pg. 34).

Considerando-se, portanto, os valores apresentados para o coeficiente de adensamento horizontal, para o módulo oedométrico e para o coeficiente de empuxo no repouso obtidos através de ensaios dilatométricos, teremos os seguintes resultados para K_h determinados para os ensaios DMTC realizados (tabela 5.4).

Tabela 5.4- Valores para o coeficiente de permeabilidade horizontal, K_h , a partir de C_h (método DMTC).

	Prof. (m)	K_h ($\times 10^{-7}$ cm/s)
Ensaio D-1	7,40	0,88
	12,40	2,83
	17,40	0,86
Ensaio D-2	7,40	0,78
	12,40	0,97
	17,40	0,28
Média	7,40	0,83
	12,40	1,90
	17,40	0,57

5.5.2.2- Comparação de resultados

Valores para o coeficiente de permeabilidade da ordem de 10^{-7} implicam em muito baixa proporção para a dissipação da poro-pressão, ocorrendo um fluxo da água muito lento através do solo. O fato de, em alguns casos, ter decorrido mais de três horas para a dissipação de apenas 30% da poro-pressão induzida durante o processo de penetração da lâmina dilatométrica no solo indica que se trata de uma argila com permeabilidade horizontal bastante reduzida.

Os ensaios de adensamento oedométrico realizados indicaram, conforme mostra a figura 5.37, valores para a permeabilidade vertical (que geralmente apresenta-se inferior a k_h) que conduziram a proporções $K_v/K_{h(DMT)}$ variando de 0,18 a 3,49, apresentando (principalmente para $Z=7,40m$), portanto, indicaram resultados para K_v determinado pelo ensaio oedométrico superiores ao coeficiente de permeabilidade horizontal obtido através do método DMTC, o que diverge do comportamento que é esperado para o fluxo preferencial da água no interior do solo.

Embora os resultados para os ensaios de dissipação (DMTC) realizados para as profundidades de 12,40 e 17,40m, apresentaram-se, em média, com proporções $K_v/K_{h(DMT)}$ coerentes em relação ao comportamento esperado, a divergência encontrada em alguns resultados reforça a necessidade da investigação sobre a aplicabilidade do método DMTC para a determinação de k_h , conforme citam diversos

pesquisadores (Marchetti, 1997).

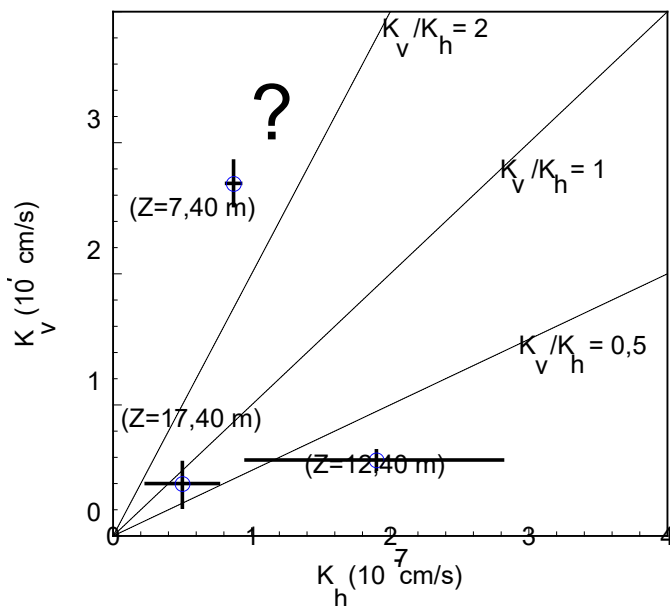


Figura 5.37- Comparação de resultados: Coeficiente de permeabilidade horizontal.

O estado de sub-adensamento, a presença de gás (em formação e em fluxo) e a baixa permeabilidade apresentada para o solo, principalmente, consistem em características peculiares ao depósito estudado, que tornam muito difíceis as análises de validade de correlações e metodologias de ensaio objetivando-se avaliar-se características de fluxo e de deformabilidade para o solo.

A escassez de referências de estudo sobre o tema dificulta, ainda mais, o tratamento da questão.

5.6- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando-se os resultados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que o depósito de argila estudado possui importante influência da ação do mar em sua formação, sob condições regressivas de linha de costa, em ambiente com características flúvio-lagunares e de mangue. Os ensaios oedométricos desenvolvidos indicaram que a camada 1 apresenta-se com índice de vazios inicial praticamente duas vezes maior que os encontrados para a segunda camada, bem como mostraram que a camada 1 encontra-se ligeiramente pré-adensada em sua parte superior, diminuindo o OCR com o aumento da profundidade, com a camada 2 apresentando uma tendência a ser normalmente adensada ou ligeiramente sub-adensada, devido, provavelmente, ao aterro executado no local.

Os ensaios de compressão triaxial UU indicaram valores muito baixos para a resistência ao cisalhamento, S_u , característicos de argilas com muito baixa consistência, tendo a relação $S_u \times IL(\%)$ apresentada para o solo parecendo indicar comportamento sensível para a argila, o que é reforçado pela amplitude nas diferenças para S_u encontrados para amostras de boa e má qualidade, utilizadas em ensaios UU-C.

O desenvolvimento e utilização do pistão estacionário nos procedimentos de amostragem consistiu em fator decisivo para a obtenção de amostras de boa qualidade e em profundidades superiores às alcançadas em campanhas de amostragem realizadas anteriormente.

O perfil estratigráfico definido segundo informações dos

ensaios dilatométricos, confirmou a presença de um depósito de argila com consistência de mole a muito mole, possuindo duas camadas diferenciadas geotecnicamente entre si. Os valores para I_D e E_D encontrados reforçam a necessidade da ampliação nos limites inferiores existentes no ábaco proposto originalmente por Marchetti e Crapps (1981) para a caracterização do solo, em conformidade com proposta de Lacasse e Lunne (1988).

Após a profundidade de aproximadamente 21m, as pressões p_2 mostram-se mais próximas da poro-pressão de equilíbrio, u_o , indicando maior permeabilidade do solo após este nível e, de uma forma geral, a determinação de g para o solo estudado a partir do DMT conduziu a valores superiores aos encontrados mediante ensaios de laboratório, principalmente nos trechos onde a argila ocorre com consistência muito mole ($E_D < 1000\text{kPa}$), em conformidade com observações feitas por Lacasse e Lunne (1988).

Os resultados para k_o a partir do DMT apresentaram muito boa concordância em relação aos obtidos mediante o emprego de correlação utilizada para as análises (MAYNE e KULHAVY, 1982), a exemplo dos resultados apresentados por Coutinho e Oliveira (1997) para outro depósito de argila localizado na cidade do Recife (Clube Internacional);

Os perfis definidos para OCR pelos ensaios oedométricos e pelos ensaios DMT apresentaram muito boa concordância, com valores para $OCR_{(DMT)}$ dentro da faixa de incerteza da correlação proposta por Lunne *et al.* (1989). A utilização do

coeficiente “m” correspondente ao limite inferior considerado para a correlação ($m = 0,27$), mostrou melhor adequação, provavelmente devido à pouca idade do depósito associada ao estado de sub-adensamento apresentado por boa parte do perfil;

Quanto à estimativa de S_u , as equações propostas por Marchetti (1980) e Lunne *et al.* (1988) apresentaram adequação satisfatória aos resultados de ensaios de laboratório para a argila estudada, indicando boa concordância com ensaios triaxiais UU-C, coerentemente com resultados encontrados por Coutinho e Oliveira (1997) para a argila do Clube Internacional;

O perfil para o módulo $M_{(DMT)}$ apresenta-se, em geral, aproximadamente 20% superior em relação a resultados obtidos através de ensaios de adensamento convencionais. Os resultados parecem indicar que existam limitações quanto à aplicabilidade de correlação em solos com índice de vazios inicial e coeficiente de compressibilidade elevados, coerentemente com resultados apresentados por Vieira (1994) e por Coutinho e Oliveira (1997);

O coeficiente C_h (método DMTC) apresentou valor aproximadamente 2,5 vezes o coeficiente C_v (ensaios oedométricos) como o predominante para o depósito. A divergência encontrada em relação aos resultados obtidos para o coeficiente K_h reforça a necessidade de investigação sobre a aplicabilidade do método DMT na determinação de K_h , conforme citam pesquisadores diversos.

ao processo de desenvolvimento do método e aprimoramento na aplicação do ensaio de dilatômetro, as seguintes áreas de investigação são indicadas como detentoras de importância destacada.



CAPÍTULO 6

CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE

6.1- CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DE ESTACAS CARREGADAS LATERALMENTE:

A análise de estacas carregadas lateralmente em camadas de argila consiste em um dos importantes desafios da Engenharia Geotécnica. A solução exata do problema de estacas flexíveis submetidas a carregamento lateral em uma massa elasto-plástica de solo é bastante complicada e difícil considerando um meio contínuo e tridimensional. Combinada à dificuldade no tratamento teórico do problema, a frequência de situações em que momentos e cargas horizontais atuam como esforços importantes no projeto de fundações profundas justifica o interesse da Comunidade Geotécnica internacional pelo tema.

Como exemplos de situações em que se faz presente a importância do conveniente estudo da resistência lateral de

estacas, pode-se citar as estruturas portuárias, onde se devem considerar a ação do impacto de ondas e embarcações; as estruturas *offshore* submetidas à ação do vento; e as fundações de torres de transmissão e estruturas em regiões susceptíveis a sismicidade ou a movimentos laterais do solo.

Fundações profundas submetidas a carregamentos laterais devem ser concebidas de forma a satisfazer três condições básicas (GARASSINO, 1994):

- I) a fundação deve ser capaz de suportar as solicitações impostas com uma adequada margem de segurança contra a ruptura na flambagem;
- II) a deformação da fundação devida ao carregamento não deve ser superior à deformação admissível pela superestrutura, e
- III) o solo não deve ser solicitado além de sua resistência última.

Gleser (1953), Terzaghi (1955), Matlock (1962, 1970) e Reese *et al.* (1974) desenvolveram modelos onde a estaca é considerada como uma viga-coluna elástica com uma rigidez EI , sendo desprezadas as deformações induzidas pelos esforços cisalhantes. Considerando-se que a estaca possui rigidez suficiente para que a ruptura do solo ocorra antes da

sua ruptura, temos a capacidade do sistema solo-estaca sendo governada pela resistência do solo.

A resistência lateral última do solo, p_u , é função das propriedades do solo e do tipo de ruptura que se desenvolve no interior da massa de solo. Admite-se que em profundidades próximas à superfície do terreno a ruptura do solo pode ser simulada como uma cunha tridimensional que é expulsa pela estaca durante o seu deslocamento (REESE, 1958, 1962; BRINCH HANSEN, 1951), enquanto para profundidades maiores a ruptura ocorre segundo um fluxo horizontal plástico e confinado. A profundidade em que ocorre a mudança no tipo de ruptura é denominada de profundidade crítica, Z_{crit} . (Figura 6.1).

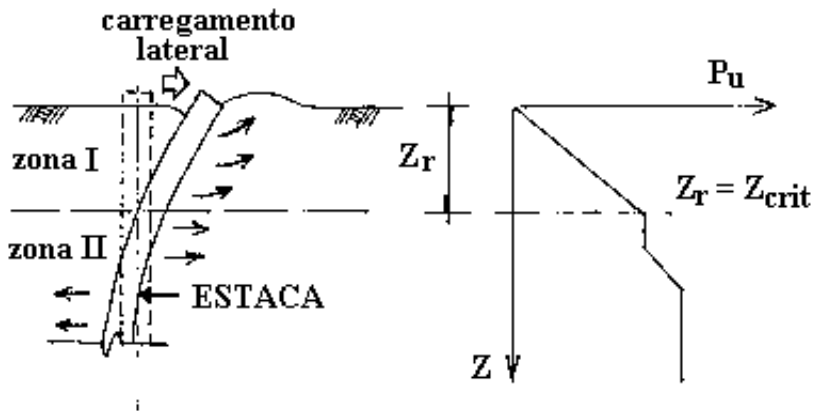


Figura 6.1- Variação da resistência última do solo com a profundidade, Z (Garassino, 1994).

O comportamento de uma estaca carregada lateralmente (sem carga axial) é governado pela equação abaixo:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k \cdot B \cdot y = 0 \quad (6.1)$$

onde:

E_p = módulo de elasticidade da estaca.

I_p = momento de inércia da seção da estaca.

y = deflexão horizontal.

Z = profundidade.

K = coeficiente de reação horizontal.

B = largura (diâmetro) da estaca.

A solução para a equação acima pode ser obtida tanto analiticamente como numericamente.

Para o comportamento real apresentado pelo solo, a relação entre a reação do solo, P , e a deflexão, y , é não-linear, com a reação do solo assumindo um valor limite quando a deflexão (deslocamento horizontal) da estaca atinge um valor suficientemente grande. Reese e Matlock (1956) defendem que a adoção de um incremento linear no módulo de reação do solo com a profundidade necessita de algumas considerações sobre a rigidez do solo e seu comportamento não-linear, visto

que valores do módulo secante próximos à superfície tendem a ser muito pequenos, crescendo com a profundidade devido a maiores resistências do solo e menores níveis de deflexão lateral da estaca. Segundo Poulos e Davis (1980), o argumento de Reese e Matlock é mais relevante para estacas em argila com consistência mole e em solos arenosos. Em alguns casos (argilas rijas sob baixos níveis de solicitações, por exemplo), entretanto, a suposição de um módulo de reação constante com a profundidade pode ser mais apropriada.

O comportamento não-linear do movimento do solo é representado geralmente por uma série de curvas p - y , que relacionam a reação do solo (p) com a correspondente deflexão horizontal (y) ao longo do comprimento da estaca.

Os métodos elásticos ou por elementos finitos baseados na suposição de que o solo é admitido como um meio-elástico contínuo, são válidos estritamente para baixos níveis de solicitações ou melhores para níveis de deslocamentos muito baixos. O método que considera a reação do solo (*subgrade reaction method*) é o mais usado devido à sua simplicidade, e pela experiência obtida em aplicações práticas, particularmente para problemas que envolvem estruturas *offshore*. A origem do método deriva de aproximações feitas por Winkler *apud* Garassino, 1994, sendo implementado posteriormente, a fim de levar em consideração importantes características como:

I) relação não-linear entre a reação do solo, p , e a deflexão da estaca, y ;

II) variabilidade dos módulos de deformabilidade e da resistência última do solo com a profundidade.

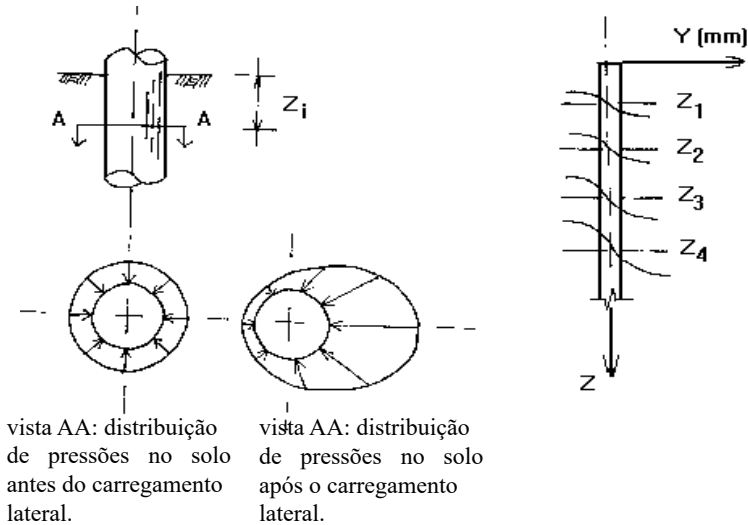


Figura 6.2- Modelos de curvas p-y para estacas sob carregamento lateral (REESE, 1984).

Este método, possuindo natureza semiempírica, é afetado pelas seguintes limitações:

I) o módulo horizontal do solo varia com a profundidade e com a deflexão da estaca, y ;

II) indução de alterações nas propriedades do solo após a instalação da estaca;

III) aplicabilidade apenas para estacas isoladas, para grupos de estacas são necessárias considerações em relação à efeitos de superposição e efeitos tridimensionais através de modificações nos valores de módulos do solo e/ou nas curvas p-y.

As principais características do método estão relacionadas com a determinação do valor da resistência última do solo ao longo do comprimento da estaca e o módulo do solo, E_s . Procurar-se-á, então, apresentar os principais métodos utilizados para a determinação de curvas p-y para a análise de estacas carregadas lateralmente em solo de comportamento coesivo (argila muito mole), utilizando dados obtidos a partir de ensaios dilatométricos, visto que se trata de um ensaio com a capacidade de propiciar um perfil praticamente contínuo para as características e parâmetros do solo, de forma relativamente simples e a custo baixo.

6.2- MÉTODO PROPOSTO POR ROBERTSON *ET AL.* (1989):

Robertson *et al.* (1989) propõem um método semiempírico para a avaliação de curvas p-y utilizando o método original proposto por Matlock (1970) e dados obtidos a partir de ensaios dilatométricos.

Matlock (1970) propõe o uso de parábola cúbica para prever curvas p-y, na forma:

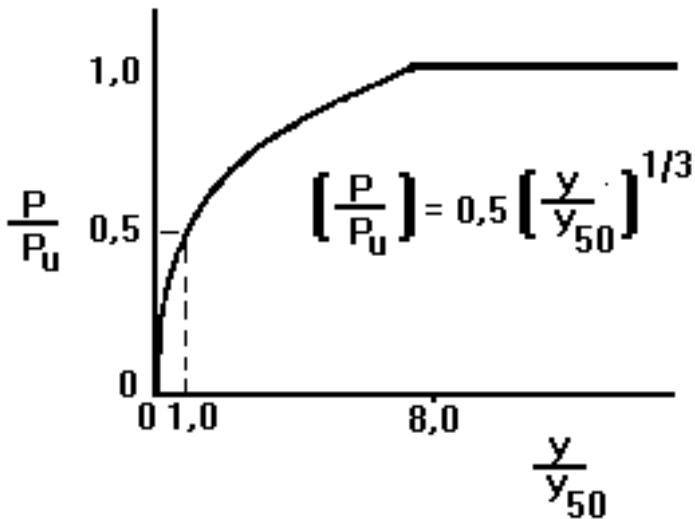
$$\frac{P}{P_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_c} \right)^{1/3} \quad (6.2)$$

onde:

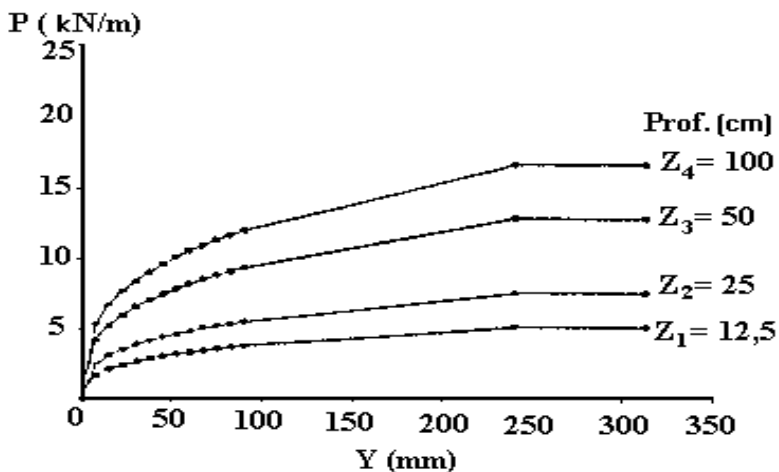
p/p_u = razão de resistência do solo.

y/y_c = razão de deflexão da estaca.

A parábola cúbica (Figura D.3) tem sido utilizada para o método $(p-y)_{DMT}$, sendo necessária a avaliação da resistência última do solo (p_u) e a deflexão (y_c) para a mobilização de 50% da resistência última.



(a) Curva p-y para argila mole.



(b) Família de curvas p-y para diferentes profundidades.

Figura 6.3- Curvas parabólicas p-y para argila mole.

Em solos coesivos, o valor y_c é função da resistência não-drenada ao cisalhamento, S_u , do nível de tensões efetivas *in situ* e da rigidez do solo. O valor da deflexão y_c da estaca é determinado fundamentando-se no conceito proposto por Skempton (1951; *apud* ROBERTSON *et al.*, 1989), que combina teoria da elasticidade, métodos de resistência última e propriedades de solos obtidas em laboratório. Considerando o trabalho de Skempton (1951), Matlock (1970) propôs um método aplicado às argilas moles, relacionando a deformação e_c obtida a partir de curvas tensão-deformação em ensaios de compressão triaxial não-drenada (UU-C) com y_c na forma:

$$y_c = A \cdot \varepsilon_c \cdot D; \quad y_c \text{ em cm} \quad (6.3)$$

onde:

A = coeficiente igual a 6,35 (empírico).

D = diâmetro (largura) da estaca, em cm.

Stevens e Audibert (1979; *apud* ROBERTSON *et al.*, 1989), entre outros, sugerem que, para solos coesivos, considerando o efeito de escala, a deflexão y_c não seja dependente linearmente do diâmetro da estaca, sendo definido como:

$$y_c = B \cdot \varepsilon_c \cdot D^{1/2}; \quad y_c \text{ em cm} \quad (6.4)$$

onde:

B = coeficiente igual a 14,2

D = diâmetro (largura) da estaca, em cm.

O valor de ε_c deve ser avaliado a partir da curva tensão-deformação para o solo em questão. Utilizando a expressão proposta por Kondner e Zelasko (1963; *apud* ROBERTSON *et al.*, 1989), na forma simplificada, tem-se:

$$\varepsilon_{50} = \frac{1,67 \cdot S_u}{E_i} ; \quad (6.5)$$

onde:

S_u = resistência ao cisalhamento não-drenado.

E_i = módulo tangente inicial.

O módulo tangente inicial, E_i , pode ser estimado a partir da ensaio DMT (ROBERTSON *et al.*, 1988) como:

$$E_i = F_c \cdot E_D; \quad (6.6)$$

onde:

F_c = fator de rigidez (igual a 10 para solos coesivos, $I_D 1,0$).

E_D = módulo dilatométrico.

Portanto, combinando as equações 4, 5 e 6, tem-se:

$$y_c = \frac{23,67 \cdot S_u \cdot D^{1/2}}{F_c \cdot E_D}; \text{ em cm} \quad (6.7)$$

onde:

D = diâmetro (largura) da estaca, em cm.

$F_c = 10$ (primeira aproximação para solos coesivos)

A avaliação da resistência última lateral, p_u , é definida por Matlock (1970) como:

$$p_u = N_p \cdot S_u \cdot D; \text{ em kPa.m} \quad (6.8)$$

onde:

N_p = coeficiente adimensional de resistência última.

S_u = resistência não-drenada ao cisalhamento (DMT), em kPa.

D = diâmetro da estaca, em m.

Geralmente, o coeficiente N_p é admitido igual a 9, mas, para pontos próximos à superfície, devido ao baixo nível de tensões confinantes e a efeitos de fronteira, o valor de N_p é reduzido à faixa de 2 a 4.

Matlock (1970), entre outros, propõe a equação abaixo para descrever a variação do coeficiente N_p :

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{vo}}{S_u} + J \cdot \frac{Z}{D} \quad (6.9)$$

onde:

$N_p \geq 9$; ($N_p = 9$, $p / Z = Z_{CRIT}$)

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva na profundidade Z .

Z = profundidade.

J = coeficiente empírico (Tabela 6.1).

Tabela 6.1- Valores de J recomendados por MATLOCK (1970).

Valor de J	Tipo de solo	Solo ensaiado
0,50	Argila mole	Sabine Clay
0,25	Argila rija	Lake Austin Clay

6.3- MÉTODO PROPOSTO POR GABR *ET AL.* (1988):

A proposta consiste em avaliar-se as curvas p-y em função do módulo de reação lateral inicial, K_h , e da resistência última do solo, p_u . Dentre as diversas formas de avaliar o módulo K_h podemos destacar a utilização do ensaio dilatométrico, pelo fato de propiciar a definição do perfil de parâmetros de forma quase contínua, considerando fatores como a não linearidade e estratificação do solo.

Utilizando dados de ensaio DMT, Gabr e Borden (1988) define os valores para o módulo de reação lateral inicial, K_h , como:

$$K_h = K_{h_i} \cdot D, \text{ em kPa} \quad (6.10)$$

onde:

K_{h_i} = coeficiente de reação horizontal (módulo tangente inicial).

D = diâmetro da estaca, em m.

Para a determinação de K_{hi} (Figura 6.4), considera-se, devido à rigidez da membrana da lâmina dilatométrica, o valor do coeficiente K_{ho} representando o módulo secante correspondente a aproximadamente 7 mm de deslocamento a partir do módulo tangente inicial, sendo $K_{hi} = 6.5.K_{ho}$ (Beyer, 1981):

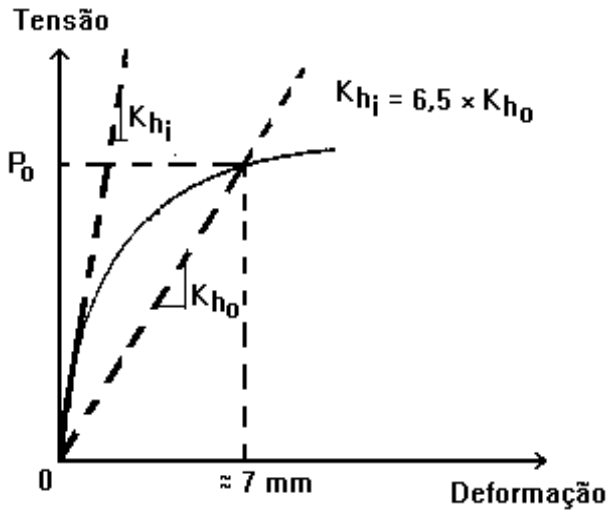


Figura 6.4- Definição do módulo secante K_{ho} .

Determina-se o módulo secante K_{ho} como:

$$K_{ho} = \frac{p_0 - \sigma_h}{h} \quad (6.11)$$

onde:

p_o = pressão A corrigida, em kPa.

s_h = tensão horizontal no repouso, *in situ*, em kPa.

$h = 0,00685$ m

A tensão horizontal no repouso, s_h , pode ser definida em função do valor do coeficiente de empuxo, K_o , encontrado a partir da relação proposta por Lunne *et al.* (1990) para ensaios DMT.

Gabr *et al.* (1988) considerando a expressão proposta por Murchison e O'Neill (1984) para determinar o comportamento de curvas p-y, utilizando-se dos parâmetros K_h e p_u , apresenta a forma de função hiperbólica contínua como a que oferece uma melhor aproximação de resultados obtidos em provas de carga em estacas. Esses dois parâmetros, portanto, são suficientes para definir a função hiperbólica na forma:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh\left(\frac{k_h}{p_u} \cdot y\right) \quad (6.12)$$

onde:

p = reação do solo.

p_u = reação última do solo.

K_h = módulo de reação lateral inicial.

y = deslocamento lateral na estaca.

O uso da equação proposta por Gabr *et al.* (1988) simplifica os cálculos envolvidos na estimativa da resposta de estacas carregadas lateralmente, visto que evita a avaliação de e_{50} e elimina incertezas oriundas da determinação de y_{50} .

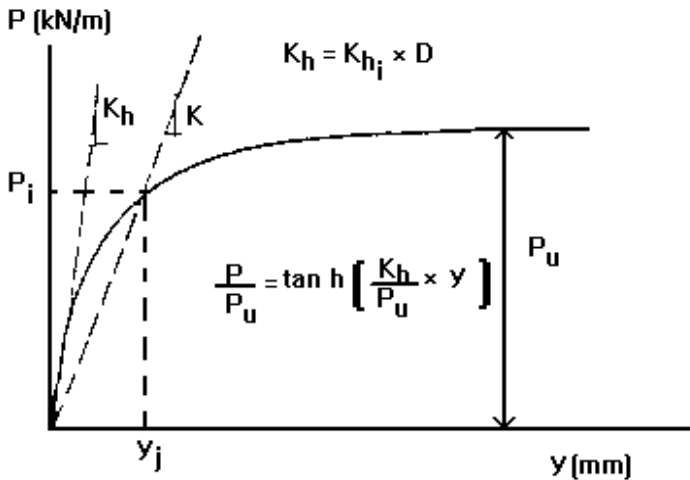


Figura 6.5- Curva hiperbólica p-y.

6.4 - ANÁLISE DE RESULTADOS OBTIDOS:

6.4.1- Aplicação do método de ROBERTSON *et al.* (1989):

Para a definição das curvas p-y utilizando-se do método

proposto por Robertson *et al.* (1989) é feita, primeiramente, a determinação de perfis para a avaliação da resistência última do solo (p_u) e a deflexão (y_c) para a mobilização de 50% da resistência última. Para o solo estudado tem-se a Figura 6.6 representando as características do solo importantes na construção da parábola cúbica utilizada para o método (p-y)

DMT

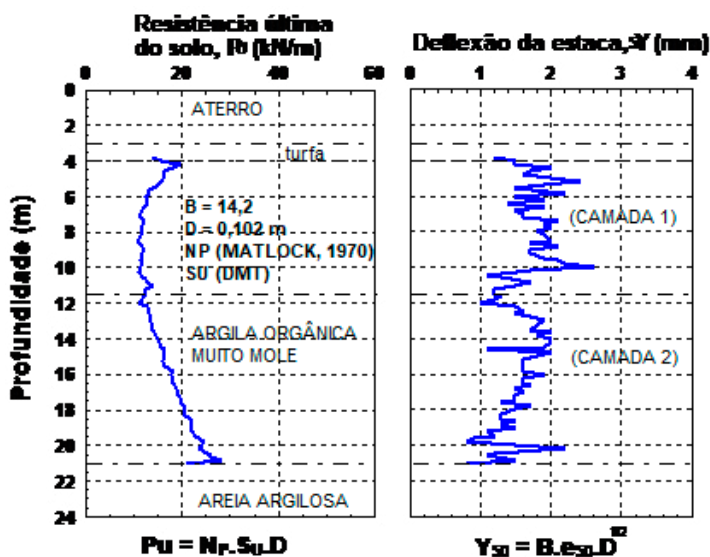


Figura 6.6- Perfis para a resistência última do solo, p_u , e a deflexão, y_{50} .

Pode-se observar, portanto, que para o depósito estudado a resistência última da argila para a primeira camada (4,0-11,5m) se apresenta praticamente constante e igual a 13kN/m, com uma maior resistência no trecho superior da camada, onde a argila mostra-se com ligeiro pré-adensamento. Na segunda camada do depósito o comportamento do perfil é bastante

diferenciado do apresentado ao longo da primeira, havendo um crescimento aproximadamente linear da resistência última com a profundidade.

Quanto à deflexão horizontal correspondente a 50% da resistência última mobilizada, tem-se o comportamento do perfil controlado, fundamentalmente, pela relação entre a resistência ao cisalhamento não-drenado, S_u , e o módulo tangente inicial, E_t , sendo menores as deflexões nos trechos superior e inferior do depósito e na região de transição entre as duas camadas definidas, onde o solo se apresenta com uma maior rigidez relativa.

A partir dos valores de p_u e de y_{50} , pode-se definir curvas p - y para cada profundidade de interesse. Na Tabela 6.2 estão relacionados os valores para a resistência última da argila estudada, p_u , e a deflexão, y , correspondente, para as profundidades escolhidas nos exemplos apresentados nas Figuras 6.7 e 6.8. As Figuras 6.7 e 6.8 mostram exemplos de curvas p - y para três diferentes profundidades, em cada camada. Foram considerados para as análises diâmetro para a estaca igual a 102 mm (4") e coeficiente J de 0,5 (argila mole).

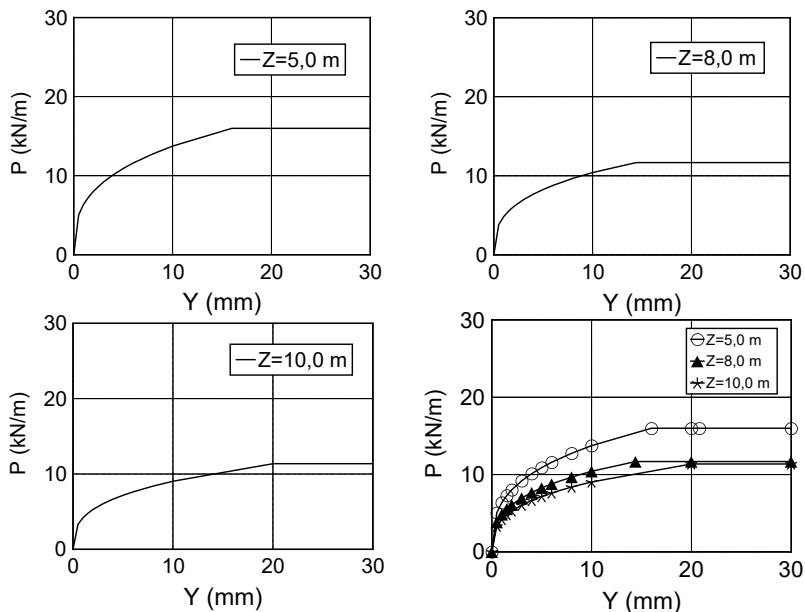


Figura 6.7- Curvas p-y para a primeira camada (ROBERTSON *et al.*, 1989).

A curva referente à profundidade de 5,0 m, mostra-se, portanto, com valor para a resistência última, p_u , superior aos apresentados nas outras profundidades, em conformidade com os perfis mostrados na Figura 6.6, indicando uma maior rigidez relativa para o solo nesta região.

Tabela 6.2- Valores para a resistência última do solo, p_u , e a deflexão, y , correspondente (MATLOCK, 1970).

	Profundidade, Z (m)					
***	5,0	8,0	10,0	14,0	17,0	20,0
P_u (kN/m)	15,90	11,68	11,37	15,06	19,18	24,29
y (mm)	16,0	14,4	20,0	16,0	12,8	12,0

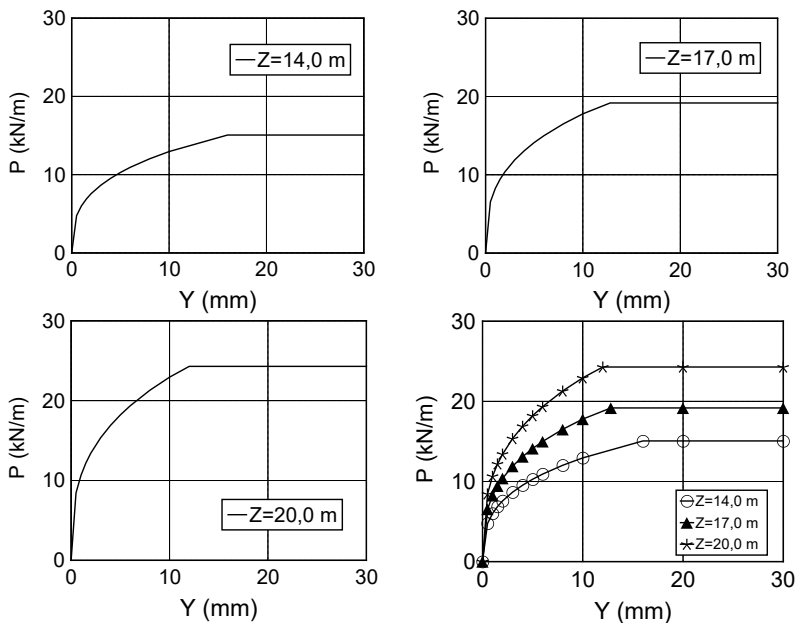


Figura 6.8- Curvas p-y para a segunda camada (ROBERTSON *et al.*, 1989).

Na segunda camada, à medida em que aumenta a profundidade, ocorre o gradual aumento da resistência última do solo, com diminuição da correspondente deflexão da estaca, implicando na redução da amplitude de deformação onde considera-se que o solo apresente relação não-linear entre a reação, p , e a deflexão da estaca, y .

As curvas p-y obtidas para o depósito de solo estudado segundo o método proposto por Robertson *et al.* (1989) foram

encaminhadas para Joelma Braga, da Área de Estruturas da UFPE, que desenvolvia pesquisa também na área do SESI-Ibura, analisando, fundamentalmente, provas de carga horizontal em estacas, considerando o comportamento não-linear do solo de fundação, sob orientação dos professores Roberto Quental Coutinho e Bernardo Horowitz.

6.4.2- Aplicação do método de GABR *et al.* (1988):

Gabr *et al.* (1988), utilizando-se dos parâmetros K_h e p_u para determinar o comportamento de curvas p - y , apresenta a forma de função hiperbólica contínua como a que oferece uma melhor aproximação de resultados obtidos em provas de carga em estacas, simplificando os cálculos envolvidos na estimativa da resposta de estacas carregadas lateralmente.

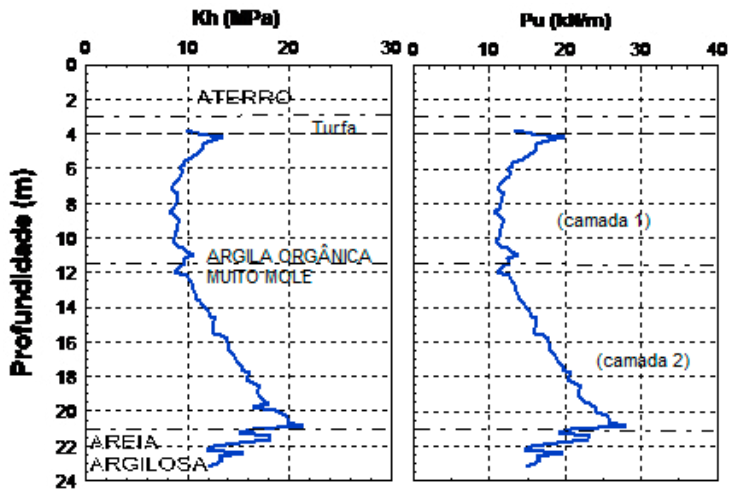


Figura 6.9- Perfis para o módulo de reação lateral inicial, K_h , e a resistência última do solo, p_u .

Pode-se observar, portanto, que os perfis de K_h e p_u apresentam praticamente o mesmo formato, possuindo a primeira camada módulo de reação lateral inicial, K_h , praticamente constante com a profundidade, exceto trecho compreendido entre os 4 e 5 metros de profundidade, onde há uma maior rigidez relativa.

A partir dos valores de p_u e de K_h , pode-se, portanto, definir curvas p-y para cada profundidade de interesse. As Figuras 6.10 e 6.11 mostram exemplos de curvas p-y para três diferentes profundidades, em cada camada, utilizando-se o diâmetro de 102mm (4") para a estaca e coeficiente J igual a 0,5 (argila mole).

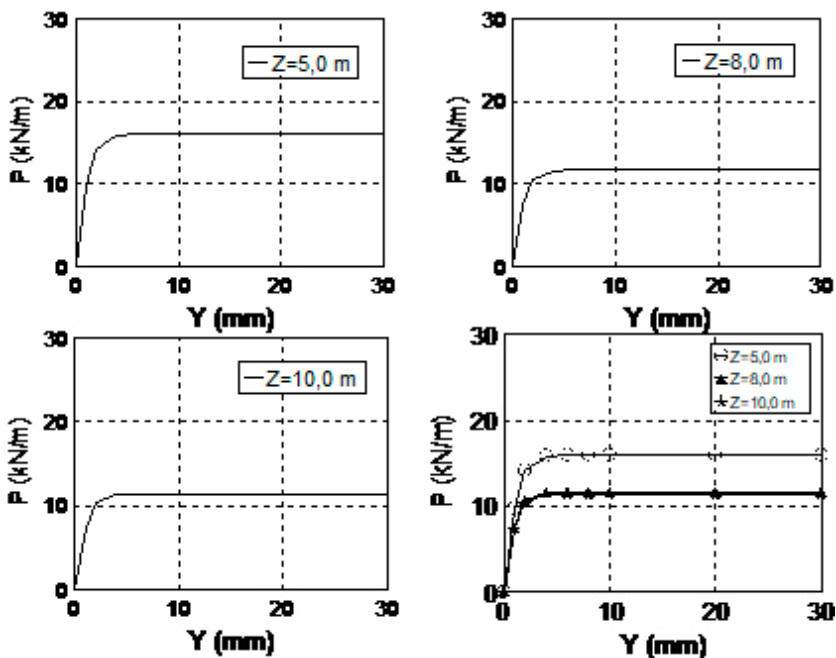


Figura 6.10- Curvas p-y para a primeira camada (GABR *et al.*, 1988).

Observa-se que, para o trecho referente ao intervalo onde ocorre uma relativa constância nos valores para o módulo de reação lateral, K_h , e para a resistência última do solo, p_u , as curvas p-y apresentam-se praticamente iguais ($Z = 8,0$ e $10,0$ m), mostrando que o método proposto por GABR *et al.* (1988) possui menor sensibilidade a pequenas variações em p_u , quando comparado com o método proposto por Robertson *et al.* (1989).

Para a profundidade de 5,0m, devido aos maiores valores relativos para K_h e p_u , tem-se uma diferenciação para a respectiva curva p-y, traduzindo a maior rigidez para esta parte da primeira camada do depósito.

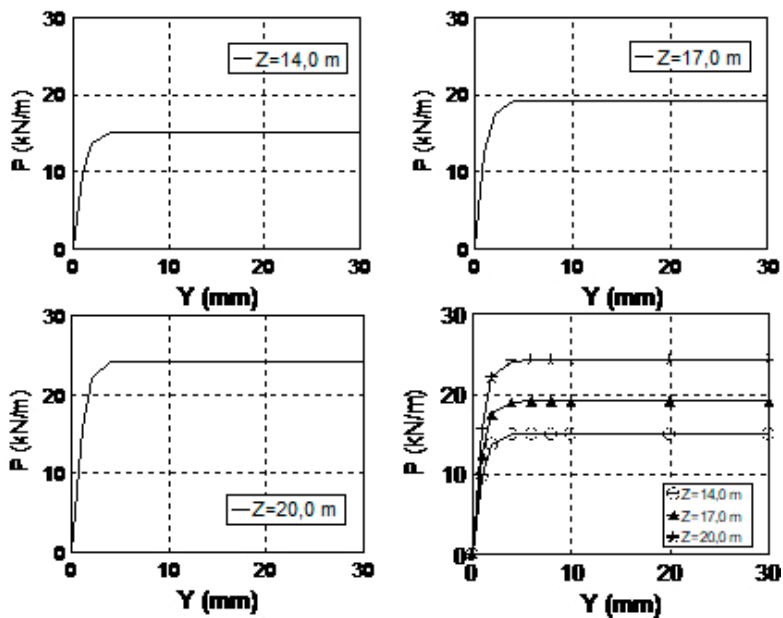


Figura 6.11- Curvas p-y para a segunda camada (GABR *et al.*, 1988).

Na segunda camada do depósito, portanto, o comportamento do perfil é bastante diferenciado do apresentado ao longo da primeira, devido ao crescimento aproximadamente linear do módulo de reação lateral inicial com a profundidade, provocando o gradual distanciamento entre as curvas p-y.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT/NBR 6484 (1980): “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”, 12 p.
- ABNT/NBR 9820(1989): “Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem (texto modificado)”
- Al-Khafaji, W.N.A. e Andersland, O.B. (1981). Ignition Test for Soil Organic-Content Measurement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.107, N° GT4, pp. 465-479.
- Amorim Júnior, W.M. (1976): Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 101 p.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. e Pasqualini, E. (1986). Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers. In: Clemence, S. P. *Use of in situ tests in geotechnical engineering*. New york: ASCE, Geotechnical Special Publication, N° 6, pp. 431-446.
- Barros, J.M.C. e Hachich, W. (1996). *Fundações: Teoria e Prática*, ABMS/ABEF, São Paulo, pp 409-442.
- Bogossian, F., Muxfeldt, A.S. e Bogossian, M.F. (1988): A Utilização do Dilatômetro para Determinação de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole. *Anais do Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e de laboratório em Geotecnia*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 483-491.

- Briaud, J.L. e Miran, J. (1992). *The Flat Dilatometer Test*. Washington: Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, 102 p.
- Broms, B.B. e Flodim, N. (1988). *History of Soil Penetration Testing*. Proc. Penetration Testing 1988, ISOPT-1, Orlando, pp. 157-220.
- Campanella, R.G. e Robertson, P.K. (1983). Flat Plate DMT: Research at UBC. *Proc. 1st International Conference on the Flat Dilatometer*, Edmonton, 44p.
- Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D. e Grieg, J. (1985). Recent Developments on In Situ Testing of Soils. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering*, Vol. 2, pp. 849-854.
- Campanella, R.G. e Robertson, P.K. (1991). Use and Interpretation of a Research Dilatometer. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 28, pp. 113-126.
- Coch, N.K. e Ludman, A. (1991): *Physical Geology*. Macmillan Publishing Company, NY, 678 p.
- Coutinho, R.Q. (1986). *Aterro Experimental Instrumentado Levado à Rutura sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaiba*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 632 p.
- Coutinho, R.Q. e Oliveira, J.R.T. (1993). Caracterização Geotécnica de uma Argila Mole do Recife. *Solos e Rochas: Revista Brasileira de Geotecnia*, Vol. 16, Nº 2, pp. 255-266.
- Coutinho, R.Q. e Oliveira, J.R.T. (1997). Geotechnical Characterization of a Recife Soft Clay - Laboratory and In Situ Tests. In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 69-72.

- Cruz, N., Fonseca, A.V., Coelho, P. e Lemos, L.J. (1997). Evaluation of Geotechnical Parameters by DMT in Portuguese Soils. In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 77-80.
- Davidson, J.L. e Boghrat, A. (1983). Flat Dilatometer Testing in Florida. In *International Symposium on In Situ Testing of Soil and Rock*, Paris, Vol. 2, pp. 251-255.
- Durgunoglu, H.T. e Mitchel, J.K. (1975). Static Penetration Resistance of Soils. In *ASCE Symposium of In Situ Measurements of Soil Properties*, Raleigh, Vol. 1, pp 151-171.
- European committee for standardization (European Committee de Normalisation - CEN) (1994). *Geotechnical Design General Rules*, Vol. 1, Sec. 3.
- European committee for standardization (European Committee de Normalisation - CEN) (1995). *Geotechnical Design Assisted by Field Tests / Flat Dilatometer Test*, Sec. 3.7
- Ferreira, S.R.M. (1982). *Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Recife*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 212 p.
- Gabr, M.A. (1994). P-y Analysis of Laterally Loaded Piles in Soft Clay Using DMT. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.120, N° 5, pp. 816-837.
- Garassino, A.L. (1994). Some Developmentss on Laterally Loaded Piles with Particular Reference to p-y Subgrade Reaction Method. In *4th International DFI Conference*, Rotterdam, pp. 759-770.

- Gusmão Filho, J. A. (1995). *Contribuição à prática de fundações: A experiência do Recife* (Doctoral dissertation, Tese para Concurso de Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da UFPE).
- Head, K.H. (1990). *Manual of Soil Laboratory Testing*. 2nd Ed., John Wiley & Sons Inc., NY, Vol. 2 e 3.
- Iwasaki, K. (1991). Applicability of the Marchetti Dilatometer Test to Soft Ground in Japan. In *GEOCOAST'91*, Yokohama, pp. 29-32.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, L.T. e Lancellotta, R. (1985). New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. State-of-the-Art Report. In *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp 57-153.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellotta, R. e Pasqualini, E. (1988). New Correlations of Penetration Testing for Design Practic. In *1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, 1988, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 236-296.
- Kamei, T. e Iwasaki, K. (1995). Evaluaton of Undrained Shear Strength of Cohesive Soils Using a Flat Dilatometer. *Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 35, N° 2, pp. 111-116.
- Kim, S.I., Jeong, S.S., Lee, S.R., Kim, D.S. e Kim, Y.S., (1997). Characterization of in-situ Properties of Korean Marine Clays Using CPTU and DMT. In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 519-522.

- Kulhawy, F. H. e Mayne, P.W. (1990). *Manual On Estimating Soil Properties for Foundation Design*. New York: Electric Power Research Institute, 242 p.
- Lacasse, S. e Lunne, T. (1983). Dilatometer Test in Two Soft Marine Clays. *Norwegian Geotechnical Institute*, Publication N° 146, Oslo, 8 p.
- Lacasse, S. e Lunne, T. (1988). Calibration of Dilatometer Correlations. In *1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, 1988, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 539-548.
- Lambe, T.W. e Whithman, R. V. (1976). *Mecânica de Suelos*. Editorial Limusa, México, 582 p.
- Lima Filho, M.F., Corrêa, A.A., Mabessone, J.M. e Silva, J.D. (1991). Origem da Planície do Recife. *Série B: Estudos e Pesquisas*, Vol. 10, UFPE, Recife, pp. 157-176.
- Lins, A.H.P. (1980). *Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 166 p.
- Lunne, T., Jonsrud, R., Eidsmoen, T. e Lacasse, S. (1987). The Offshore Dilatometer. *Norwegian Geotechnical Institute*, Internal Report N° 52157-2, Oslo, 11 p.
- Lunne, T., Lacasse, S. e Rad, N.S. (1989). SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments on In Situ Testing of Soils. In *XII ICSMFE*, 12, Part 1: All Tests Except SPT, General Report, Session 2, Rio de Janeiro, pp. 2339-2404.

- Lunne, T., Powell, J.J.M., Hauge, E.A., Uglow, I.M. e Mokkelbost, K.H. (1990). *Correlations of Dilatometer Readings with Lateral Stress in Clays*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, pp. 183-193.
- Lunne, T., Berre, T. e Strandvick, S. (1997). Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. In *International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, pp. 81-102.
- Lutenegger, A.J. (1988). Current Status of the Marchetti Dilatometer Test. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 137-156.
- Lutenegger, A.J. e Kabir, M.G. (1988): Dilatometer C-Reading to Help Determine Stratigraphy. In *1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 549-554.
- Mabesoone, J.M. e Neumann, V.H. (1995). Mapa Geomorfológico de Pernambuco. *Anais do XVI Simpósio de Geologia do Nordeste*, Recife, pp. 250-256.
- Marchetti, S. (1975). A New In-Situ Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability. In *Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties, ASCE Specialty Conference*, Vol. 2, pp. 255-259.
- Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 106, N° GT3, pp. 299-837.

- Marchetti, S. (1991). P-y Curves from DMT Data for Piles driven in Clay. In *4th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stresa, Italy.
- Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer - Design Applications. In *3rd Geotechnical Engineering Conference - Keynote Lecture*, Cairo University, 26 p.
- Mello Vieira, M.V.C. (1994). *Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole do Sarapuú, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 333 p.
- Mello Vieira, M.V.C., Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S. e Lopes, P.C.C. (1997): Dilatometer Tests at Sarapuú Soft Clay, In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 161-162.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York, 437 p.
- Mulabdic, M. (1997). Comparison of Piezocone, Marchetti Dilatometer and Vane Test Results for the Danube-Sava Canal. In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 561-564.
- Oliveira, J.T.R. (1991). *Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 187 p.
- Ortigão, J.A.R. (1993). Dilatômetro em Argila Porosa. In *VII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, Vol. 5, pp. 309-320.
- Ortigão, J.A.R. (1993a). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Editora ao Livro Técnico, Rio de Janeiro, 368 p.

- Pereira da Silva, M. (1997). Comunicações verbais ao autor.
- Pinto, C.S. (1979). *Resistência ao Cisalhamento dos Solos*. São Paulo: Grêmio Politécnico - DLP, 132 P.
- Poulos, H.G. e Davies, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons, pp. 143-232 e 311-322.
- Powell, J.J.M. e Uglow, I.M. (1988). Marchetti Dilatometer Testing in UK Soils. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 555-562.
- Redel, C., Blechman, D., e Feferbaum, S. (1997). Flat Dilatometer Tests in Israel. In *XIV ICSMFE.*, Hamburg, Vol. 1, pp 581-584.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. e BY, T. (1988). Excess Pore-pressure and the Flat Dilatometer Test. In *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 567-576.
- Robertson, P. K. (1989). Design of Laterally Loaded Piles Using the Flat Dilatometer. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 12, N° 1, pp. 30-38.
- Schmertmann, J.H. (1981). Discussion of In-Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, Vol. 107, N° GT6, Proc. Paper 15290, pp. 831-832.
- Schmertmann, J.H. (1985). *Measure and Use the In-Situ Lateral Stress in the Practice of Foundation Engineering*. Dept. of Civil Eng., Northwestern University, pp. 189-213.

- Schmertmann, J.H. (1986). Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 9, N° 2, pp. 93-101.
- Schmertmann, J.H. e Crapps, D.K. (1988). Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design. *Dept. of Transportation, Office of Research*, Vol. 3, Washington D.C., 183 p.
- Silva, S.C. (1996). *Parâmetros geotécnicos a Partir de Ensaios de Campo (SPT, CPTU, Medição de “Shear Wave Velocity e DMT”)* em um Depósito de Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado, DEC/UFPE, 131 p.
- Soares, M.M., Lunne, T, Almeida, M.S.S. & Danziger, F.A.B. (1986). Ensaios de Dilatômetro em Argila Mole. *Anais do VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Porto Alegre, Vol. 2, pp. 89-98.
- Teixeira, D.C.L. (1972). *Características Geotécnicas dos Depósitos de Argila Mole do Recife à Influência da Matéria Orgânica*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 112 p.
- Vargas, M. (1972). *Mecânica dos Solos*. São Paulo: Escola Politécnica, 203 p.
- Vargas, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Editora McGraw Hill do Brasil, São Paulo, 507 p.
- Velloso, D.A. e Lopes, F.R. (1996): *Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais*. Vol. 1, Rio de Janeiro, COPPE / UFRJ, 281 p.
- US Dept. of Transportation (1992). *The Flat Dilatometer Test*. Civil Eng. Dept. Texas A&M Univ. for The Fed. Highway Administration, Washington DC, 102 p.

APÊNDICE A



PLANILHAS PARA ENSAIOS DMT

- A-1: ENSAIOS DILATOMÉTRICOS - FURO D1
- A-2: ENSAIOS DILATOMÉTRICOS - FURO D2
- A-3: ENSAIOS DILATOMÉTRICOS - FURO D3
- A-4: ENSAIOS DE DISSIPACÃO
- A-5: DEFINIÇÃO DE CURVAS P - Y

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 1 22/7/1995

N.A.(m)= 0,08

h_{interm}(m)= 3,3

Zm(bar)= 0,34
 ΔA(bar)= 0,2
 ΔB(bar)= 1,28

Prof. (m)	γ _{lab} ⁽¹⁾ (kN/m ³)
0-3,3	17
3,3-11,0	13
11,0-23,2	15

Prof. (m)	Força Crav. (kgf/cm ²) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u _o (kPa)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa)			
4	15	2	3,8	1,2	184,4	218	106	39,2	65,2	26
4,2	20	2,65	4,5	1,8	249,15	288	166	41,2	67,8	26,6
4,4	20	2,25	4	1,55	209,65	238	141	43,2	70,4	27,2
4,6	18	2,1	3,85	1,55	194,65	223	141	45,2	73	27,8
4,8	18	2,1	3,9	1,6	194,4	228	146	47,2	75,6	28,4
5	18	2,15	3,9	1,6	199,65	228	146	49,2	78,2	29
5,2	19	2,1	3,8	1,65	194,9	218	151	51,2	80,8	29,6
5,4	19	2,1	3,8	1,65	194,9	218	151	53,2	83,4	30,2
5,6	19	2,05	3,8	1,6	189,65	218	146	55,2	86	30,8
5,8	20	2,1	3,8	1,6	194,9	218	146	57,2	88,6	31,4
6	20	2	3,75	1,6	184,65	213	146	59,2	91,2	32
6,2	20	2,1	3,8	1,6	194,9	218	146	61,2	93,8	32,6
6,4	20	2,1	3,95	1,6	194,15	233	146	63,2	96,4	33,2
6,6	20	1,95	3,65	1,6	179,9	203	146	65,2	99	33,8
6,8	19	1,9	3,65	1,55	174,65	203	141	67,2	101,6	34,4
7	19	1,95	3,7	1,6	179,65	208	146	69,2	104,2	35
7,2	20	2	3,7	1,65	184,9	208	151	71,2	106,8	35,6
7,4	20	2,1	3,75	1,7	195,15	213	156	73,2	109,4	36,2
7,6	23	2,15	3,85	1,72	199,9	223	158	75,2	112	36,8
7,8	21	2,15	3,85	1,75	199,9	223	161	77,2	114,6	37,4
8	20	2,15	3,85	1,75	199,9	223	161	79,2	117,2	38
8,2	20	2,15	3,85	1,8	199,9	223	166	81,2	119,8	38,6
8,4	20	2,1	3,75	1,75	195,15	213	161	83,2	122,4	39,2
8,6	20	2,15	3,85	1,85	199,9	223	171	85,2	125	39,8
8,8	20	2,2	3,9	1,85	204,9	228	171	87,2	127,6	40,4
9	20	2,25	4	1,9	209,65	238	176	89,2	130,2	41
9,2	20	2,3	4,05	1,93	214,65	243	179	91,2	132,8	41,6
9,4	20	2,28	3,98	1,9	212,9	236	176	93,2	135,4	42,2
9,6	20	2,32	4	1,95	217	238	181	95,2	138	42,8
9,8	20	2,4	4,1	1,95	224,9	248	181	97,2	140,6	43,4
10	20	2,35	4,05	2	219,9	243	186	99,2	143,2	44
10,2	20	2,35	4,08	2,05	219,75	246	191	101,2	145,8	44,6
10,4	20	2,47	4,28	2,05	231,35	266	191	103,2	148,4	45,2
10,6	20	2,55	4,35	2,12	239,4	273	198	105,2	151	45,8
10,8	20	2,54	4,27	2,15	238,75	265	201	107,2	153,6	46,4
11	20	2,65	4,4	2,25	249,65	278	211	109,2	156,2	47
11,2	14	2,4	4,25	2,13	224,15	263	199	111,2	159,2	48
11,4	14	2,35	4,22	2,1	219,05	260	196	113,2	162,2	49
11,6	14	2,3	4,2	2,09	213,9	258	195	115,2	165,2	50
11,8	13	2,27	4,17	2,05	210,9	255	191	117,2	168,2	51
12	13	2,25	4,16	2,03	208,85	254	189	119,2	171,2	52
12,2	22	2,66	4,38	2,29	250,8	276	215	121,2	174,2	53
12,4	21	2,73	4,55	2,3	257,3	293	216	123,2	177,2	54
12,6	24	2,71	4,5	2,3	255,45	288	216	125,2	180,2	55
12,8	22	2,72	4,5	2,31	256,5	288	217	127,2	183,2	56
13	22	2,7	4,41	2,32	254,85	279	218	129,2	186,2	57
13,2	22	2,73	4,46	2,35	257,75	284	221	131,2	189,2	58
13,4	22	2,78	4,53	2,39	262,65	291	225	133,2	192,2	59
13,6	22	2,8	4,55	2,41	264,65	293	227	135,2	195,2	60
13,8	22	2,88	4,58	2,48	272,9	296	234	137,2	198,2	61
14	22	2,86	4,62	2,5	270,6	300	236	139,2	201,2	62
14,2	22	3	4,78	2,6	284,5	316	246	141,2	204,2	63

Prof. (m)	Força Crav. (kgf/cm ²) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u ₀ (kPa)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa)			
14,4	22	3,01	4,75	2,6	285,7	313	246	143,2	207,2	64
14,6	22	3,3	5,48	2,65	312,5	386	251	145,2	210,2	65
14,8	22	3,15	4,85	2,67	299,9	323	253	147,2	213,2	66
15	22	3,15	4,88	2,7	299,75	326	256	149,2	216,2	67
15,2	22	3,22	4,98	2,77	306,6	336	263	151,2	219,2	68
15,4	23	3,2	4,95	2,76	304,65	333	262	153,2	222,2	69
15,6	23	3,32	5,1	2,85	316,5	348	271	155,2	225,2	70
15,8	23	3,49	5,3	2,94	333,35	368	280	157,2	228,2	71
16	24	3,5	5,27	2,92	334,55	365	278	159,2	231,2	72
16,2	24	3,51	5,35	2,96	335,2	373	282	161,2	234,2	73
16,4	24	3,5	5,3	3,01	334,4	368	287	163,2	237,2	74
16,6	25	3,6	5,38	3,05	344,5	376	291	165,2	240,2	75
16,8	25	3,6	5,48	3,09	344	386	295	167,2	243,2	76
17	25	3,71	5,57	3,1	355,1	395	296	169,2	246,2	77
17,2	25	3,72	5,59	3,17	356,05	397	303	171,2	249,2	78
17,4	25	3,78	5,68	3,24	361,9	406	310	173,2	252,2	79
17,6	30	3,7	5,61	3,2	353,85	399	306	175,2	255,2	80
17,8	30	3,85	5,76	3,25	368,85	414	311	177,2	258,2	81
18	26	3,88	5,7	3,23	372,3	408	309	179,2	261,2	82
18,2	26	3,82	5,7	3,3	366	408	316	181,2	264,2	83
18,4	26	3,9	5,8	3,31	373,9	418	317	183,2	267,2	84
18,6	26	3,9	5,8	3,4	373,9	418	326	185,2	270,2	85
18,8	26	4,05	5,98	3,45	388,75	436	331	187,2	273,2	86
19	26	4,2	6,02	3,53	404,3	440	339	189,2	276,2	87
19,2	26	4,26	6,2	3,55	409,7	458	341	191,2	279,2	88
19,4	27	4,3	6,28	3,63	413,5	466	349	193,2	282,2	89
19,6	28	4,5	6,51	3,69	433,35	489	355	195,2	285,2	90
19,8	28	3,8	6,52	2,12	359,8	490	198	197,2	288,2	91
20	28	4,6	6,52	3,73	443,8	490	359	199,2	291,2	92
20,2	28	4,43	6,4	3,7	426,55	478	356	201,2	294,2	93
20,4	28	4,51	6,59	3,8	434	497	366	203,2	297,2	94
20,6	30	4,65	6,88	3,59	447,25	526	345	205,2	300,2	95
20,8	30	4,9	6,85	3,95	473,65	523	381	207,2	303,2	96
21	28	4,5	7,1	3,36	430,4	548	322	209,2	306,2	97
21,2	32	4,9	6,85	3,85	473,65	523	371	211,2	309,2	98
21,4	32	4,98	7,06	4,05	481	544	391	213,2	312,2	99
21,6	34	4,98	6,98	4,1	481,4	536	396	215,2	315,2	100
21,8	30	5	7	4,14	483,4	538	400	217,2	318,2	101
22	24	4,5	6,58	3,25	433	496	311	219,2	321,2	102
22,2	33	4,38	6,45	3,05	421,05	483	291	221,2	324,2	103
22,4	32	4,52	6,57	3,62	435,15	495	348	223,2	327,2	104
22,6	30	4,25	6,2	3,5	408,65	458	336	225,2	330,2	105
22,8	35	4,3	6,05	3,52	414,65	443	338	227,2	333,2	106
23	35	4,25	5,9	3,52	410,15	428	338	229,2	336,2	107
23,2	32	4,2	6,3	3,11	402,9	468	297	231,2	339,2	108

Observações:

(1) Pesos específicos médios obtidos a partir de ensaios oedométricos.

(2) Valores lidos no manômetro da máquina de cravação.

(3) Equações para as pressões corrigidas:

$$P_0 = 1,05 \cdot (A - Z_{M1} + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_{M1} - \Delta B)$$

$$P_1 = B - Z_{M1} - \Delta B$$

$$P_2 = C - Z_{M1} + \Delta A$$

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 1 22/7/1995

N.A.(m)= 0,08

Profundidade(m)= 0-3,3 3,3-11,0 11,0-23,2

$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$ = 17 13 15

$h_{\text{metro}}(\text{m})$ = 3,3

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos						
	I_D	$E_{DP}(\text{kPa})$	K_D	U_D	$\gamma_{DMT}^{(2)}$	$K_s^{(3)}$	OCR ⁽⁴⁾	$S_u(\text{kPa})^{(5)}$	$M(\text{kPa})^{(6)}$	$E_s(\text{kPa})^{(7)}$	$G_s(\text{kPa})^{(8)}$
4	0,231	1.165,920	5,585	0,460	16,0	0,86	2,02	18,77	2218,6	11659,2	633,4
4,2	0,187	1.348,095	7,818	0,600	16,0	1,03	3,33	29,24	3030,1	13481,0	666,6
4,4	0,170	983,745	6,119	0,588	15,0	0,90	2,50	22,01	1964,2	9837,5	648,5
4,6	0,190	983,745	5,376	0,641	15,0	0,84	2,15	19,14	1833,6	9837,5	640,8
4,8	0,228	1.165,920	5,183	0,671	16,0	0,83	2,06	18,68	2129,5	11659,2	641,0
5	0,188	983,745	5,188	0,643	15,0	0,83	2,06	19,09	1797,7	9837,5	644,5
5,2	0,161	801,570	4,855	0,695	15,0	0,80	1,91	17,94	1410,2	8015,7	642,0
5,4	0,163	801,570	4,692	0,690	15,0	0,78	1,83	17,54	1382,2	8015,7	642,3
5,6	0,211	983,745	4,365	0,675	15,0	0,75	1,68	16,34	1623,6	9837,5	639,2
5,8	0,168	801,570	4,385	0,645	15,0	0,76	1,69	16,76	1326,7	8015,7	642,7
6	0,226	983,745	3,920	0,692	15,0	0,71	1,48	14,84	1515,2	9837,5	636,0
6,2	0,173	801,570	4,101	0,634	15,0	0,73	1,56	16,00	1271,7	8015,7	642,9
6,4	0,297	1.348,095	3,944	0,632	16,0	0,71	1,49	15,52	2084,8	13481,0	642,4
6,6	0,201	801,570	3,393	0,704	15,0	0,66	1,25	13,09	1116,0	8015,7	632,3
6,8	0,264	983,745	3,124	0,687	15,0	0,63	1,14	12,01	1286,1	9837,5	628,0
7	0,257	983,745	3,156	0,695	15,0	0,63	1,15	12,38	1296,4	9837,5	631,6
7,2	0,203	801,570	3,194	0,702	15,0	0,64	1,17	12,78	1066,2	8015,7	635,4
7,4	0,146	619,395	3,369	0,679	15,0	0,66	1,24	13,89	857,8	6194,0	642,6
7,6	0,185	801,570	3,389	0,664	15,0	0,66	1,25	14,23	1114,9	8015,7	645,8
7,8	0,188	801,570	3,281	0,683	15,0	0,65	1,20	13,89	1088,3	8015,7	645,6
8	0,191	801,570	3,176	0,678	15,0	0,63	1,16	13,55	1061,7	8015,7	645,3
8,2	0,195	801,570	3,075	0,714	15,0	0,62	1,12	13,22	1035,1	8015,7	645,0
8,4	0,159	619,395	2,856	0,695	15,0	0,60	1,02	12,24	752,9	6194,0	641,1
8,6	0,201	801,570	2,882	0,748	15,0	0,60	1,04	12,57	981,8	8015,7	644,3
8,8	0,196	801,570	2,913	0,712	15,0	0,61	1,05	12,93	990,7	8015,7	647,7
9	0,235	983,745	2,938	0,721	15,0	0,61	1,06	13,26	1224,3	9837,5	650,8
9,2	0,230	983,745	2,968	0,711	15,0	0,61	1,07	13,62	1234,5	9837,5	654,1
9,4	0,193	801,570	2,836	0,692	15,0	0,60	1,02	13,06	968,7	8015,7	652,4
9,6	0,172	728,700	2,846	0,704	15,0	0,60	1,02	13,30	883,1	7287,0	655,0
9,8	0,181	801,570	2,942	0,656	15,0	0,61	1,06	14,06	998,9	8015,7	660,3
10	0,191	801,570	2,743	0,719	15,0	0,59	0,98	13,06	941,3	8015,7	656,3
10,2	0,221	910,875	2,658	0,757	15,0	0,58	0,94	12,73	1040,2	9108,7	655,7
10,4	0,270	1.202,355	2,835	0,685	16,0	0,60	1,02	13,98	1452,6	12023,6	663,7
10,6	0,250	1.165,920	2,930	0,692	16,0	0,61	1,06	14,76	1447,9	11659,2	668,8
10,8	0,200	910,875	2,835	0,713	15,0	0,60	1,02	14,35	1100,4	9108,7	668,0
11	0,202	983,745	2,988	0,725	15,0	0,61	1,08	15,53	1241,5	9837,5	682,5
11,2	0,344	1.348,095	2,353	0,777	16,0	0,54	0,82	11,76	1371,1	13481,0	664,3
11,4	0,387	1.420,965	2,160	0,782	16,0	0,52	0,74	10,79	1320,7	14209,7	660,1
11,6	0,447	1.530,270	1,974	0,809	16,0	0,49	0,66	9,84	1280,9	15302,7	655,4
11,8	0,471	1.530,270	1,837	0,788	16,0	0,47	0,61	9,17	1168,3	15302,7	652,3
12	0,504	1.566,705	1,724	0,779	16,0	0,46	0,57	8,64	1094,0	15667,1	649,8
12,2	0,194	874,440	2,445	0,724	15,0	0,55	0,85	13,63	923,8	8744,4	684,5
12,4	0,266	1.238,790	2,483	0,692	16,0	0,56	0,87	14,16	1328,3	12387,9	689,1
12,6	0,250	1.129,485	2,368	0,697	15,0	0,54	0,82	13,59	1156,2	11294,9	687,9
12,8	0,244	1.093,050	2,309	0,695	15,0	0,53	0,80	13,40	1090,5	10930,5	688,6
13	0,192	838,005	2,204	0,707	15,0	0,52	0,76	12,87	796,2	8380,0	687,4
13,2	0,207	910,875	2,182	0,710	15,0	0,52	0,75	12,93	855,9	9108,7	689,4
13,4	0,219	983,745	2,194	0,709	15,0	0,52	0,75	13,25	930,0	9837,5	692,9
13,6	0,219	983,745	2,158	0,709	15,0	0,52	0,74	13,19	913,0	9837,4	694,2
13,8	0,170	801,570	2,225	0,713	15,0	0,52	0,76	13,94	769,1	8015,7	700,0
14	0,224	1.020,180	2,119	0,737	15,0	0,51	0,72	13,33	928,2	10201,8	698,2
14,2	0,220	1.093,050	2,275	0,731	15,0	0,53	0,78	14,80	1073,7	10930,5	707,8

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos						
	I _D	E _D (kPa)	K _D	U _D	γ _{DMT} ⁽²⁾	K _o ⁽³⁾	OCR ⁽⁴⁾	S _u (kPa) ⁽⁵⁾	M(kPa) ⁽⁶⁾	E _c (kPa) ⁽⁷⁾	G _c (kPa) ⁽⁸⁾
14,4	0,192	947,310	2,227	0,721	15,0	0,52	0,77	14,64	909,8	9473,1	708,5
14,6	0,439	2.550,450	2,574	0,632	16,0	0,57	0,91	17,82	2828,4	25504,5	725,3
14,8	0,151	801,570	2,314	0,693	15,0	0,53	0,80	15,84	801,4	8015,7	717,7
15	0,174	910,875	2,247	0,709	15,0	0,53	0,77	15,50	883,4	9108,7	717,6
15,2	0,189	1.020,180	2,285	0,719	15,0	0,53	0,79	16,07	1007,0	10201,8	721,9
15,4	0,187	983,745	2,195	0,718	15,0	0,52	0,75	15,50	930,4	9837,4	720,6
15,6	0,195	1.093,050	2,304	0,718	15,0	0,53	0,80	16,71	1088,2	10930,5	727,9
15,8	0,197	1.202,355	2,481	0,697	16,0	0,56	0,87	18,59	1288,1	12023,6	737,8
16	0,174	1.056,615	2,435	0,678	15,0	0,55	0,85	18,42	1111,9	10566,2	738,6
16,2	0,217	1.311,660	2,384	0,694	16,0	0,54	0,83	18,18	1351,3	13116,6	739,0
16,4	0,196	1.165,920	2,314	0,723	16,0	0,53	0,80	17,75	1165,5	11659,2	738,5
16,6	0,176	1.093,050	2,391	0,702	15,0	0,54	0,83	18,75	1129,5	10930,5	744,3
16,8	0,238	1.457,400	2,326	0,723	16,0	0,54	0,81	18,36	1465,2	14574,0	744,0
17	0,215	1.384,530	2,414	0,682	16,0	0,55	0,84	19,49	1444,6	13845,3	750,2
17,2	0,222	1.420,965	2,370	0,713	16,0	0,54	0,82	19,29	1455,6	14209,7	750,7
17,4	0,234	1.530,270	2,389	0,725	16,0	0,54	0,83	19,73	1579,9	15302,7	753,9
17,6	0,253	1.566,705	2,233	0,732	16,0	0,52	0,77	18,36	1509,4	15667,1	749,5
17,8	0,236	1.566,705	2,366	0,698	16,0	0,54	0,82	19,99	1602,3	15667,1	757,7
18	0,185	1.238,790	2,355	0,672	16,0	0,54	0,82	20,11	1260,9	12387,9	759,5
18,2	0,227	1.457,400	2,227	0,729	16,0	0,52	0,77	18,98	1399,7	14574,0	756,1
18,4	0,231	1.530,270	2,270	0,702	16,0	0,53	0,78	19,68	1500,2	15302,7	760,3
18,6	0,234	1.530,270	2,220	0,746	16,0	0,52	0,76	19,37	1465,1	15302,7	760,3
18,8	0,234	1.639,575	2,344	0,713	16,0	0,54	0,81	20,97	1660,8	16395,8	768,1
19	0,166	1.238,790	2,472	0,696	16,0	0,55	0,87	22,68	1322,7	12387,9	775,9
19,2	0,221	1.676,010	2,483	0,686	16,0	0,56	0,87	23,06	1796,9	16760,1	778,6
19,4	0,238	1.821,750	2,475	0,707	16,0	0,55	0,87	23,24	1947,4	18217,5	780,5
19,6	0,234	1.931,055	2,646	0,671	16,0	0,58	0,94	25,54	2196,3	19310,6	789,7
19,8	0,801	4.517,940	1,787	0,005	16,0	0,47	0,59	15,81	11869,7	45179,4	751,0
20	0,189	1.603,140	2,659	0,653	16,0	0,58	0,94	26,26	1831,1	16031,4	794,6
20,2	0,228	1.785,315	2,423	0,687	16,0	0,55	0,84	23,64	1869,4	17853,2	786,8
20,4	0,273	2.186,100	2,455	0,705	16,0	0,55	0,86	24,29	2318,7	21861,0	790,4
20,6	0,325	2.732,625	2,548	0,578	16,0	0,56	0,90	25,72	3002,0	27326,3	796,4
20,8	0,185	1.712,445	2,776	0,652	16,0	0,59	0,99	28,92	2031,5	17124,4	807,8
21	0,532	4.080,720	2,280	0,510	17,0	0,53	0,79	22,86	4019,1	40807,2	788,7
21,2	0,188	1.712,445	2,678	0,609	16,0	0,58	0,95	28,23	1968,7	17124,4	808,0
21,4	0,235	2.186,100	2,705	0,664	16,0	0,58	0,96	28,88	2535,7	21861,0	811,2
21,6	0,205	1.894,620	2,662	0,679	16,0	0,58	0,94	28,59	2166,5	18946,2	811,5
21,8	0,205	1.894,620	2,636	0,687	16,0	0,57	0,93	28,52	2147,2	18946,2	812,4
22	0,295	2.186,100	2,096	0,429	16,0	0,51	0,71	21,63	1964,3	21861,0	789,6
22,2	0,310	2.149,665	1,940	0,349	16,0	0,49	0,65	19,83	1761,4	21496,7	783,3
22,4	0,282	2.076,795	2,038	0,589	16,0	0,50	0,69	21,29	1806,2	20768,0	790,4
22,6	0,269	1.712,445	1,747	0,604	16,0	0,46	0,58	17,74	1219,1	17124,5	776,0
22,8	0,151	983,745	1,768	0,591	15,0	0,46	0,58	18,18	712,5	9837,4	779,2
23	0,099	619,395	1,691	0,601	15,0	0,45	0,55	17,35	420,3	6194,0	776,3
23,2	0,379	2.258,970	1,590	0,383	15,0	0,44	0,52	16,21	1389,7	22589,7	771,6

Observações:

(1) Equações para os Índices Dilatométricos:

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0)$$

$$E_D = 34,7^2 (P_1 - P_0)$$

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_{v_0}$$

$$U_D = (P_2 - u_0) / (P_0 - u_0)$$

(2) Valores obtidos no ábaco de Marchetti.

(3) $K_o = 0,34^* KD^{0,52}$; para $I_D \leq 1,2$ e $K_D \leq 4$ (Lunne et al., 1990)

(4) $OCR = 0,27^* KD^{1,17}$; (Lunne et al., 1989)

(5) $S_u = 0,20^* \sigma'_{v_0} (0,5^* K_D) 1,25$; para $I_D \leq 0,33$; (Lunne et al., 1988)

(6) $M = R_{31}^* E_D$; (Marchetti, 1980)

$$\text{se } I_D \leq 0,6; R_{31} = 0,14 + 2,36^* \log(K_D)$$

$$\text{se } 0,6 < I_D \leq 3,0; R_{31} = R_{310} + (2,5 - R_{310})^0 \log(K_D) \text{ e } R_{310} = 0,14 + 0,15^* (I_D - 0,6)$$

(7) $E_c = 10^4 E_D$; (Robertson et al., 1988)

(8) $G_c = (530^* (\gamma_p / \gamma_w)^{-1})^0 K_o^{0,25} (\sigma'_{v_0} / P_0)^{0,5} / ((\sigma'_{v_0} / P_0)^{0,25} (2,7 - \gamma_p / \gamma_w))$; (Hryciw, 1990)

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 2 23/07/1995

N.A.(m): 0

$h_{memo}(m)=$ 3,3

Zm(bar)= 0,32

$\Delta A(\text{bar})=$ 0,17

$\Delta B(\text{bar})=$ 1,21

Prof.(m)	$f_{lim}(kN/m^3)$
0-3,3	17
3,3-11,0	13
11,0-22,2	15

Prof. (m)	Força Crav. (kgf/cm^2) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u_0 (kPa)	σ_{vo} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p_0 (kPa)	p_1 (kPa)	p_2 (kPa)			
3,8	25	1,75	3,4	1,2	158,65	187	105	38	62,6	24,6
4	25	1,7	3,38	0,99	153,5	185	84	40	65,2	25,2
4,2	22	2	3,7	1,49	183,4	217	134	42	67,8	25,8
4,4	22	2,08	3,62	1,6	192,2	209	145	44	70,4	26,4
4,6	22	2,03	3,61	1,6	187	208	145	46	73	27
4,8	22	2,05	3,61	1,6	189,1	208	145	48	75,6	27,6
5	22	2,01	3,47	1,6	185,6	194	145	50	78,2	28,2
5,2	21	2	3,41	1,61	184,85	188	146	52	80,8	28,8
5,4	21	1,95	3,47	1,55	179,3	194	140	54	83,4	29,4
5,6	23	1,91	3,42	1,57	175,35	189	142	56	86	30
5,8	23	1,88	3,37	1,54	172,45	184	139	58	88,6	30,6
6	23	1,88	3,37	1,55	172,45	184	140	60	91,2	31,2
6,2	23	1,9	3,38	1,58	174,5	185	143	62	93,8	31,8
6,4	20	1,92	3,4	1,62	176,5	187	147	64	96,4	32,4
6,6	23	1,92	3,4	1,61	176,5	187	146	66	99	33
6,8	22	1,96	3,44	1,65	180,5	191	150	68	101,6	33,6
7	23	1,94	3,42	1,61	178,5	189	146	70	104,2	34,2
7,2	23	1,92	3,41	1,62	176,45	188	147	72	106,8	34,8
7,4	23	2	3,48	1,67	184,5	195	152	74	109,4	35,4
7,6	25	1,98	3,45	1,7	182,55	192	155	76	112	36
7,8	25	2,03	3,5	1,72	187,55	197	157	78	114,6	36,6
8	24	2,01	3,48	1,72	185,55	195	157	80	117,2	37,2
8,2	23	2,02	3,48	1,77	186,6	195	162	82	119,8	37,8
8,4	23	2,01	3,46	1,78	185,65	193	163	84	122,4	38,4
8,6	23	2,01	3,48	1,75	185,55	195	160	86	125	39
8,8	23	2,1	3,52	1,82	194,8	199	167	88	127,6	39,6
9	23	2,2	3,68	1,85	204,5	215	170	90	130,2	40,2
9,2	22	2,21	3,7	1,92	205,45	217	177	92	132,8	40,8
9,4	22	2,25	3,71	1,9	209,6	218	175	94	135,4	41,4
9,6	22	2,2	3,62	1,9	204,8	209	175	96	138	42
9,8	22	2,19	3,65	1,89	203,6	212	174	98	140,6	42,6
10	22	2,2	3,62	1,91	204,8	209	176	100	143,2	43,2
10,2	22	2,21	3,71	1,92	205,4	218	177	102	145,8	43,8
10,4	23	2,31	3,83	2,01	215,3	230	186	104	148,4	44,4
10,6	23	2,38	3,88	2,08	222,4	235	193	106	151	45
10,8	23	2,42	3,9	2,12	226,5	237	197	108	153,6	45,6
11	23	2,52	4,05	2,2	236,25	252	205	110	156,2	46,2
11,2	23	2,58	4,06	2,21	242,5	253	206	112	159,2	47,2
11,4	23	2,62	4,15	2,27	246,25	262	212	114	162,2	48,2
11,6	23	2,61	4,11	2,27	245,4	258	212	116	165,2	49,2
11,8	23	2,64	4,12	2,3	248,5	259	215	118	168,2	50,2
12	23	2,63	4,13	2,29	247,4	260	214	120	171,2	51,2
12,2	23	2,68	4,18	2,32	252,4	265	217	122	174,2	52,2
12,4	23	2,66	4,12	2,33	250,6	259	218	124	177,2	53,2
12,6	28	2,78	4,3	2,4	262,3	277	225	126	180,2	54,2
12,8	26	2,85	4,33	2,4	269,5	280	225	128	183,2	55,2
13	25	2,88	4,38	2,55	272,4	285	240	130	186,2	56,2
13,2	25	2,9	4,4	2,55	274,4	287	240	132	189,2	57,2
13,4	25	2,93	4,45	2,58	277,3	292	243	134	192,2	58,2
13,6	25	3	4,5	2,64	284,4	297	249	136	195,2	59,2
13,8	25	3,07	4,58	2,68	291,35	305	253	138	198,2	60,2
14	24	3,15	4,68	2,75	299,25	315	260	140	201,2	61,2

Prof. (m)	Força Crav. (kg/cm ²) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u _o (kPa)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa)			
14,2	24	3,19	4,69	2,75	303,4	316	260	142	204,2	62,2
14,4	25	3,2	4,7	2,8	304,4	317	265	144	207,2	63,2
14,6	24	3,2	4,71	2,81	304,35	318	266	146	210,2	64,2
14,8	24	3,28	4,8	2,83	312,3	327	268	148	213,2	65,2
15	24	3,42	4,92	2,95	326,4	339	280	150	216,2	66,2
15,2	24	3,4	4,9	2,95	324,4	337	280	152	219,2	67,2
15,4	24	3,5	5,02	3	334,3	349	285	154	222,2	68,2
15,6	24	3,58	5,12	3,07	342,2	359	292	156	225,2	69,2
15,8	25	3,62	5,2	3,15	346	367	300	158	228,2	70,2
16	25	3,71	5,22	3,25	355,35	369	310	160	231,2	71,2
16,2	25	3,71	5,25	3,23	355,2	372	308	162	234,2	72,2
16,4	25	3,8	5,36	3,29	364,1	383	314	164	237,2	73,2
16,6	25	3,75	5,29	3,24	359,2	376	309	166	240,2	74,2
16,8	25	3,8	5,32	3,28	364,3	379	313	168	243,2	75,2
17	25	3,85	5,38	3,32	369,25	385	317	170	246,2	76,2
17,2	26	3,9	5,47	3,4	374,05	394	325	172	249,2	77,2
17,4	26	3,98	5,5	3,41	382,3	397	326	174	252,2	78,2
17,6	35	3,99	5,6	3,41	382,85	407	326	176	255,2	79,2
17,8	32	4,1	5,62	3,49	394,3	409	334	178	258,2	80,2
18	32	4,1	5,7	3,51	393,9	417	336	180	261,2	81,2
18,2	30	4,2	5,85	3,6	403,65	432	345	182	264,2	82,2
18,4	30	4,35	6,05	3,68	418,4	452	353	184	267,2	83,2
18,6	30	4,48	6,12	3,7	431,7	459	355	186	270,2	84,2
18,8	30	4,4	6,2	3,25	422,9	467	310	188	273,2	85,2
19	30	4,3	6,07	3,39	413,05	454	324	190	276,2	86,2
19,2	30	4,26	6,21	3,1	408,15	468	295	192	279,2	87,2
19,4	30	4,5	6,3	3,6	432,9	477	345	194	282,2	88,2
19,6	30	4,3	6,52	3,12	410,8	499	297	196	285,2	89,2
19,8	30	4,6	6,25	3,55	443,65	472	340	198	288,2	90,2
20	30	4,75	6,5	3,8	458,15	497	365	200	291,2	91,2
20,2	32	5,08	6,4	4,15	493,3	487	400	202	294,2	92,2
20,4	32	5,2	6,95	4,35	503,15	542	420	204	297,2	93,2
20,6	33	5,05	6,8	4,18	488,15	527	403	206	300,2	94,2
20,8	33	5,15	6,92	4,39	498,05	539	424	208	303,2	95,2
21	32	4,45	5,9	3,35	429,65	437	320	210	306,2	96,2
21,2	38	3,74	5,15	2,75	358,85	362	260	212	309,2	97,2
21,4	38	4,45	6,2	3,3	428,15	467	315	214	312,2	98,2
21,6	32	4,48	6,05	3,75	432,05	452	360	216	315,2	99,2
21,8	34	3,8	6,06	2,53	360,6	453	238	218	318,2	100,2
22	38	3,75	5,28	2,65	359,25	375	250	220	321,2	101,2
22,2	35	3,75	5,3	2,65	359,15	377	250	222	324,2	102,2

Observações:

(1) Pesos específicos médios obtidos a partir de ensaios oedométricos.

(2) Valores lidos no manômetro da máquina de cravação.

(3) Equações para as pressões corrigidas:

$$P_0 = 1,05 \cdot (A - Z_{d0} + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_{d0} + \Delta B)$$

$$P_1 = B - Z_{d1} + \Delta B$$

$$P_2 = C - Z_{d2} + \Delta A$$

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 2 23/07/1995

N.A.(m): 0

Profundidade(m) 0-3,3 3,3-11,0 11,0-22,2

γ_{sat} (kN/m³) 17 13 15

$h_{\text{âmetro}}$ (m)= 3,3

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos							
	I _D	E _p (kPa)	K _D	U _D	$\gamma_{\text{DMT}}^{(2)}$	K _o ⁽³⁾	OCR ⁽⁴⁾	S _u (kPa) ⁽⁵⁾	M(kPa) ⁽⁶⁾	E _v (kPa) ⁽⁷⁾	G _v (kPa) ⁽⁸⁾	
3,8	0,235	983,745	4,904	0,555	15,00	0,80	1,74	15,10	1741,03	9837,45	613,82	
4	0,278	1.093,050	4,504	0,388	15,00	0,77	1,57	13,90	1839,04	10930,50	610,46	
4,2	0,238	1.165,920	5,481	0,651	15,00	0,85	1,98	18,19	2196,17	11659,20	630,55	
4,4	0,113	582,960	5,614	0,682	15,00	0,86	2,03	19,18	1112,41	5829,60	636,24	
4,6	0,149	728,700	5,222	0,702	15,00	0,83	1,87	17,92	1336,54	7287,00	633,62	
4,8	0,134	655,830	5,112	0,687	15,00	0,82	1,82	17,84	1188,59	6558,30	635,28	
5	0,062	291,480	4,809	0,701	15,00	0,79	1,70	16,89	509,96	2914,80	633,44	
5,2	0,024	109,305	4,613	0,708	15,00	0,78	1,62	16,37	186,58	1093,05	633,23	
5,4	0,117	510,090	4,262	0,686	15,00	0,74	1,47	15,14	829,34	5100,90	629,73	
5,6	0,114	473,655	3,978	0,721	15,00	0,72	1,36	14,17	736,67	4736,55	627,07	
5,8	0,101	400,785	3,740	0,708	15,00	0,69	1,26	13,38	597,98	4007,85	624,95	
6	0,103	400,785	3,604	0,711	15,00	0,68	1,21	13,03	582,77	4007,85	624,86	
6,2	0,093	364,350	3,538	0,720	15,00	0,67	1,18	12,97	522,84	3643,50	626,27	
6,4	0,093	364,350	3,472	0,738	15,00	0,67	1,16	12,91	515,86	3643,50	627,61	
6,6	0,095	364,350	3,348	0,724	15,00	0,65	1,11	12,57	502,31	3643,50	627,42	
6,8	0,093	364,350	3,348	0,729	15,00	0,65	1,11	12,80	502,28	3643,50	630,24	
7	0,097	364,350	3,173	0,700	15,00	0,63	1,04	12,18	482,15	3643,50	628,45	
7,2	0,111	400,785	3,001	0,718	15,00	0,62	0,98	11,56	507,59	4007,85	626,48	
7,4	0,095	364,350	3,121	0,706	15,00	0,63	1,02	12,35	476,09	3643,50	632,50	
7,6	0,089	327,915	2,960	0,741	15,00	0,61	0,96	11,75	410,60	3279,15	630,62	
7,8	0,086	327,915	2,993	0,721	15,00	0,61	0,97	12,12	414,38	3279,15	634,19	
8	0,090	327,915	2,837	0,730	15,00	0,60	0,91	11,52	396,41	3279,15	632,20	
8,2	0,080	291,480	2,767	0,765	15,00	0,59	0,89	11,34	344,88	2914,80	632,59	
8,4	0,072	255,045	2,647	0,777	15,00	0,58	0,84	10,90	290,18	2550,45	631,29	
8,6	0,095	327,915	2,553	0,743	15,00	0,56	0,81	10,58	360,86	3279,15	630,64	
8,8	0,039	145,740	2,697	0,740	15,00	0,58	0,86	11,51	168,60	1457,40	637,77	
9	0,092	364,350	2,848	0,699	15,00	0,60	0,92	12,51	441,89	3643,50	644,91	
9,2	0,102	400,785	2,781	0,749	15,00	0,59	0,89	12,32	476,20	4007,85	645,21	
9,4	0,073	291,480	2,792	0,701	15,00	0,59	0,90	12,57	347,58	2914,80	647,93	
9,6	0,039	145,740	2,590	0,726	15,00	0,57	0,82	11,61	162,58	1457,40	643,71	
9,8	0,080	291,480	2,479	0,720	15,00	0,56	0,78	11,14	312,01	2914,80	642,17	
10	0,040	145,740	2,426	0,725	15,00	0,55	0,76	11,00	152,78	1457,40	642,55	
10,2	0,122	437,220	2,361	0,725	15,00	0,54	0,74	10,78	446,13	4372,20	642,40	
10,4	0,132	510,090	2,507	0,737	15,00	0,56	0,79	11,78	551,87	5100,90	649,83	
10,6	0,108	437,220	2,587	0,747	15,00	0,57	0,82	12,41	487,09	4372,20	654,78	
10,8	0,089	364,350	2,599	0,751	15,00	0,57	0,83	12,65	407,64	3643,50	657,37	
11	0,125	546,525	2,733	0,752	15,00	0,59	0,88	13,65	639,63	5465,25	664,01	
11,2	0,080	364,350	2,765	0,720	15,00	0,59	0,89	14,15	430,78	3643,50	676,06	
11,4	0,119	546,525	2,744	0,741	15,00	0,59	0,88	14,31	641,90	5465,25	678,91	
11,6	0,097	437,220	2,630	0,742	15,00	0,57	0,84	13,86	494,55	4372,20	678,52	
11,8	0,080	364,350	2,600	0,743	15,00	0,57	0,83	13,93	407,77	3643,50	680,87	
12	0,099	437,220	2,488	0,738	15,00	0,56	0,78	13,46	469,72	4372,20	680,20	
12,2	0,097	437,220	2,498	0,729	15,00	0,56	0,79	13,79	471,48	4372,20	683,86	
12,4	0,066	291,480	2,380	0,742	15,00	0,54	0,74	13,22	299,81	2914,80	682,62	
12,6	0,108	510,090	2,515	0,726	15,00	0,56	0,79	14,43	553,54	5100,90	690,94	
12,8	0,074	364,350	2,563	0,686	15,00	0,57	0,81	15,06	402,54	3643,50	695,90	
13	0,088	437,220	2,534	0,772	15,00	0,56	0,80	15,11	477,84	4372,20	697,94	
13,2	0,088	437,220	2,490	0,758	15,00	0,56	0,78	15,04	469,94	4372,20	699,35	
13,4	0,103	510,090	2,462	0,761	15,00	0,55	0,77	15,09	542,49	5100,90	701,35	
13,6	0,085	437,220	2,507	0,761	15,00	0,56	0,79	15,70	473,03	4372,20	706,05	
13,8	0,089	473,655	2,547	0,750	15,00	0,56	0,81	16,29	520,25	4736,55	710,55	
14	0,099	546,525	2,602	0,754	15,00	0,57	0,83	17,01	612,20	5465,25	715,53	

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos							
	I _p	E _u (kPa)	K _D	U _D	γ _{DMF} ⁽²⁾	K _v ⁽³⁾	OCR ⁽⁴⁾	S _u (kPa) ⁽⁵⁾	M(kPa) ⁽⁶⁾	E _s (kPa) ⁽⁷⁾	G _s (kPa) ⁽⁸⁾	
14,2	0,078	437,220	2,595	0,731	15,00	0,57	0,82	17,23	488,51	4372,20	718,17	
14,4	0,079	437,220	2,538	0,754	15,00	0,56	0,80	17,02	478,58	4372,20	718,88	
14,6	0,086	473,655	2,467	0,758	15,00	0,55	0,78	16,69	504,59	4736,55	718,93	
14,8	0,089	510,090	2,520	0,730	15,00	0,56	0,80	17,41	554,61	5100,90	723,81	
15	0,071	437,220	2,665	0,737	15,00	0,58	0,85	18,95	500,40	4372,20	732,06	
15,2	0,073	437,220	2,565	0,742	15,00	0,57	0,81	18,35	483,41	4372,20	731,06	
15,4	0,082	510,090	2,644	0,727	15,00	0,57	0,84	19,33	579,68	5100,90	736,75	
15,6	0,090	582,960	2,691	0,730	15,00	0,58	0,86	20,05	673,03	5829,60	741,20	
15,8	0,112	728,700	2,678	0,755	15,00	0,58	0,85	20,22	837,76	7287,00	743,38	
16	0,070	473,655	2,744	0,768	15,00	0,59	0,88	21,14	556,29	4736,55	748,46	
16,2	0,087	582,960	2,676	0,756	15,00	0,58	0,85	20,78	669,72	5829,60	748,54	
16,4	0,094	655,830	2,734	0,750	15,00	0,59	0,88	21,64	767,78	6558,30	753,29	
16,6	0,087	582,960	2,604	0,740	15,00	0,57	0,83	20,64	653,40	5829,60	750,90	
16,8	0,075	510,090	2,610	0,739	15,00	0,57	0,83	20,98	573,04	5100,90	753,67	
17	0,079	546,525	2,615	0,738	15,00	0,57	0,83	21,31	614,93	5465,25	756,34	
17,2	0,099	692,265	2,617	0,757	15,00	0,57	0,83	21,61	779,56	6922,65	758,90	
17,4	0,071	510,090	2,664	0,730	15,00	0,58	0,85	22,38	583,61	5100,90	763,16	
17,6	0,117	838,005	2,612	0,725	15,00	0,57	0,83	22,11	941,88	8380,05	763,55	
17,8	0,068	510,090	2,697	0,721	15,00	0,58	0,86	23,31	590,11	5100,90	769,28	
18	0,108	801,570	2,634	0,729	15,00	0,57	0,84	22,91	907,97	8015,70	769,22	
18,2	0,128	983,745	2,696	0,735	15,00	0,58	0,86	23,88	1137,88	9837,45	774,01	
18,4	0,143	1.165,920	2,817	0,721	15,00	0,59	0,91	25,54	1400,98	11659,20	780,96	
18,6	0,111	947,310	2,918	0,688	15,00	0,61	0,95	27,00	1172,41	9473,10	787,03	
18,8	0,188	1.530,270	2,757	0,519	16,00	0,59	0,88	25,45	1804,87	15302,70	783,33	
19	0,184	1.420,965	2,588	0,601	16,00	0,57	0,82	23,79	1583,57	14209,65	778,92	
19,2	0,277	2.076,795	2,479	0,477	16,00	0,56	0,78	22,81	2223,01	20767,95	776,65	
19,4	0,185	1.530,270	2,709	0,632	16,00	0,58	0,87	25,77	1777,08	15302,70	788,24	
19,6	0,411	3.060,540	2,408	0,470	17,00	0,55	0,75	22,50	3185,23	30605,40	778,02	
19,8	0,115	983,745	2,723	0,578	15,00	0,58	0,87	26,54	1147,89	9837,45	793,26	
20	0,150	1.348,095	2,831	0,639	16,00	0,60	0,91	28,16	1626,38	13480,95	799,60	
20,2	(0,022)	(218,610)	3,159	0,680	15,00	0,63	1,04	32,66	-288,36	-2186,10	813,77	
20,4	0,130	1.348,095	3,210	0,722	16,00	0,64	1,06	33,67	1800,08	13480,95	817,71	
20,6	0,138	1.348,095	2,995	0,698	16,00	0,61	0,97	31,21	1704,49	13480,95	812,28	
20,8	0,141	1.420,965	3,047	0,745	16,00	0,62	0,99	32,22	1821,47	14209,65	816,30	
21	0,033	255,045	2,283	0,501	15,00	0,53	0,71	22,70	251,52	2550,45	787,18	
21,2	0,021	109,305	1,511	0,327	15,00	0,42	0,44	13,69	61,53	1093,05	746,42	
21,4	0,181	1.348,095	2,181	0,472	16,00	0,52	0,67	21,88	1266,01	13480,95	786,34	
21,6	0,092	692,265	2,178	0,667	15,00	0,52	0,67	22,07	649,19	6922,65	788,20	
21,8	0,648	3.206,280	1,423	0,140	16,00	0,41	0,41	13,10	8415,32	32062,80	746,07	
22	0,113	546,525	1,376	0,215	15,00	0,40	0,39	12,68	255,30	5465,25	744,53	
22,2	0,130	619,395	1,342	0,204	15,00	0,40	0,38	12,41	273,45	6193,95	743,84	

Observações:

(1) a (8) são as mesmas citadas na primeira planilha.

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 3 24/07/1995

N.A.(m): 0

h_{metro}(m): 3,3

Zm(bar)= 0,32

ΔA(bar)= 0,18

ΔB(bar)= 1,23

Prof.(m) γ_{sat}(kN/m³)

0-3,3 17

3,3-11 13

11-20,6 15

Prof. (m)	Força Crav. (kgf/cm ²) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u _o (kPa)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa)			
4	20	2	3,52	1,41	185,45	197	127	40	65,2	25,2
4,2	15	1,95	3,58	1,43	179,9	203	129	42	67,8	25,8
4,4	15	1,98	3,6	1,46	182,95	205	132	44	70,4	26,4
4,6	18	1,95	3,55	1,49	180,05	200	135	46	73	27
4,8	18	1,99	3,62	1,5	183,9	207	136	48	75,6	27,6
5	18	1,97	3,58	1,5	182	203	136	50	78,2	28,2
5,2	19	1,95	3,55	1,52	180,05	200	138	52	80,8	28,8
5,4	19	1,91	3,48	1,51	176,2	193	137	54	83,4	29,4
5,6	19	1,81	3,45	1,49	165,85	190	135	56	86	30
5,8	19	1,85	3,35	1,5	170,55	180	136	58	88,6	30,6
6	19	1,87	3,48	1,5	172	193	136	60	91,2	31,2
6,2	19	1,92	3,49	1,58	177,2	194	144	62	93,8	31,8
6,4	19	1,93	3,5	1,58	178,2	195	144	64	96,4	32,4
6,6	19	1,99	3,52	1,62	184,4	197	148	66	99	33
6,8	19	1,98	3,55	1,62	183,2	200	148	68	101,6	33,6
7	19	1,98	3,52	1,63	183,35	197	149	70	104,2	34,2
7,2	21	2	3,57	1,68	185,2	202	154	72	106,8	34,8
7,4	20	2,06	3,6	1,7	191,35	205	156	74	109,4	35,4
7,6	20	2,07	3,62	1,71	192,3	207	157	76	112	36
7,8	20	2,08	3,6	1,75	193,45	205	161	78	114,6	36,6
8	19	2,12	3,67	1,78	197,3	212	164	80	117,2	37,2
8,2	21	2,15	3,68	1,79	200,4	213	165	82	119,8	37,8
8,4	20	2,1	3,65	1,79	195,3	210	165	84	122,4	38,4
8,6	20	2,21	3,77	1,87	206,25	222	173	86	125	39
8,8	19	2,25	3,8	1,91	210,3	225	177	88	127,6	39,6
9	19	2,28	3,81	2,02	213,4	226	188	90	130,2	40,2
9,2	21	2,26	3,79	1,95	211,4	224	181	92	132,8	40,8
9,4	20	2,25	3,8	1,91	210,3	225	177	94	135,4	41,4
9,6	20	2,29	3,85	1,94	214,25	230	180	96	138	42
9,8	19	2,31	3,8	1,98	216,6	225	184	98	140,6	42,6
10	19	2,35	3,81	2,01	220,75	226	187	100	143,2	43,2
10,2	21	2,31	3,8	2	216,6	225	186	102	145,8	43,8
10,4	21	2,36	4,06	1,97	220,55	251	183	104	148,4	44,4
10,6	21	2,46	4,1	2,12	230,85	255	198	106	151	45
10,8	20	2,6	4,2	2,17	245,05	265	203	108	153,6	45,6
11	21	2,68	4,31	2,22	252,9	276	208	110	156,2	46,2
11,2	21	2,66	4,31	2,23	250,8	276	209	112	159,2	47,2
11,4	21	2,76	4,38	2,31	260,95	283	217	114	162,2	48,2
11,6	20	2,75	4,28	2,35	260,4	273	221	116	165,2	49,2
11,8	20	2,71	4,25	2,28	256,35	270	214	118	168,2	50,2
12	20	2,68	4,3	2,28	252,95	275	214	120	171,2	51,2
12,2	21	2,73	4,38	2,37	257,8	283	223	122	174,2	52,2
12,4	21	2,85	4,42	2,45	270,2	287	231	124	177,2	53,2
12,6	21	2,86	4,43	2,48	271,2	288	234	126	180,2	54,2
12,8	21	2,91	4,48	2,55	276,2	293	241	128	183,2	55,2
13	21	2,98	4,55	2,58	283,2	300	244	130	186,2	56,2
13,2	21	3,05	4,62	2,64	290,2	307	250	132	189,2	57,2
13,4	21	3,1	4,68	2,68	295,15	313	254	134	192,2	58,2
13,6	21	3,17	4,7	2,72	302,4	315	258	136	195,2	59,2
13,8	21	3,19	4,82	2,7	303,9	327	256	138	198,2	60,2
14	21	3,28	4,78	2,8	313,55	323	266	140	201,2	61,2
14,2	22	3,28	4,8	2,81	313,45	325	267	142	204,2	62,2

Prof. (m)	Força Crav. (kgf/cm ³) ⁽²⁾	Leituras Diretas			Leituras Corrigidas ⁽³⁾			u _o (kPa)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)
		A(bar)	B(bar)	C(bar)	p ₀ (kPa)	p ₁ (kPa)	p ₂ (kPa)			
14,4	22	3,4	5	2,95	325,05	345	281	144	207,2	63,2
14,6	22	3,38	5,01	2,88	322,9	346	274	146	210,2	64,2
14,8	22	3,48	5,11	2,93	332,9	356	279	148	213,2	65,2
15	22	3,41	5,08	2,89	325,7	353	275	150	216,2	66,2
15,2	23	3,39	5,1	2,95	323,5	355	281	152	219,2	67,2
15,4	23	3,42	5,11	2,93	326,6	356	279	154	222,2	68,2
15,6	23	3,52	5,2	3,04	336,65	365	290	156	225,2	69,2
15,8	23	3,61	5,28	3,09	345,7	373	295	158	228,2	70,2
16	23	3,55	5,2	3,1	339,8	365	296	160	231,2	71,2
16,2	25	3,69	5,37	3,19	353,65	382	305	162	234,2	72,2
16,4	24	3,7	5,4	3,18	354,55	385	304	164	237,2	73,2
16,6	24	3,78	5,48	3,25	362,55	393	311	166	240,2	74,2
16,8	23	3,9	5,61	3,33	374,5	406	319	168	243,2	75,2
17	23	3,89	5,6	3,33	373,5	405	319	170	246,2	76,2
17,2	23	3,95	5,65	3,44	379,55	410	330	172	249,2	77,2
17,4	25	4,05	5,82	3,5	389,2	427	336	174	252,2	78,2
17,6	25	4,12	5,88	3,49	396,25	433	335	176	255,2	79,2
17,8	25	4,2	5,9	3,55	404,55	435	341	178	258,2	80,2
18	25	4,2	6	3,52	404,05	445	338	180	261,2	81,2
18,2	25	4,2	6,02	3,53	403,95	447	339	182	264,2	82,2
18,4	25	4,38	6,22	3,61	421,85	467	347	184	267,2	83,2
18,6	25	4,4	6,17	3,73	424,2	462	359	186	270,2	84,2
18,8	25	4,4	6,12	3,68	424,45	457	354	188	273,2	85,2
19	25	4,38	6,09	3,72	422,5	454	358	190	276,2	86,2
19,2	25	4,5	6,3	3,75	434,05	475	361	192	279,2	87,2
19,4	26	4,45	6,19	3,77	429,35	464	363	194	282,2	88,2
19,6	26	4,7	6,47	3,84	454,2	492	370	196	285,2	89,2
19,8	26	4,6	6,48	3,77	443,65	493	363	198	288,2	90,2
20	26	4,5	6,21	3,91	434,5	466	377	200	291,2	91,2
20,2	26	4,72	6,5	4,01	456,15	495	387	202	294,2	92,2
20,4	30	4,71	6,58	3,99	454,7	503	385	204	297,2	93,2
20,6	28	4,8	6,71	4,01	463,5	516	387	206	300,2	94,2

Observações:

(1) Pesos específicos médios obtidos a partir de ensaios oedométricos.

(2) Valores lidos no manômetro da máquina de cravação.

(3) Equações para as pressões corrigidas:

$$P_0 = 1,05 \cdot (A - Z_{M1} + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_{M1} + \Delta B)$$

$$P_1 = B - Z_{M1} + \Delta B$$

$$P_2 = C - Z_{M1} + \Delta A$$

Planilha para Ensaio de Dilatômetro

Furo 3 24/07/1995

N.A.(m): 0

Profundidade(m) 0-3,3 3,3-11 11-20,6

$\gamma_{sat}(kN/m^3)$ 17 13 15

$h_{acero}(m)$: 3,3

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos						
	I_D	$E_D(kPa)$	K_D	U_D	$\gamma_{DMT}^{(2)}$	$K_v^{(3)}$	$OCR^{(4)}$	$S_{v0}(kPa)^{(5)}$	$M(kPa)^{(6)}$	$E_s(kPa)^{(7)}$	$C_v(kPa)^{(8)}$
4	0,079	400,785	5,772	0,598	15,00	0,88	2,10	18,96	776,20	4007,85	631,25
4,2	0,168	801,570	5,345	0,631	15,00	0,84	1,92	17,63	1489,28	8015,70	628,42
4,4	0,159	765,135	5,263	0,633	15,00	0,83	1,88	17,70	1409,50	7651,35	630,73
4,6	0,149	692,265	4,965	0,664	15,00	0,81	1,76	16,83	1233,85	6922,65	629,31
4,8	0,170	801,570	4,924	0,648	15,00	0,80	1,74	17,02	1421,87	8015,70	632,07
5	0,159	728,700	4,681	0,652	15,00	0,78	1,64	16,33	1254,80	7287,00	631,15
5,2	0,156	692,265	4,446	0,672	15,00	0,76	1,55	15,64	1155,56	6922,65	630,09
5,4	0,137	582,960	4,156	0,679	15,00	0,73	1,43	14,67	932,85	5829,60	627,61
5,6	0,220	838,005	3,662	0,719	15,00	0,69	1,23	12,78	1232,10	8380,05	620,08
5,8	0,084	327,915	3,678	0,693	15,00	0,69	1,24	13,11	483,63	3279,15	623,54
6	0,188	728,700	3,590	0,679	15,00	0,68	1,20	12,96	1056,58	7287,00	624,52
6,2	0,146	582,960	3,623	0,712	15,00	0,68	1,22	13,36	850,71	5829,60	628,27
6,4	0,147	582,960	3,525	0,701	15,00	0,67	1,18	13,16	834,34	5829,60	628,89
6,6	0,106	437,220	3,588	0,693	15,00	0,68	1,20	13,70	633,71	4372,20	633,29
6,8	0,146	582,960	3,429	0,694	15,00	0,66	1,14	13,18	817,82	5829,60	632,27
7	0,120	473,655	3,314	0,697	15,00	0,65	1,10	12,86	648,02	4736,55	632,17
7,2	0,148	582,960	3,253	0,724	15,00	0,64	1,07	12,78	786,38	5829,60	633,32
7,4	0,116	473,655	3,315	0,699	15,00	0,65	1,10	13,32	648,12	4736,55	637,66
7,6	0,126	510,090	3,231	0,696	15,00	0,64	1,06	13,11	684,49	5100,90	638,12
7,8	0,100	400,785	3,154	0,719	15,00	0,63	1,04	12,94	528,01	4007,85	638,70
8	0,125	510,090	3,153	0,716	15,00	0,63	1,03	13,14	671,82	5100,90	641,27
8,2	0,106	437,220	3,132	0,701	15,00	0,63	1,03	13,25	572,86	4372,20	643,26
8,4	0,132	510,090	2,898	0,728	15,00	0,60	0,94	12,21	627,77	5100,90	639,07
8,6	0,131	546,525	3,083	0,723	15,00	0,62	1,01	13,40	707,25	5465,25	646,93
8,8	0,120	510,090	3,088	0,728	15,00	0,63	1,01	13,63	660,96	5100,90	649,55
9	0,102	437,220	3,070	0,794	15,00	0,62	1,00	13,74	563,81	4372,20	651,46
9,2	0,106	437,220	2,926	0,745	15,00	0,61	0,95	13,13	542,40	4372,20	649,67
9,4	0,126	510,090	2,809	0,714	15,00	0,59	0,90	12,66	611,42	5100,90	648,46
9,6	0,133	546,525	2,815	0,710	15,00	0,59	0,91	12,88	656,35	5465,25	650,99
9,8	0,071	291,480	2,784	0,725	15,00	0,59	0,89	12,88	346,70	2914,80	652,32
10	0,043	182,175	2,795	0,720	15,00	0,59	0,90	13,13	217,43	1821,75	654,95
10,2	0,073	291,480	2,616	0,733	15,00	0,57	0,83	12,26	328,15	2914,80	651,38
10,4	0,261	1.056,615	2,625	0,678	15,00	0,57	0,84	12,47	1193,07	10566,15	653,89
10,6	0,193	838,005	2,774	0,737	15,00	0,59	0,89	13,55	993,79	8380,05	661,01
10,8	0,146	692,265	3,005	0,693	15,00	0,62	0,98	15,17	877,71	6922,65	670,40
11	0,162	801,570	3,093	0,686	15,00	0,63	1,01	15,94	1039,89	8015,70	675,21
11,2	0,182	874,440	2,941	0,699	15,00	0,61	0,95	15,28	1089,15	8744,40	681,71
11,4	0,150	765,135	3,049	0,701	15,00	0,62	0,99	16,33	981,31	7651,35	688,64
11,6	0,087	437,220	2,935	0,727	15,00	0,61	0,95	15,89	543,70	4372,20	688,64
11,8	0,099	473,655	2,756	0,694	15,00	0,59	0,88	14,99	558,46	4736,55	686,26
12	0,166	765,135	2,597	0,707	15,00	0,57	0,82	14,19	855,44	7651,35	684,13
12,2	0,186	874,440	2,602	0,744	15,00	0,57	0,83	14,50	979,32	8744,40	687,62
12,4	0,115	582,960	2,748	0,732	15,00	0,59	0,88	15,83	685,63	5829,60	696,02
12,6	0,116	582,960	2,679	0,744	15,00	0,58	0,86	15,62	670,41	5829,60	696,86
12,8	0,113	582,960	2,685	0,762	15,00	0,58	0,86	15,95	671,70	5829,60	700,26
13	0,110	582,960	2,726	0,744	15,00	0,58	0,87	16,55	680,80	5829,60	704,86
13,2	0,106	582,960	2,766	0,746	15,00	0,59	0,89	17,16	689,45	5829,60	709,36
13,4	0,111	619,395	2,769	0,745	15,00	0,59	0,89	17,48	733,27	6193,95	712,55
13,6	0,076	437,220	2,811	0,733	15,00	0,59	0,90	18,12	524,33	4372,20	717,04
13,8	0,139	801,570	2,756	0,711	15,00	0,59	0,88	17,97	945,04	8015,70	718,13
14	0,054	327,915	2,836	0,726	15,00	0,60	0,91	18,94	396,22	3279,15	723,89
14,2	0,067	400,785	2,756	0,729	15,00	0,59	0,88	18,58	472,61	4007,85	724,05

Prof. (m)	Índices Dilatométricos ⁽¹⁾				Parâmetros Geotécnicos						
	I _p	E _D (kPa)	K _D	U _D	γ _{DMT} ⁽²⁾	K _o ⁽³⁾	OCR ⁽⁴⁾	S _v (kPa) ⁽⁵⁾	M(kPa) ⁽⁶⁾	E _c (kPa) ⁽⁷⁾	G _c (kPa) ⁽⁸⁾
14,4	0,110	692,265	2,865	0,757	15,00	0,60	0,93	19,81	843,67	6922,65	730,73
14,6	0,131	801,570	2,755	0,724	15,00	0,59	0,88	19,17	944,93	8015,70	729,76
14,8	0,125	801,570	2,836	0,708	15,00	0,60	0,91	20,18	968,57	8015,70	735,44
15	0,155	947,310	2,654	0,711	15,00	0,58	0,85	18,86	1080,35	9473,10	731,67
15,2	0,184	1.093,050	2,552	0,752	15,00	0,56	0,81	18,23	1202,65	10930,50	730,54
15,4	0,170	1.020,180	2,531	0,724	15,00	0,56	0,80	18,31	1113,72	10201,80	732,42
15,6	0,157	983,745	2,611	0,742	15,00	0,57	0,83	19,31	1105,22	9837,45	738,17
15,8	0,145	947,310	2,674	0,730	15,00	0,58	0,85	20,18	1087,53	9473,10	743,22
16	0,140	874,440	2,525	0,756	15,00	0,56	0,80	19,06	952,66	8744,40	740,12
16,2	0,148	983,745	2,654	0,746	15,00	0,58	0,85	20,57	1122,03	9837,45	747,73
16,4	0,160	1.056,615	2,603	0,735	15,00	0,57	0,83	20,35	1184,02	10566,15	748,33
16,6	0,155	1.056,615	2,649	0,738	15,00	0,58	0,84	21,09	1202,90	10566,15	752,64
16,8	0,153	1.093,050	2,746	0,731	15,00	0,59	0,88	22,35	1284,70	10930,50	758,84
17	0,155	1.093,050	2,671	0,732	15,00	0,58	0,85	21,88	1253,51	10930,50	758,50
17,2	0,147	1.056,615	2,688	0,761	15,00	0,58	0,86	22,35	1218,95	10566,15	761,66
17,4	0,176	1.311,660	2,752	0,753	16,00	0,59	0,88	23,31	1544,53	13116,60	766,52
17,6	0,167	1.275,225	2,781	0,722	16,00	0,59	0,89	23,92	1515,34	12752,25	770,05
17,8	0,134	1.056,615	2,825	0,719	15,00	0,60	0,91	24,70	1272,52	10566,15	774,11
18	0,183	1.420,965	2,759	0,705	16,00	0,59	0,89	24,28	1677,11	14209,65	774,05
18,2	0,194	1.493,835	2,700	0,707	16,00	0,58	0,86	23,92	1729,96	14938,35	774,15
18,4	0,190	1.566,705	2,859	0,685	16,00	0,60	0,92	26,01	1906,03	15667,05	782,51
18,6	0,159	1.311,660	2,829	0,726	16,00	0,60	0,91	25,98	1581,66	13116,60	783,74
18,8	0,138	1.129,485	2,775	0,702	16,00	0,59	0,89	25,66	1339,78	11294,85	784,02
19	0,135	1.093,050	2,697	0,723	15,00	0,58	0,86	25,05	1264,62	10930,50	783,29
19,2	0,169	1.420,965	2,776	0,698	16,00	0,59	0,89	26,27	1685,83	14209,65	788,61
19,4	0,147	1.202,355	2,668	0,718	16,00	0,58	0,85	25,29	1377,83	12023,55	786,65
19,6	0,146	1.311,660	2,895	0,674	16,00	0,60	0,94	28,32	1612,50	13116,60	797,59
19,8	0,201	1.712,445	2,723	0,672	16,00	0,58	0,87	26,54	1998,18	17124,45	793,26
20	0,134	1.093,050	2,571	0,755	15,00	0,57	0,82	24,97	1211,04	10930,50	789,30
20,2	0,153	1.348,095	2,757	0,728	16,00	0,59	0,88	27,54	1589,74	13480,95	798,92
20,4	0,193	1.676,010	2,690	0,722	16,00	0,58	0,86	27,00	1934,42	16760,10	798,44
20,6	0,204	1.821,750	2,734	0,703	16,00	0,59	0,88	27,84	2132,68	18217,50	802,31

Observações:

(1) a (8) são as mesmas citadas na primeira planilha.

Ensaio de Dissipação - DMT (Furo D1)								
Z=7,40m			Z=12,40m			Z=17,40m		
u _o (bar)	C (bar)	t (min)	u _o (bar)	C (bar)	t (min)	u _o (bar)	C (bar)	t (min)
0,73	1,7	1,283	1,23	2,3	1,25	1,73	3,24	1,6
	1,65	3,416		2,25	2,383		3,15	3,3
	1,6	5,533		2,25	4,417		3,12	5,233
	1,6	9,566		2,2	6,233		3,1	7,2
	1,55	16,383		2,15	9,167		3,09	11,283
	1,55	30,95		2,15	17,35		3,08	18,183
	1,52	58,583		2,09	32,8		3	34,608
	1,45	114,5		2	62,583		2,94	63
	1,4	122,217		1,92	92,883		2,85	93,483
	*	*		1,89	123,2		2,82	123,133

Ensaio de Dissipação - DMT (Furo D2)								
Z=7,40m			Z=12,40m			Z=17,40m		
u _o (bar)	C (bar)	t (min)	u _o (bar)	C (bar)	t (min)	u _o (bar)	C (bar)	t (min)
0,74	1,67	1,083	1,24	2,33	1,4	1,74	3,41	1,267
	1,66	2,566		2,3	2,7		3,35	2,184
	1,63	4,383		2,3	4,617		3,35	4,35
	1,62	6,466		2,28	6,85		3,32	6,384
	1,62	10,516		2,28	10,2		3,29	10,567
	1,61	17,333		2,22	17,683		3,25	17,517
	1,58	32,066		2,2	32,967		3,21	32,717
	1,5	62,566		2,15	62,917		3,13	62,75
	1,49	122,616		2,1	93,3		3,1	93,067
	1,42	147,566		2,05	122,667		3,05	122,5

Curva P-y a partir de ensaios DMT (Robertson, 1989)														
Local: Ibura														
D(m)= 0,102														
J= 0,5														
Prof. (m)	σ _{vo} (kPa)	S _u (kPa)	E _i (kPa)	N _p	P _u (kN/m)	Y ₅₀ (cm)	Reação do solo P(kN/m) p/ y(mm)							
							1	2	4	6	8	10	20	30
5,0	28,47	17,42	6679,8	29,14	15,99	0,20	6,38	8,03	10,12	11,59	12,75	13,74	17,31	19,81
8,0	37,47	12,73	5465,3	45,16	11,68	0,18	4,84	6,10	7,68	8,79	9,68	10,42	13,13	15,03
10,0	43,47	12,39	3765,0	55,53	11,37	0,25	4,20	5,29	6,66	7,62	8,39	9,04	11,39	13,04
14,0	61,47	16,40	6315,4	75,37	15,06	0,20	6,01	7,58	9,54	10,93	12,03	12,95	16,32	18,68
17,0	76,47	20,89	10080,4	89,99	19,18	0,16	8,26	10,40	13,10	15,00	16,51	17,79	22,41	28,14
20,0	91,47	26,46	13481,0	104,50	24,29	0,15	10,65	13,42	16,90	19,35	21,30	22,94	28,90	33,09

Curva P-y a partir de ensaios DMT (Gabr & Borden, 1988)															
Local: Ibura															
D(m)= 0,102															
J= 0,5															
Prof. (m)	P _u (kPa)	σ _{vo} (kPa)	u _s (kPa)	K _{co}	σ ₅₀ (kPa)	P _u (kN/m)	K _{s1} (kN/m ²)	Reação do solo P(kN/m) p/ y(mm)							
								1	2	4	6	8	10	20	
5,0	189,45	28,47	49,73	0,80	72,57	15,99	11312,4	9,74	14,21	15,88	15,98	15,99	15,99	15,99	
8,0	194,62	37,47	79,73	0,62	103,05	11,68	8862,31	7,48	10,61	11,63	11,68	11,68	11,68	11,68	
10,0	215,52	43,47	99,73	0,58	124,80	11,37	8779,85	7,37	10,38	11,32	11,37	11,37	11,37	11,37	
14,0	294,83	61,47	139,73	0,56	174,13	15,06	11682,3	9,79	13,76	15,00	15,06	15,06	15,06	15,06	
17,0	366,32	76,47	169,73	0,57	213,02	19,18	14837,5	12,45	17,51	19,10	19,17	19,18	19,18	19,18	
20,0	445,85	91,47	199,73	0,58	252,80	24,29	18685,4	15,70	22,15	24,19	24,28	24,29	24,29	24,29	

APÊNDICE B



PLANILHAS DIVERSAS

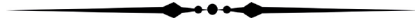
B-1: DETERMINAÇÃO DE K_0 (“Lab.”)

B-2: DETERMINAÇÃO DE G_0 (“Lab.”)

Determinação do Coeficiente de Empuxo no Repouso					
(segundo método proposto por MAYNE E KULHAVY, 1982; sen ϕ' por KENNEY, 1959)					
Amostra	Prof. (m)	IP	sen ϕ' ⁽¹⁾	OCR ⁽²⁾	K ₀ ⁽³⁾
F01/AM01	4,16	87,9	0,3792	4,29	1,08
		86,27	0,3810	2,27	0,85
F01/AM02	7,16	96	0,3710	0,99	0,63
		96	0,3710	0,99	0,63
F01/AM03	8,16	124,19	0,3467	0,85	0,65
		147,91	0,3303	0,86	0,67
F01/AM04	9,86	95,51	0,3714	0,79	0,63
		95,51	0,3714	0,94	0,63
F01/AM05	11,86	55,5	0,4225	0,77	0,58
		55,5	0,4225	0,73	0,58
F04/AM01	5	85,55	0,3818	1,66	0,75
		85,55	0,3818	1,78	0,77
F04/AM02	6,27	110,14	0,3580	1,28	0,70
		110,14	0,3580	1,11	0,67
F04/AM06	12,55	57,86	0,4185	0,85	0,58
		57,86	0,4185	0,73	0,58
F04/AM07	14,05	41,31	0,4502	1	0,55
		41,31	0,4502	0,93	0,55
F04/AM08	15,45	53,42	0,4261	0,83	0,57
		53,42	0,4261	1,08	0,59
F04/AM09	17,05	45,63	0,4409	0,72	0,56
		45,63	0,4409	0,96	0,56
F04/AM11	19,55	57,17	0,4197	1,24	0,64
		57,17	0,4197	1,83	0,75
Obs.:					
(1) sen ϕ' =0.8-0.094*lnIP; KENNEY (1959)					
(2) OCR considerado igual a 1 para solos sub-adensados					
(3) K ₀ =(1-sen ϕ')*OCR ^{senϕ'} ; MAYNE E KULHAVY, (1982)					

Determinação do Módulo Cisalhante Máximo									
(segundo método proposto por HARDIN, 1978)									
Amostra	Prof. (m)	IP (%)	K f(IP)	OCR	e	K_o	σ' vo (kPa)	σ' oct (kPa)	G_o (kPa)
F1-01-1	4,16	87,9	0,49	4,29	2,94	1,08	28,01	29,47	1094,21
F1-01-2	4,16	86,27	0,49	2,27	2,85	0,85	28,01	25,13	781,19
F1-02-1	7,16	96	0,495	1,05	3,81	0,63	37,61	28,31	325,81
F1-02-2	7,16	96	0,495	0,99	3,88	0,63	37,61	28,31	304,84
F1-03-1	8,16	124,19	0,5	0,85	3,85	0,65	40,81	31,38	302,64
F1-03-2	8,16	147,91	0,5	0,86	4,78	0,67	40,81	31,82	201,00
F1-04-1	9,86	95,51	0,495	0,79	4,05	0,63	46,25	34,80	278,06
F1-04-2	9,86	95,51	0,495	0,94	4,00	0,63	46,25	34,80	311,68
F1-05-1	11,86	55,5	0,38	0,77	2,44	0,58	53,12	38,16	780,70
F1-05-2	11,86	55,5	0,38	0,78	2,44	0,58	53,12	38,16	783,94
F4-01-1	5	85,55	0,485	1,66	3,53	0,75	30,70	25,59	447,30
F4-01-2	5	85,55	0,485	1,78	3,40	0,77	30,70	26,00	503,74
F4-02-1	6,27	110,14	0,5	1,28	4,35	0,70	34,76	27,84	274,93
F4-02-2	6,27	110,14	0,5	1,11	4,10	0,67	34,76	27,03	283,30
F4-06-1	12,55	57,86	0,385	0,66	2,41	0,58	56,22	40,53	777,91
F4-06-2	12,55	57,86	0,385	0,65	2,40	0,58	56,22	40,53	779,37
F4-07-1	14,05	41,31	0,305	0,7	1,95	0,55	62,97	44,07	1259,97
F4-07-2	14,05	41,31	0,305	0,67	1,88	0,55	62,97	44,07	1321,18
F4-08-1	15,45	53,42	0,35	0,74	2,08	0,57	69,27	49,59	1190,10
F4-08-2	15,45	53,42	0,35	1,08	2,16	0,59	69,27	50,48	1279,26
F4-09-1	17,05	45,63	0,33	0,72	1,99	0,56	76,47	53,99	1347,46
F4-09-2	17,05	45,63	0,33	0,86	1,96	0,56	76,47	53,99	1457,81
F4-11-1	19,55	57,17	0,375	1,24	2,30	0,64	87,72	66,38	1377,87
F4-11-2	19,55	57,17	0,375	1,08	2,16	0,75	87,72	72,97	1545,02

APÊNDICE C



RELATÓRIOS DE SONDAGEM SPT

OBRA Estudo de Fundação - SESI do Ibura
 LOCAL Avenida Dois Rios, 128 - Ibura de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURA
 FURO NºSP-1 COTA-0,22 INÍCIO 04/7/95 TÉRMINO 07/7/95 RELATÓRIO Nº S-083/95

PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m)	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.C.T.	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.1.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONTEÚDOS	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1°	2°	3°		10	20				
	LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)									
TC	2 8 0	1 8 0	1 8 0	2 8 0				NA	(1)	Aterro de areia fina e média, c/mto.pca areia grossa, c/mto. pco pedregulho ($\phi < 10mm$) argilosa, pco siltsosa, variegada (amarelo)- Amostra 2 mto argilosa, vermelho- Amostra 3 variegada (roxo). (1) (2) (3)
CA	-1	1 8 0	1 8 0	1 8 0					(2)	
	-1	2 8 0	2 8 0	4 8 8					(3)	
CL	2	2	2	4			3,30		(4)	Turfa, cinza escuro. (4)
	2	2	2	4			4,10		(5)	
		1 8 8	1 8 3	2 8 1					(6)	Argila orgânica, siltsosa, c/mto. pco resto de vegetais em decomposição (raízes madeira)- Plasticidade ALTA de consistência mto. mole, cinza escuro Amostra 10 c/pco veios de areia fina. (5) (6) (7) (8) (9) (10)
									(7)	
									(8)	
									(9)	
									(10)	
									(11)	
									(12)	
									(13)	
									(14)	
									(15)	
									(16)	
									(17)	
									(18)	
									(19)	
									(20)	
									(21)	
									(22)	
									(23)	
									(24)	
									(25)	
									(26)	
									(27)	
									(28)	
									(29)	
									(30)	
									(31)	
									(32)	
									(33)	
									(34)	
									(35)	
									(36)	
									(37)	
									(38)	
									(39)	
									(40)	
									(41)	
									(42)	
									(43)	
									(44)	
									(45)	
									(46)	
									(47)	
									(48)	
									(49)	
									(50)	
									(51)	
									(52)	
									(53)	
									(54)	
									(55)	
									(56)	
									(57)	
									(58)	
									(59)	
									(60)	
									(61)	
									(62)	
									(63)	
									(64)	
									(65)	
									(66)	
									(67)	
									(68)	
									(69)	
									(70)	
									(71)	
									(72)	
									(73)	
									(74)	
									(75)	
									(76)	
									(77)	
									(78)	
									(79)	
									(80)	
									(81)	
									(82)	
									(83)	
									(84)	
									(85)	
									(86)	
									(87)	
									(88)	
									(89)	
									(90)	
									(91)	
									(92)	
									(93)	
									(94)	
									(95)	
									(96)	
									(97)	
									(98)	
									(99)	
									(100)	

OBS NÍVEL D'ÁGUA	TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS
INICIAL 0,80 m	TH	TRADO HELICOIDAL	AMOSTRADOR PADRÃO
125004,07,95	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO 50,8 mm
FINAL 0,50 m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	Ø INTERNO 34,9 mm
150010,07,95	LT	LAVAGEM P / TEMPO	COMPRIMENTO 781,17 mm
APOS 24h 0,15 m			PESO 85 kg
160011,07,95			ALTURA QUEDA 75 cm
			Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 83,5 mm

- CONTINUA -

ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.

Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim
 Fones: 268.5514 - 268.5977 - Recife - PE

ENSOLO

ENQ. RESP. *[Assinatura]* SONDADOR NIVALDO

DESENHO 02/89 DATA 17/08/95 VERBE Jos. Lima ESCALA 1:100 DES Jos. Lima

OBRA Estudo de Fundação - SESI do Ibura
 LOCAL Avenida Dois Rios, 128 - Ibura de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURA
 FURO Nº SP-1 COTA -0,22 INÍCIO 04/7/95 TÉRMINO 07/7/95 RELATÓRIO Nº S-083/95


POSICÃO DO REVESTIMENTO PERIFÉRICO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1ª	2ª	3ª		10	20				
	3 p 0	5	5	10			20,62		(1)	Argila siltsosa, c/ mto. pca areia fina, c/ mto. pco fragmentos de mica ($\phi < 1mm$). Plasticidade BAIXA de consistência média e rija, cinza. (11) (12)
	6	7	8	15			23,00		(2)	Areia fina, c/ mto. pca areia média, siltsosa, argilosa, c/ mto. pco fragmentos de mica ($\phi < 1mm$) mto. compacta, cinza claro. (13) (14)
	-11	18	25	43			25,00		(3)	Areia fina, mto. argilosa, mto pco siltsosa, mto. compacta, cinza claro civeios roxo. (15)
	-15 p	15 p	15 p	45 p			25,16			
	-15 p	15 p	15 p	45 p						

LIMITE DE SONDAGEM: 25,16m
 Por solicitação do interessado.

OBS NÍVEL D'ÁGUA	TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS
INICIAL 0,80 m	TH	TRADO HELICOIDAL	AMOSTRADOR PADRÃO
125004 07 95	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO 50,8 mm
FINAL 0,50 m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	Ø INTERNO 34,9 mm
150010 07 95	LT	LAVAGEM P / TEMPO	COMPRIMENTO 781,17 mm
APÓS 24h 0,19 m			PESO 65 kg
160011 07 95			ALTURA QUEDA 75 cm
			Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 63,5 mm

ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.

Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim
 Fones: 268.5514 - 268.5977 - Recife - PE




ENG. RESP. *[Assinatura]* SONDADOR NIVALDO

DESENHO DATA TERMO ESCALA DES

07/09 11/08/95 Rosalinda 1:100 Rosalinda

OBRA Estudo de Fundação - SESI do Ibura
 LOCAL Avenida Dois Rios, 128 - Ibura de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURA
 FURO Nº SP-2 COTA +0,40 INÍCIO 11/7/95 TÉRMINO 13/7/95 RELATÓRIO NºS-083/95

CLASSIFICAÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO + PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1°	2°	3°		10	20				
CA	170	225	190	225			3,00	NA	1	Aterro de areia fina e média, c/ mto. pca areia grossa, c/ mto. pco pedregulho ($\phi < 10mm$), argilosa, pco silteosa, vermelho c/ pco veios pardo e âmarelo. Amostra 3 variegada (âmarelo) a 3
p	20	2	3	25			4,00		2	
-1	1	2	3				4,50		3	
-1	50	120	120	150					4	Aterro de areia média c/ areia fina c/ mto. pca areia grossa, c/ mto. pco pedregulho ($\phi < 10mm$), argilosa pco silteosa, c/ pca matéria orgânica, c/ mto. pco resto de vegetais em decomposição (raízes, madeira), amarelo c/ veios cinza.
CL									5	Turfa, marrom escuro.
p	00			200					6	
p	00			200					7	
p	30			300					8	Argila orgânica, silteosa. Plasticidade ALTA de consistência mto. mole, cinza escuro- Amostras 12 e 13 c/ mto. pco fragmentos de conchas ($\phi < 5mm$).
p	20			200					9	
p	70			700					10	
p	50			500					11	
									12	
									13	

OBS. NÍVEIS D'ÁGUA		DADOS TÉCNICOS		- CONTINUA -	
INICIAL	0,75 m	TO	TRADO CONCHA	ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.  Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim Fones: 268.5514 - 268.5977 - Recife - PE	
FINAL	0,65 m	TH	TRADO HELICOIDAL		
APOS 24h	113013,07,95	CL	CIRCULAÇÃO LAMA		
		CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA		
		LT	LAVAGEM P / TEMPO		
		AMCSTRADOR PADRÃO Ø EXTERNO 50,8 mm Ø INTERNO 34,9 mm COMPRIMENTO 761,17 mm PESO 85 kg ALTURA QUEDA 75 cm Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 63,5 mm		ENG. RESP. <i>Josefina</i> DESENHO DATA VERB. 13/09 17/08/95 Josefina SONDADOR NIVALDO ESCALA DES 1:100 Josefina	

OBRA: Estudo de Fundação - SESI do Ibura
 LOCAL: Avenida Dois Rios, 128 - Ibura de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO: SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURA

FURO Nº SP-2 COTA +0,40 INÍCIO 11/7/95 TÉRMINO 13/7/95 RELATÓRIO Nº S-083/95

POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO + PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONTEÚDOS	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1"	2"	3"		10	20				
		1 30		1 35	1 35					Argila orgânica, siltoosa - Plasticidade ALTA de consistência mto.mole, cinza escuro- Amostras 12 e 13 simto.pco fragmentos de conchas ($\phi < 5mm$). (6) (7) (8) (9) (10) (11) (12) (13)
-1 20	1 16	1 20	2 36				22,60			Areia fina, c/ pca areia média, c/ mto.pca areia grossa, pco compacta, cinza- Amoeta 14 c/ areia média, c/ mto.pco pedregulho ($\phi < 10mm$). (14) (15)
-1	2	3	5							
2	2	3	5				24,70			
-7	8	11	19							Areia fina, c/ mto. pca areia média, siltoosa, argilosa, c/ mto.pco fragmentos de mica ($\phi < 1mm$) de compacta a mto. compacta, cinza. (16) (17)
-10	19	29	48				26,05			
										LIMITE DE SONDAGEM: 26,05m Por solicitação do interessado.

OBS NÍVEL D'ÁGUA	TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS
INICIAL 0,75 m	TH	TRADO HELICOIDAL	AMOSTRADOR PADRÃO
815,11,07,95	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO 50,8 mm
FINAL 0,65 m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	Ø INTERNO 34,9 mm
113013,07,95	LT	LAVAGEM P / TEMPO	COMPRIMENTO 781,17 mm
APOS 24h			PESO 65 kg
			ALTURA QUEDA 75 cm
			Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 83,5 mm

ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.



Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim
 Fones: 268.5514 - 268.5977 - Recife - PE


ENGº RESP. _____

SONDADOR NIVALDO

DESENHO 03/09 DATA 17/08/95 VERIF. 5 Romilda ESCALA 1:100 DES. Romilda

OBRA Estudo de Fundação - SESI do Ibura
 LOCAL Avenida Dois Rios, 128 - Ibura de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURA
 FURO Nº SP-8 COTA -0,11 INÍCIO 28/7/95 TÉRMINO 01/8/95 RELATÓRIO Nº S-083/95

POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		UNIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	ANOTAÇÕES E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1°	2°	3°		10	20				
	LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)									
TC	-1	2	3	5					①	Aterro de areia fina, c/ areia média, c/ mto. p.c.a
CA	-2	2	3	5			2,00		②	areia grossa, argilosa, p.c.o siltoosa, c/ mto. p.c.o
	-1	2	2	4			3,30		③	resto de vegetais (raízes), variegada (amarelo)
	-1	1	2	2,5	3	4	4,00		④	Amostra 2 mto. argilosa, c/ veios cinza claro.
									⑤	Aterro de areia média, c/ areia fina, c/ mto. p.c.a
									⑥	areia grossa, argilosa, p.c.o siltoosa, c/ mto. p.c.o
									⑦	materia orgânica, variegada (creme escuro).
									⑧	Turfa, marrom escuro.
									⑨	
									⑩	
									⑪	
									⑫	
									⑬	
									⑭	
									⑮	
									⑯	
									⑰	
									⑱	
									⑲	
									⑳	
									㉑	
									㉒	
									㉓	
									㉔	
									㉕	
									㉖	
									㉗	
									㉘	
									㉙	
									㉚	
									㉛	
									㉜	
									㉝	
									㉞	
									㉟	
									㊱	
									㊲	
									㊳	
									㊴	
									㊵	
									㊶	
									㊷	
									㊸	
									㊹	
									㊺	
									㊻	
									㊼	
									㊽	
									㊾	
									㊿	

OBS. NÍVEIS D'ÁGUA		TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS		- CONTINUA -	
INICIAL	0,80 m	TH	TRADO HELICOIDAL	AMOSTRADOR PADRÃO	ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.		
FINAL	0,85 m	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO	50,6 mm	Avenida Floz de Sant'Ana, 104 - Parnamirim Fones: 268.5514 - 268.5977 - Recife - PE	
APOS 24h	0,08 95	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	Ø INTERNO	34,9 mm		
		LT	LAVAGEM P / TEMPO	COMPRIMENTO	781,17 mm		
				PESO	65 kg		
OBS.:				ALTURA QUEDA	75 cm		
				Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO	63,5 mm		
						SONDADOR NIVALDO DESENHO: [assinatura] ESCALA 1:100 DATA: 09/89 VERB: [assinatura] DES: [assinatura]	

OBRA Estudo de Fundação - SESI do Iburu
 LOCAL Avenida Dois Rios, 128 - Iburu de Baixo - Recife - PE.
 INTERESSADO SERVIÇO SOCIAL DA INDÚSTRIA - SESI DO IBURU
 FURO Nº SP-8 COTA-0,11 INÍCIO 28/7/95 TÉRMINO 01/8/95 RELATÓRIO Nº S-083/95

POSICÃO DO REVESTIMENTO PROFUNDIDADE	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO e PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS CONVENCÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	1°	2°	3°		10	20				
	LAVAGEM / TEMPO (sm / 10 min)									
-2	1	2	18	3	3		21,00		II	Argila orgânica, siltsosa- Plasticidade ALTA- de consistência mto.mole, cinza escuro - Amostra 11 c/pco resto de vegetais em decomposição (raízes e madeira). (5) a (11)
-2	3	4	7				22,00		III	Areia média, c/areia fina, c/mto.pca areia grossa, c/mto.pco pedregulho ($\phi < 10mm$) argilosa, siltsosa, c/pca matéria orgânica, c/mto.pco resto de vegetais em decomposição (raízes e madeira), fôfo, cinza. (12)
-4	6	6	12				24,45		III	Areia grossa, c/areia média, c/mto.pca areia fina, c/pco pedregulho ($\phi < 10mm$) c/mto.pco resto de vegetais em decomposição (raízes e madeira), de pco compacta a mede. compacta, cinza. OBS: AMOSTRAS COLETADAS NA LAVAGEM (13) (14) (15)

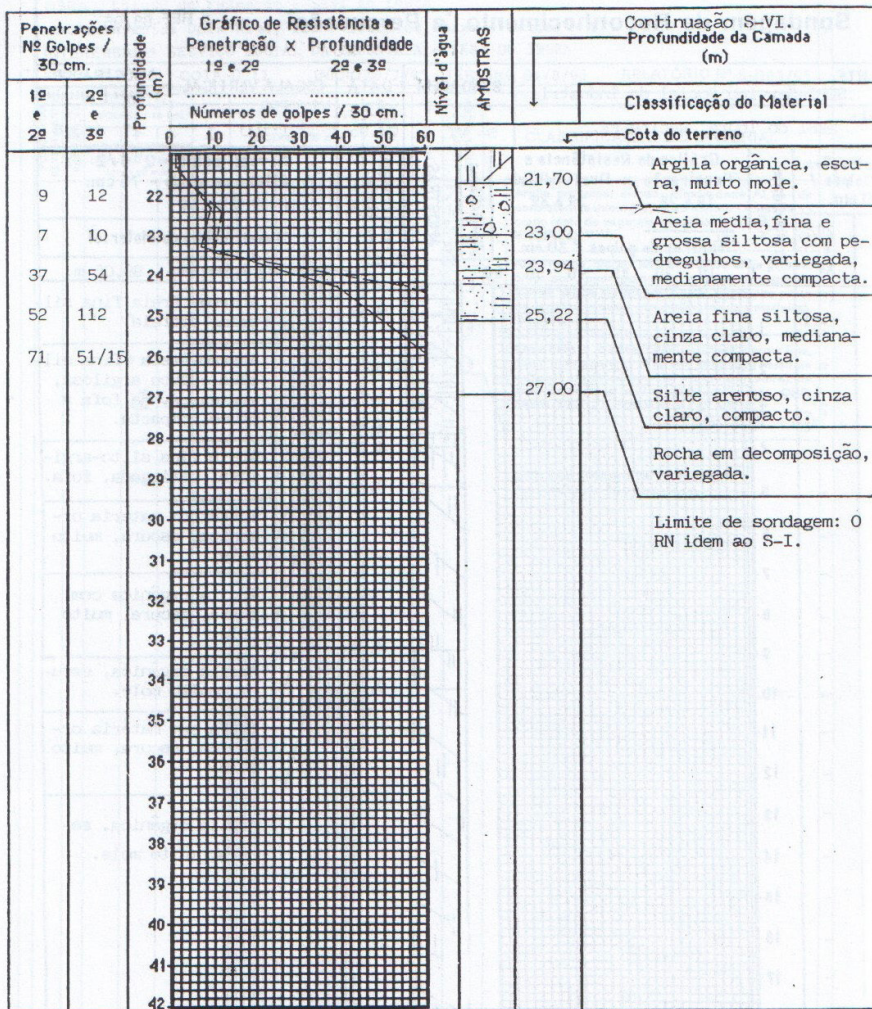
LIMITE DE SONDAGEM: 24,45m.
 Por solicitação do interessado.

OBS NÍVEL D'ÁGUA		TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS		ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA.  Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim Fones: 268.5914 - 268.5977 - Recife - PE
INICIAL	0,80	m	TH	TRADO HELICOIDAL	AMOSTRADOR PADRÃO	
1125	29	07,95	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO 50,8 mm Ø INTERNO 34,9 mm	
FINAL	0,85	m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	COMPRIMENTO 781,17 mm PESO 65 kg ALTURA QUEDA 75 cm	
000	02	08,95	LT	LAVAGEM P / TEMPO	Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 63,5 mm	
APOS 24h		m			ENQ. RESP. <i>[Assinatura]</i>	SONDADOR NIVALDO
OBS:						DESENHO DATA VERIF. ESCALA DES.
						09/09 17/8/95 Rosmêlia 1-100 Rosmêlia

Sondagem de Reconhecimento 'a Percussão

REF.88/95

CLIENTE:		SONDAGEM		DATA	ESCALA VERTICAL	AMOSTRADOR	
SESI-Serviço Social da Indústria.		S- VI		12-18. 04.95	1:100	EXTERNO	INTERNO
LOCAL:		Gráfico de Resistência a Penetração x Profundidade		Nível d'água	AMOSTRAS	Revestimento - 2" 1/2	
SESI do Ibura, Recife-PE.		1ª e 2ª 2ª e 3ª				Altura de queda - 75 cm.	
Penetrações Nº Golpes / 30 cm.		Profundidade (m)	Números de golpes / 30 cm.		Profundidade da camada (m)	Classificação do Material	
1ª e 2ª	2ª e 3ª		0	10 20 30 40 50 60		Cota do terreno 99,05 m.	
TC	TC	0				0,65	Aterro- Areia fina sil- tosa, amarela.
2	2	1				2,70	Aterro- Areia fina sil- tosa, pouco argilosa, variegada, de fofa a pouco compacta.
3	5	2				3,65	
2	2	3				4,00	Areia fina silto-argi- losa, variegada, fofa.
1/45	-	4				4,93	TURFA com matéria or- gânica, escura, muito mole.
1/95	-	5				8,95	Argila orgânica com turfa, escura, muito mole.
1/90	-	6				9,98	Argila orgânica, escu- ra, muito mole.
1/80	-	7					
1/90	-	8					
1/70	-	9					
1/80	-	10					
1/60	-	11					
1/75	-	12					
1/50	-	13					
1/80	-	14					
1/75	-	15					
1/70	-	16					
1/67	-	17					
1/80	-	18				18,00	TURFA com matéria or- gânica, escura, muito mole.
1/64	-	19					Argila orgânica com fragmentos de conchas escura, muito mole.
1	1	20					
1	2	21				20,93	

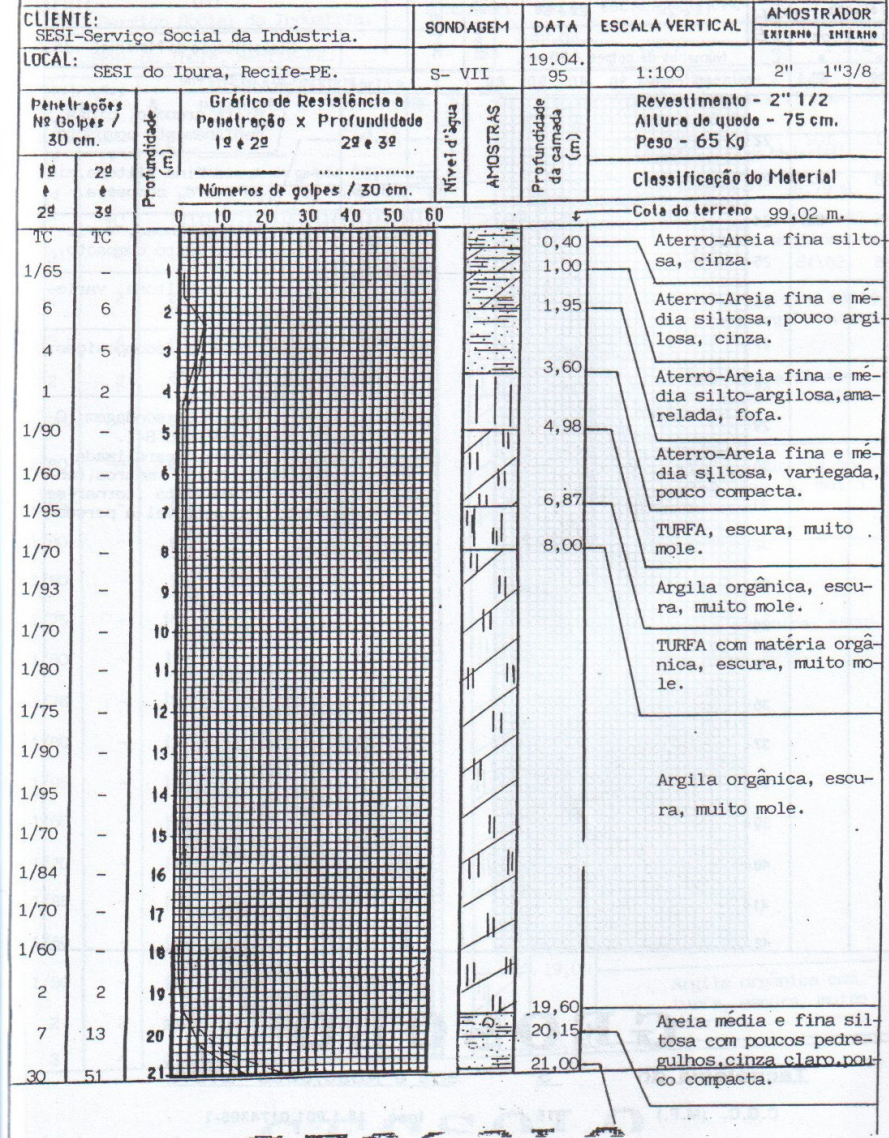


GEOSOLO

Tecnologia de Sondagens e Absorções LTDA.

Sondagem de Reconhecimento à Percussão

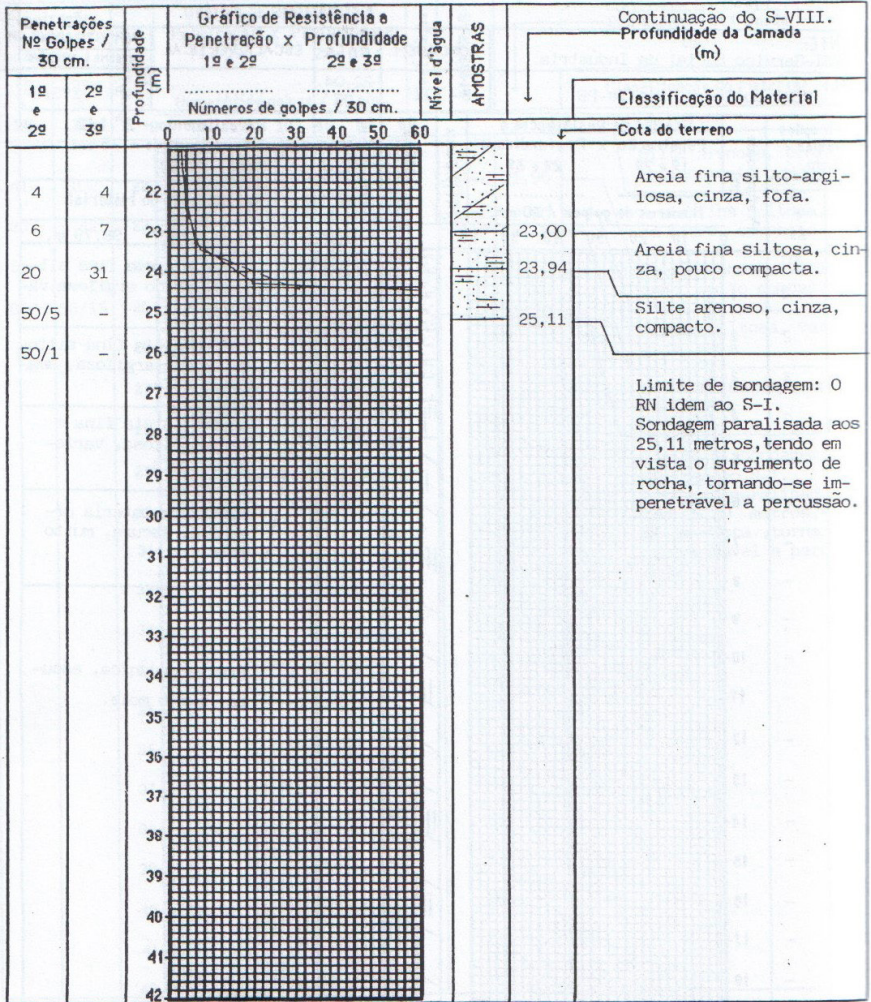
REF. 88/95



Sondagem de Reconhecimento à Percussão

REF. 88/95

CLIENTE:		SONDAGEM	DATA	ESCALA VERTICAL	AMOSTRADOR		
SESI-Serviço Social da Indústria.					EXTERNO	INTERNO	
LOCAL:		S- VIII	22.04. 95	1:100	2" 1"3/8		
SESI do Ibura, Recife-PE.					Profundidade da camada (m)		
Penetrações Nr Golpes / 30 cm.		Gráfico de Resistência a Penetração x Profundidade 1ª e 2ª 2ª e 3ª Números de golpes / 30 cm.		Nível d'água	AMOSTRAS	Revestimento - 2" 1/2 Altura de queda - 75 cm. Peso - 65 Kg	
1ª ↓ 2ª	2ª ↓ 3ª	Profundidade (m)				Classificação do Material	
		0 10 20 30 40 50 60				Cota do terreno 98,79 m.	
TC	TC						
3	4			0,50	Aterro- Areia fina silto- sosa, pouco argilosa, va- riegada.		
2	2			1,95	Aterro- Areia fina silto- sa, pouco argilosa, ama- rela, fofa.		
3	4			3,65	Aterro- Areia fina e média silto- sosa, varie- gada, fofa.		
2	2			4,60	TURFA com matéria or- gânica, escura, muito mole.		
1/70	-			5			
1/80	-			6			
1/95	-			7			
1/80	-			8			
1/90	-			9			
1/75	-			10	Argila orgânica, escu- ra, muito mole.		
1/80	-			11			
1/78	-			12			
1/80	-			13			
1/95	-			14			
1/60	-			15			
1/70	-			16			
1/85	-			17			
1/60	-			18			
1/50	-			19,00	Argila orgânica com turfa, escura, muito mole.		
2	2			20			
3	4	21	20,90				



GEOSOLO

Tecnologia do Solo Sondagens e Absorções LTDA.



Todos os direitos são reservados à Editora IFRN, não podendo ser comercializado em período de contrato de cessão de direitos autorais. Em caso de reimpressão com recursos próprios do autor, está liberada a sua comercialização.

A Editora do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN) já publicou livros em todas as áreas do conhecimento, ultrapassando a marca de 150 títulos. Atualmente, a edição de suas obras está direcionada a cinco linhas editoriais, quais sejam: acadêmica, técnico-científica, de apoio didático-pedagógico, artístico-literária ou cultural potiguar.

Ao articular-se à função social do IFRN, a Editora destaca seu compromisso com a formação humana integral, o exercício da cidadania, a produção e a socialização do conhecimento.

Nesse sentido, a EDITORA IFRN visa promover a publicação da produção de servidores e estudantes deste Instituto, bem como da comunidade externa, nas várias áreas do saber, abrangendo edição, difusão e distribuição dos seus produtos editoriais, buscando, sempre, consolidar a sua política editorial, que prioriza a qualidade.





Alexandre da Costa Pereira é Professor Titular do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia - IFRN, onde atua desde dezembro de 1990. Especialista em Infraestrutura Sênior do Ministério da Economia desde dezembro de 2008. Nasceu em Recife-PE, em 01/09/1965. Possui graduação em Engenharia Civil (1987), Administração (1992) e Direito (2013) pela UFRN. Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia, pela Universidade Federal de Pernambuco (1997). Prêmio Icarahy da Silveira 1996-98, outorgado pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. Doutorado em Engenharia Civil pela Universidade Politécnica de Madri - UPM (2003) e Pós-Doutorado na Cátedra de Economia da Escola de Engenheiros de Estradas, Canais e Portos da UPM (2010).



Roberto Quental Coutinho é professor Titular da Universidade Federal de Pernambuco e Pesquisador CNPq Nível IB. Nascido em Recife/PE na data de 15 de abril de 1950. Graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco (1973), mestrado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (1976), doutorado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (1986) e pós-doutorado pela University of California at Berkeley - Geotechnical Engineering Group (Prof. James K. Mitchell) nos Estados Unidos (set/1990 a out/1992). Recebeu diversos prêmios na área geotécnica: Prêmios José Machado, Icarahy da Silveira e Dirceu de Alencar Velloso e o Prêmio Terzaghi 2010/2011, conferidos pela ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em Engenharia Geotécnica. Atuou na administração central da UFPE como Diretor da Pós-Graduação na PROPESQ no período de Dez/1995 a Jan/1999; E Pro-Reitor Acadêmico da UFPE no período de Jan/1999 a Out/2003. Neste período foi Presidente do FORGRAD - Fórum de Pró-Reitores de Graduação das Universidades Brasileiras maio/2002 a outubro/2003.

A presente obra trata da republicação da dissertação resultante do curso de mestrado em Engenharia Civil desenvolvido no Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco no período de 1995 a 1997, completando, portanto, 25 anos. A dissertação, intitulada “Ensaio Dilatométrico em Depósito de Argila Mole no Ibura, Recife, PE”, consistiu em trabalho reconhecido como destaque na pesquisa na área de conhecimento da Geotecnia, recebendo o Prêmio “Icarahy da Silveira”, outorgado pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) na data de 08 de novembro de 1998, durante o evento “Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – XI COBRAMSEG”, realizado em Brasília/DF, concedido na qualidade de melhor dissertação de mestrado em Geotecnia no biênio 1996 – 1998. O nível de excelência do trabalho desenvolvido no mestrado em Geotecnia foi também reconhecido pela UFPE mediante a menção de Honra ao Mérito outorgada pelo Magnífico Senhor Reitor da Universidade Federal de Pernambuco.

ISBN 978-65-86293-86-9

