

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

USO DO DMT NA AVALIAÇÃO DE MACIÇOS
COMPACTADOS

ANGELA CUSTÓDIA GUIMARÃES QUEIROZ

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2008

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**USO DO DMT NA AVALIAÇÃO DE MACIÇOS
COMPACTADOS**

ANGELA CUSTÓDIA GUIMARÃES QUEIROZ

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO CUNHA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ROBERTO QUENTAL COUTINHO, D.Sc. (UFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA / DF, 19 de Dezembro de 2008.

FICHA CATALOGRÁFICA

QUEIROZ, ANGELA CUSTÓDIA GUIMARÃES

Uso do DMT na Avaliação de Maciços Compactados [Distrito Federal] 2008

xvi, 96 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2008)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. DMT

2. Aterros Compactados

3. Controle de Compactação

4. Correlações

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

QUEIROZ, A. C. G. (2008). Uso do DMT na Avaliação de Maciços Compactados. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-xxx/2008, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Angela Custódia Guimarães Queiroz.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uso do DMT na Avaliação de Maciços Compactados.

GRAU / ANO: Mestre / 2008

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Angela Custódia Guimarães Queiroz
Rua Antônio Viana Qd 24 Lt 06 Centro
75175000 – Terezópolis de Goiás / GO - Brasil

Aos meus pais, Manoel e Dilza, pelo apoio, incentivo, e principalmente, AMOR, que jamais me faltou nessa caminhada.

AGRADECIMENTOS

À Deus agradeço pelas oportunidades concedidas e, principalmente, pela graça de tê-las aproveitadas.

Ao meu amor, e enfim marido, obrigada pela compreensão nos momentos de stress, pelas incontáveis ausências, pela eterna confiança. Sem o seu apoio tudo teria sido mais difícil.

Agradeço a minha família, especialmente a minha irmã Angélica e minha tia-mãe Eliza, pelo apoio e pelas palavras de estímulo nos momentos que não teriam sido difíceis, mas sim impossíveis, sem a presença de vocês.

Aos amigos conquistados até aqui, agradeço especialmente, pois nesta vitória há um pouquinho do que aprendi com cada um de vocês. Não citarei nomes, não por medo de ser prolixa, mas sim por receio de que por um deslize alguém não seja mencionado, mas saibam que, embora as vezes distantes, nunca me esquecerei de vocês.

A todo o grupo docente, em especial ao meu orientador José Camapum, sinto-me honrada em ter feito e continuar fazendo parte deste grupo, aonde os ensinamentos vão além da sala de aula, são para a vida.

Aos amigos Helmar, Renato Cabral, Diógenes, Renato Angelim, Larissa, Fernando, Wesley, e a todos os amigos de Furnas, o meu muito obrigada.

À Furnas Centrais Elétricas S.A. agradeço pelo apoio dispensado a esta pesquisa.

À SANEAGO e ao Consórcio Barragem João Leite agradeço pela disponibilidade do local de ensaios.

Agradeço à Universidade de Brasília e à CAPES pela oportunidade e apoio financeiro concedidos.

Bem, por fim, lembrando uma frase dita a três anos atrás: “A todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para com essa vitória, que em sendo uma importante etapa de vida, jamais será relegada ao esquecimento, OBRIGADA.”

USO DO DMT NA AVALIAÇÃO DE MACIÇOS COMPACTADOS

RESUMO

A qualidade dos maciços compactados, sejam eles de obras rodoviárias ou de barragens, é essencial para o bom funcionamento da obra como um todo. Atualmente, o controle dessa qualidade é realizado por ensaios que determinam o desvio de umidade do solo recém compactado, em relação à umidade ótima, e o grau de compactação alcançado. Com base nesses resultados características relacionadas à deformabilidade, permeabilidade e resistência são inferidas. No entanto, as informações fornecidas por esta técnica nem sempre refletem o real comportamento do solo, além de ser aplicável somente durante a fase de construção. Ensaios de campo mais elaborados são empregados, geralmente, somente quando são identificados problemas em aterros já concluídos. Todavia, estes ensaios podem ser de grande valia também durante sua execução, pois eles fornecem os parâmetros geotécnicos do solo, possibilitando assim, um controle baseado no comportamento, e não simplesmente com base em propriedades físicas. A literatura, entretanto, pouco comenta sobre investigações *in situ* de aterros compactados visando o desenvolvimento de uma metodologia que permita verificar os parâmetros dos solos. Todo esse contexto motivou a realização desta pesquisa, que analisou a aplicação das correlações desenvolvidas por diversos autores para a estimativa dos parâmetros geomecânicos de solos naturais via DMT em maciços compactados. As análises realizadas apontaram o ensaio dilatométrico (DMT) como uma ferramenta de controle de compactação em potencial, que deve ser melhor estudada, principalmente no que diz respeito a consideração dos efeitos da sucção em seus resultados. Estes estudos preliminares apresentaram resultados animadores. Vale ressaltar que este trabalho faz parte de um projeto de pesquisa financiado pela ANEEL, e coordenado por Furnas Centrais Elétricas S.A., em parceria com a UnB.

USE OF DMT IN THE EVALUATION OF COMPACTED FILL

ABSTRACT

The quality of compacted fill, be they of road works or dams, is essential to the smooth functioning of work as a whole. Currently, the quality control of this is done by testing that determine the diversion of moisture's soil newly compacted, in relation to optimum moisture content, and the degree of compaction achieved. Based on these results characteristics related to the deformability, permeability and strength are inferred. However, the information provided by this technique does not always reflect the actual behavior of the soil, apart from being applicable only during the construction phase. Field tests more developed are employees, generally, only when problems are identified in fill already completed. However, these tests may be of great value also for its implementation, because they provide the geotechnical parameters of the soil, thus enabling a control based on behavior. The literature, however, little comment on investigations in situ of compacted fills to develop a methodology to assess the parameters of the soil. All this context led to the realization of this research, that examined the implementation of the correlations developed to estimate the parameters through of the DMT in compacted soil. The analysis carried out showed the dilatometer test (DMT) as a tool to control compaction in potential, that should be better studied, especially with regard to consideration of the effect of pore negative pressure in your results, but that these preliminary studies showed encouraging results.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 - OBJETIVOS	2
1.2 - ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	2
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 - DMT – DILATÔMETRO DE MARCHETTI	4
2.1.1 - CORREÇÃO DAS LEITURAS	7
2.1.2 - ÍNDICES DILATOMÉTRICOS.....	8
2.1.3 - APLICAÇÕES DO DMT: ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.	9
2.1.3.1 - MÓDULO EDOMÉTRICO (M).....	9
2.1.3.2 - MÓDULO DE YOUNG (E)	10
2.1.3.3 - RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (OCR)	10
2.1.3.3.1 - OCR EM ARGILAS	11
2.1.3.3.2 - OCR EM AREIAS	12
2.1.3.4 - COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0).....	12
2.1.3.4.1 - K_0 EM ARGILAS	12
2.1.3.4.2 - K_0 EM AREIAS	13
2.1.3.5 - ÂNGULO DE ATRITO (ϕ').....	14
2.1.3.6 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E PESO ESPECÍFICO	15
2.2 - SOLOS COMPACTADOS.....	17
2.2.1 - ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS	17
2.2.2 - COMPORTAMENTO DOS SOLOS COMPACTADOS	19
2.2.3 - CONTROLE DE COMPACTAÇÃO	21
CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	22
3.1 - CARACTERÍSTICAS DO LOCAL.....	22
3.2 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO	24
3.2.1 - CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	25
3.2.2 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	26
3.2.3 - COMPACTAÇÃO	28
3.2.4 - CURVAS CARACTERÍSTICAS PELO MÉTODO DO PAPEL FILTRO	28
3.2.5 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	29
3.2.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS.....	30
3.2.6.1 - ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL TIPO K_0	32
3.3 - ENSAIOS DE CAMPO	32
3.3.1 - DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT)	32

CAPÍTULO 4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO	36
4.1 - CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	36
4.2 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	37
4.3 - CURVAS CARACTERÍSTICAS	42
4.4 - COMPACTAÇÃO.....	46
4.5 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	51
4.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS.....	53
4.6.1 - COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO	54
4.6.2 - COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO K_0	56
4.6.3 - MÓDULO DE YOUNG (E)	58
CAPÍTULO 5 – ENSAIOS DE CAMPO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	61
5.1 - ENSAIOS DMT.....	61
5.2 - ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	63
5.2.1 - COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO (K_0)	63
5.2.2 - OCR.....	68
5.2.3 - ÂNGULO DE ATRITO (ϕ).....	76
5.2.4 - PESO ESPECÍFICO NATURAL	80
5.2.5 - MÓDULO DE YOUNG (E)	82
5.2.6 - MÓDULO OEDOMÉTRICO.....	84
5.3 - ASPECTOS GERAIS A SEREM CONSIDERADOS	87
5.3.1 - ANISOTROPIA DO SOLO EM RELAÇÃO À DIREÇÃO DA COMPACTAÇÃO	87
5.3.2 - A PERTURBAÇÃO DO SOLO NO PROCESSO DE CRAVAÇÃO E A INTERFERÊNCIA NOS RESULTADOS.....	87
5.4 - COMENTÁRIOS FINAIS.....	88
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES	90
6.1 – CONCLUSÕES	90
6.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	93
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Layout da lâmina e do sistema de medição do DMT (Mota, 2003)	6
Figura 2.2 Ábaco para estimativa de ϕ (Campanella & Robertson (1991), citado por Marchetti (1997)).....	15
Figura 2.3 Ábaco para classificação do solo e estimativa do peso específico (Marchetti & Crapps, 1981)	16
Figura 2.4 Estruturas de solos compactados (Lambe, 1958, citado por Pinto, 2006)	18
Figura 3.1 Foto aérea da Barragem João Leite.....	23
Figura 3.2 Croqui para localização dos ensaios	24
Figura 3.3 Montagem do ensaio com papel filtro - sucção matricial.....	28
Figura 3.4 Equipamento DMT: unidade de controle e lâmina	33
Figura 3.5 Equipamento de cravação	34
Figura 3.6 Ancoragem para a sonda rotativa	34
Figura 4.1 Caracterização Geotécnica.....	39
Figura 4.2 Curvas granulométricas com e sem defloculante (0,4 m)	40
Figura 4.3 Curvas granulométricas com e sem defloculante (1,4 m)	40
Figura 4.4 Curvas granulométricas com e sem defloculante (2,4 m)	41
Figura 4.5 Curvas características em função da umidade	42
Figura 4.6 Curvas características em função do grau de saturação.....	42
Figura 4.7 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 0,40 m.....	44
Figura 4.8 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 1,40 m.....	44
Figura 4.9 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 2,40 m.....	45
Figura 4.10 Equação representativa do perfil de solo	46
Figura 4.11 Curvas de compactação	47
Figura 4.12 Curva de compactação média	47
Figura 4.13 Curva média de compactação e γ_d versus w de campo	48
Figura 4.14 Índice de vazios versus umidade de campo	49
Figura 4.15 Curva de iso sucção (cota 710,400)	49
Figura 4.16 Curva de iso sucção (cota 709,400)	50
Figura 4.17 Curvas oedométricas.....	52
Figura 4.18 Curvas oedométricas normalizadas	53
Figura 4.19 Coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo obtidos nos ensaios triaxiais.....	54

Figura 4.20 Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais	56
Figura 4.21 Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais tipo k_0 nat	57
Figura 5.1 Pressões P_0 e P_1	61
Figura 5.2 Índices Dilatométricos: módulo dilatométrico, índice do material e índice de tensão horizontal.....	62
Figura 5.3 Coeficiente de empuxo em repouso obtido nos ensaios triaxiais tipo k_0 e pelo DMT	64
Figura 5.4 Curvas características dos solos estudados e sucção atuante nos pontos dos ensaios DMT.....	65
Figura 5.5 Curvas características dos solos estudados e sucção atuante nos pontos dos ensaios DMT.....	67
Figura 5.6 k_0 estimados pela proposta de Lacasse & Lunne (1988) corrigidos e sem correção	67
Figura 5.7 OCR calculado dos ensaios de compressão unidimensional e do DMT.....	69
Figura 5.8 Valores de OCR calculados considerando e não considerando a influência da sucção	71
Figura 5.9 Umidades obtidas em laboratório e via curva característica, e desvios de umidade (em módulo)	72
Figura 5.10 Índices de vazios obtidos para diferentes condições de determinação da umidade	73
Figura 5.11 Grau de compactação	75
Figura 5.12 Ângulo de atrito obtido nos ensaios triaxiais e pelo DMT.....	77
Figura 5.13 Valores corrigidos de ângulo de atrito obtidos pela equação de Marchetti (1997)	78
Figura 5.14 Faixa de variação de umidade devida a sucção	79
Figura 5.15 Peso específico natural obtido nos ensaios de balança hidrostática e pelo DMT.80	
Figura 5.16 Módulo de Young	83
Figura 5.17 Módulo oedométrico.....	85
Figura 5.18 Módulo oedométrico corrigido	86
Figura 5.19 Grid deformado do solo causado pela inserção da lâmina dilatométrica	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores do fator de correção F (Lutenegger, 1988)	10
Tabela 2.2 Proposta de classificação do solo baseada no valor de I_D (Marchetti, 1980)	15
Tabela 4.1 Características Mineralógicas.....	36
Tabela 4.2 Índices Físicos	37
Tabela 4.3 Caracterização Geotécnica	38
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de compactação	46
Tabela 4.5 Grau de compactação e desvio de umidade.....	51
Tabela 4.6 Resultados dos ensaios de adensamento	52
Tabela 4.7 Parâmetros de resistência do solo.....	54
Tabela 4.8 Critérios de ruptura adotados nos ensaios triaxiais	55
Tabela 4.9 Coeficiente de Empuxo em Repouso (k_0)	57
Tabela 4.10 Parâmetros adicionais obtidos nos ensaios triaxiais tipo k_0	58
Tabela 4.11 Módulos de Young Tangentes Iniciais (E_i) Obtidos dos Ensaio Triaxiais	59
Tabela 5.1 Umidades determinadas experimentalmente e obtidas utilizando a curva característica.....	66
Tabela 5.2 OCR calculado pela proposta de Marchetti & Crapps (1981).....	69
Tabela 5.3 Percentual de erro entre os valores de grau de compactação obtidos em laboratório e a média dos determinados via DMT.....	76

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURA E SÍMBOLOS

%.....	Porcentagem
µm	Micro metro
A.....	Pressão necessária para provocar na membrana um deslocamento radial de 0,05 mm
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B	Pressão necessária para provocar na membrana um deslocamento radial de 1,10 mm
C	Despressurização necessária para provocar na membrana um retorno à posição 0,05 mm
c'	Coesão efetiva
Cc	Coefficiente de compressibilidade
CCR.....	Concreto compactado com rolo
CD	Com defloculante
CDNat.....	Adensado, drenado, em estado natural
CDSat	Adensado, drenado, saturado
cm.....	Centímetros
cm/s	Centímetros por segundo
cp.....	Corpo de prova
CPT.....	<i>Cone penetration test</i>
CUNat.....	Adensado, não-drenado, em estado natural
CUSat	Adensado, não-drenado, saturado
DMT.....	Dilatômetro de Marchetti
e.....	Índice de vazios
E	Módulo de Young
E _D	Módulo dilatométrico
<i>et al.</i>	E outros
F.....	Fator de correção
g/cm ³	Grama por centímetro cúbico
GC	Grau de compactação
GO	Goiás
h.....	Hora

I_a	Índice de atividade
I_D	Índice do material
I_p	Índice de plasticidade
k	Coefficiente de permeabilidade
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
K_D	Índice de tensão horizontal
kg.....	Quilograma
kgf.....	Quilograma força
kN/m^3	Quilo Newton por metro cúbico
kPa.....	Quilo Pascal
M	Módulo edométrico
m.....	Metro
mm.....	Milímetro
mm /min	Milímetro por minuto
MPa	Mega Pascal
m_v	Coefficiente de variação volumétrica
n	Porosidade
NBR.....	Norma Brasileira
$^{\circ}C$	Grau Celsius
OCR.....	<i>overconsolidation ratio</i>
p_0	pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 0,05 mm da membrana
p_1	pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1,10 mm da membrana
p_2	pressão corrigida correspondente ao retorno da membrana à posição 0,05 mm de deslocamento
pF	logaritmo da altura de coluna de água em centímetros da pressão correspondente
q_c	Resistência de ponta do ensaio CPT
R^2	Coefficiente de correlação linear
R_m	Fator de correção
RPA.....	Razão de pré adensamento
S	Grau de saturação
SD.....	Sem defloculante

\sin	Seno
S_u	Resistência não drenada
u_0	Poropressão hidrostática
$u_a - u_w$	Sucção matricial
UnB	Universidade de Brasília
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
Z_m	Desvio zero do manômetro
$? A$	pressão de gás relativa à leitura A, em calibração ao ar
$? B$	pressão de gás relativa à leitura B, em calibração ao ar
$? p$	Diferença entre p_1 e p_0
$? w$	Desvio de umidade
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{ax}	Ângulo de atrito axissimétrico
ϕ^b	ângulo indicativo do coeficiente de incremento de resistência cisalhante relativa a sucção mátrica
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico dos grãos sólidos
γ_w	Peso específico da água
σ'_{pA}	Tensão de pré-adensamento
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Em barragens de terra e obras rodoviárias a qualidade da compactação dos aterros é essencial para seu bom desempenho com relação à deformabilidade, permeabilidade e resistência.

O controle tecnológico da compactação é realizado, na maioria dos casos, camada por camada, baseando-se em sua umidade e grau de compactação. No entanto, essa técnica é aplicável somente durante a fase de construção, e suas informações nem sempre refletem o comportamento do solo.

Quando são identificados problemas em aterros já executados, ou mesmo que ainda em construção, mas com alturas elevadas, a investigação das possíveis causas é realizada por sondagens ou abertura de poços de inspeção. Outra situação comum é a necessidade de altear uma barragem antiga, sem a documentação comprobatória de que ela suportaria esse alteamento. Neste caso, faz-se necessário o emprego de ensaios *in situ* para determinar os parâmetros geotécnicos. No entanto, estes ensaios podem ser úteis também durante a execução da obra, no controle de compactação baseado no comportamento do material.

Contudo, poucos são os relatos sobre investigação *in situ* do comportamento de aterros compactados na validação de correlações entre os resultados fornecidos por estes ensaios e os parâmetros geotécnicos obtidos em laboratório.

O DMT pode ser uma boa alternativa dentre os ensaios de campo para avaliação do comportamento de aterros, pois se trata de um ensaio de execução relativamente simples e que permite estimar parâmetros geomecânicos dos solos, que são utilizados na previsão do comportamento de aterros, como o das barragens de terra.

Todo esse contexto atual da necessidade de maior controle nas obras geotécnicas, e não simplesmente o controle de grau de compactação e teor de umidade, como geralmente se faz

no Brasil e em outras partes do mundo, motivou a realização desta pesquisa, em busca de técnicas mais arrojadas e representativas do comportamento de maciços compactados.

1.1. OBJETIVOS

A realização desta pesquisa teve como principais objetivos avaliar, com base em resultados de laboratório, os parâmetros geomecânicos do solo compactado oferecidos pelo DMT e verificar o seu potencial de utilização no controle de qualidade da compactação de aterros.

Para alcançar tais objetivos foram executados ensaios dilatométricos e de laboratório (caracterização física e mineralógica, ensaio oedométrico, ensaio triaxial, entre outros) em um maciço compactado destinado ao barramento de água para abastecimento urbano.

1.2. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos:

Capítulo 1 – Introdução

Neste capítulo é apresentado o contexto geral do controle de compactação realizado atualmente em obras rodoviárias e de barragens, com seus problemas e limitações, justificando a realização desta pesquisa. Os objetivos almejados com esta dissertação também são apresentados.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre o ensaio dilatométrico e as principais características dos solos compactados, introduzindo assim os conceitos básicos necessários ao desenvolvimento e entendimento da pesquisa.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

As principais características do local onde foram realizados os ensaios de campo e as metodologias empregadas na execução desse programa experimental é apresentada neste capítulo.

Capítulo 4 – Ensaio de Laboratório

São apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica e mineralógica, compactação, adensamento, triaxiais convencionais e tipo k_0 , ensaios de sucção pela técnica do papel filtro, e suas respectivas análises.

Capítulo 5 – Ensaio de Campo e Parâmetros Geotécnicos

Este capítulo apresenta os resultados obtidos com os ensaios dilatométricos e os parâmetros geotécnicos determinados via correlação com este ensaio. Análises qualitativas desses parâmetros, avaliando as potencialidades do DMT em suas determinações, também são apresentadas.

Capítulo 6 – Conclusões

São apresentadas as principais conclusões oriundas das avaliações e análises realizadas neste trabalho, além de algumas sugestões para estudos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica neste capítulo apresentada descreve com detalhes o ensaio dilatométrico, seu equipamento, seus conceitos teóricos e os resultados fornecidos. Nela também são apresentadas as principais características dos solos compactados, como estrutura, comportamento e controle de compactação.

O principal objetivo desta revisão foi fornecer embasamento teórico necessário tanto ao desenvolvimento da pesquisa, como ao melhor entendimento do assunto abordado nesta dissertação.

2.1. DMT – DILATÔMETRO DE MARCHETTI

O dilatômetro foi desenvolvido na Itália pelo Professor Silvano Marchetti, em 1975, e patentado, também na Itália, dois anos depois (Briaud & Miran, 1992). Sua introdução na América do Norte foi realizada por Schmertmann e Crapps, chegando ao Brasil somente em 1986.

Inicialmente, este ensaio visava à obtenção de módulos de elasticidade associados ao comportamento de estacas cravadas submetidas a carregamento lateral. No entanto, segundo Schmertmann (1983), seu idealizador vislumbrou a possibilidade de correlacionar seus resultados com diversos parâmetros geotécnicos e abandonou temporariamente seu objetivo inicial.

A filosofia adotada no desenvolvimento do ensaio assume que: as perturbações geradas pela inserção do dilatômetro no solo são inferiores à média observada em outras técnicas de penetração; e, as medidas são obtidas para pequenas deformações do diafragma e correspondem ao comportamento do solo na fase elástica (Marchetti, 1980). Cabe destacar, que embora essa observação possa ser verdade, ela não elimina em si o fato da cravação perturbar a estrutura inicial do solo, devendo em certos casos esse efeito ser levado em conta.

Acredita-se, no entanto, que no caso de maciços compactados a influência não seja tão significativa, principalmente tratando-se de cravação semi-estática.

Os parâmetros do solo obtidos pelo DMT são geralmente aplicados em projetos de fundações rasas e profundas, em controles de compactação, entre outros estudos geotécnicos que possam utilizar tais parâmetros (Briaud & Miran, 1992).

A normalização do ensaio DMT foi realizada, primeiramente, pela ASTM em 1986. Em 1995, na Europa (CEN/TC 250/SC), também foi criado um método de ensaio padronizado para a execução do ensaio dilatométrico. Segundo Schnaid (2000), no Brasil não há normalização específica para o ensaio. Revisões do estado da arte podem ser encontradas em Marchetti (1980, 1997), Schmertmann (1986), Lutenegeger (1988) e Lunne *et al.* (1989), além da ASTM D 6635 – 01 *Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer* (2001).

O equipamento consiste de 3 principais itens: lâmina, unidade de controle e cabo elétrico-pneumático; e dois itens auxiliares: dispositivo de calibração e caixa de ferramentas (Marchetti & Crapps, 1981).

A lâmina é constituída de aço inoxidável de 230 a 240 mm de comprimento, 94 a 96 mm de largura e espessura entre 14 e 16 mm, apresentando uma membrana circular expansível, do mesmo material da lâmina e com 60 mm de diâmetro, montado em uma de suas faces. A unidade de controle é usada para monitorar as pressões aplicadas em cada profundidade de ensaio. O cabo eletro-pneumático é responsável pela transmissão de gás pressurizado e corrente elétrica da unidade de controle para a lâmina (Briaud & Miran, 1992). A Fig. 2.1 apresenta uma ilustração da lâmina e da unidade de controle.

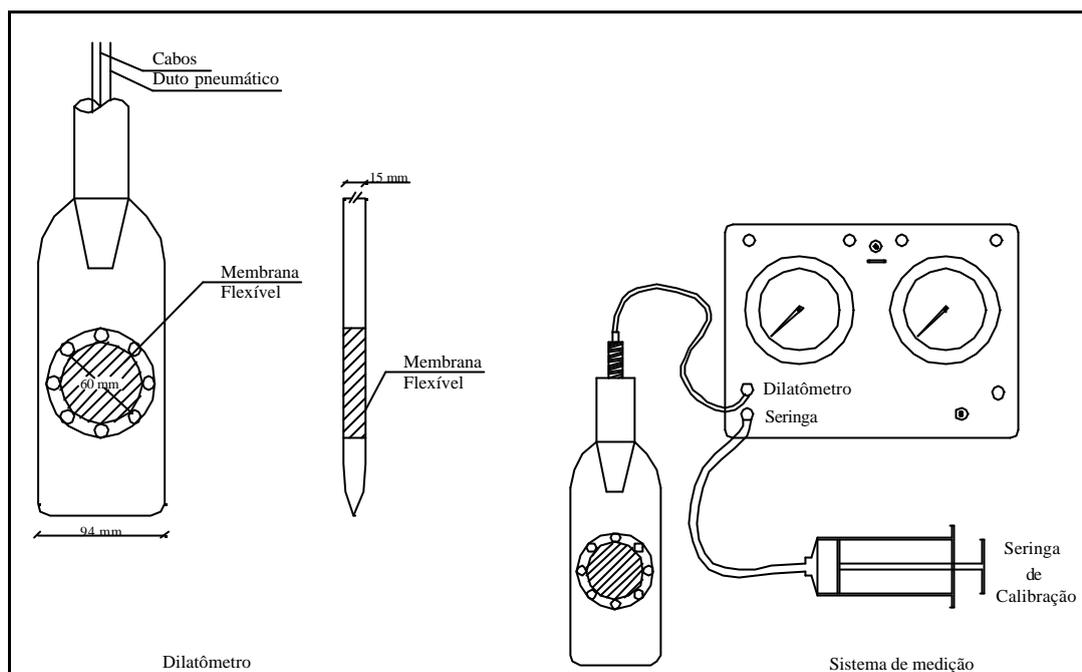


Figura 2.1 Layout da lâmina e do sistema de medição do DMT (Mota, 2003)

O ensaio consiste, via de regra, na cravação da lâmina dilatométrica verticalmente no interior do solo a uma velocidade constante de 2 a 4 cm/s (Marchetti, 1980). No entanto, a velocidade de penetração é uma questão polêmica no meio técnico, havendo divergência nas recomendações dos *state of the art*. Schmertmann (1986) recomenda, no caso de areias, velocidades entre 1 e 10 cm/s, e para siltes e argilas, velocidades na faixa de 1 e 3 cm/s. Lacasse & Lunne (1988) aconselham que a velocidade de avanço da lâmina seja de 2 cm/s para todos os tipos de solo. A norma americana ASTM D 6635 – 01 prescreve o avanço a uma taxa de 1 a 3 cm/s.

A lâmina pode ser cravada usando compressão semi-estática ou método dinâmico (martelo), sendo preferível o método semi-estático devido à menor perturbação do solo (Marchetti & Crapps, 1981). Em solos arenosos a vibração induzida pelos golpes pode provocar a densificação excessiva do mesmo.

Normalmente, a cravação é interrompida a cada 20 cm, quando se realiza o ensaio (Marchetti & Crapps, 1981). Com o equipamento na posição de ensaio realiza-se a expansão da membrana, incrementando gás gradualmente no sistema, e registrando as leituras A e B na unidade de controle. As leituras A e B correspondem às pressões necessárias para um deslocamento da membrana de 0,05 mm e 1,10 mm, respectivamente (ASTM D 6635-01, 2001).

Procedendo-se a uma despressurização é possível realizar-se ainda a leitura C, que indicará o retorno da membrana à posição 0,05 mm. Esta leitura é utilizada somente em ensaios realizados abaixo do nível de água para se relacionar com o excesso de poro pressão gerada pela cravação do dilatômetro (Briaud & Miran, 1992).

2.1.1. CORREÇÃO DAS LEITURAS

As leituras no manômetro na unidade de controle são passíveis de influência da rigidez da membrana e de eventuais imprecisões no sistema de medição. Dessa forma, as leituras A, B e C devem ser corrigidas, obtendo-se as pressões p_0 , p_1 e p_2 , respectivamente (Briaud & Miran, 1992).

A pressão p_0 correlaciona-se à tensão horizontal in situ, a diferença entre p_1 e p_0 é associada ao módulo de Young e a pressão p_2 é relacionada ao excesso de poro-pressão gerada pela cravação da lâmina dilatométrica (Briaud & Miran, 1992).

Segundo Briaud & Miran (1992), as expressões utilizadas para a correção das leituras são:

$$p_0 = 1,05(A - Z_m + \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (2.1)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2.2)$$

$$p_2 = C - Z_m - \Delta A \quad (2.3)$$

Onde:

p_0 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 0,05 mm da membrana;

p_1 = pressão corrigida correspondente ao deslocamento de 1,10 mm da membrana;

p_2 = pressão corrigida correspondente ao retorno da membrana à posição 0,05 mm de deslocamento;

A = pressão necessária para um deslocamento da membrana em relação à lâmina de aço de 0,05 mm;

B = pressão necessária para provocar na membrana um deslocamento radial de 1,10 mm;

C = despressurização necessária para provocar na membrana um retorno à posição 0,05 mm;

ΔA = pressão de gás relativa à leitura A, em calibração ao ar; valor obtido graças à aplicação de vácuo, mas anotado como positivo (correção de rigidez da membrana);

ΔB = pressão de gás relativa à leitura B, em calibração ao ar (correção de rigidez da membrana);

Z_m = desvio zero do manômetro.

2.1.2. ÍNDICES DILATOMÉTRICOS

A partir dos valores p_0 , p_1 e $\Delta p = p_1 - p_0$ são definidos três índices, conhecidos como índices dilatométricos, adotados na interpretação do ensaio. São eles: módulo dilatométrico (E_D), índice de tensão horizontal (K_D), e índice do material (I_D) (Briaud & Miran, 1992).

O módulo dilatométrico (E_D) foi obtido utilizando a Teoria da Elasticidade, ou seja, considerando que o solo em torno do dilatômetro é formado por dois semi-espaços elásticos e admitindo a lâmina como plano de simetria. Assim, a expansão da membrana pode ser modelada como o carregamento flexível de uma área circular (Schnaid, 2000). Segundo Briaud & Miran (1992), para um deslocamento de 1,10 mm da membrana de 60 mm de diâmetro, E_D é expresso pela Eq. (2.4).

$$E_D = 34,7\Delta p \quad (2.4)$$

O índice de material (I_D) é utilizado para estimar a estratigrafia e o tipo de solo, e é definido pela Eq. (2.5) (Briaud & Miran, 1992).

$$I_D = \frac{\Delta p}{(p_0 - u_0)} \quad (2.5)$$

sendo:

u_0 = poro-pressão hidrostática antes da inserção do dilatômetro.

O índice de tensão horizontal (K_D) é definido de forma análoga ao coeficiente de empuxo no repouso (k_0). O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal in situ, no entanto, ele também é sensível a outras propriedades do solo, como a razão de sobre adensamento, a idade do depósito e o grau de cimentação (Schnaid, 2000). De acordo com Briaud & Miran (1992) o índice K_D pode ser determinado utilizando a Eq. (2.6).

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{s'_{v0}} \quad (2.6)$$

sendo:

s'_{v0} = tensão vertical efetiva antes da inserção do dilatômetro.

2.1.3. APLICAÇÕES DO DMT: ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Marchetti (1980) e Marchetti & Crapps (1981) estabeleceram um conjunto de correlações semi-empíricas entre os índices dilatométricos e as principais propriedades de comportamento do solo, como coeficiente de empuxo no repouso (K_0), razão de pré-adensamento (OCR), módulo de deformabilidade (M ou E), e resistência ao cisalhamento do solo (ϕ'). Posteriormente, diversos autores propuseram alterações nessas correlações, baseados em maiores bancos de dados.

A seguir serão apresentadas as mais importantes correlações relatadas na literatura.

2.1.3.1. MÓDULO EDOMÉTRICO (M)

De acordo com Marchetti (1980) o módulo oedométrico M pode ser obtido aplicando um fator de correção (R_M) ao módulo dilatométrico E_D , conforme a Eq. 2.7.

$$M = R_M E_D \quad (2.7)$$

sendo:

$$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \text{ para } I_D \leq 0,6 \quad (2.8)$$

$$R_M = 0,5 + 2 \log K_D \text{ para } I_D \geq 3,0 \quad (2.9)$$

$$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D \text{ com } R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6) \text{ para } 0,6 < I_D < 3 \quad (2.10)$$

$$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D \text{ para } K_D > 10 \quad (2.11)$$

$$R_M \geq 0,85 \text{ (sempre)}$$

Lacasse & Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1989) recomendam a continuidade da utilização dessa correlação.

2.1.3.2. MÓDULO DE YOUNG (E)

O módulo de elasticidade (E), assim como o módulo oedométrico (M), é obtido aplicando um fator de correção (F) ao módulo dilatométrico E_D , como pode ser observado na Eq. 2.12.

$$E = F \cdot E_D \quad (2.12)$$

O valor de F depende do tipo de solo estudado e do módulo que se deseja obter, ou seja, o módulo secante a 25% da tensão mobilizada (E_{25}) ou o módulo tangente inicial (E_i). A Tab. 2.1 apresenta algumas sugestões de valores do fator de correção (F).

Tabela 2.1 Valores do fator de correção F (Lutenegger, 1988)

Tipo de Solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	E_i	10	Robertson <i>et al.</i> (1989)
Areia	E_i	2	Robertson <i>et al.</i> (1989)
Areia	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> (1985)
Areia NA	E_{25}	0,85	Baldi <i>et al.</i> (1986)
Areia PA	E_{25}	3,5	Baldi <i>et al.</i> (1986)

Cabe ressaltar, que os módulos obtidos utilizando o DMT tratam-se apenas de uma primeira estimativa, devendo ser melhor avaliados antes de sua utilização.

2.1.3.3. RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (OCR)

A relação entre a máxima tensão vertical efetiva experimentada pelo solo e a tensão vertical efetiva atual é chamada de razão de pré-adensamento (RPA) ou OCR “*overconsolidation ratio*”.

2.1.3.3.1. OCR EM ARGILAS

Marchetti (1980) observou certa similaridade entre a forma do perfil do índice de tensão horizontal K_D e a do OCR. Baseado em dados de uma argila não cimentada, o autor propôs a Eq. 2.13, válida para solos com $0,2 < I_D < 2$.

$$OCR = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (2.13)$$

Marchetti & Crapps (1981) reavaliaram a abordagem original e desenvolveram as Eq. 2.14, 2.15 e 2.16.

$$I_D < 1,2 \quad OCR = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (2.14)$$

$$I_D > 2,0 \quad OCR = (0,67 K_D)^{1,91} \quad (2.15)$$

$$1,2 < I_D < 2,0 \quad OCR = (m K_D)^n \quad (2.16)$$

sendo

$$m = 0,5 + 0,17P \quad (2.17)$$

$$n = 1,56 + 0,35P \quad (2.18)$$

$$P = \frac{I_D - 1,2}{0,8} \quad (2.19)$$

A Eq. 2.20 é uma sugestão de Lacasse & Lunne (1988) para a estimativa de OCR, válida para $OCR > 1,25$.

$$OCR = 0,225 K_D^m \quad (2.20)$$

sendo

$m = 1,35$ a $1,67$, o menor valor corresponde a solos de alta plasticidade e o maior a solos de baixa plasticidade.

Lunne *et al.* (1989) sugeriu que a estimativa de OCR fosse realizada também em função da idade da argila, conforme as Eq. 2.21 e 2.22.

$$OCR = 0,3K_D^{1,17} \quad \text{para } S_u / s'_{v0} \leq 0,8 \quad (\text{argilas jovens}) \quad (2.21)$$

$$OCR = 2,7K_D^{1,17} \quad \text{para } S_u / s'_{v0} > 0,8 \quad (\text{argilas envelhecidas}) \quad (2.22)$$

2.1.3.3.2. OCR EM AREIAS

A determinação de OCR em areias é mais complicada do que em argilas. O OCR de areias é frequentemente o resultado de uma história de tensões complexa. O OCR de argilas pode ser determinado pelo oedômetro, com amostras indeformadas, não sendo possível o mesmo em areias (Marchetti, 1997).

Schmertmann (1988) propôs a Eq. 2.23 para a estimativa de OCR em solos não coesivos. A correlação é uma adaptação da sugestão de Mayne & Kulhawy (1982), e é função do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e do ângulo de atrito axissimétrico (ϕ'_{ax}), ambos extraídos do ensaio dilatométrico.

$$OCR = \left(\frac{K_0}{1 - \sin \Phi'_{ax}} \right)^{(1/(0,8 \sin \Phi'_{ax}))} \quad (2.23)$$

2.1.3.4. COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)

Não é possível medir diretamente com o ensaio DMT o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) devido à perturbação gerada no solo pela inserção da lâmina dilatométrica. No entanto, diversas correlações entre este parâmetro e o índice de tensão horizontal K_D podem ser encontradas na literatura (Briaud & Miran, 1992).

2.1.3.4.1. K_0 EM ARGILAS

Marchetti (1980) propôs a Eq. 2.24 baseada em ensaios em argilas Italianas.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (2.24)$$

De acordo com Jamiolkowski *et al.* (1988) essa correlação somente deve ser utilizada em argilas moles ou medianamente rijas, não cimentadas, com $I_D \leq 1,2$.

Segundo Lacasse & Lunne (1988) a Eq. 2.24 tende a fornecer valores superestimados de K_0 , pelo menos para $1,5 < K_D < 4$. Eles sugerem a Eq. 2.25, válida $K_D < 4$.

$$K_0 = 0,34K_D^m \quad (2.25)$$

sendo, m um coeficiente variando entre 0,44 (argila com alta plasticidade) e 0,64 (argila com baixa plasticidade).

Lunne *et al.* (1990) mostraram que a correlação entre K_D e K_0 é diferente para argilas jovens (< 60.000 anos) e envelhecidas (> 70 milhões de anos), e propôs as Eq. 2.26 e 2.27, válidas para argilas moles ou medianamente rijas, não cimentadas, com $I_D \leq 1,2$ e $K_D < 4$.

$$K_0 = 0,34K_D^{0,54} (S_u / s'_{v0} \leq 0,5) \quad (\text{argilas jovens}) \quad (2.26)$$

$$K_0 = 0,68K_D^{0,54} (S_u / s'_{v0} > 0,8) \quad (\text{argilas envelhecidas}) \quad (2.27)$$

2.1.3.4.2. K_0 EM AREIAS

Para a estimativa de K_0 em areias Schmertmann (1983) propôs a Eq. 2.28, que é função do índice de tensão horizontal do dilatômetro K_D e do ângulo de atrito axissimétrico obtido no ensaio dilatométrico ϕ'_{ax} .

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \sin \phi'_{ax}) + 152(1 - \sin \phi'_{ax}) - 717(1 - \sin \phi'_{ax})^2}{192 - 717(1 - \sin \phi'_{ax})} \quad (2.28)$$

Em 1986, Baldi *et al.* apresentou as Eq. 2.29 e 2.30, que são uma simplificação da expressão de Schmertmann (1983).

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0017q_c / s'_{v0} \quad (\text{areia artificial}) \quad (2.29)$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0046q_c / s'_{v0} \quad (\text{areia natural}) \quad (2.30)$$

sendo, q_c a resistência de ponta do cone.

2.1.3.5. ÂNGULO DE ATRITO (f')

Marchetti (1980) nada menciona a respeito da estimativa do ângulo de atrito de solos granulares utilizando os resultados do ensaio dilatométrico. Somente em um trabalho posterior, Marchetti & Crapps (1981) apresentaram a Eq. 2.31, que correlaciona o ângulo de atrito com dois índices dilatométricos (I_D e E_D), e é válida somente para valores de $I_D > 1,2$.

$$f' = 25 + 0,19\sqrt{I_D \cdot R_c - 100} \quad (2.31)$$

Sendo:

$$R_c = \frac{500 + (R - 500)}{1 + ((R - 500)/1500)} \quad \text{se } R > 500 \text{ e } \sigma'_v < 50 \text{ kPa} \quad (2.32)$$

$$R_c = R \quad \text{se } R < 500 \text{ e } \sigma'_v > 50 \text{ kPa} \quad (2.33)$$

$$R = \frac{E_D}{s_v} \quad (2.34)$$

Dois métodos de estimativa de ângulo de atrito são apresentados em Marchetti (1997). No entanto, o autor ressalta que ambos os métodos possuem inconvenientes e requerem estudos adicionais. Ele ainda menciona que a estimativa do ângulo de atrito utilizando resultados do DMT não é uma das melhores funções que o ensaio apresenta.

Em um desses métodos obtém-se simultaneamente o ângulo de atrito (ϕ) e o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), dado K_D e q_c . Seu inconveniente é a necessidade de realização de dois ensaios, o DMT e o CPT. Neste método primeiro obtém-se K_0 , utilizando a Eq. 2.30, função de q_c e K_D ; então um ábaco baseado na teoria de Durgunoglu & Mitchell é empregado para a estimativa de ϕ . Posteriormente Campanella & Robertson (1991) o modificaram, adicionando uma escala de K_D que forneceria uma estimativa mais direta de ϕ por meio do dilatômetro. Dado K_0 e q_c a Fig. 2.2 fornece ϕ (Marchetti, 1997).

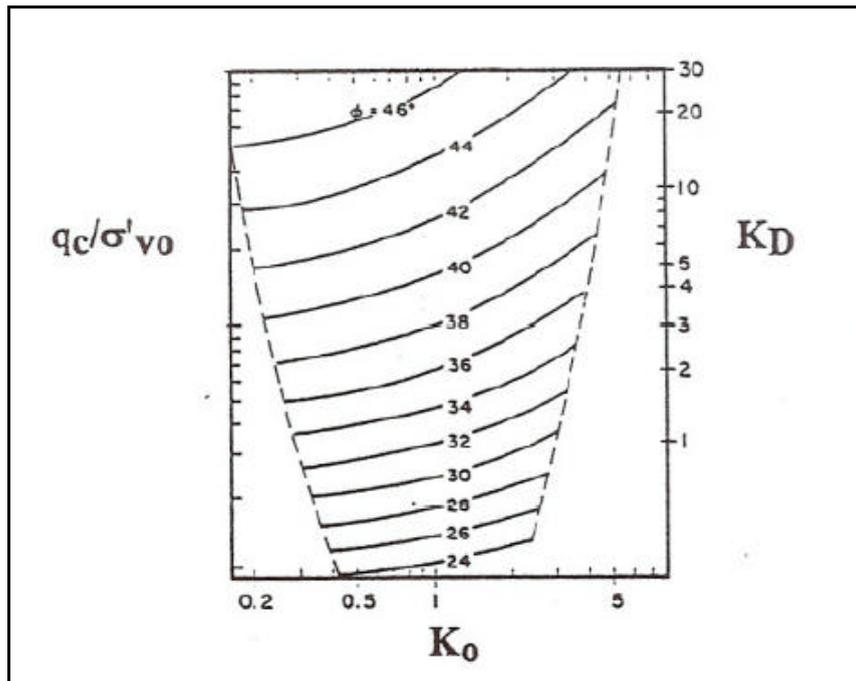


Figura 2.2 Ábaco para estimativa de ϕ (Campanella & Robertson (1991), citado por Marchetti (1997))

O outro método apresentado em Marchetti (1997) é de autoria do próprio Marchetti. Este método somente requer K_D , mas uma rigorosa avaliação de K_0 se faz necessária. A partir do ábaco modificado por Campanella & Robertson (1991), Marchetti (1997) apresentou uma equação analítica que correlaciona ϕ com K_D (Eq. 2.35).

$$f = 28 + 14,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad (2.35)$$

2.1.3.6. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO E PESO ESPECÍFICO

Marchetti (1980) baseado em resultados de ensaios realizados em diferentes tipos de solos constatou que o índice do material I_D é um parâmetro dependente do tamanho dos grãos do solo. Nesse mesmo trabalho Marchetti propôs uma correlação entre I_D e o tipo de solo (Tab. 2.2).

Tabela 2.2 Proposta de classificação do solo baseada no valor de I_D (Marchetti, 1980)

Peat ou argilas sensitivas	Argila		Silte		Areia		
	Argila	Argila siltosa	Silte argiloso	Silte	Silte arenoso	Areia siltosa	Areia
Valores de I_D	0,10	0,35	0,6	0,9	1,2	1,8	3,3

A partir da Tab. 2.2 Marchetti & Crapps (1981) desenvolveram um ábaco que além de classificar o solo estima o seu peso específico. Esse ábaco utiliza como parâmetros de entrada o índice do material I_D e o módulo dilatométrico E_D . Ele está apresentado na Fig. 2.3.

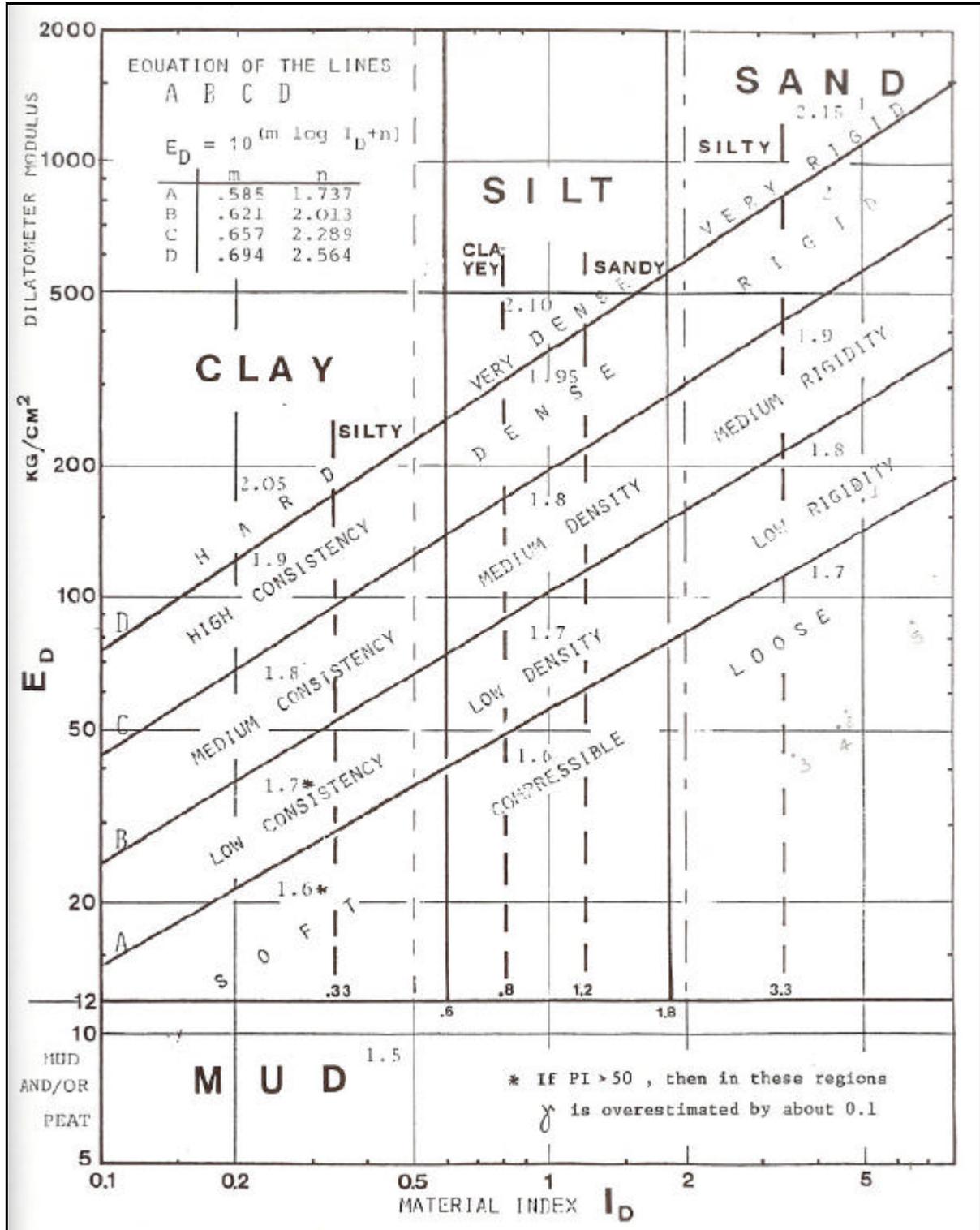


Figura 2.3 Ábaco para classificação do solo e estimativa do peso específico (Marchetti & Crapps, 1981)

2.2. SOLOS COMPACTADOS

A compactação é um processo mecânico pelo qual se busca melhorar as características hidráulicas e mecânicas dos solos, reduzindo o seu índice de vazios.

A redução do índice de vazios durante a compactação é realizada expulsando o ar que ocupa os poros. No entanto, esse processo não consegue eliminar todo o ar presente, permanecendo ar ocluído no interior da massa de solo, o que ocasiona um estado de não saturação no material.

O principal objetivo da compactação é obter um solo capaz de manter um comportamento adequado por toda a vida útil da obra. As propriedades requeridas variam conforme a aplicabilidade do produto acabado, mas resistência, compressibilidade e uma adequada relação tensão-deformação estão entre as principais.

A compactação também altera a estrutura do solo e pode modificar a anisotropia de suas propriedades mecânicas (Balmaceda, 1991, citado por Martinez, 2003).

2.2.1. ESTRUTURA DOS SOLOS COMPACTADOS

O conhecimento da estrutura de um solo compactado permite uma análise qualitativa do seu comportamento geomecânico, que é determinado em ensaios de laboratório ou de campo (Martinez, 2003).

A estrutura dos solos compactados é dependente da energia aplicada e da umidade do solo no momento da compactação. A Figura 2.4 apresenta um gráfico das estruturas em função destes parâmetros.

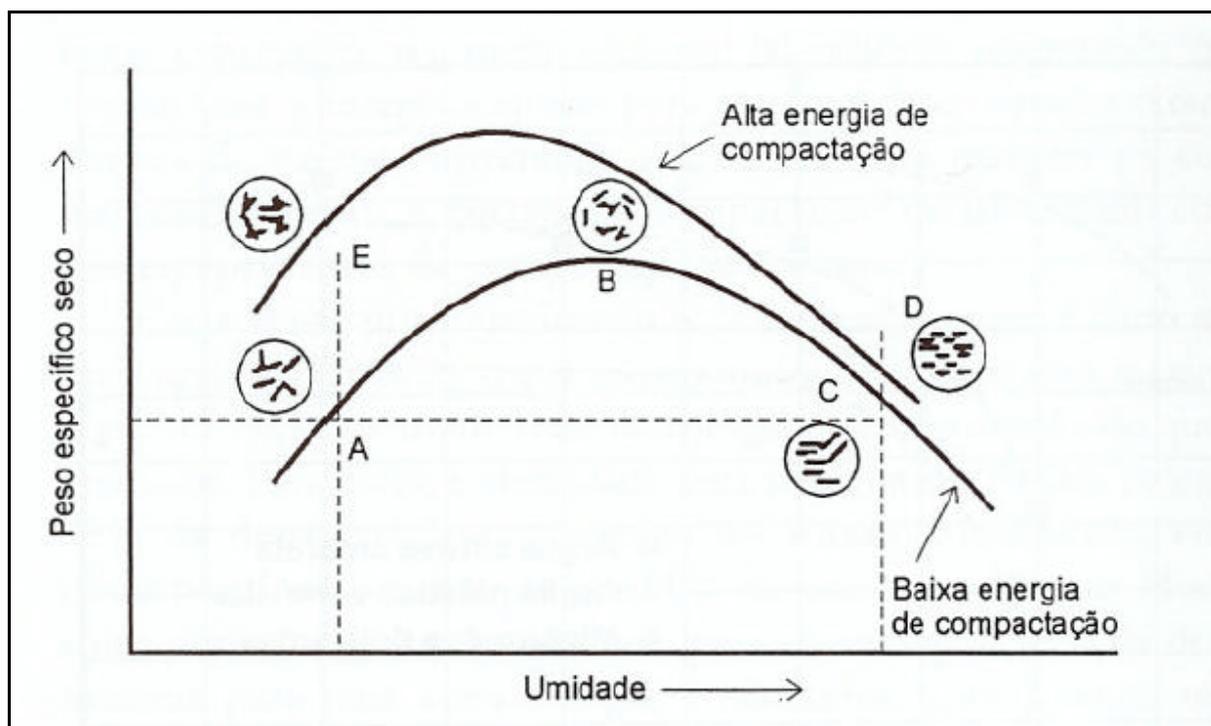


Figura 2.4 Estruturas de solos compactados (Lambe, 1958, citado por Pinto, 2006)

Considerando a curva que corresponde à menor energia de compactação, no ponto (A) a quantidade de água presente é insuficiente para desenvolver a camada dupla completamente, conseqüentemente, a concentração eletrolítica é alta e as forças de repulsão não são totalmente desenvolvidas. Assim, as forças de atração predominam, condicionando a uma estrutura floculada, ou seja, um arranjo desordenado das partículas, e um peso específico seco baixo. No ponto (B) o aumento da umidade forma uma camada dupla completa, reduzindo deste modo a concentração eletrolítica, que é acompanhada por um aumento das forças de repulsão. A estrutura fica cada vez mais orientada e o peso específico seco aumenta. No ponto (C) a camada dupla continua se desenvolvendo e as forças de repulsão aumentam. A estrutura torna-se ainda mais orientada, entretanto, a elevada quantidade de água possui a tendência de separar as partículas, e por isto o peso específico diminui. Para esta umidade, a energia transmitida à estrutura do solo também diminui, pois parte dela é dissipada em função da poro-pressão (Lambe 1958, citado por Camapum de Carvalho *et al.*, 1987).

Com o aumento na energia de compactação (ponto E) o afastamento entre as partículas reduz e as pressões de contato, que são de natureza eletro-repulsiva, aumentam. Para o mesmo teor de umidade do ponto (A), a estrutura será orientada e com um peso específico seco maior. Quando a umidade varia do ponto (E) para o ponto (D) ocorrem os mesmos fenômenos descritos no parágrafo anterior (Lambe 1958, citado por Camapum de Carvalho *et al.*, 1987).

É importante observar, que na prática o solo não é totalmente desestruturado antes de ser compactado, e aglomerações naturais permanecem fazendo com que o material apresente uma macroestrutura diferente da micro (Pinto, 2006).

2.2.2. COMPORTAMENTO DOS SOLOS COMPACTADOS

Até a década de 60 o comportamento dos solos compactados era comparado ao dos solos pré-adensados. É possível que para alguns solos sedimentares seus comportamentos sejam semelhantes, mas para os solos resíduo-coluviais há fortes evidências de que os solos compactados possuem um comportamento característico (Cruz, 1983).

A estrutura dos solos compactados é um fator determinante no coeficiente de permeabilidade desses materiais. Para a mesma umidade, a permeabilidade é tanto menor quanto mais compacto estiver o solo, o que é devido simplesmente ao seu menor índice de vazios. Para a mesma densidade, a permeabilidade diminui com o aumento do teor de umidade, mesmo o índice de vazios sendo constante. A explicação para esse comportamento pode ser encontrado na estrutura desses solos, ou seja, a compactação quando executada no ramo seco configura uma estrutura floculada, com a formação de agregações e grandes vazios entre si (macroporos), por onde a água percola com facilidade; no ramo úmido o solo apresenta uma estrutura dispersa, as agregações tendem a se desfazer, ou mesmo, a se aproximarem, e a água passará a percolar pelos microporos, ou seja, pelos poros intraagregações. Desta forma, a permeabilidade no ponto ótimo ou acima dele é menor do que no ramo seco (Pinto, 2006, e Massad, 2003).

A compressibilidade dos solos compactados é menor quanto maior for a sua densidade e menor o teor de umidade. A menor compressibilidade dos solos mais secos é resultado da estrutura e da tensão de sucção atuante no material, devido à não saturação. Após a saturação, a compressibilidade passa a ser função principalmente da massa específica seca. Assim, ao se executar aterros de grandes áreas, é recomendável que se controle principalmente o grau de compactação, pois caso haja uma posterior elevação do teor de umidade sua rigidez não será comprometida (Pinto, 2006).

A resistência ao cisalhamento em solos compactados, imediatamente após a sua construção, quando a pressão neutra provocada pela carga das camadas sucessivas que se sobrepõem

ainda não se dissipou, ocorre em condições não drenadas. A resistência não drenada depende essencialmente da umidade e, secundariamente, da densidade alcançada com a compactação. Isto acontece devido ao desenvolvimento das pressões neutras e à dissolução do ar na água (Pinto, 2006).

Segundo Gens (1996), citado por Martinez (2003), a resistência ao cisalhamento é aumentada pela sucção, devido ao efeito estabilizante das forças intergranulares. Ensaio de laboratório têm mostrado que, com o aumento da sucção, a coesão aparente aumenta e o ângulo de atrito interno permanece aproximadamente constante.

A resistência ao cisalhamento do solo é função do índice de vazios, que é dependente da natureza da estrutura do solo. As tensões aplicadas, e conseqüentemente as deformações sofridas, influenciam no rearranjo das partículas. Entretanto, deve ser considerado, além do índice de vazios associado à densidade, o tipo e distribuição dos poros originados pela estrutura (Morgenstern e Tchalenko, 1967, citado por Martinez, 2003).

Esta resistência é função também da tensão confinante. Para baixas tensões, a resistência aumenta com a densidade e diminui com a umidade. Para tensões mais elevadas, a resistência depende quase que exclusivamente da umidade (Pinto, 2006).

No entanto, quando a pressão neutra gerada já se dissipou, e o estágio de adensamento foi concluído, a resistência ao cisalhamento do solo compactado depende basicamente da densidade obtida, e não mais da umidade em que o solo foi compactado (Pinto, 2006).

Quando um solo compactado rompe por cisalhamento, essa ruptura possui características dependentes da umidade de compactação. Solos compactados no ramo seco apresentam maiores resistências de pico, se comparadas com o ramo úmido. Além disso, sua ruptura é frágil, enquanto no ramo úmido ela é plástica. Esse comportamento pode ser explicado pelas diferenças entre as estruturas formadas pelos solos nos ramos seco e úmido (Massad, 2003).

Nem sempre o ponto de máxima compactação representa o ponto ótimo da compactação, tudo depende do que se pretende obter com o solo compactado (Massad, 2003).

2.2.3. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Controlar a compactação, em seu sentido amplo, quer dizer verificar se a espessura da camada solta, o número de passadas, a velocidade do equipamento compactador e ele próprio, entre outros fatores, estão de acordo com as especificações técnicas.

Em seu sentido estrito, controlar a compactação significa verificar se o grau de compactação (GC) e o desvio de umidade (w) atendem aos limites previamente especificados em projeto (Massad, 2003).

Após a compactação de uma camada de solo o seu peso específico natural é determinado. Esse procedimento, juntamente com os ensaios de compactação, visa obter o grau de compactação e o desvio de umidade em relação à ótima do solo compactado. Os valores obtidos permitirão verificar numericamente os controles efetuados visualmente, nas operações de lançamento, espalhamento e compactação dos solos (Komesu, 2001).

O controle de compactação por ensaios deve ser rápido, para evitar atrasos na produção, e preciso, para evitar liberação de camadas mal compactadas, ou mesmo, recompactações desnecessárias.

Em 1957 foi introduzido no Brasil o método de controle de compactação de Hilf, desenvolvido no ano anterior por Jack Hilf do *U.S. Bureau of Reclamation* (Komesu, 2001). Ao longo desses anos, diversos métodos foram desenvolvidos, mas sem grandes sucessos, sendo o método de Hilf um dos mais empregados no controle tecnológico da compactação de solos atualmente.

Segundo Bourdeaux (1982), citado por Komesu (2001), o controle de compactação não deve ser entendido como sinônimo de determinação rotineira do grau de compactação e do desvio de umidade, e que o procedimento de liberação de camadas compactadas baseado na determinação dos parâmetros de compactação e pela comparação dos valores obtidos com as faixas especificadas é totalmente inapropriado. Ele ainda comenta que a determinação por cálculo de valores médios e desvios padrões do grau de compactação e desvio de umidade pode mascarar a real qualidade do maciço.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentadas as características do local onde o programa experimental foi desenvolvido e a metodologia empregada na execução dos ensaios.

Foi realizada uma ampla campanha experimental, que englobou ensaios de campo e de laboratório, como DMT, caracterização mineralógica e geotécnica, compactação, adensamento, triaxiais e de determinação da curva característica de retenção de água pela técnica do papel filtro. A execução desses ensaios contou com o apoio do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Controle Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas S.A., em Aparecida de Goiânia, Goiás.

3.1. CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

A campanha experimental de campo e a coleta de amostras para a execução dos ensaios de laboratório foram realizadas na Barragem João Leite, localizada no município de Goiânia – GO, a aproximadamente 6,5 km da capital (Figura 3.1).



Figura 3.1 Foto aérea da Barragem João Leite

O empreendimento é constituído por uma barragem de concreto compactado com rolo (CCR) na região do leito do Ribeirão João Leite e seu encontro com o terreno natural (ombreiras) em barragem de terra. O comprimento total da barragem e sua altura máxima são 488 m e 52 m, respectivamente. A área inundada será de aproximadamente 10,4 km², e sua finalidade será o abastecimento de água da cidade de Goiânia-GO e áreas conurbadas.

A seleção desse local para o estudo do uso do dilatômetro no controle de compactação foi baseada na necessidade de se realizar os ensaios em um aterro compactado controlado que utilizasse solos finos, visto que testes anteriores mostraram que a utilização do Dilatômetro de Marchetti em solos pedregulhosos é inadequada, pela imprecisão dos resultados e seguidas rupturas da membrana.

Os ensaios foram realizados na barragem de terra da ombreira esquerda. A Figura 3.2 mostra um croqui com a localização dos ensaios DMT e do poço escavado para retirada de amostras indeformadas e deformadas.

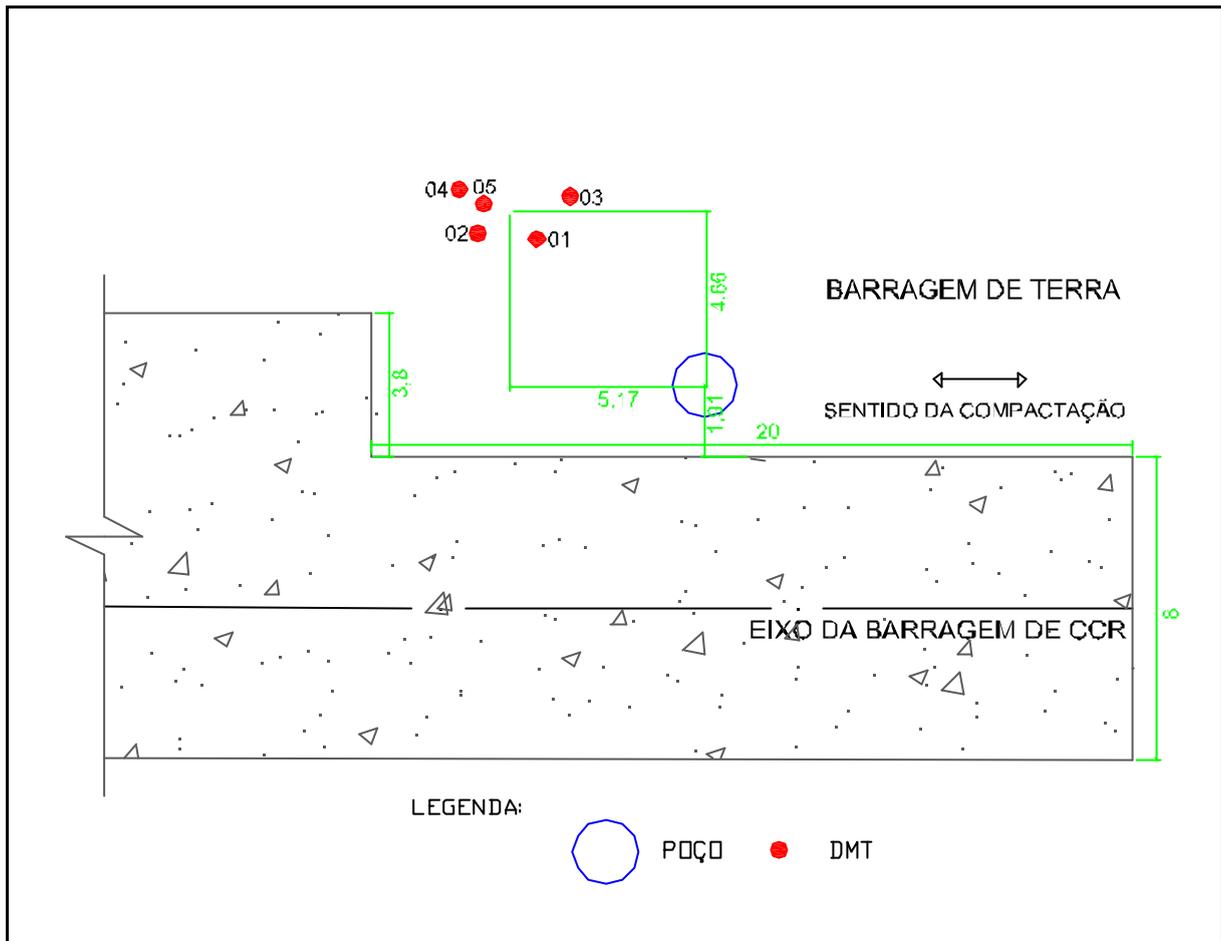


Figura 3.2 Croqui para localização dos ensaios

Para a construção desse maciço argiloso foram utilizados solos residuais, de aspecto homogêneo, plástico (limite de liquidez superior a 40%, com mais de 20%, em peso, compondo a fração argila, obtida com o uso de defloculante), pouco ativo e com baixa permeabilidade ($k < 10^{-6}$ cm/s). A compactação foi executada com energia equivalente à do Proctor Normal.

3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Como mencionado anteriormente, o objetivo desta pesquisa é desenvolver uma metodologia que permita avaliar os parâmetros geomecânicos dos solos compactados utilizando o ensaio dilatométrico. Para tanto, ensaios laboratoriais se fazem necessários, pois as análises dos resultados de campo os terão como referência.

Para a realização dos ensaios de laboratório amostras deformadas e indeformadas foram coletadas em um poço escavado próximo aos locais onde foram realizados os ensaios DMT.

A cada metro, a partir da cota 710,400, foi coletado um bloco indeformado, de 30 cm de aresta, e, aproximadamente, 50 kg de amostra deformada. No total, foram coletados 3 blocos indeformados e, perto de, 150 kg de amostra deformada. No entanto, para a determinação do peso específico natural (γ) e da umidade (w) foram coletadas amostras indeformadas em formato irregular a cada 20 cm. Os blocos foram devidamente parafinados, identificados e acomodados em câmara úmida para realização dos ensaios.

Foram realizados ensaios de difratometria de raios-X, para a definição dos argilominerais presentes no solo; ensaios de caracterização, para a identificação das propriedades físicas; ensaios de compactação, para o conhecimento dos parâmetros de compactação; ensaios de adensamento oedométrico, triaxiais (CDSat, CDNat, CUSat e CUNat) e triaxiais tipo k_0 , para obtenção do comportamento mecânico. Ensaios para a determinação da curva característica, pelo método do papel filtro, também foram realizados.

A seguir é apresentada a metodologia utilizada para a realização destes ensaios.

3.2.1. Caracterização Mineralógica

A técnica de ensaio empregada para a caracterização mineralógica do solo utilizado nesta pesquisa foi a de difratometria de raios-X. Esta técnica tem sido muito utilizada na análise de inúmeros materiais, como rochas, materiais cimentícios, solos e concretos, a fim de identificar os minerais constituintes de cada material.

O método de difratometria de raios-X mede a distância interplanar basal, definindo assim a estrutura cristalina. Essa distância é determinada conhecendo o ângulo formado pelo feixe de raios-X incidente e o plano atômico que o difrata e o comprimento de onda desses raios. No entanto, o limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste limite provavelmente não serão captados.

Os ensaios de difratometria de raios-X seguiram os procedimentos de ensaios de Furnas Centrais Elétricas. As amostras oriundas dos blocos indeformados foram submetidas à moagem prévia em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 325 mesh – 0,043mm). Este procedimento teve como objetivo obter material representativo de granulação bem fina. Concluída esta etapa, o material foi dividido em duas partes destinadas à

análises por métodos diferentes, uma pelo Método do Pó Não-Orientado (Análise Integral) e outra pelo método orientado (Análise Natural, Glicolada e Calcinada).

Pelo Método do Pó Não-Orientado o material foi levado diretamente ao Difrátômetro de Raios-X.

Para o método orientado foi separado, por sedimentação em coluna, a fração argila das amostras. Em seguida foi realizada a montagem em vidro de três lâminas orientadas para cada amostra, ou seja, apenas com deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a “lama” para orientação. Nestas lâminas foram realizadas as análises Natural, Glicolada e Calcinada.

A análise natural foi executada apenas com secagem ao ar. Já a análise glicolada foi realizada após saturação da lâmina contendo a fração argila com etileno-glicol em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50° C por 12 horas, para garantir a completa saturação da atmosfera interna e assim possibilitar a identificação dos argilominerais expansivos, caso existam. A análise Calcinada foi efetuada após a permanência do material em mufla a 550° C, por 3 horas, com o objetivo de indicar a presença de minerais que passam por alteração de sua estrutura cristalina nestas condições (caulinita, gibbsita, goethita, etc.).

3.2.2. Caracterização Geotécnica

Para a realização dos ensaios de caracterização as amostras foram preparadas de acordo com a NBR 6457/1986, exceto as amostras utilizadas nos ensaios de umidade natural e peso específico aparente.

❖ Umidade natural e umidade higroscópica (w):

Realizados de acordo com a NBR 6457/1986, calculando-se a média de três determinações por ponto. A umidade natural foi determinada em amostras coletadas no poço a cada 20 cm.

❖ Peso específico aparente (?):

O peso específico aparente, assim como a umidade natural, foi determinado em amostras coletadas no poço a cada 20 cm. Os ensaios foram executados conforme prescrições da NBR 2887/1988 “Método da Balança Hidrostática”.

❖ Peso específico aparente seco (γ_d):

Calculado pela Equação 3.1.

$$\gamma_d = \frac{g}{1 + w} \quad (3.1)$$

❖ Peso específico dos sólidos (γ_s):

Foram determinados pela média de três ensaios, de acordo com a NBR 6508/1984, em amostras coletadas a cada metro de profundidade.

❖ Índices de consistência (w_L , w_p e I_p):

Foram determinados os limites de liquidez e plasticidade nas amostras coletadas a cada metro segundo as NBR's 6459/1984 e 7180/1984, respectivamente. O índice de plasticidade foi obtido pela diferença entre w_L e w_p .

❖ Índice de atividade (I_a), índice de vazios (e), porosidade (n) e grau de saturação (S):

Determinados a partir das Equações 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5.

$$I_a = \frac{I_p}{\% < 2mm} \quad (3.2)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (3.3)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.4)$$

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w} \quad (3.5)$$

❖ Granulometria:

A análise granulométrica foi realizada segundo os procedimentos da norma de ensaio NBR 7181/1984, sendo realizada uma combinação de peneiramento e sedimentação. Segundo esta norma a sedimentação deve ser realizada utilizando defloculante químico, porém, nesta pesquisa foram realizados dois ensaios de sedimentação para cada amostra, um com defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outro apenas com água destilada.

3.2.3. Compactação

O material utilizado no ensaio de compactação foi previamente preparado segundo as recomendações da NBR 6457/1986, com secagem até a umidade higroscópica. Esse procedimento, segundo Caitano *et al.* (2005), é susceptível de apresentar resultados distintos daqueles obtidos para as condições de campo.

Os ensaios de compactação foram realizados nas amostras coletadas a cada metro, seguindo as especificações da NBR 7182/1986, sem reuso de material e adotando a energia Proctor Normal.

3.2.4. Curvas Características pelo Método do Papel Filtro

A sucção dos solos é composta por duas parcelas: a matricial, que está relacionada com a matriz do solo, e a osmótica, que é devida a concentração química da água do solo. A soma dessas duas parcelas resulta na sucção total. Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), citado por Marinho (1998), em situações práticas a sucção osmótica é praticamente constante, e, ocorrendo uma mudança na sucção total, na maioria dos casos, pode considerá-la equivalente a mudança de sucção matricial.

Existem diversos métodos para medir a sucção nos solos. Nesta pesquisa foi utilizada a técnica do papel filtro, com medida de sucção matricial (Figura 3.3). Este método baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso é colocado em contato com um papel filtro com umidade menor.

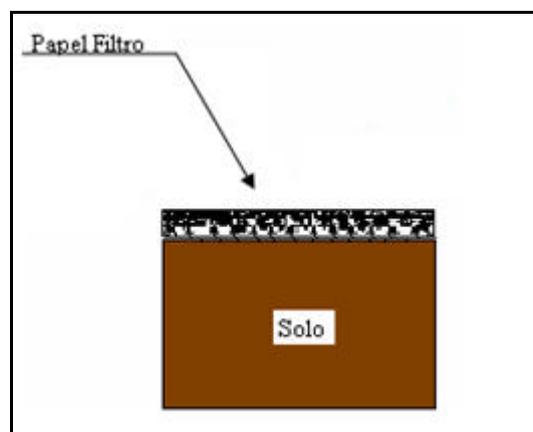


Figura 3.3 Montagem do ensaio com papel filtro - sucção matricial

Para cada um, dos três blocos indeformados coletados, foi determinada uma curva característica. Foram moldados 16 corpos-de-prova (CP), com aproximadamente 5 cm de diâmetro e 1 cm de altura, para a determinação de cada curva característica. Os corpos de prova foram submetidos à secagem ou umedecimento, dependendo de sua umidade natural, até atingir o grau de saturação desejado.

O papel filtro utilizado nestes ensaios foi o Whatman nº 42, cortado em círculos com o mesmo diâmetro dos CP's. A medida de sucção matricial foi executada colocando sobre as amostras nas umidades desejadas três papéis filtro e envolvendo o conjunto em duas camadas de filme plástico e uma camada de papel alumínio, devidamente isolados com fita adesiva. As amostras foram então acondicionadas em caixa de isopor lacrada para atingir o equilíbrio de sucção. O tempo de permanência das amostras em caixa de isopor foi de 15 a 17 dias. Após o tempo destinado a estabilização da sucção nas amostras a caixa de isopor foi aberta e os papéis filtro do meio retirados, com o auxílio de uma pinça, e imediatamente pesados. Em seguida foi pesado o papel filtro superior. Eles foram então encaminhados à estufa para a determinação de sua massa seca e, conseqüentemente, de sua umidade. Após a pesagem dos papéis filtro de cada CP, os mesmos foram submetidos ao ensaio da balança hidrostática, para determinação do peso específico, e posteriormente, da umidade.

Para o cálculo da sucção foram utilizadas as Equações 3.6 e 3.7, propostas por Chandler *et al.* (1992), citado por Marinho (1994 e 1995).

$$sucção = 10^{(6,05 - 2,48 \times 10^{-3} w)}, \text{ para } w > 47\% \quad (3.6)$$

$$sucção = 10^{(4,84 - 0,0622 \times w)}, \text{ para } w = 47\% \quad (3.7)$$

3.2.5. Ensaio Oedométricos

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo os procedimentos de ensaio do Laboratório de Solos do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas. Para a realização dos ensaios foram moldados corpos-de-prova dos blocos indeformados, com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 3 cm de altura.

Os ensaios oedométricos foram realizados em prensa convencional, com os seguintes estágios de carregamento e descarregamento: 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 800, 200, 50 e

12,5. Os corpos-de-prova foram mantidos na prensa sob um carregamento de 12,5 kPa por 24 h para garantir o perfeito contato entre a prensa e o capacete do topo da amostra. Terminado esse período os cp's foram inundados e o carregamento mantido por mais 24 h. A partir desse ponto o ensaio prosseguiu com a aplicação dos estágios de carregamento indicados acima por 24 h.

Com a realização destes ensaios, além da curva de compressibilidade, foram obtidos parâmetros como OCR e módulo oedométrico (M). A razão de sobre adensamento (OCR) é a relação entre a tensão de pré-adensamento e a tensão geostática no ponto em questão, sendo a tensão de pré-adensamento obtida na curva de compressibilidade. Essa tensão corresponde ao efeito de pré-adensamento induzido pela compactação, não sendo assim, um pré-adensamento propriamente dito. Existem dois métodos para a determinação da tensão de pré-adensamento, nesta pesquisa foi adotado o método de Pacheco Silva. O módulo M foi obtido utilizando a Equação 3.8, para uma faixa de tensão de 0 a 100 kPa, aproximadamente.

$$M = \frac{1}{m_v} \quad (3.8)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (3.9)$$

Onde:

m_v = coeficiente de variação volumétrica (kPa^{-1});

a_v = coeficiente de compressibilidade (kPa^{-1});

e_0 = índice de vazios inicial.

3.2.6. Ensaio Triaxiais

O principal objetivo da realização dos ensaios triaxiais foi a determinação dos parâmetros de resistência dos solos (coesão e ângulo de atrito) e do módulo de deformabilidade E, para as condições de umidade natural e saturada.

Todos os ensaios foram executados conforme as prescrições do procedimento para realização de ensaios triaxiais do Laboratório de Solos de Furnas. Tais procedimentos são baseados nas normas da *American Society for Testing and Materials*.

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados em amostras compactadas *in situ*, e aqui consideradas como indeformadas. Elas foram retiradas dos blocos coletados no poço de inspeção. Os corpos-de-prova foram moldados com as seguintes dimensões: 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Foram executados ensaios do tipo CDNat, CDSat, CUNat e CUSat para todos os blocos indeformados. Baseados nos gráficos de consolidação foram calculadas as velocidades de ruptura, sendo de 0,009 mm/min para os ensaios drenados e 0,083 mm/min para os não drenados.

A seguir é detalhada a técnica utilizada na realização destes ensaios.

❖ Ensaio de Compressão Triaxial Adensado e Drenado (CD)

Os ensaios tipo CD foram realizados para condições de umidade natural e saturada, em corpos-de-prova adensados, rompidos em condição drenada. A saturação foi realizada por percolação ascendente mantida por no mínimo 24 horas seguida de aplicação de contra-pressão de 300 kPa, por aproximadamente 5 horas. Este procedimento visa garantir o maior grau de saturação possível na amostra.

As tensões confinantes de ensaio foram 49, 98, 196 e 588 kPa. A tensão de 588 kPa foi escolhida em função dos resultados dos ensaios executados nesta pesquisa serem utilizados pelos construtores / projetistas da Barragem João Leite.

❖ Ensaio de Compressão Triaxial Adensado e Não-Drenado (CU)

Os ensaios tipo CU foram realizados em corpos-de-prova adensados, rompidos em condição não-drenada e, como nos ensaios CD, para condições de umidade natural e saturada. O método de saturação utilizado foi o mesmo dos experimentos drenados. As tensões confinantes também foram as mesmas.

3.2.6.1. Ensaio de Compressão Triaxial Tipo k_0

Este ensaio consiste em um tipo de compressão triaxial onde a consolidação, fase que antecede a ruptura, é realizada anisotropicamente, ou seja, o corpo-de-prova é adensado com a relação tensão horizontal / tensão vertical = k_0 . O objetivo deste ensaio é a determinação da relação entre a tensão principal menor e a tensão principal maior, ambas efetivas, denominada de coeficiente de empuxo em repouso (k_0). Neste ensaio a tensão horizontal é aumentada de modo a evitar as deformações radiais que seriam oriundas do carregamento vertical.

Como nos ensaios triaxiais convencionais, os ensaios de compressão triaxial tipo k_0 foram realizados segundo os procedimentos de ensaios do Laboratório de Solos de Furnas. Uma célula triaxial especial foi usada com o objetivo de impedir que ocorressem deformações laterais do corpo de prova com o acréscimo das tensões axial e confinante.

As amostras ensaiadas eram provenientes dos blocos indeformados e foram utilizadas em estado natural e saturado. A saturação dos corpos-de-prova foi realizada por percolação e a drenagem permitida. Para a condição não saturada os corpos de prova foram montados sobre pedra porosa apenas úmida, e não saturada, como nos demais ensaios triaxiais.

3.3. ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios dilatométricos (DMT) tiveram como objetivo determinar os parâmetros geotécnicos do maciço compactado. Esses parâmetros serão analisados juntamente com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório, e será verificada a potencialidade de utilizá-los na prática de engenharia de barragens.

3.3.1. Dilatômetro de Marchetti (DMT)

Para esta dissertação foram realizadas 5 sondagens dilatométricas, dispostas conforme a Figura 3.2, executadas um mês após a compactação da área utilizada. Suas execuções seguiram as recomendações do manual *Flat Dilatometer Manual*, de Marchetti & Crapps (1981). A Figura 3.4 apresenta o equipamento utilizado nos ensaios.



Figura 3.4 Equipamento DMT: unidade de controle e lâmina

A lâmina dilatométrica foi cravada estaticamente utilizando o cilindro hidráulico de uma sonda rotativa com capacidade de reação de 3500 kgf (Figura 3.5).

Para a realização da cravação estática foi necessária a construção de ancoragens para a sonda. Essas ancoragens foram construídas em concreto com uma barra de ferro no centro, como pode ser observado na Figura 3.6. Suas dimensões eram de aproximadamente 20 cm de diâmetro por 1 m de comprimento. A profundidade média de parada dos ensaios foi de 1,60 m, devido à resistência apresentada pelo solo à cravação estática.



Figura 3.5 Equipamento de cravação



Figura 3.6 Ancoragem para a sonda rotativa

As leituras das pressões (A e B) necessárias à expansão da membrana foram realizadas a cada 20 cm de avanço da lâmina. A pressão C não foi lida devido o material em estudo tratar-se de um solo não saturado.

Os ensaios DMT 3, 4 e 5 tiveram a expansão da membrana dilatométrica orientada paralelamente ao sentido de compactação. Já os DMT 1 e 2 tiveram orientação perpendicular à compactação.

Posteriormente as pressões A e B foram corrigidas obtendo-se p_0 e p_1 . A partir dos valores de p_0 e p_1 foram calculados os índices dilatométricos I_D , K_D e E_D . E, finalmente, esses índices foram correlacionados aos parâmetros geotécnicos de interesse nesta pesquisa.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados de caracterização mineralógica e geotécnica, ensaios de compactação, adensamento, triaxiais e papel filtro. Os ensaios foram realizados segundo as metodologias descritas no Capítulo 3.

Os ensaios de laboratório auxiliaram no entendimento e análise dos resultados obtidos com os ensaios de campo (Capítulo 5), podendo ser entendido como um capítulo referência.

4.1. CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Os resultados das análises mineralógicas realizadas por difratometria de raios-X estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Características Mineralógicas

Cota / Prof. (m)	Mineral Principal	Minerais Subordinados
710,400 / 0,40	Gibbsita e Quartzo	Caulinita, Illita, Hematita, Magnetita e Goethita
709,400 / 1,40	Gibbsita	Caulinita, Illita, Quartzo, Hematita e Goethita
708,400 / 2,40	Gibbsita	Caulinita, Quartzo, Hematita, Goethita e Magnetita

Como pode ser observado na Tabela 4.1, o mineral principal constituinte do solo em estudo é a gibbsita. Este mineral, como um óxido de alumínio que é, integra freqüentemente a cadeia evolutiva dos solos tropicais, como o deste caso, fazendo-se presente seja na fração argila, seja formando agregados das frações silte, areia e pedregulho.

Nos minerais subordinados também não houve surpresas, estão presentes a caulinita e os óxidos de ferro hematita, magnetita e goethita, que são geralmente encontrados nos solos tropicais, e, também, o quartzo e a illita.

O quartzo, por ser um mineral resistente ao intemperismo, se presente na rocha ou sedimento de origem, mantém-se no perfil de intemperismo. A illita, por sua vez, é um mineral de argila

que, embora não seja o único, antecede à caulinita na evolução do perfil de intemperismo que caracteriza os solos tropicais naturais. Geralmente este mineral se apresenta na zona de transição e nos solos mais jovens, situados abaixo dela.

A análise mineralógica permite concluir que o material que compõe o maciço na zona estudada não é de todo homogêneo quanto ao nível de intemperismo sofrido, e muito embora a compactação elimine parte das características que marcam os solos tropicais naturais, como a macro porosidade e, por conseqüência, a macro estrutura, ainda assim, o nível de intemperismo sofrido pelo solo pode afetar o seu comportamento.

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

As Tabelas 4.2 e 4.3, e a Figura 4.1, apresentam os resultados de caracterização geotécnica realizada nesta pesquisa.

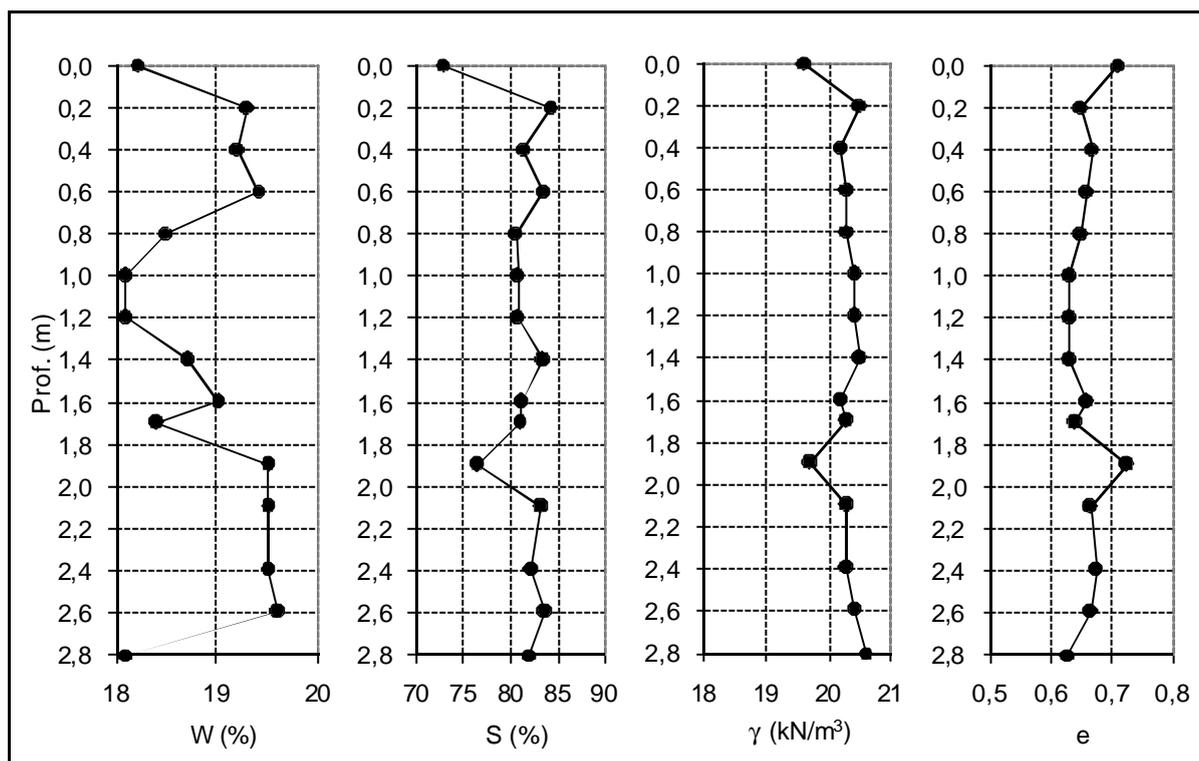
Tabela 4.2 Índices Físicos

Cota	Prof. (m)	Parâmetro						
		γ (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	n (%)	S (%)
710,800	0,00	19,61	18,2	16,57	28,29	0,707	41,4	72,8
710,600	0,20	20,50	19,3	17,16		0,648	39,3	84,2
710,400	0,40	20,20	19,2	16,97		0,668	40,0	81,4
710,200	0,60	20,30	19,4	17,06		0,658	39,7	83,4
710,000	0,80	20,30	18,5	17,16		0,648	39,3	80,7
709,800	1,00	20,40	18,1	17,26	28,14	0,630	38,7	80,8
709,600	1,20	20,40	18,1	17,26		0,630	38,7	80,8
709,400	1,40	20,50	18,7	17,26		0,630	38,7	83,5
709,200	1,60	20,20	19,0	16,97		0,658	39,7	81,2
709,100	1,70	20,30	18,4	17,16		0,640	39,0	80,9
708,900	1,90	19,71	19,5	16,48	28,40	0,724	42,0	76,5
708,700	2,10	20,30	19,5	17,06		0,664	39,9	83,4
708,400	2,40	20,30	19,5	16,97		0,674	40,3	82,2
708,200	2,60	20,40	19,6	17,06		0,664	39,9	83,8
708,000	2,80	20,59	18,1	17,46		0,627	38,5	82,0

Tabela 4.3 Caracterização Geotécnica

Parâmetro	Cota / Prof. (m)		
	710,400 / 0,40	709,400 / 1,400	708,400 / 2,40
Pedregulho CD*	0,9	2,3	2,0
Areia CD	42,2	39,7	43,2
Silte CD	17,4	19,8	14,9
Argila CD	39,5	38,2	39,9
Pedregulho SD**	0,9	2,3	2,0
Areia SD	39,0	36,5	62,7
Silte SD	60,1	61,2	35,3
Argila SD	0,00	0,00	0,00
W _L (%)	42,9	43,4	42,6
W _P (%)	25,9	26,6	26,6
IP (%)	17,0	16,8	16,0
I _a	0,43	0,44	0,40

*CD: com defloculante **SD: sem defloculante



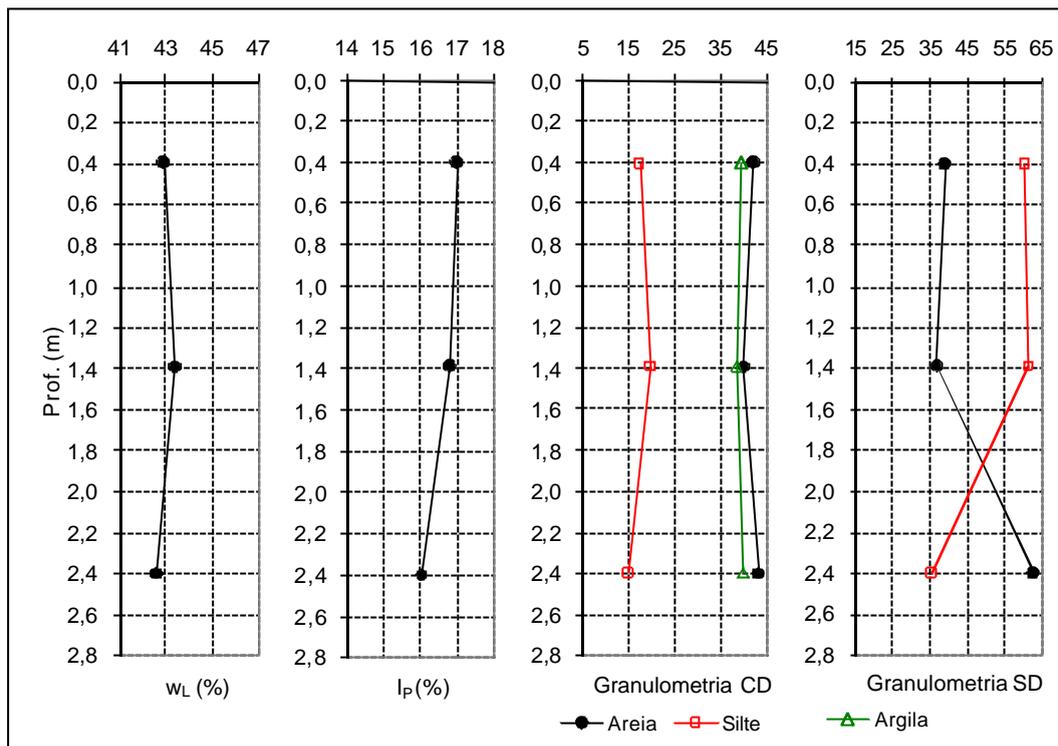


Figura 4.1 Caracterização Geotécnica

Verifica-se que os resultados de peso específico natural, umidade e, conseqüentemente, peso específico aparente seco são, de forma geral, homogêneos. A faixa de variação de umidade obtida é estreita, cabe, no entanto, observar que elas não correspondem necessariamente à umidade de compactação, principalmente nas camadas mais profundas, dado o tempo decorrido entre a compactação e a coleta das amostras, que foi de aproximadamente uma semana.

O peso específico real dos grãos da ordem de $28,2 \text{ kN/m}^3$ é coerente com a sua composição mineralógica (gibbsita, caulinita, quartzo, hematita, goethita e magnetita). Os valores de índice de vazios e porosidade estão em torno de 0,65 e 40%, respectivamente, e os de grau de saturação apresentam-se dentro da faixa esperada para este tipo de solo quando compactado, ou seja, entre 80 e 90%. Os resultados dos limites de Atterberg também apresentam-se homogêneos, variando em, no máximo, 1%.

As curvas granulométricas com e sem defloculante são apresentadas nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4.

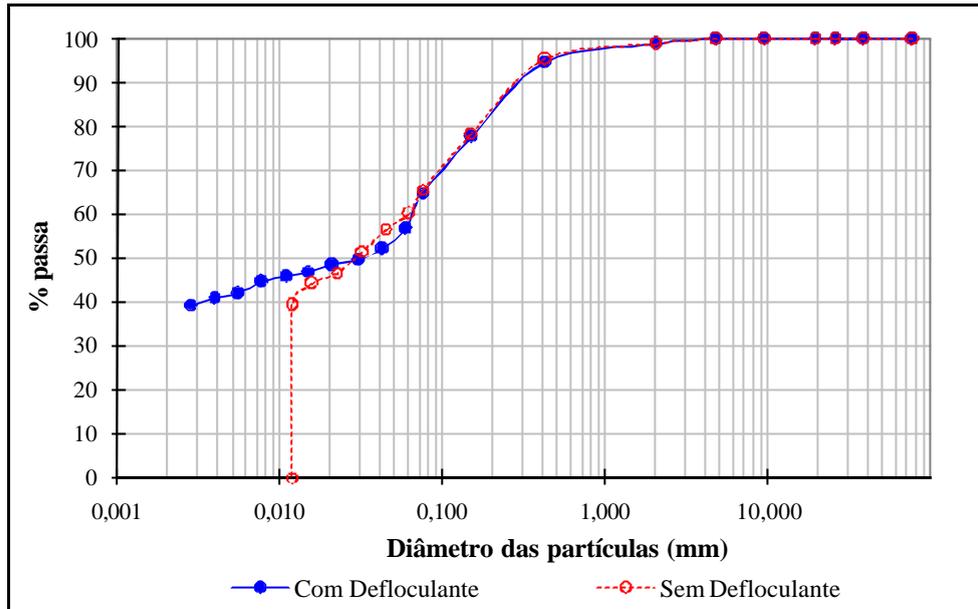


Figura 4.2 Curvas granulométricas com e sem defloculante (0,4 m)

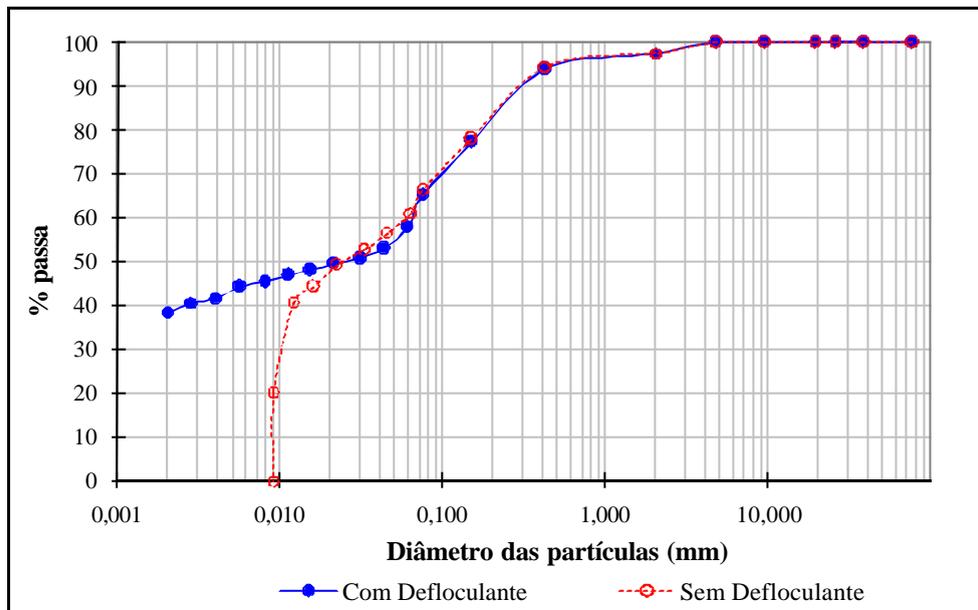


Figura 4.3 Curvas granulométricas com e sem defloculante (1,4 m)

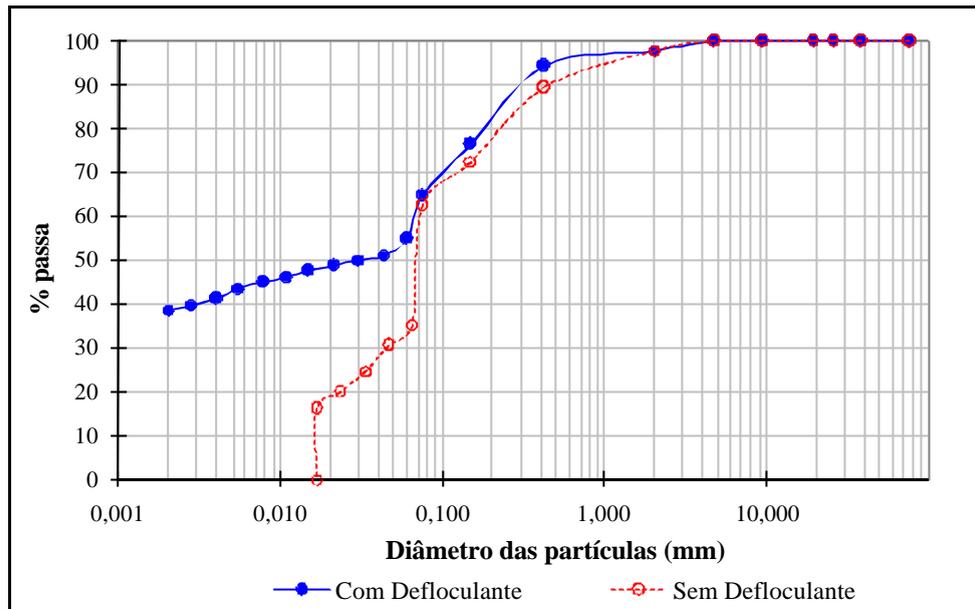


Figura 4.4 Curvas granulométricas com e sem defloculante (2,4 m)

A análise granulométrica realizada com defloculante apresenta relevante diferença quando realizada sem defloculante. Essa diferença é causada, principalmente, pelas agregações de partículas constituintes deste solo e que não se desfazem com a adição da água somente, ou seja, necessitam de um defloculante químico. O teor dessas agregações e o seu tamanho crescem com a profundidade, sendo coerentes com as análises mineralógicas. Este fato reflete a constituição das camadas do maciço por solos formados com diferentes níveis de intemperização.

Observa-se ainda que, nos ensaios realizados sem a adição de defloculante, o material sedimenta rapidamente, impossibilitando a realização de leituras na fração argila. Com isso, a porcentagem de argila presente no solo foi considerada igual a zero. No entanto, possivelmente, a quantidade de material utilizado para a realização do ensaio que foi insuficiente, devido a natureza do solo, onde as partículas encontram-se agregadas e com dimensões uniformes. Em casos como esse, embora não tenha sido feito, os ensaios devem, simplesmente, ser repetidos utilizando uma maior quantidade de material.

O ensaio realizado com o uso de defloculante químico classifica o solo em uma areia argilosa, no entanto, as equações utilizadas na previsão dos parâmetros geotécnicos foram as destinadas aos solos coesivos, visto que o comportamento do material estudado era coerente com este tipo de solo.

4.3. CURVAS CARACTERÍSTICAS

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam as curvas características de retenção de água referentes à sucção mátrica em função da umidade e do grau de saturação, respectivamente, obtidas para o solo estudado.

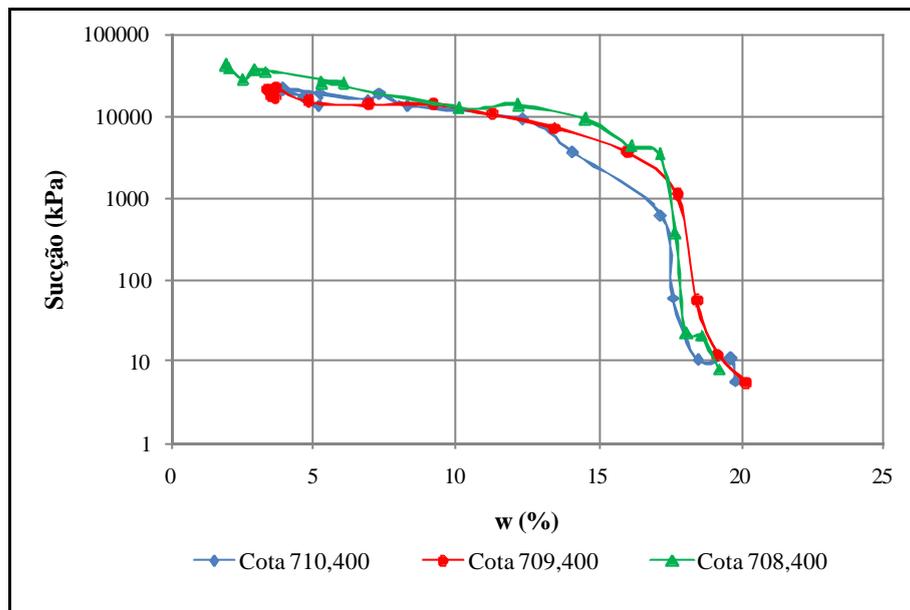


Figura 4.5 Curvas características em função da umidade

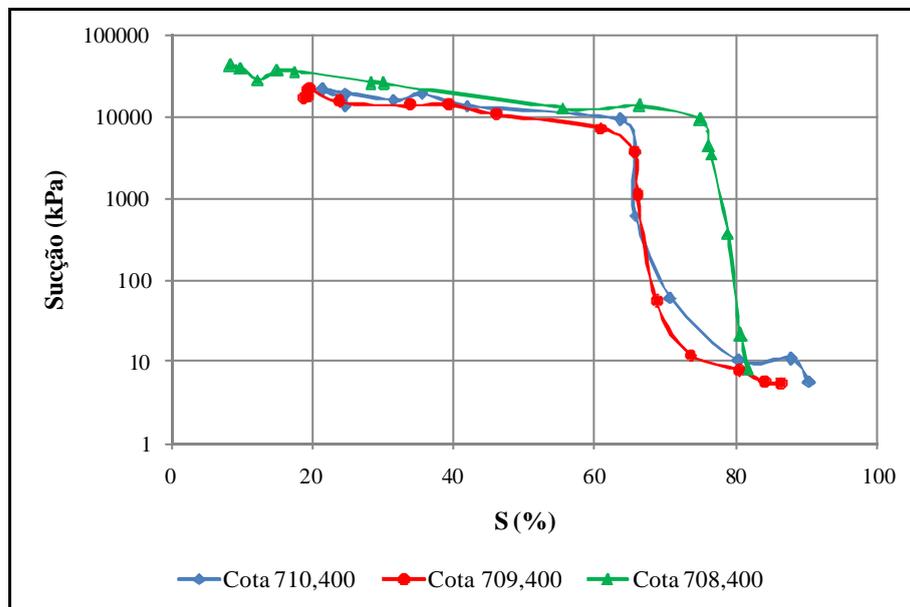


Figura 4.6 Curvas características em função do grau de saturação

O formato das curvas características depende do tipo de solo e do tamanho e distribuição de seus poros. De acordo com Aubertin *et al.* (1998), citado por Gerscovich (2001), o ponto de

entrada de ar geralmente varia entre 0,2 e 1 kPa em areias grossas, 1 e 3,5 kPa em areias médias, 3,5 e 7,5 kPa em areias finas, 7 e 25 kPa em siltes e acima de 25 kPa em argilas.

As curvas características obtidas nesta dissertação apresentaram valores do ponto de entrada de ar próximos de 10 kPa. Considerando-se os dados texturais mostrados na Tabela 4.3, para o solo sem o uso de defloculante, ou seja, em estado próximo ao natural, tem-se solos variando entre areia siltosa e silte arenoso, o que corrobora os resultados apresentados por Aubertin *et al.* (1998). Camapum de Carvalho & Leroueil (2004) mostram, no entanto, que para os solos tropicais profundamente intemperizados, agregados, tem-se duas entradas de ar, uma referente aos macroporos, que é a indicada, e outra referente aos microporos, que neste caso se situaria em torno de 10.000 kPa.

O formato das curvas representativas das cotas 710,400 e 709,400 são semelhantes, e indicam que a distribuição dos poros desse solo pode ser bimodal, ou seja, distribuição dos poros mal graduada devido a existência dos macro e microporos. A curva referente à cota 708,400 também se assemelha às demais, porém deslocada horizontalmente.

Uma característica que é comum a todas as curvas características é a elevada inclinação do trecho da curva que vai da pressão de entrada de ar dos microporos até a pressão de entrada de ar dos macroporos, o que explica a forte inclinação do ramo seco da curva de compactação (Figura 4.12).

Um solo ao ser solicitado tem o seu índice de vazios reduzido, mudando assim a curva característica. Para tensões externas, ou mesmo devido ao peso próprio, solos saturados submetidos a um aumento de sucção ou um solo seco submetido a uma redução de sucção podem, respectivamente, apresentar uma redução ou um aumento do índice de vazios. No entanto, para um índice de vazios específico tem-se uma curva característica única representativa do material, a não ser que outros fatores intervenham (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2004).

Baseados nesta análise os autores propuseram um modelo de transformação da curva característica, utilizando o índice de vazios. Este modelo facilita a análise do comportamento dos solos não saturados porque gera para o solo uma função de validade generalizada para uma mesma distribuição de poros.

As Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam as curvas características transformadas obtidas nesta pesquisa, conforme a proposta de Camapum de Carvalho & Leroueil (2004).

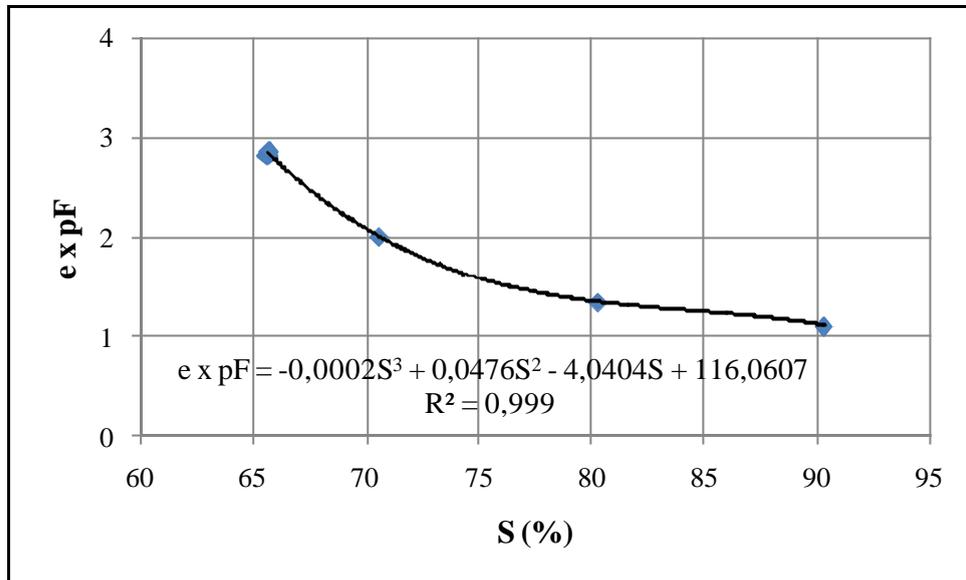


Figura 4.7 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 0,40 m

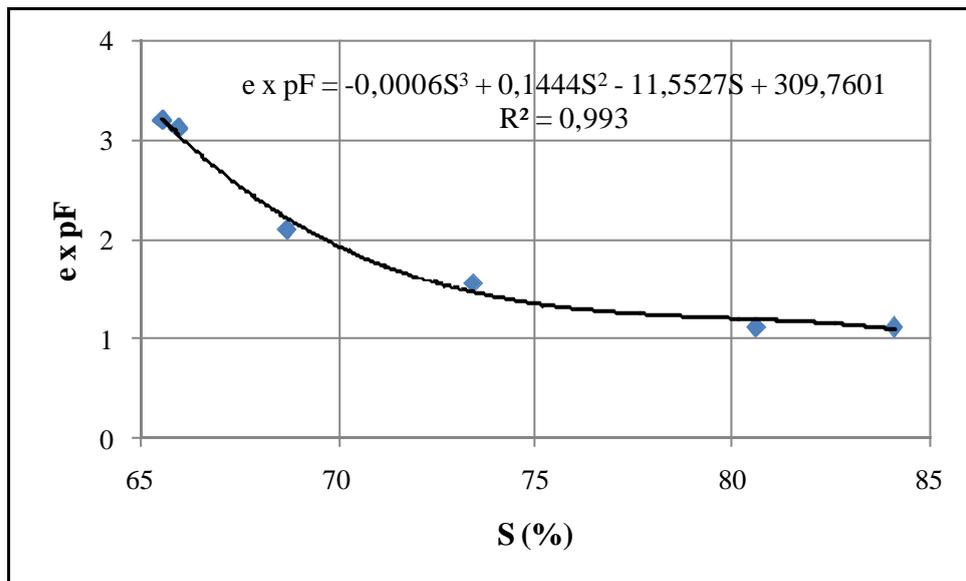


Figura 4.8 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 1,40 m

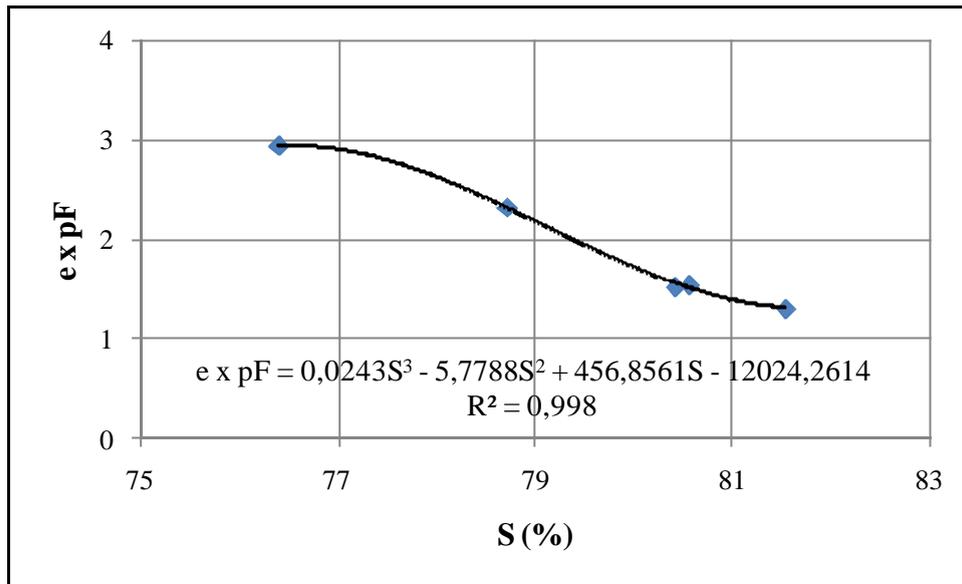


Figura 4.9 Curva característica de sucção transformada para a profundidade de 2,40 m

A transformação foi realizada somente para o trecho da curva que vai da pressão nula até a entrada de ar dos microporos, pois o solo *in situ* possui grau de saturação dentro dessa faixa (80 e 90%). É importante frisar que as equações obtidas são válidas apenas para os trechos de saturação em que foi aplicado o modelo, pois a curva apresenta outro comportamento fora desse intervalo.

A Figura 4.10 apresenta as curvas características transformadas reunidas em um só gráfico. Esse procedimento visou a obtenção de uma equação representativa de todo o material. No entanto, isso não foi possível, pois somente as curvas referentes às cotas 710,400 e 709,400 se ajustaram numa única equação. O solo presente no trecho relativo a cota 708,400 apresenta comportamento diferente dos demais, como foi verificado nos ensaios de granulometria e caracterização mineralógica, mas isso é completamente passível de acontecer, visto que o material estudado é um solo compactado, e que por mais homogêneo que ele seja não corresponde ao mesmo perfil de solo.

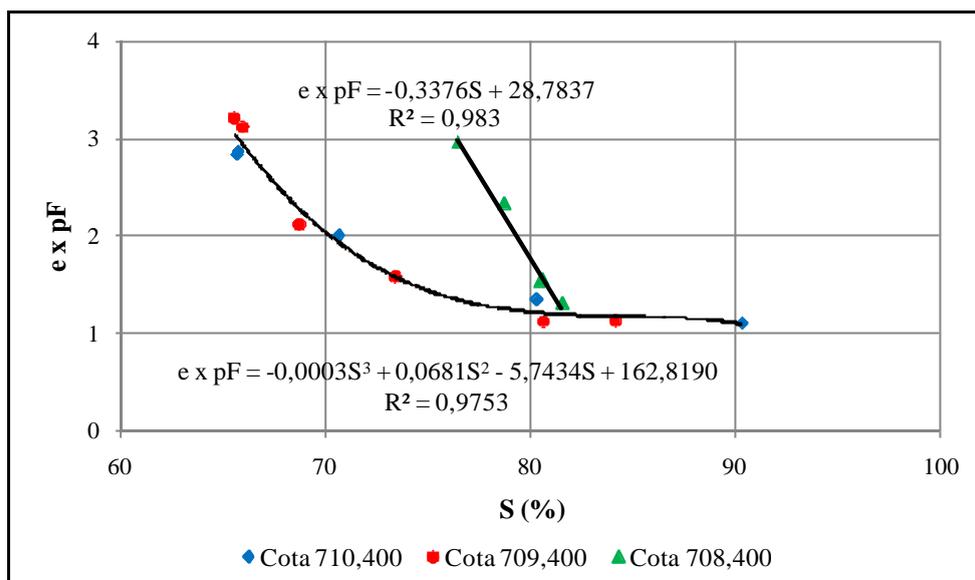


Figura 4.10 Equação representativa do perfil de solo

O modelo de transformação da curva característica de sucção sugerido por Camapum de Carvalho & Leroueil (2004) é importante do ponto de vista prático, porque a partir da curva característica de sucção de um solo é possível determinar a sua sucção para índices de vazios diferentes, sem a necessidade de realização de medidas ou acompanhamentos das variações de sucção no solo para novas condições de índice de vazios e umidade (Camapum de Carvalho & Leroueil, 2004).

4.4. COMPACTAÇÃO

Os resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal, umidade ótima e peso específico seco máximo, são apresentados na Tabela 4.4. As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam as curvas de compactação obtidas.

Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de compactação

Parâmetro	Cota / Prof. (m)		
	710,400 / 0,40	709,400 / 1,40	708,400 / 2,40
w_{ot} (%)	18,0	18,6	18,1
γ_d (kN/m ³)	17,40	17,30	17,35

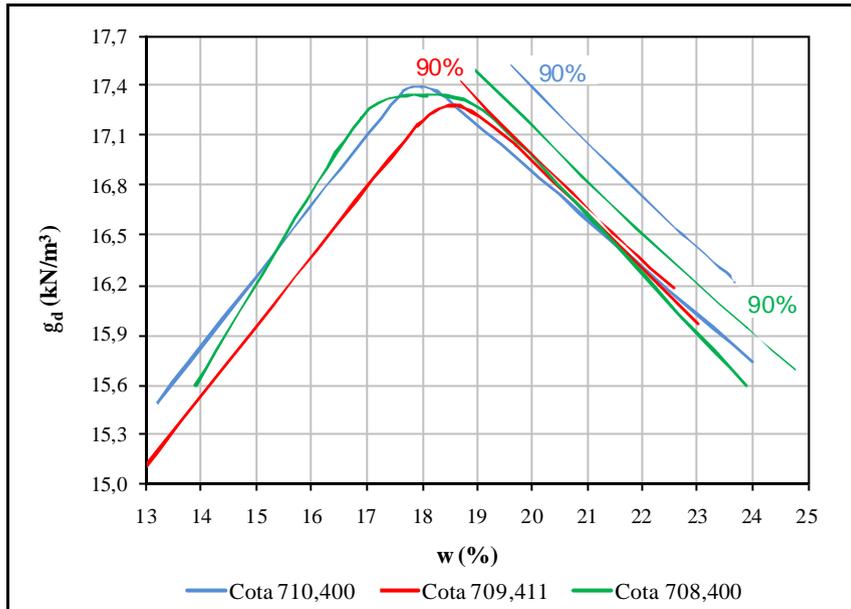


Figura 4.11 Curvas de compactação

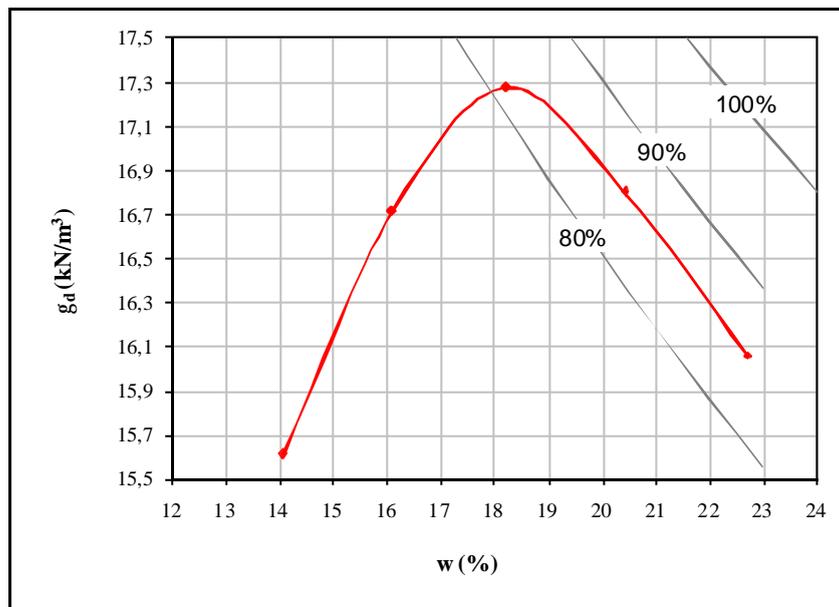


Figura 4.12 Curva de compactação média

Analisando as curvas de compactação apresentadas na Figura 4.11 conclui-se que o material utilizado para construir a parte estudada do maciço compactado apresenta propriedades semelhantes. Estes ensaios vieram a corroborar os resultados obtidos na caracterização geotécnica, onde foi identificada certa homogeneidade no material, destoando apenas, ainda que ligeiramente, nas propriedades mineralógicas e de agregação.

A Figura 4.12 apresenta a curva média de compactação, onde pode ser observada uma curva relativamente fechada, o que dá indícios do tipo de comportamento desse solo, ou seja, esse

formato de curva mostra que para pequenas variações de umidade, ao ocorrerem notáveis alterações de peso específico aparente seco, podem acontecer mudanças significativas de comportamento mecânico. O conhecimento dessa característica é de suma importância para a execução do aterro, pois com base nela, entre outros fatores, devem-se estabelecer limites mais estreitos para a variação de umidade.

Ao observar a Figura 4.13 pode-se notar que a compactação de campo foi realizada próxima à linha ótima, tendendo ao ramo úmido. Pode-se notar também a dispersão de três pontos, que embora estejam dentro da faixa de valores apresentados para umidade, possuem peso específico aparente seco bem diferente dos demais. Possivelmente, isso foi um problema de compactação pontual, isto é, pequenas zonas onde o rolo ao compactar passa mais ou menos vezes, segundo o caso.

Na Figura 4.14 os resultados apresentam tendência de crescimento do índice de vazios com o aumento da umidade, como era de se esperar, com base nos resultados de peso específico aparente seco e na pequena variação de peso específico dos grãos de ponto para ponto. Os pontos dispersos da Figura 4.13 também podem ser vistos neste gráfico.

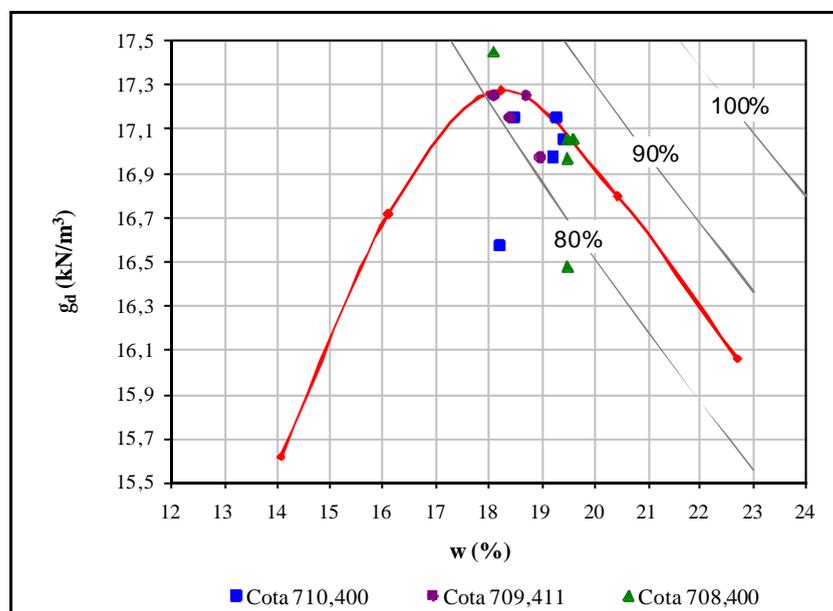


Figura 4.13 Curva média de compactação e γ_d versus w de campo

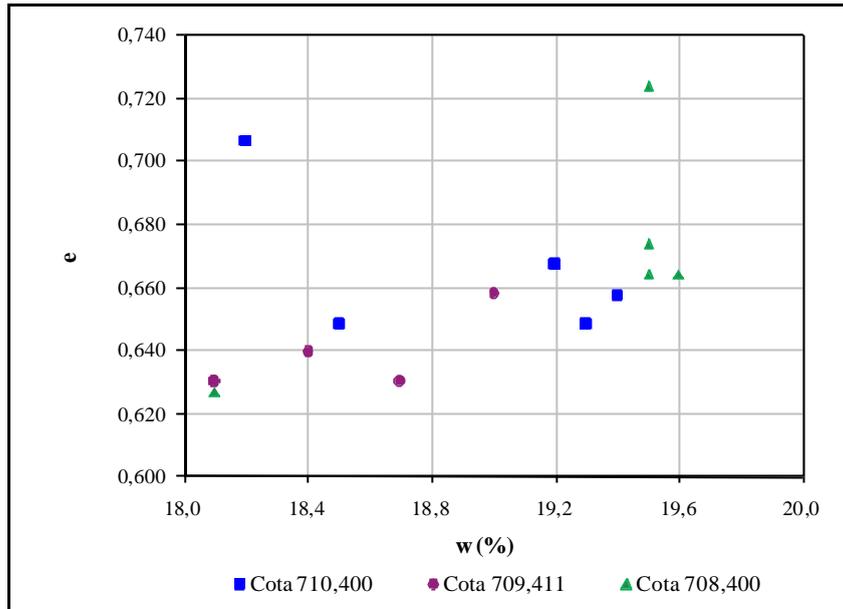


Figura 4.14 Índice de vazios *versus* umidade de campo

As Figuras 4.15 e 4.16 apresentam as curvas de isosucção matricial no sistema de eixos γ_d x w.

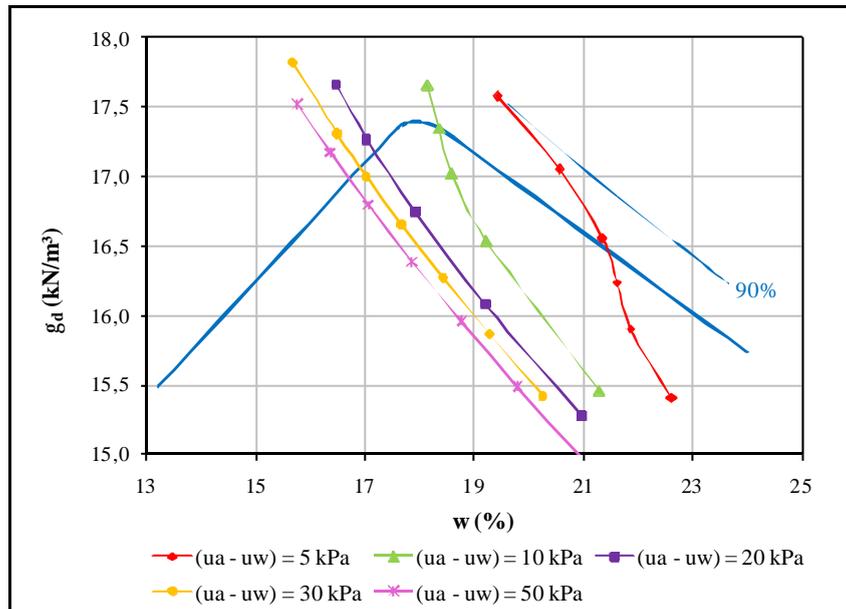


Figura 4.15 Curvas de isosucção (cota 710,400)

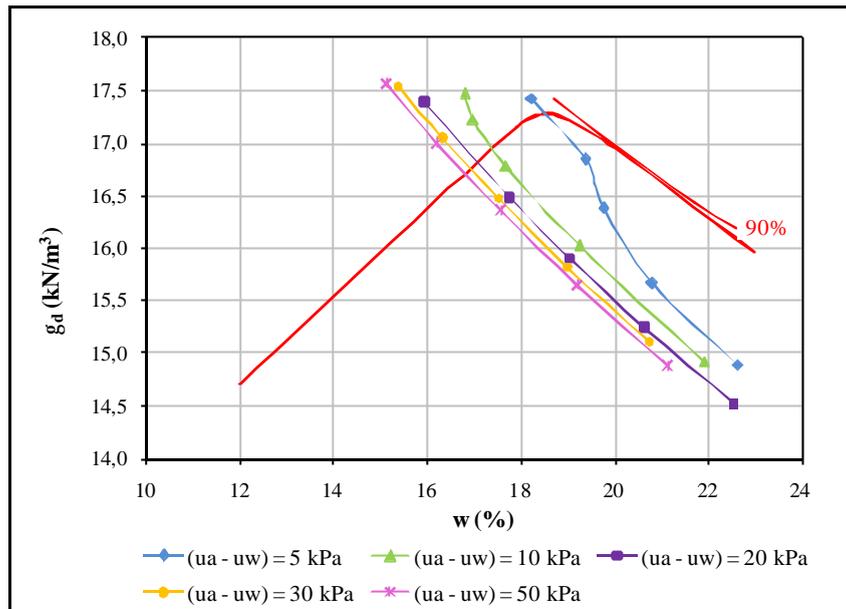


Figura 4.16 Curvas de isosucção (cota 709,400)

Considerando-se as curvas características apresentadas na Figura 4.5, observa-se que para as respectivas umidades ótimas se teria sucções de 20 e 40 kPa. No entanto, ao se considerar as curvas de isosucção mostradas nas Figuras 4.15 e 4.16, verifica-se que os valores de sucção para a condição ótima são inferiores aos oriundos das respectivas curvas características, indicando assim, um possível erro nos valores de índice de vazios utilizados na obtenção dos gráficos $e_p F$ versus grau de saturação. Devido a esse problema na determinação do índice de vazios as curvas de isosucção referentes à cota 708,400 não puderam ser definidas. Isso implica na necessidade de redefinir as variações dos índices de vazios em função da sucção, o que não será feito no escopo dessa dissertação.

As curvas de isosucção aliadas à de compactação podem oferecer informações importantes, explicando um comportamento apresentado, ou mesmo, ajudando na previsão desses comportamentos, o que é ideal na prática de engenharia, impedindo ou atenuando possíveis problemas.

A Tabela 4.5 apresenta os resultados de grau de compactação e desvio de umidade para cada camada de 20 cm.

Tabela 4.5 Grau de compactação e desvio de umidade

Cota	Prof. (m)	GC (%)	?w (%)
710,800	0,00	95,25	0,2
710,600	0,20	98,63	1,3
710,400	0,40	97,50	1,2
710,200	0,60	98,07	1,4
710,000	0,80	98,63	0,5
709,800	1,00	99,77	-0,5
709,600	1,20	99,77	-0,5
709,400	1,40	99,77	0,1
709,200	1,60	98,09	0,4
709,100	1,70	99,20	-0,2
708,900	1,90	94,96	1,4
708,700	2,10	98,35	1,4
708,400	2,40	97,78	1,4
708,200	2,60	98,35	1,5
708,000	2,80	100,61	0,0

Esta pesquisa não visa avaliar a qualidade do maciço estudado e, sim, a potencialidade do DMT em oferecer parâmetros de avaliação do aterro. Visto isso, os valores de grau de compactação e desvio de umidade não serão analisados sob o aspecto de atenderem ou não às exigências, mas de apresentarem concordância com parâmetros obtidos utilizando o DMT.

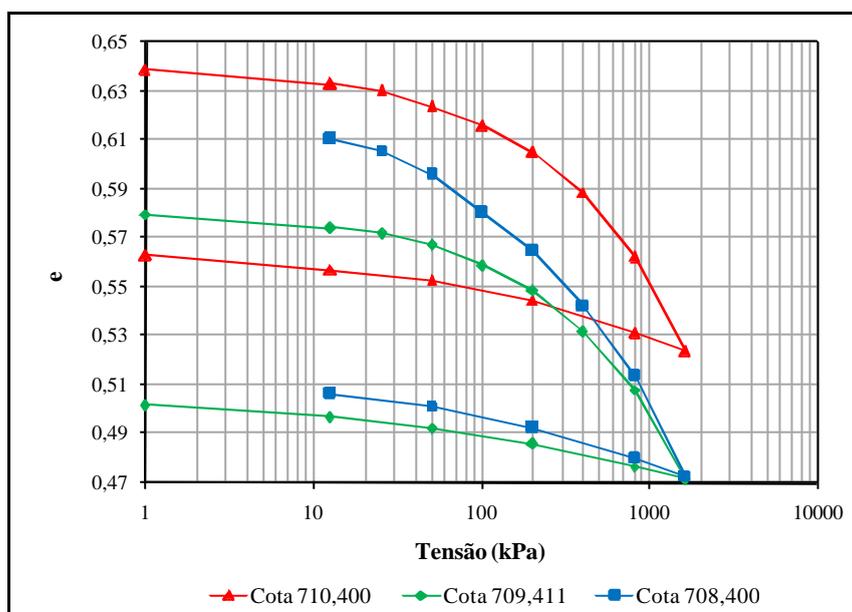
4.5. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A Tabela 4.6 apresenta os principais parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento, e as Figuras 4.17 e 4.18 as curvas de compressibilidade obtidas e a curva de compressibilidade com o índice de vazios normalizado em relação ao índice de vazios inicial. Esta normalização se faz importante por permitir uma melhor análise visual dos resultados. Os resultados apresentados foram obtidos para corpos de prova ensaiados na condição inundada, de modo a se eliminar a influência da sucção.

Tabela 4.6 Resultados dos ensaios de adensamento

Parâmetro	Cota / Prof. (m)		
	710,400 / 0,40	709,411 / 1,389	708,400 / 2,40
Cc	0,106	0,101	0,116
σ'_{PA} (kPa)	258	253	188
σ'_0 (kPa)	12	32	53
OCR	21,1	7,9	3,6
$e_{inicial}$	0,639	0,579	0,619
e_{final}	0,524	0,471	0,473
$W_{inicial}$ (%)	18,9	18,5	19,5
$S_{inicial}$ (%)	86,7	90,0	90,1
M (MPa)	8,3	8,8	4,8

Cc: coeficiente de compressibilidade σ'_{PA} : tensão de pré-adensamento σ'_0 : tensão geostática



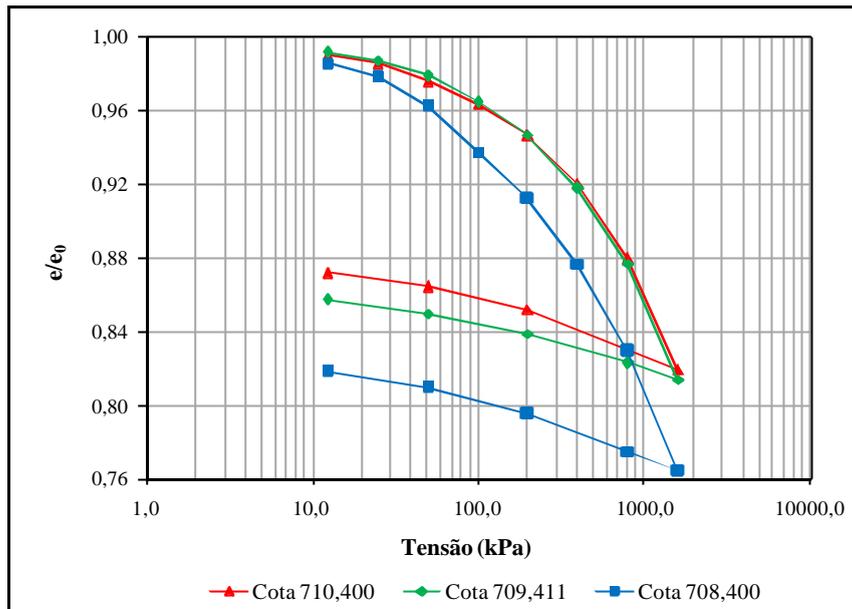


Figura 4.18 Curvas oedométricas normalizadas

Os baixos valores de coeficiente de compressibilidade (C_c) apresentados pelo material estudado são coerentes, pois se trata de solo compactado destinado ao barramento de água.

Com relação ao parâmetro OCR, os valores encontrados são elevados. Porém, a análise desse parâmetro em solos compactados é complexa, pois por definição, a razão de pré-adensamento é a relação entre a máxima tensão já impressa ao solo (σ'_{PA}) e a tensão atuante, mas no caso de solos compactados o material já foi removido do lugar de origem e, às vezes, até misturado com outros materiais. Sendo assim, o que se mede é um pseudo OCR gerado pela compactação.

Foi obtido também o módulo oedométrico M . Os valores encontrados para as cotas 710,400 e 709,400 são muito semelhantes, refletindo a similaridade que ocorre entre suas curvas de compressibilidade. Já o módulo referente à cota 708,400 é consideravelmente menor, o que pode ser notado observando o formato da sua curva oedométrica.

4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais foram realizados visando a obtenção dos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito), do coeficiente de empuxo em repouso k_0 e do módulo de deformabilidade.

4.6.1. Coesão e Ângulo de Atrito

A Tabela 4.7 e a Figura 4.19 apresentam os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos nos diversos ensaios realizados. A Tabela 4.8 apresenta os critérios de ruptura adotados em cada ensaio.

Tabela 4.7 Parâmetros de resistência do solo

Tipo de Ensaio	Parâmetro	Cota / Prof. (m)		
		710,400 / 0,40	709,411 / 1,389	708,400 / 2,40
Triaxial Adensado Não Drenado Saturado (CUSat)	c' (kPa)	21	39	10
	ϕ' (°)	35,9	30,2	39,1
	R ²	0,9831	0,9739	0,9969
Triaxial Adensado Drenado Saturado (CDSat)	c' (kPa)	26	63	53
	ϕ' (°)	31,8	30,8	32,4
	R ²	0,9997	0,9998	0,9998
Triaxial Adensado Não Drenado Natural (CUNat)	c' (kPa)	63	78	104
	ϕ' (°)	29	27	24
	R ²	0,9998	0,9974	0,9949
Triaxial Adensado Drenado Natural (CDNat)	c' (kPa)	79	71	51
	ϕ' (°)	30	31	33
	R ²	0,9994	0,9985	0,9994

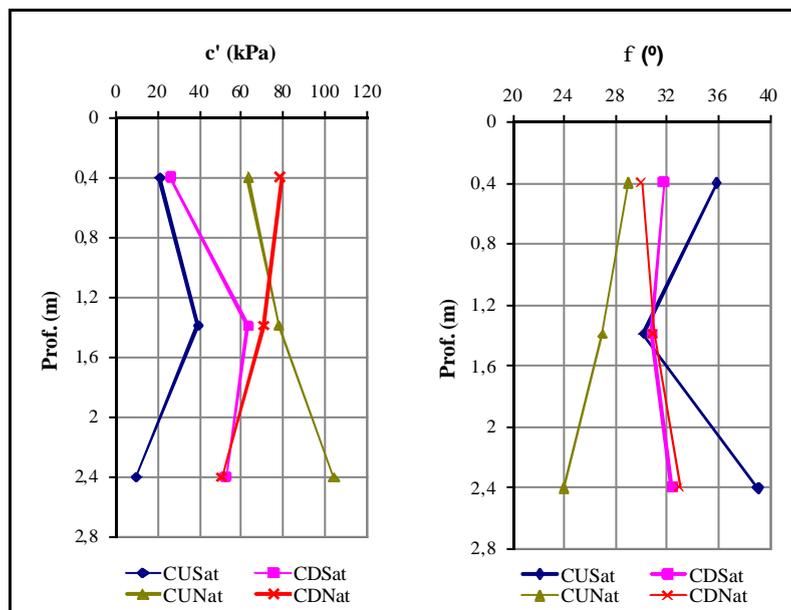


Figura 4.19 Coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo obtidos nos ensaios triaxiais

Tabela 4.8 Critérios de ruptura adotados nos ensaios triaxiais

Tipo de Ensaio	Cota / Prof. (m)		
	710,400 / 0,40	709,411 / 1,389	708,400 / 2,40
CUSat	Pressão Neutra Máxima (PNM)		
CDSat	Tensão Desvio Máxima (TDM)		
CUNat	Pressão Neutra Máxima (49 e 98 kPa)	PNM (49 e 196kPa)	
CDNat	Tensão Desvio Máxima (TDM)		

A análise dos resultados dos diversos tipos de ensaios triaxiais realizados foi cumprida segundo dois critérios de ruptura: Tensão Desvio Máxima, que é o mais comumente utilizado, e Pressão Neutra Máxima. A escolha do critério a ser adotado foi baseada no comportamento do material mediante a solicitação.

Comparando-se os resultados obtidos para o solo natural e saturado em condição drenada, observa-se que apenas a amostra 710,400 / 040 apresentou redução significativamente maior de coesão quando da saturação. Os resultados de grau de saturação inicial apresentados na Tabela 4.6 para essas amostras, explicam por si só esses resultados. Os valores da coesão aparente, ou seja, os valores encontrados nos ensaios naturais são elevados, o que era esperado, pois se trata de um solo não saturado, onde a sucção está atuando plenamente. Análises mais acuradas, relacionando os valores da coesão com a sucção atuante, não serão realizadas devido este parâmetro não ser o objeto maior desse estudo.

Os ângulos de atrito obtidos nos ensaios drenados apresentaram-se semelhantes, independente do estado de saturação. Já nos ensaios não drenados houve certa dispersão nos resultados. Assim, complementarmente a esses resultados, foram calculados a coesão e o ângulo de atrito médios, utilizando as trajetórias de tensões obtidas com a realização desses ensaios, que se mostraram bem concordantes, e estão apresentadas na Figura 4.20. Os valores encontrados foram de 24,2 kPa e 36,4°.

As variações de comportamento registradas para os ensaios não drenados e não saturados são de difícil análise, pois não se sabe ao certo como variaram as pressões neutras durante o ensaio.

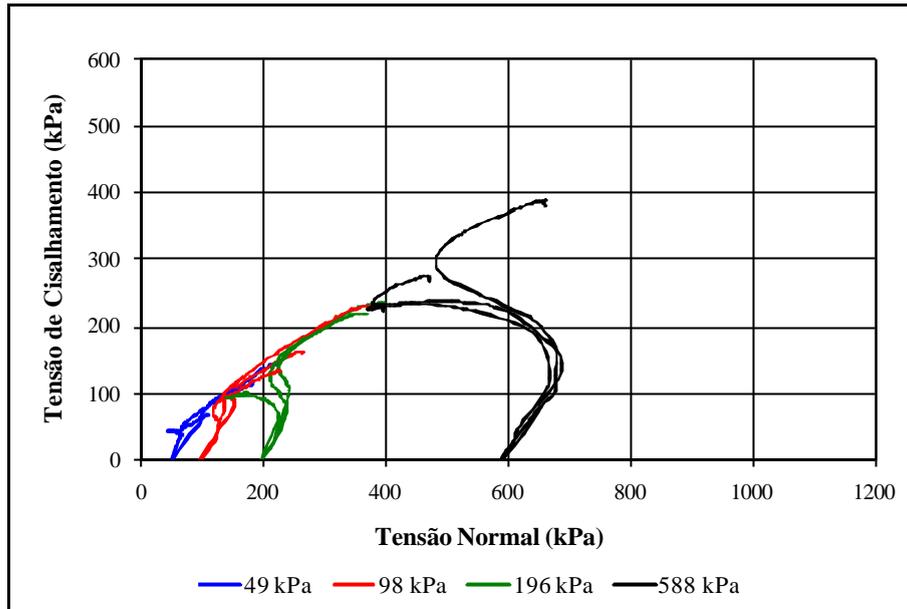


Figura 4.20 Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais

Os valores de ângulo de atrito encontrados, aparentemente elevados para a textura, não são raros nesse tipo de solo.

4.6.2. Coeficiente de Empuxo em Repouso k_0

Para a obtenção do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) foram realizados ensaios de compressão triaxial tipo k_0 , para as condições de umidade natural e saturada. A Tabela 4.9 apresenta os valores de k_0 encontrados.

No estado saturado, como os ensaios foram realizados em condições drenadas, as tensões podem ser consideradas como efetivas. No entanto, para o estado não saturado, apesar dos ensaios terem sido realizados em condições drenadas, as tensões não podem ser consideradas como efetivas. Nesse caso, a Equação 4.1 proposta por Camapum de Carvalho (1985) foi empregada, ou seja, aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais tipo k_0 nat foi acrescentado o efeito da sucção.

$$k_0 = \frac{s'_h}{s'_v} = \frac{s_h + (u_a - u_w) \times \frac{\tan f^b}{\tan f}}{s_v + (u_a - u_w) \times \frac{\tan f^b}{\tan f}} \quad (4.1)$$

Os valores de sucção utilizados foram determinados pelas equações oriundas dos gráficos de $(e \text{ x } pF)$ versus S_r . Como o valor de ϕ^b era desconhecido, a relação $\tan\phi^b/\tan\phi'$ foi adotada como igual a 1, pois o valor de ϕ^b se aproxima do valor de ϕ' quando ocorre a oclusão da fase ar. Nos solos compactados essa condição se dá a partir da umidade ótima, e os resultados mostrados na Figura 4.13 indicam que esse é o caso no presente estudo. Os resultados médios encontrados estão apresentados na Tabela 4.9. A Figura 4.21 apresenta as trajetórias de tensões para o solo não saturado considerando-se tensões totais e o efeito da sucção incorporado na equação 4.1.

Tabela 4.9 Coeficiente de Empuxo em Repouso (k_0)

Parâmetro	Condição	Cota / Profundidade (m)		
		710,400 / 0,40	709,411 / 1,389	708,400 / 2,40
K_0	Natural	0,482	0,496	0,441
	Saturado	0,554	0,494	0,402
	Nat efetivo	0,478	0,475	-

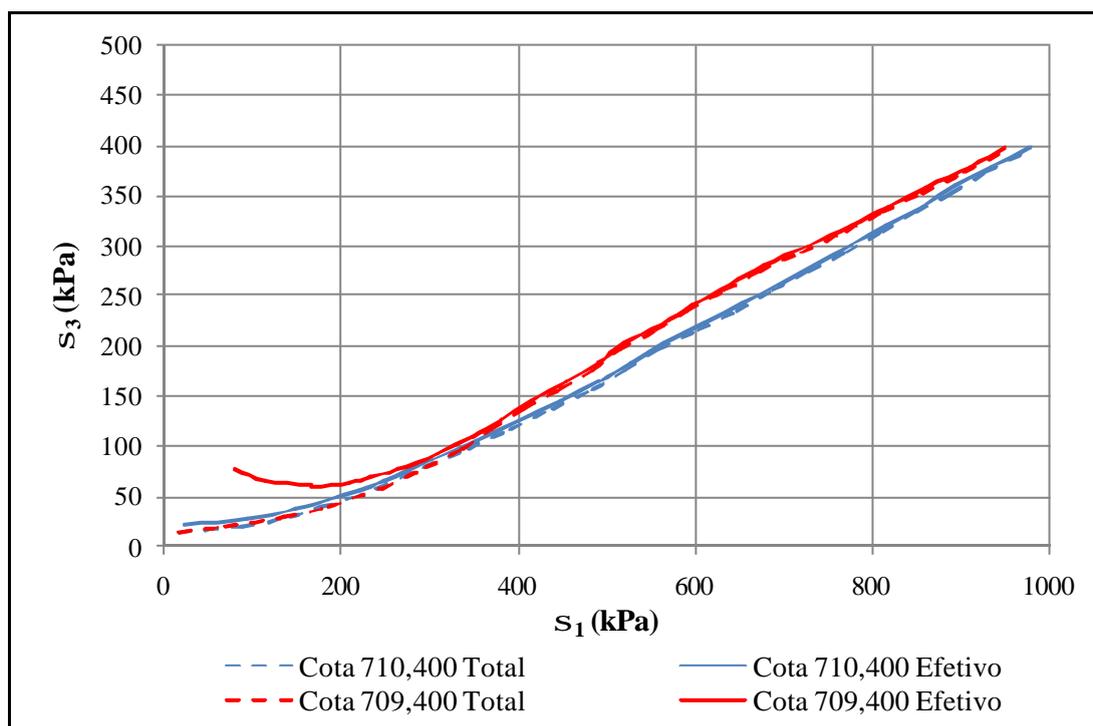


Figura 4.21 Trajetórias de tensões seguidas nos ensaios triaxiais tipo k_0 nat

O valor de k_0 nat efetivo para a cota 708,400 não pode ser determinado devido o grau de saturação inicial da amostra utilizada no ensaio estar acima do limite superior da faixa onde a equação $e \text{ x } pF$ foi definida.

Os resultados mostraram-se muito próximos, tanto os determinados em condição de umidade diferente, como os obtidos em termos de tensão total ou efetiva.

Analisando melhor a essência do ensaio triaxial k_0 , verifica-se que ele é análogo ao ensaio oedométrico, pois, em ambos, uma tensão vertical é aplicada sem permitir a deformação lateral. Sendo assim, o módulo oedométrico, a tensão de pré-adensamento e, conseqüentemente, o OCR, também foram determinados a partir do triaxial k_0 nat. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 Parâmetros adicionais obtidos nos ensaios triaxiais tipo k_0

Ensaio	Cota / Profundidade (m)		
	710,400 / 0,40	709,400 / 1,40	708,400 / 2,40
M nat (MPa)	14,2	17,6	25,3
M nat efet (MPa)	12,6	14,1	-
σ'_{PA} (kPa)	280	325	260
OCR	23,3	10,2	4,9

Os valores de módulo oedométrico determinados pelo triaxial k_0 são superiores aos determinados pelo ensaio oedométrico convencional correspondente à condição saturada. Os módulos encontrados em termos de tensões efetivas também se apresentaram menores do que os encontrados em termos de tensões totais, o que é coerente, pois neste caso a parcela do módulo devida à sucção é desconsiderada.

As tensões de pré-adensamento determinadas neste ensaio, como os módulos, são superiores às determinadas nos ensaios de adensamento e conseqüentemente, os valores de OCR também o são. O motivo é o mesmo em todos, ou seja, a amostra ensaiada no triaxial tipo k_0 encontrava-se em condição natural, sofrendo influência da sucção.

4.6.3. Módulo de Young (E)

A Tabela 4.11 apresenta os valores dos módulos de Young tangentes iniciais encontrados utilizando as curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais. Eles foram calculados para todos os tipos de ensaio, nas duas condições de umidade e para todas as tensões confinantes.

O critério de escolha pelo módulo tangente inicial foi baseado simplesmente na possibilidade de relacioná-lo ao módulo obtido utilizando o DMT, que para solos coesivos fornece correlações apenas com o E_i .

Tabela 4.11 Módulos de Young Tangentes Iniciais (E_i) Obtidos dos Ensaio Triaxiais

Cota (m)	σ_c (kPa)	E_i (Mpa)				
		CDSat	CUSat	CDNat	CUNat	Média
710,400	49	177,5	52,2	185,5	168,9	177,3
	98	258,2	100,3	168,7	242,6	223,2
	196	101,1	-	102,5	230,0	101,8
	588	480,8	92,2	375,0	332,1	396,0
709,411	49	36,2	104,3	192,9	165,8	154,3
	98	131,3	119,3	269,0	18,3	173,2
	196	205,0	88,8	248,7	8,7	226,9
	588	75,7	55,6	348,1	86,1	72,5
708,400	49	125,4	73,5	123,4	159,6	136,1
	98	168,8	99,8	210,2	120,1	149,7
	196	201,8	78,8	219,6	288,8	236,7
	588	458,7	94,5	414,9	334,2	402,6
Média	49,0	151,5	76,7	167,3	164,8	155,9
	98,0	186,1	106,5	216,0	181,4	182,0
	196,0	203,4	83,8	234,2	259,4	231,8
	588,0	469,8	93,4	379,3	333,2	399,3

De uma forma geral, os resultados não se apresentaram dependentes do tipo de ensaio realizado, com exceção dos obtidos pelo CUSat, onde os menores valores foram verificados. Isso pode ter ocorrido devido à condição não drenada imposta à amostra saturada. Em condições drenadas, como mostram os resultados do CDSat, tem-se a tendência dos demais. Vale ressaltar, que os ensaios realizados com amostra em estado natural utilizaram pedra porosa saturada em sua base, podendo com isso ter diminuído os valores do módulo, pois a pedra termina passando umidade para amostra, fazendo com que ela deforme mais na região que ocorreu o aumento de umidade.

Os módulos não cresceram com a profundidade. Essa tendência foi observada com o aumento da tensão confinante, e fica mais nítida analisando a média entre eles, que exclui os valores dispersos. Essa constância ao longo do perfil reflete a homogeneidade da compactação.

A análise desse parâmetro é extremamente complexa devido às variáveis envolvidas e, também, pela escassez de informações sobre o assunto.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE CAMPO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de campo DMT.

São apresentados também os parâmetros geotécnicos estimados a partir desse ensaio, como ângulo de atrito (ϕ), razão de pré-adensamento (OCR), coeficiente de empuxo no repouso (k_0), peso específico natural, módulo de Young (E) e oedométrico (E_{oed}). Estes parâmetros foram analisados com base nos resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

5.1. ENSAIOS DMT

A Figura 5.1 apresenta as pressões p_0 e p_1 , que são as correções das leituras A e B, obtidas nos ensaios dilatométricos realizados.

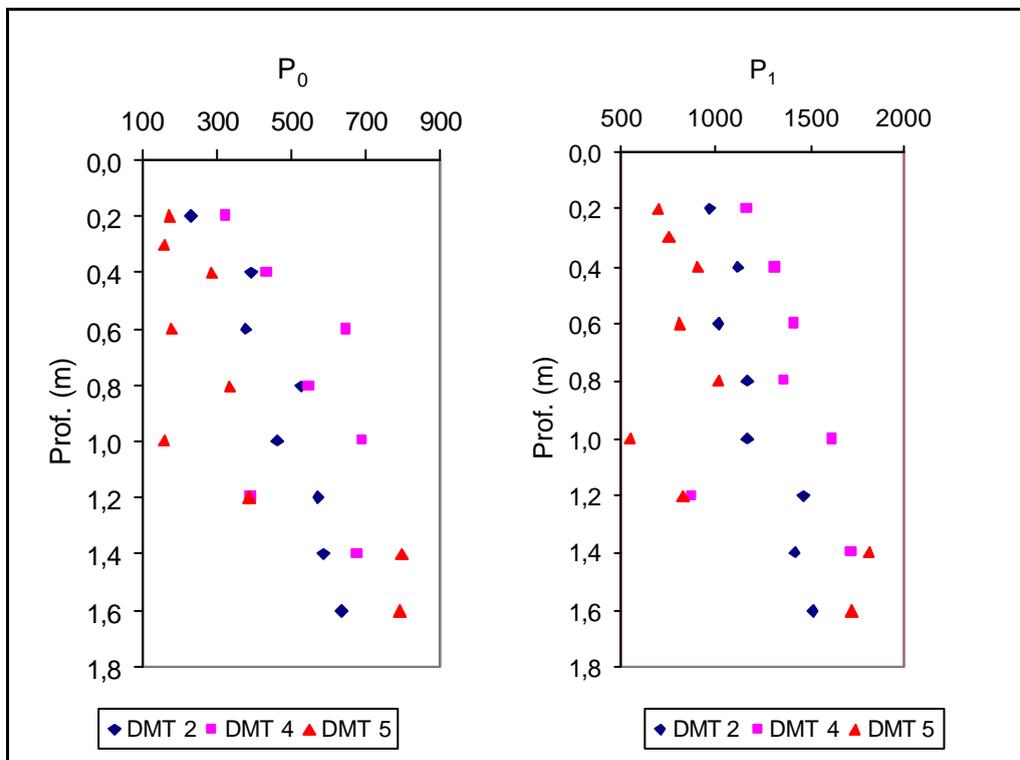


Figura 5.1 Pressões P_0 e P_1

Conforme descrito no Capítulo 3, foram realizadas cinco sondagens dilatométricas. No entanto, o equipamento apresentou problemas na realização das sondagens 1 e 3, sendo descartados esses ensaios.

Os valores de p_0 e p_1 obtidos nos ensaios para esta dissertação são altos, porém, vale lembrar que os ensaios foram realizados em solo compactado. Portanto, é natural que eles apresentem resistência elevada.

Os resultados dos ensaios DMT 2 e 4 são semelhantes, tendendo a crescer com a profundidade, para ambas as pressões (p_0 e p_1). A sondagem DMT 5 apresentou os menores valores e não acompanhou a tendência apresentada pelas outras.

A Figura 5.2 apresenta os índices dilatométricos obtidos utilizando as pressões p_0 e p_1 .

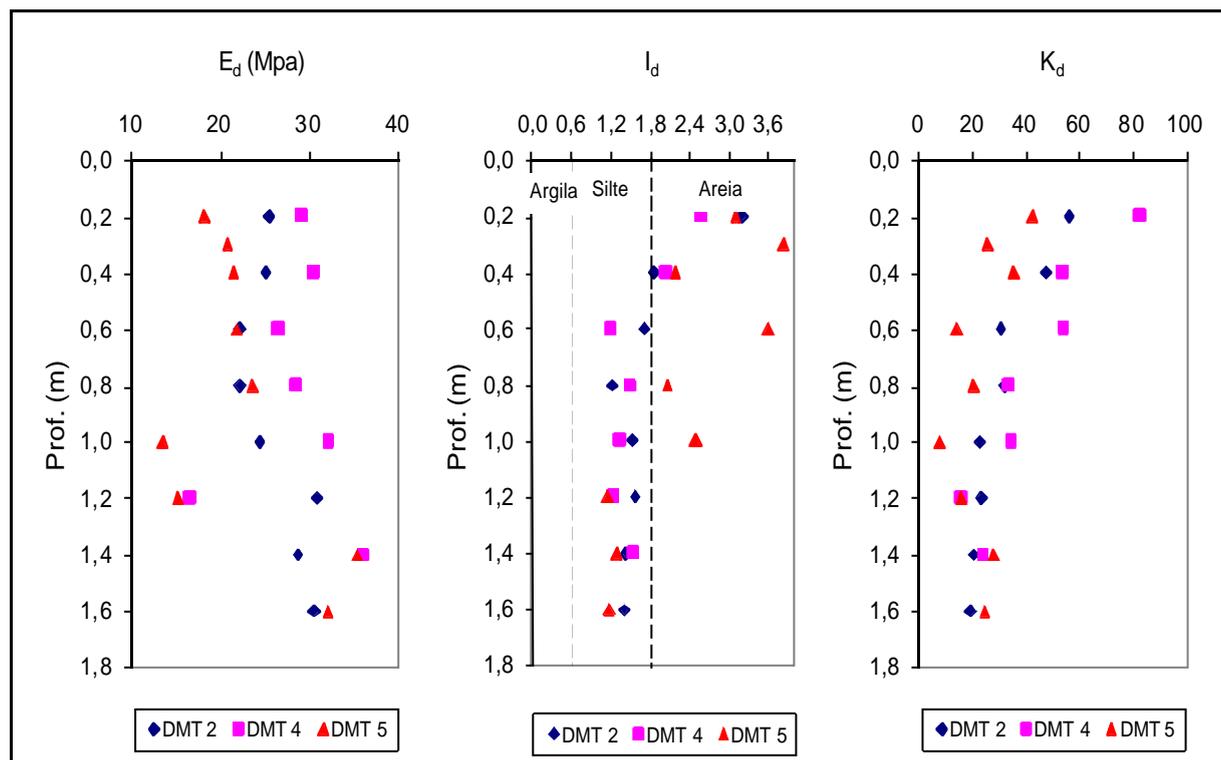


Figura 5.2 Índices Dilatométricos: módulo dilatométrico, índice do material e índice de tensão horizontal

Os valores de módulo dilatométrico (E_d), assim como os de p_0 e p_1 , apresentaram um leve crescimento com a profundidade. Esse parâmetro é encontrado multiplicando uma constante pela diferença entre essas pressões (Eq. 2.4).

O índice do material (I_d) foi calculado pela Equação 2.5. Este índice enquadró o material estudado em uma faixa que vai de uma areia siltosa a um silte arenoso. Essa estimativa do tipo de solo utilizando o DMT aproximou-se melhor dos resultados de granulometria sem defloculante, o que também foi observado por Mota (2003). De acordo com Marchetti (1980) I_d não fornece informações detalhadas da distribuição granulométrica dos solos, mas reflete o seu comportamento mecânico. Assim sendo, a classificação dos solos via DMT pode ser uma boa indicação de seu comportamento.

O índice de tensão horizontal foi encontrado utilizando a Equação 2.6, onde k_d é a relação entre p_0 e a tensão vertical efetiva. Esse parâmetro apresentou valores extremamente elevados, podendo vir a comprometer os parâmetros geotécnicos nele baseados.

5.2. ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A seguir são apresentados os parâmetros geotécnicos obtidos por correlações com o DMT e em ensaios de laboratório, visando analisar a potencialidade desse ensaio de campo na estimativa de parâmetros necessários a avaliação de maciços compactados. Destaca-se que as correlações existentes são de caráter empírico e destinadas a solos naturais da Europa, quase sempre saturados. Sua utilização em solos tropicais e em solos não saturados deve ser precedida de ensaios para validação local.

5.2.1. COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO (K_0)

O coeficiente de empuxo em repouso (k_0) foi calculado utilizando as correlações propostas por Marchetti (1980), Lunne *et al.* (1997) e Lacasse & Lunne (1988), todas destinadas a solos argilosos. A Figura 5.3 apresenta os resultados obtidos via correlação e via ensaios triaxiais tipo k_0 .

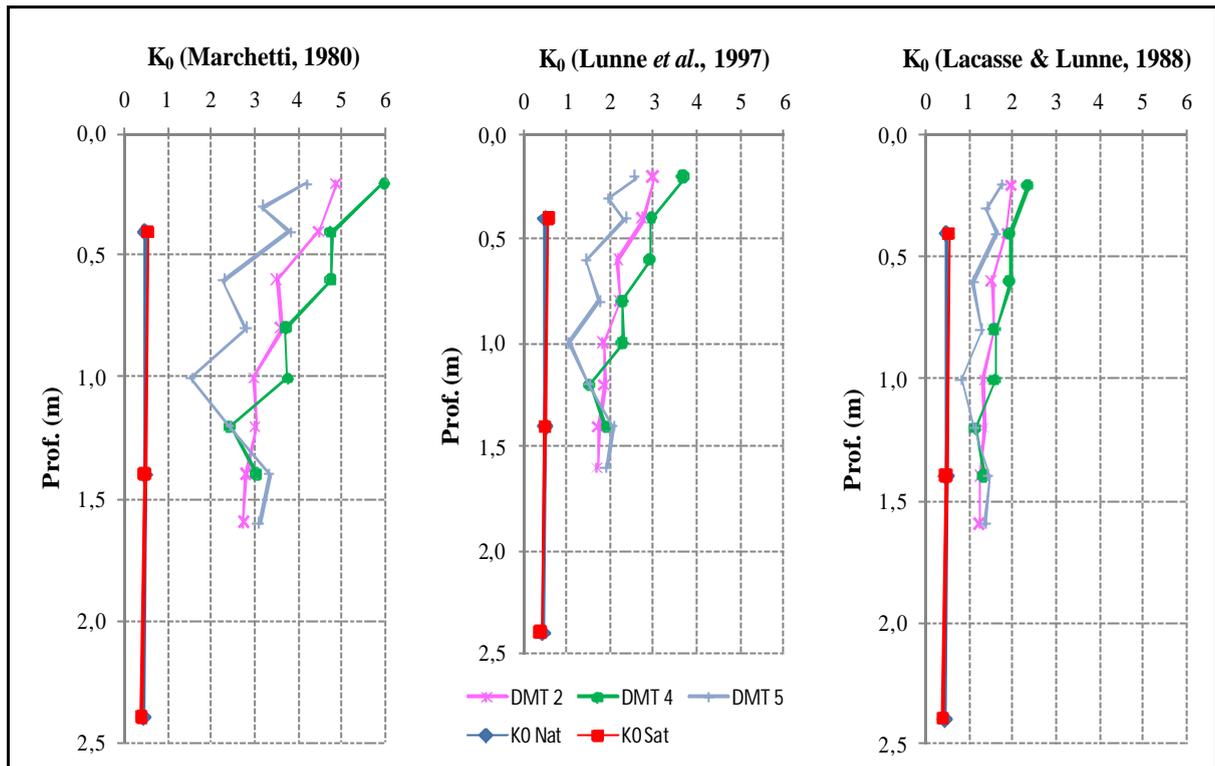


Figura 5.3 Coeficiente de empuxo em repouso obtido nos ensaios triaxiais tipo k_0 e pelo DMT

Os valores de k_0 fornecidos pelas correlações ficaram extremamente superiores aos obtidos em laboratório. No entanto, a obtenção de k_0 em laboratório também é muito discutida. Para esta dissertação não tomaremos os resultados encontrados nos ensaios triaxiais tipo k_0 como corretos, mas sim, como referência, pois a utilização do DMT na estimativa desse parâmetro necessita de um ponto de partida.

Das equações analisadas, a sugerida por Lacasse & Lunne (1988) é a que se aproxima melhor dos ensaios referência, como pode ser observado na Figura 5.3. Assim sendo, essa proposta será avaliada com maior esmero.

A Equação 2.25 (Lacasse & Lunne, 1988) é baseada no índice de tensão horizontal k_d . Esse índice, por sua vez, é calculado utilizando a Equação 5.1, anteriormente apresentada no capítulo de revisão bibliográfica e reapresentada aqui com a inclusão da sucção.

$$K_d = \frac{p_0 - u_0}{\mathbf{s}'_{v0}} = \frac{p_0 - u_0}{\mathbf{s}'_{vpp} + S} \quad (5.1)$$

Onde, u_0 foi considerado igual a zero.

Essa consideração não implica em erros significativos na leitura, pois como o solo estudado era não saturado a pressão existente nos poros era negativa, ou seja, havia sucção, e seus efeitos no solo estavam sendo devidamente contabilizados, visto que nas leituras das pressões alcançadas esse fator estava indiretamente inserido. No entanto, a tensão vertical efetiva (σ'_{v0}) não foi medida no ensaio, somente se calculou as tensões totais sem que se levasse em conta o efeito da sucção, podendo estar neste ponto uma possível falha. A sucção não altera a tensão devida ao peso próprio, mas gera uma pressão que pode ser considerada isotrópica, sendo que seu efeito horizontal é considerado nas leituras do dilatômetro, mas, a componente de tensão vertical que interfere no comportamento medido não é levada em conta quando se considera apenas o peso próprio da camada de solo que se sobrepõe ao ponto ensaiado.

Partindo deste princípio, foi realizada uma retro análise nos resultados obtidos da seguinte maneira: na equação proposta por Lacasse & Lunne (1988) foram inseridos os valores de k_0 de laboratório e encontrados valores de k_d correspondentes, que, em seguida, foram lançados na Equação 5.1, obtendo assim valores de tensão vertical efetiva. Desses valores foram subtraídos os da tensão vertical calculada (peso próprio), restando somente a parcela referente à sucção. Os resultados foram plotados na Figura 5.4, juntamente com as curvas características destes materiais, considerando-se as umidades oriundas do poço de inspeção.

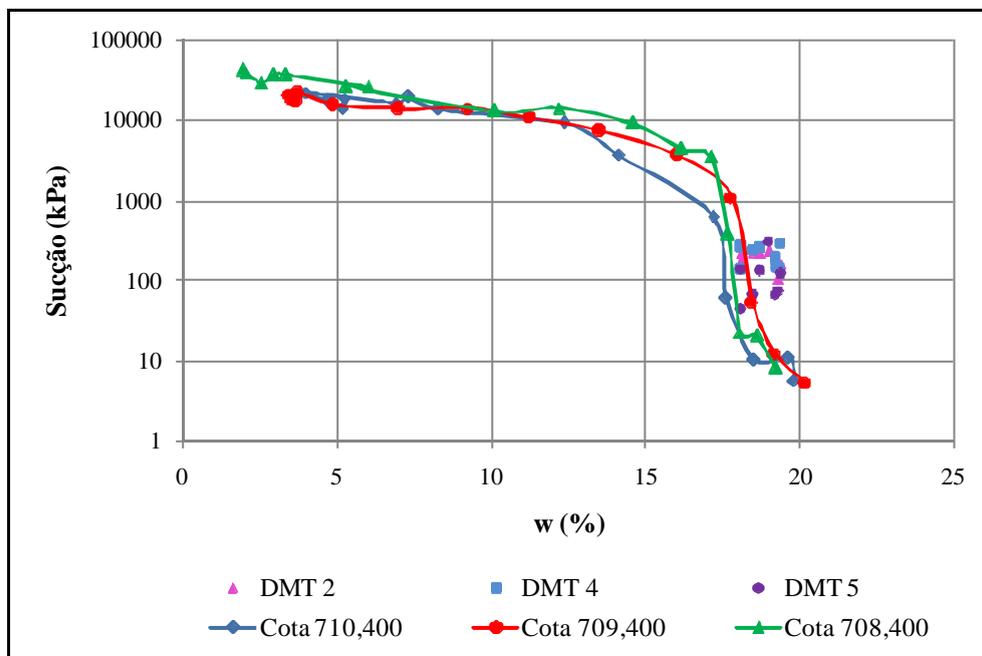


Figura 5.4 Curvas características dos solos estudados e sucção atuante nos pontos dos ensaios DMT

Considerando as umidades oriundas do poço de inspeção, os valores de sucção encontrados pelo procedimento de retro análise aplicado são superiores aos realmente atuantes. No entanto, analisando a Figura 5.4, observa-se que estes estão próximos às curvas e que há um certo paralelismo entre eles e as curvas, indicando que a hipótese acima levantada pode estar no caminho certo.

Na Figura 5.4 as umidades utilizadas como correspondentes as sucções encontradas na retro análise foram as determinadas experimentalmente. Sendo assim, vislumbrou-se encontrar as umidades realmente relativas aos valores de sucção segundo as curvas características, ou seja, como a sucção determinada era maior do que a atuante, logicamente a umidade correspondente seria menor para que os pontos se ajustassem às curvas características. Utilizando as curvas características representativas de cada profundidade, estas umidades foram obtidas, e estão apresentadas na Figura 5.5 e na Tabela 5.1, conjuntamente com os valores experimentais. Os pares de valores encontrados estão situados no trecho vertical das curvas, onde para mudanças consideráveis na sucção não ocorrem grandes variações no teor de umidade.

Tabela 5.1 Umidades determinadas experimentalmente e obtidas utilizando a curva característica

Prof. (m)	Poço	DMT 2	DMT 4	DMT 5
	w (%)			
0,20	19,3	17,55	17,55	17,55
0,40	19,2	17,55	17,55	17,55
0,60	19,4	17,55	17,55	17,6
0,80	18,5	17,55	17,55	17,55
1,00	18,1	18,25	18,20	18,55
1,20	18,1	18,20	18,30	18,3
1,40	18,7	18,20	18,20	18,15
1,60	19,0	18,20	-	18,15

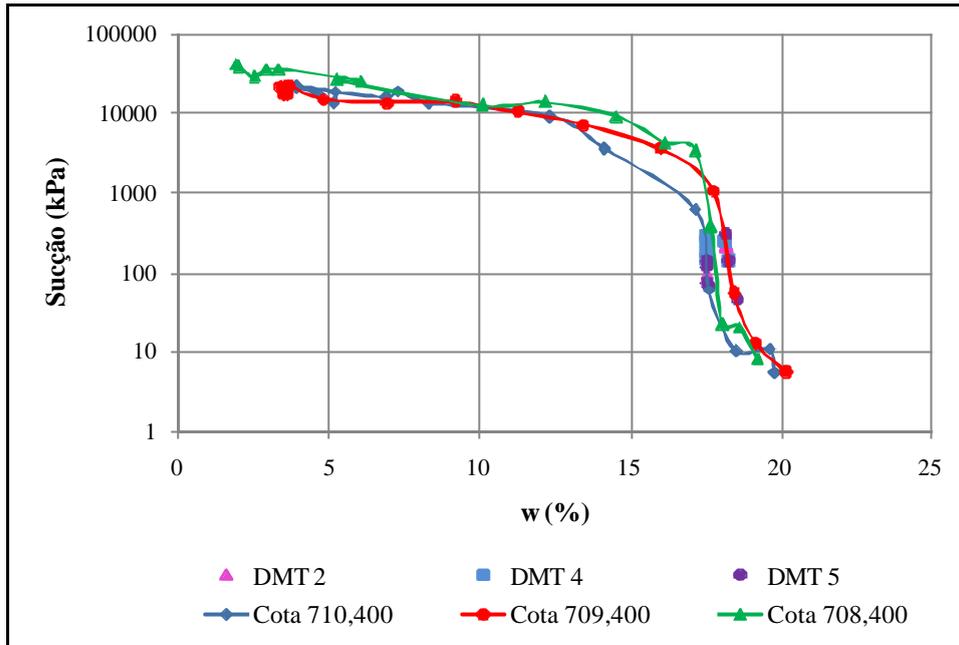


Figura 5.5 Curvas características dos solos estudados e sucção atuante nos pontos dos ensaios DMT

As análises realizadas anteriormente apontaram para a necessidade de consideração dos efeitos da sucção no parâmetro k_0 estimado pelo DMT. Desse modo, foram determinados valores de sucção baseados na umidade do poço e, com isso, corrigidos os valores de k_0 . Os resultados encontrados estão apresentados na Figura 5.6.

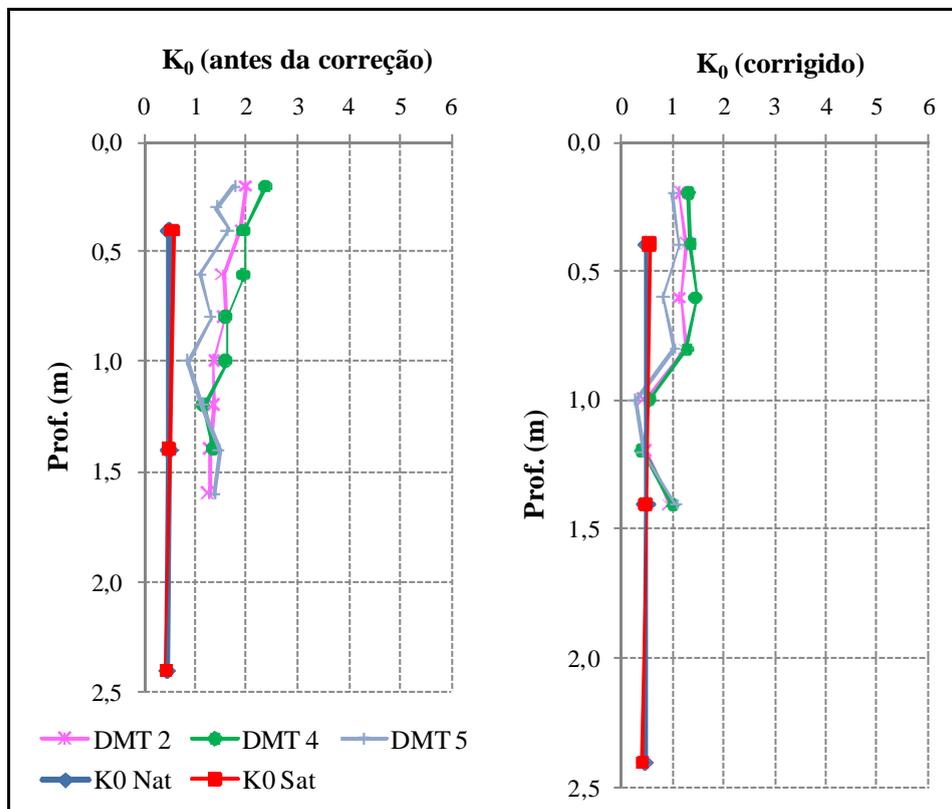


Figura 5.6 k_0 estimados pela proposta de Lacasse e Lunne (1988) corrigidos e sem correção

A correção aproximou os valores de k_0 obtidos com o DMT dos determinados em laboratório, no entanto, somente nas camadas de 1,0 m e 1,2 m eles coincidiram. Essas camadas são as que possuem valores de sucção mais elevados.

A influência da sucção no k_0 encontrado pelo DMT foi indicada nos resultados obtidos nesta pesquisa, porém a correção aplicada não ajustou completamente os resultados. Essa diferença pode ser devida a curva característica utilizada, que deve representar de forma mais fiel possível o solo em questão.

5.2.2. OCR

O cálculo do coeficiente de pré-adensamento (OCR) foi realizado utilizando as correlações propostas por Marchetti (1980), Marchetti & Crapps (1981), Lacasse & Lunne (1988), Lunne *et al.* (1989), todas também destinadas aos solos argilosos, e os resultados dos ensaios de laboratório (adensamento e triaxial tipo k_0 sem a consideração da sucção “total”). No caso do laboratório, como os ensaios oedométricos foram realizados apenas para a condição saturada, o valor de OCR foi determinado, também, a partir dos resultados do triaxial tipo k_0 , em condição natural. A Figura 5.7 e a Tabela 5.2 apresentam os resultados encontrados.

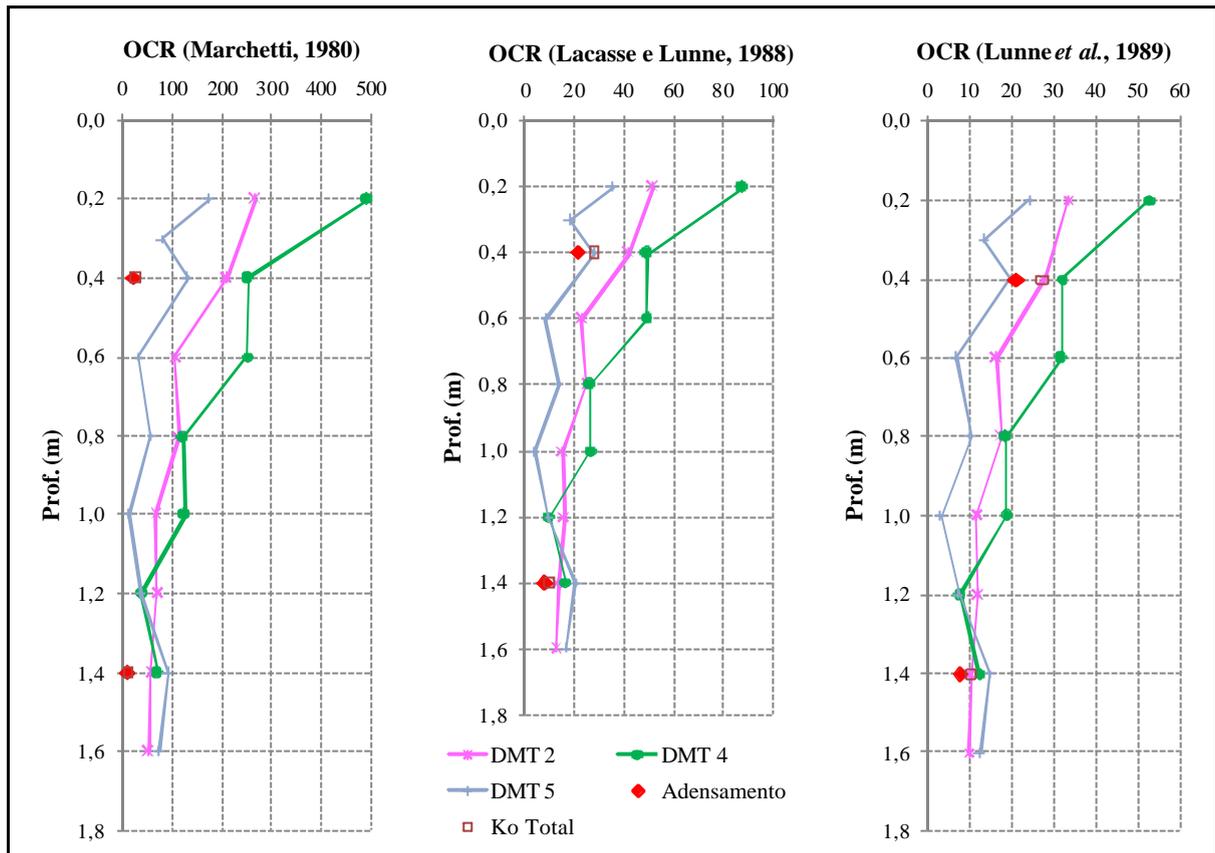


Figura 5.7 OCR calculado dos ensaios de compressão oedométrica e do DMT

Tabela 5.2 OCR calculado pela proposta de Marchetti & Crapps (1981)

Prof. (m)	OCR		
	DMT 2	DMT 4	DMT 5
0,2	14856,5	8671,0	5937,8
0,4	756,0	1026,3	598,9
0,6	322,2	250,3	1087,8
0,8	354,2	388,8	164,4
1,0	180,9	396,9	44,3
1,2	192,6	94,6	37,1
1,4	149,4	198,7	271,7
1,6	136,7	-	72,9

Avaliando os valores de OCR obtidos com as correlações sugeridas para o ensaio dilatométrico, verifica-se que elas superestimam este parâmetro. A equação desenvolvida por Lunne *et al.* (1989) é a que melhor se aproxima dos resultados determinados em laboratório, no entanto, estes também apresentaram-se superiores ao esperado.

A obtenção deste parâmetro em laboratório consiste, apenas, na determinação da tensão de pré-adensamento, que nesta pesquisa foi realizada utilizando as curvas de compressibilidade do ensaio de adensamento e do triaxial tipo k_0 , pois a tensão geostática é somente calculada. Esse cálculo não considera os efeitos da sucção atuante no material, podendo induzir a erros significativos nos resultados. Outro aspecto a ser lembrado diz respeito ao fato de que o pré-adensamento é fruto da compactação, nela interferindo aspectos como peso do rolo, forma e dimensão das patas ou pressão dos pneus, dependendo da situação, e umidade de compactação.

Assim como para a estimativa do k_0 , as correlações propostas para o OCR são baseadas no índice dilatométrico k_d , que utiliza um valor de tensão geostática calculado, desconsiderando os efeitos da sucção.

Como os resultados obtidos, tanto em laboratório (triaxial k_0), como por correlação, apresentaram-se elevados, e, ambos, não levavam em conta a influência da sucção, uma análise incluindo este parâmetro foi realizada, visando avaliar sua possível interferência. Essa análise, porém, foi aplicada apenas aos ensaios triaxiais tipo k_0 e a proposta de Lunne *et al.* (1989), por ter indicado resultados aparentemente mais ajustados ao esperado.

Para os resultados do ensaio k_0 a tensão de pré-adensamento determinada anteriormente foi mantida e a sucção adicionada à tensão geostática, ou seja, a tensão geostática passou a ser o somatório da sucção com a tensão geostática calculada. Esses valores de sucção foram encontrados da seguinte forma: com as umidades determinadas experimentalmente correspondentes à cota em questão entrou-se nas curvas características adequadas e obteve-se a sucção.

Para os resultados obtidos pela proposta de Lunne *et al.* (1989) foram recalculados os valores de k_d utilizando a tensão geostática com o efeito da sucção. De posse desses valores foram determinados os novos OCR, que estão apresentados na Figura 5.8, juntamente com os novos OCR de laboratório.

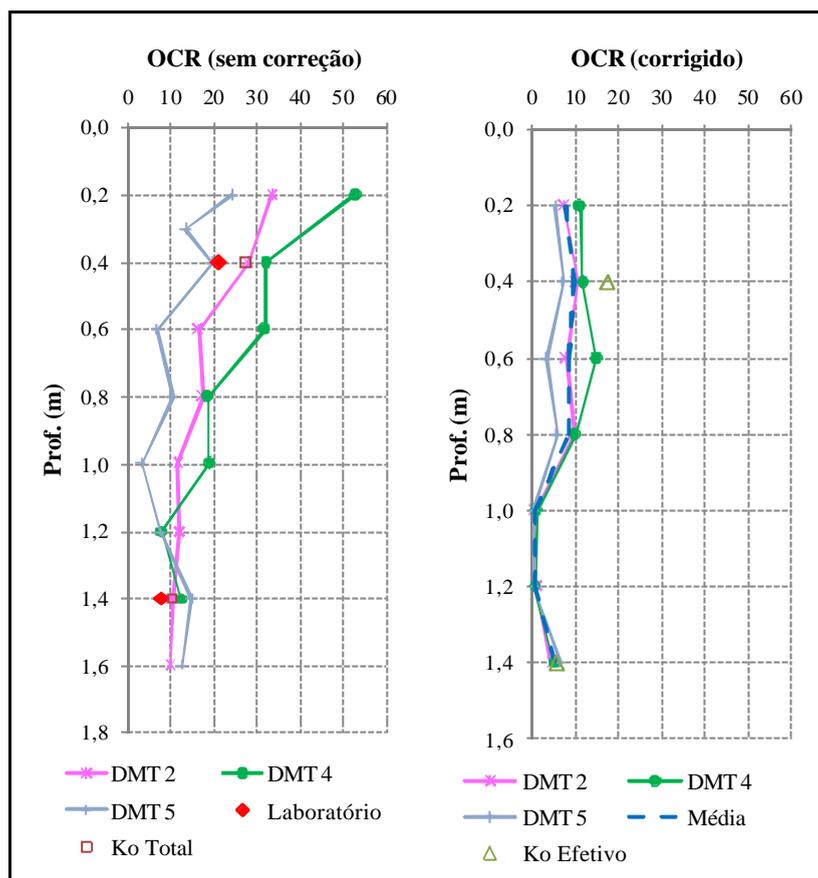


Figura 5.8 Valores de OCR calculados considerando e não considerando a influência da sucção

Os resultados obtidos considerando a influência da sucção na tensão geostática e, conseqüentemente, no OCR, apresentaram-se substancialmente melhores que os anteriores. No entanto, os valores encontrados até 0,80 m de profundidade possuem certa dispersão. Essa dispersão pode ser devida a heterogeneidade na compactação propriamente dita, visto que se tratando de um maciço compactado o que se possui é um pseudo OCR, ou seja, um estado de pré-adensamento induzido pela compactação e que pode variar ligeiramente de ponto para ponto. A dispersão apresentada também pode ser causada pela variação de umidade, e por conseqüência, de sucção, entre os pontos de sondagem. Essa hipótese foi verificada conforme descrito a seguir.

Uma média dos valores de OCR obtidos para os três ensaios (DMT 2, 4 e 5) foi calculada, encontrando-se valores praticamente coincidentes com os relativos ao ensaio DMT 2 (Figura 5.8). Os resultados de OCR médio obtidos foram igualados à correlação de Lunne *et al.* (1989) para cada ponto nos três ensaios, e, com p_0 conhecido, a tensão vertical efetiva (s'_{vo}) foi determinada. Deste valor foi retirada a parcela de tensão vertical devida ao peso próprio, restando, então, a sucção. A seguir é apresentado um esquema da verificação realizada.

$$\overline{OCR} = OCR_n = 0,3 \cdot k_d^{1,17} = \left[0,3 \cdot \left(\frac{P_0}{s'_{V0}} \right)^{1,17} \right]_n \therefore s'_{V0} = s'_{VPP} + S$$

Sendo:

s'_{VPP} = tensão vertical devida ao peso próprio, ou tensão vertical calculada;

S = sucção.

Utilizando as curvas características adequadas (representativa da profundidade) e as sucções obtidas, foram encontradas as umidades correspondentes. A Figura 5.9 apresenta as umidades determinadas diretamente em laboratório e as encontradas via curva característica, e, também, os desvios entre elas.

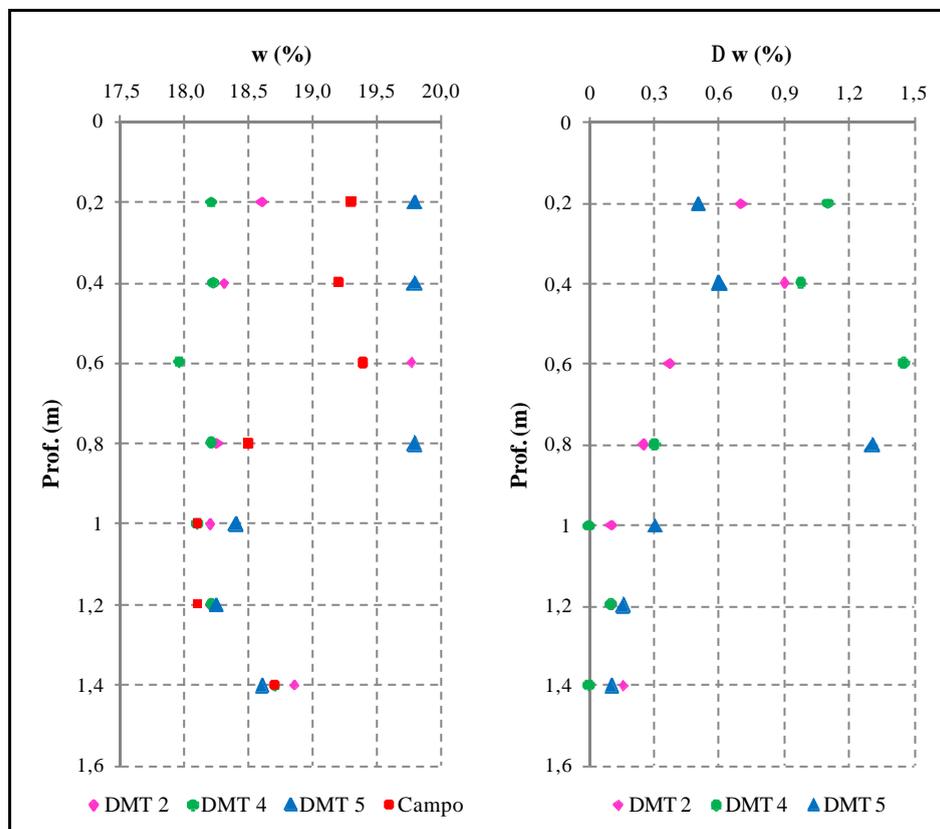


Figura 5.9 Umidades obtidas em laboratório e via curva característica, e desvios de umidade (em módulo)

Analisando a Figura 5.9 observa-se que os valores de umidade encontrados utilizando a curva característica são muito próximos aos determinados em laboratório, com desvio máximo de 1,45%. Isso significa que o OCR estimado pelo DMT está refletindo bem as propriedades do material. Nota-se também que os resultados estão mais dispersos na faixa até 0,8 m de

profundidade, assim como os resultados de OCR, o que confirma a hipótese inicial de que a variação no OCR é principalmente devida à variação de umidade.

Como os resultados de umidade obtidos via curva característica apresentaram-se satisfatórios, a mesma metodologia foi aplicada para obtenção do grau de saturação, mas, desta vez, utilizando as curvas características em função do grau de saturação. Este procedimento teve como objetivo principal a determinação do índice de vazios e , conseqüentemente, do peso específico seco e do grau de compactação.

Conhecido o grau de saturação, foram determinados quatro perfis de índice de vazios diferentes para cada sondagem, isto é, cada perfil utilizando valores de umidade obtidos de maneira distinta. No primeiro utilizou-se as umidades encontradas nas curvas características (e_{cc}), no segundo a média entre elas (e_{cc} média), no terceiro os valores determinados em laboratório ($e_{poço}$) e, no quarto, a média das últimas ($e_{poço}$ média). Esse artifício foi empregado na tentativa de encontrar os valores que melhor se ajustavam aos calculados convencionalmente. A Figura 5.10 apresenta a média dos resultados obtidos.

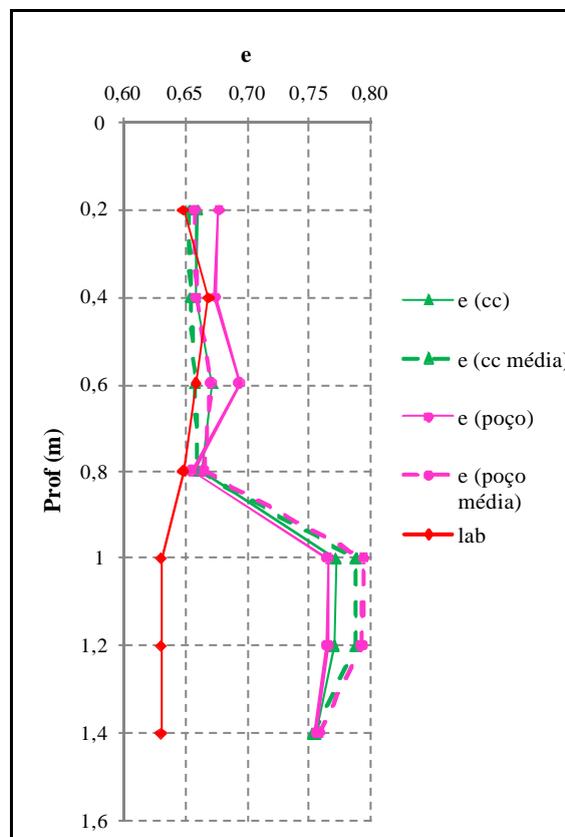


Figura 5.10 Índices de vazios obtidos para diferentes condições de determinação da umidade

Como pode ser observado, os índices de vazios determinados utilizando o grau de saturação obtido pela curva característica e os calculados convencionalmente apresentam um bom ajuste até 0,80 m de profundidade, ou seja, na faixa onde foi usada a curva correspondente a cota 710,400. A partir desse ponto os índices determinados pelo novo método distanciaram consideravelmente dos encontrados pelo método convencional. Isso aconteceu devido a problemas na determinação dos valores de índice de vazios durante o ensaio de papel filtro referente a esta profundidade, levando a resultados não representativos do solo estudado.

Os índices de vazios encontrados para as diferentes condições de determinação da umidade não diferiram muito, mas o perfil que utiliza a umidade obtida na curva característica se mostrou como melhor opção. Assim, a determinação deste parâmetro seria baseada nos resultados de DMT e nas curvas características. No entanto, a determinação do índice de vazios também necessita do peso específico real dos grãos, mas posteriormente, uma correlação entre ele e o ensaio dilatométrico poderia ser estudada, visando a otimização do processo.

Com o índice de vazios determinado, e de posse da densidade seca máxima para o material estudado, foi calculada a densidade seca e o grau de compactação. A Figura 5.11 apresenta os valores de grau de compactação obtidos.

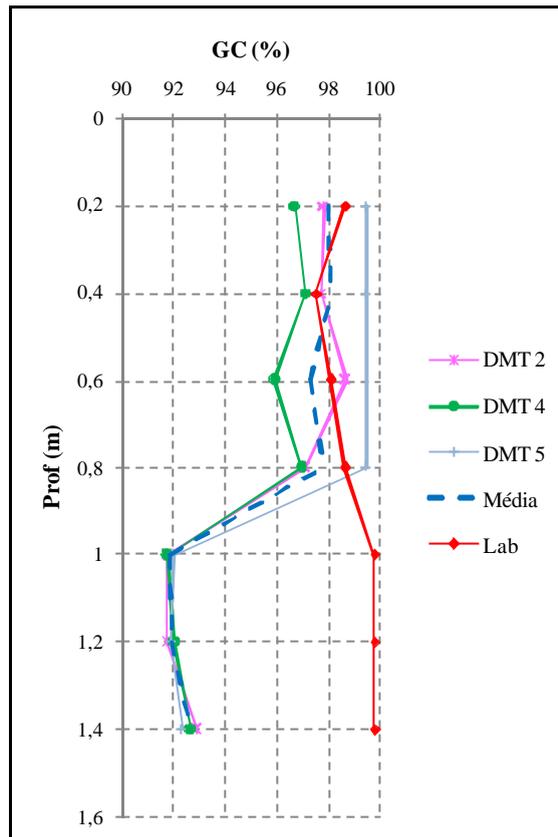


Figura 5.11 Grau de compactação

Os valores de grau de compactação apresentaram-se coerentes e concordantes entre si, e com os obtidos em laboratório, até 0,80 m de profundidade. O que segue a partir daí é fruto de problemas na execução do ensaio de papel filtro, como explicado anteriormente. Isso já era esperado, sendo o grau de compactação reflexo do índice de vazios. Mas, de uma forma geral, verifica-se que a utilização do DMT na determinação do grau de compactação pode ser uma boa alternativa, tendo em vista que os erros encontrados até 0,80 m de profundidade foram inferiores a 1%, como pode ser observado na Tabela 5.3. A equação utilizada para a definição do percentual de erro é a Eq. 5.2.

$$ERRO(\%) = \frac{DMT - Laboratório}{Laboratório} \times 100 \quad (5.2)$$

Tabela 5.3 Percentual de erro entre os valores de grau de compactação obtidos em laboratório e a média dos determinados via DMT

Prof (m)	Erro (%)
0,2	-0,7
0,4	0,6
0,6	-0,8
0,8	-0,8
1,0	-8,0
1,2	-7,9
1,4	-7,2

Com os parâmetros de resistência e deformabilidade conhecidos, um controle de compactação fundamentado no comportamento do solo pode ser realizado. Todavia, a prática usual desse controle é baseada na densidade seca e, portanto, no grau de compactação do solo, pois desta forma a liberação da camada compactada é executada de acordo com limites pré-determinados, e não requerem análises mais acuradas. Como mencionado em capítulos anteriores, esse procedimento de controle não representa fielmente as propriedades e o comportamento do maciço. Portanto, um método que permita realizar o controle de compactação tanto pelo fornecimento de parâmetros geotécnicos, como pela determinação do grau de compactação é imprescindível, e é isso que o ensaio dilatométrico pode vir a ser.

5.2.3. ÂNGULO DE ATRITO (f)

A estimativa do ângulo de atrito pelo DMT foi realizada utilizando as equações 2.31 e 2.35 propostas por Marchetti & Crapps (1981) e Marchetti (1997), respectivamente. A Figura 5.12 apresenta os valores de ângulo de atrito obtidos utilizando essas correlações e os obtidos em laboratório em ensaios de compressão triaxial.

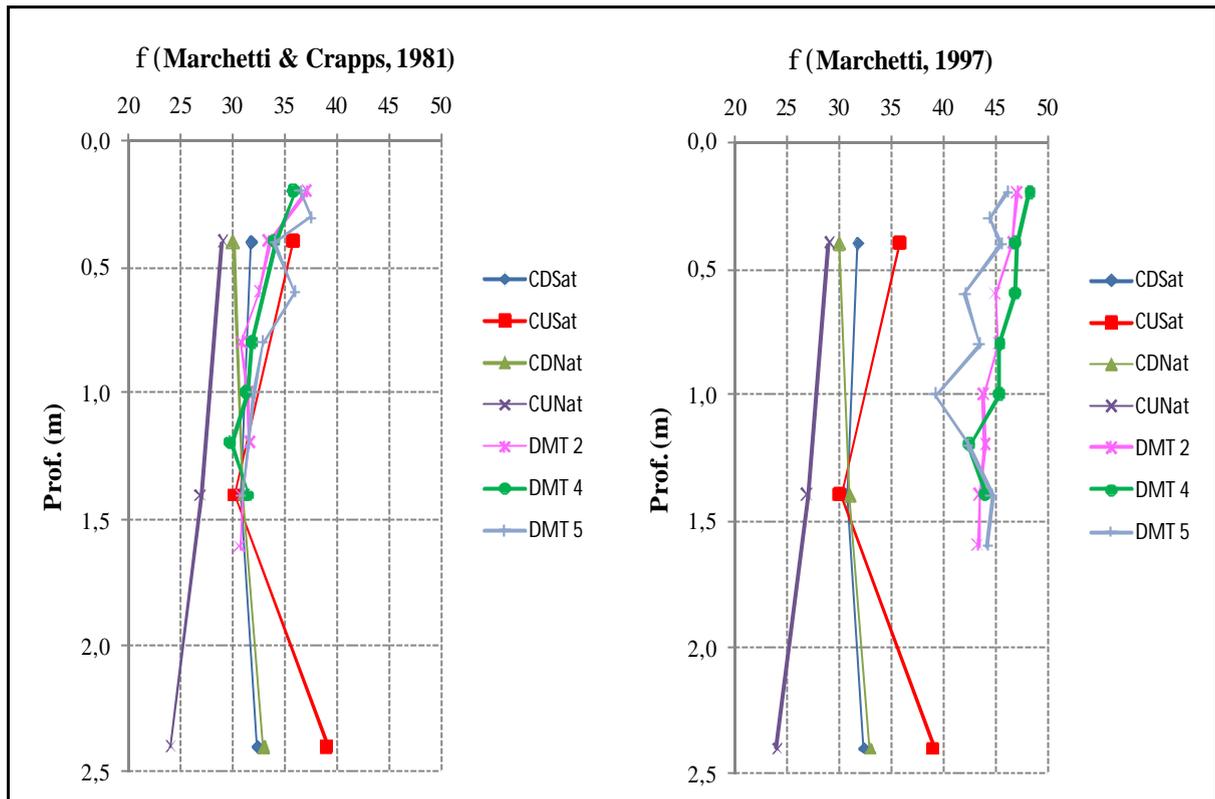


Figura 5.12 Ângulo de atrito obtido nos ensaios triaxiais e pelo DMT

Analisando os resultados obtidos verifica-se que a correlação sugerida por Marchetti & Crapps (1981) é a que melhor se aproxima dos ensaios triaxiais. Essa equação é baseada no índice do material (I_d), e não no índice de tensão horizontal (k_d), como na correlação proposta por Marchetti (1997).

Como a equação desenvolvida por Marchetti (1997) é função do índice de tensão horizontal, e este, por sua vez, pode ser influenciado pela sucção, foi aplicada uma correção a esses valores de ângulo de atrito análoga a realizada para o k_0 . A Figura 5.13 apresenta os resultados obtidos.

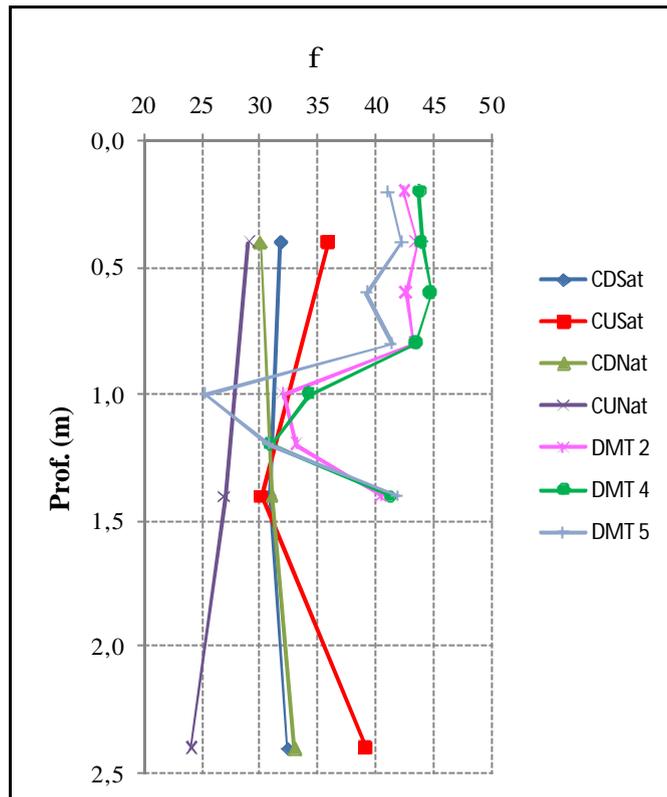


Figura 5.13 Valores corrigidos de ângulo de atrito obtidos pela equação de Marchetti (1997)

Assim como para o k_0 , os resultados corrigidos melhoraram, mas ainda continuam discrepantes dos obtidos experimentalmente. Dessa forma, foi calculado um valor médio desses resultados experimentais e, tomando-os como verdadeiros, a sucção que deveria atuar para que os valores de ângulo de atrito estimados fossem semelhantes aos experimentais foi determinada. Utilizando a curva característica em função da umidade, a faixa de variação de umidade para a variação de sucção encontrada foi determinada, e está apresentada na Figura 5.14.

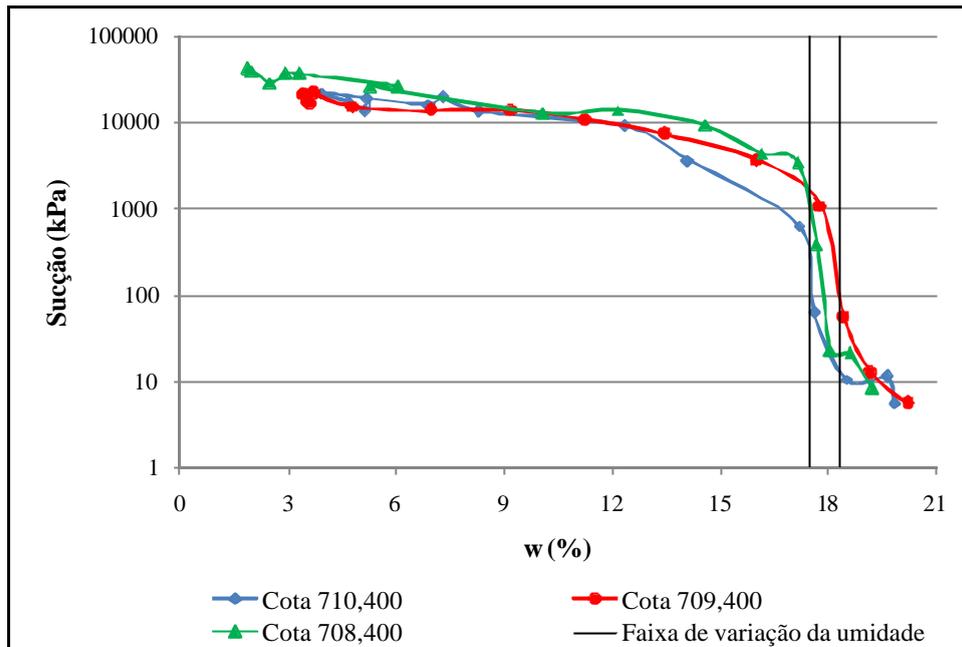


Figura 5.14 Faixa de variação de umidade devida a sucção

A faixa de variação encontrada é estreita e completamente passível de acontecer no campo, ou seja, os valores de sucção necessários para os resultados estimados se ajustarem aos experimentais são coerentes.

A correlação sugerida por Marchetti (1997) pode vir a oferecer bons resultados, no entanto, esses bons resultados dependem de uma boa avaliação da sucção atuante no solo, ou seja, esse método possui variáveis mais complexas envolvidas, que podem ocasionar erros quando não bem avaliados.

Acredita-se também que, pela sua própria definição, o I_d represente melhor as condições de atrito interno dos solos, por isso a equação nele baseada apresenta os melhores resultados. Além disso, essa correlação é válida somente para valores de $I_d > 1,2$, o que ocorre com frequência nos solos compactados, que, como anteriormente mencionado, apresentam elevada resistência a expansão da membrana.

Um método destinado a estimativa do ângulo de atrito dos solos deve ser baseado em parâmetros que traduzam de forma verdadeira as características de textura do material, que, na realidade, é a propriedade que comanda o atrito.

5.2.4. PESO ESPECÍFICO NATURAL

A estimativa do peso específico natural pelo DMT foi realizada utilizando o ábaco proposto por Marchetti & Crapps (1981), que é função dos índices dilatométricos I_d e E_d . A Figura 5.15 apresenta os resultados fornecidos por essa correlação e, também, os encontrados experimentalmente, pelo método da balança hidrostática.

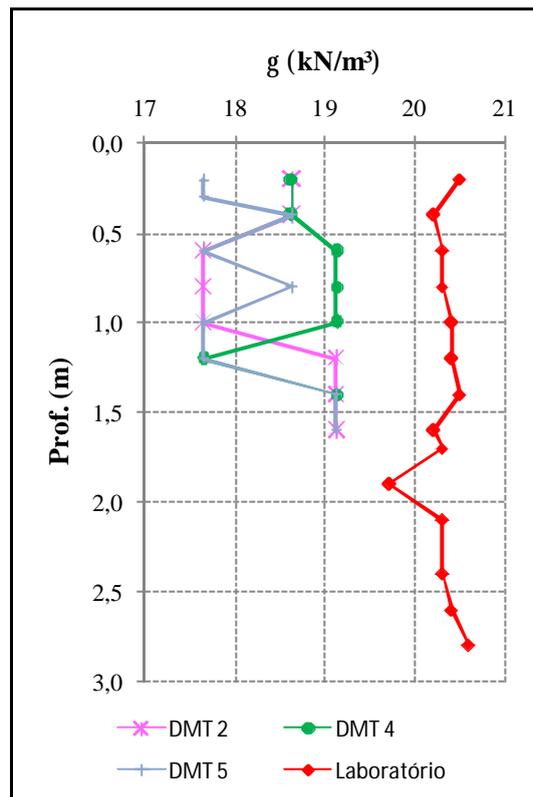


Figura 5.15 Peso específico natural obtido nos ensaios de balança hidrostática e pelo DMT

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.15 verifica-se que a correlação utilizada subestima os valores de peso específico em solos compactados. Esta correlação foi desenvolvida para os solos em estado natural, e estes possuem apreciáveis diferenças dos compactados em vários aspectos, como na estrutura, e provavelmente também no nível de saturação.

A estrutura de um solo é a forma como suas partículas ou grupamento de partículas estão organizadas em seu interior. Esta é uma característica muito importante para o comportamento do solo, podendo lhe conferir certa resistência e rigidez adicional,

principalmente se nas ligações entre as partículas existirem agentes cimentantes, o que ocorre com frequência nos solos tropicais naturais.

A estrutura dos solos compactados depende da energia aplicada e da umidade do solo por ocasião da compactação. No entanto, é preciso que se considere o nível de intemperismo pelo qual passou o solo para que se possa melhor avaliar a influência da compactação na estrutura. Assim nos solos jovens, pouco intemperizados, estruturas como as descritas por Lambe (1958), citado por Camapum de Carvalho *et al.* (1987), podem ocorrer, porém, nos solos profundamente intemperizados a presença de agregados faz com que a estrutura se aproxime daquela que caracteriza o solos granulares, sendo que a umidade e a energia de compactação contribui para a maior ou menor destruição de tais agregados.

O método desenvolvido por Marchetti & Crapps (1981) não considera os efeitos acima descritos, mas somente a resistência que o solo oferece à deformação imposta pela membrana. Sendo assim, este método se torna quase sempre ineficaz na previsão do peso específico de solos compactados se os devidos ajustes não forem realizados. Assim, por exemplo, comparando-se dois solos com o mesmo índice de vazios, um compactado no ramo seco com outro compactado no ramo úmido, ou ainda, um solo pouco intemperizado com um profundamente intemperizado, os comportamentos serão distintos e, por conseqüência, erroneamente, os valores de peso específico também o serão. Nesses casos dois fatores intervirão no comportamento, a sucção e a estrutura. Corrigido o efeito da sucção, como nos solos compactados as cimentações presentes no solo natural, em especial as da macroestrutura, são destruídas, ocorre a possibilidade de que o método apresentado por Marchetti & Crapps (1981) seja aplicável, uma vez que o mesmo se fundamenta no comportamento de solos naturais, provavelmente saturados e não cimentados.

Uma tentativa de correção deste parâmetro pela sucção foi realizada, sem, contudo, conseguir êxito. Essa correção consistiu na incorporação da sucção nos cálculos do I_d , porém, para obter resultados semelhantes aos experimentais, os valores de sucção deveriam ser da ordem de 1000 a 3000 kPa. Esses valores, embora elevados, não são impossíveis, conforme se depreende das curvas características apresentadas na Figura 5.14, ao se considerar a faixa de umidade lá esboçada. No entanto, a incorporação da sucção na determinação do peso específico necessita ser melhor avaliada.

O ábaco oferece a estimativa do peso específico natural, mas como ele foi desenvolvido possivelmente em solos saturados, foram realizados testes para verificar se o peso específico fornecido não é realmente o peso específico seco ou o saturado. Para o teste com o peso específico seco o ábaco não se aplica, mas para o teste realizado para o peso específico saturado, os valores de sucção que necessitariam atuar são da ordem de 300 a 500 kPa, bem menores dos que os obtidos para o natural.

Como nenhum dos testes realizados verificou uma boa correlação, sugere-se o desenvolvimento de um ábaco para a estimativa do peso específico seco destinado aos solos compactados.

5.2.5. MÓDULO DE YOUNG (E_i)

O Módulo de Young do solo estudado foi obtido aplicando um fator de correção ao módulo dilatométrico (E_d). O valor desse fator de correção (F) depende do tipo de solo e do módulo que se deseja obter. Lutenegeger (1988) reuniu em uma tabela (Tab. 2.1) valores de F sugeridos por diferentes autores. Nesta pesquisa foi adotada a proposta de Robertson *et al.* (1989), em que F é igual a 10, por ser este o indicado para a determinação do módulo tangente inicial (E_i) em solo coesivo.

A Figura 5.16 apresenta os valores de Módulo de Young tangentes iniciais encontrados via correlação e uma faixa de valores determinados pelos ensaios triaxiais.

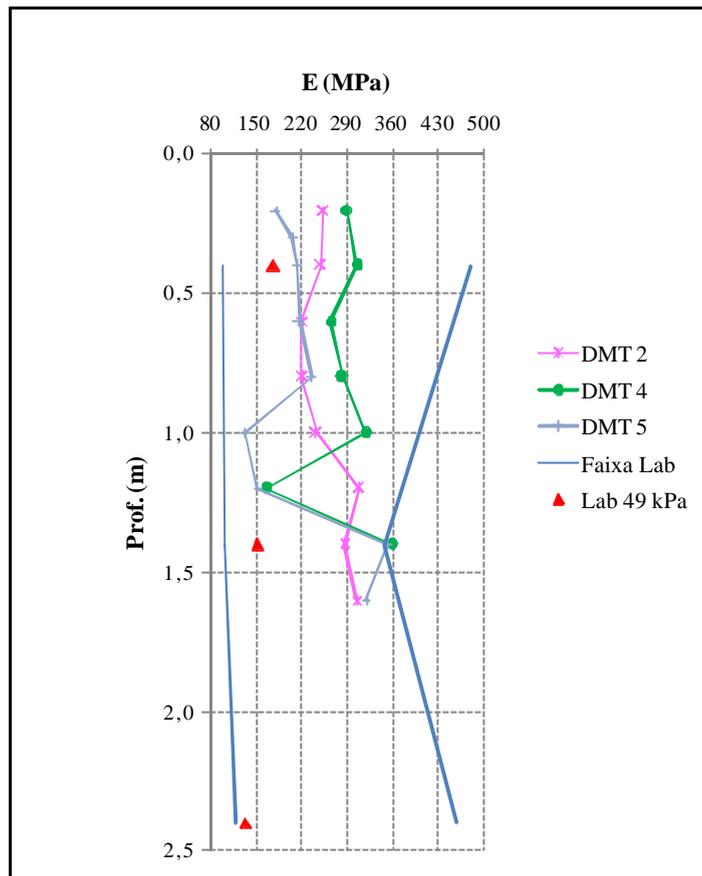


Figura 5.16 Módulo de Young

Os resultados obtidos com o DMT apresentaram-se praticamente constantes até 0,80 m de profundidade, porém, com certa dispersão. Esta dispersão, assim como no OCR, pode ser causada por variações de umidade. A partir de 1 m as sondagens DMT 4 e 5 sofreram uma variação considerável, mas, em contra partida, a dispersão entre elas zerou nas profundidades seguintes. Essas variações são reflexos das variações ocorridas no módulo dilatométrico, visto que esse parâmetro é função direta daquele índice.

Como já observado no Capítulo 4, o módulo de elasticidade é um parâmetro dependente da tensão de confinamento atuante. Sendo assim, optou-se por plotar apenas a faixa de variação dos resultados encontrados nos ensaios triaxiais. Os valores médios para a tensão confinante de 49 kPa também foram plotados, visto que esta tensão é a que mais se aproxima da que atuam *in situ*.

Os valores dos módulos determinados utilizando a equação proposta por Robertson *et al.* (1989) encontram-se dentro da faixa delimitada pelos ensaios de laboratório, mas consideravelmente superiores aos referentes à tensão de 49 kPa. Possivelmente, ajustes no

valor do fator de correção melhorariam os resultados. No entanto, os ensaios laboratoriais, que guiariam estes ajustes como uma referência, forneceram uma larga faixa de variação desses módulos, dificultando o procedimento de correção.

Assim, o Módulo de Young obtido via correlação com o DMT deve ser entendido como uma noção da ordem de grandeza desse parâmetro, e requerem uma avaliação mais acurada antes de serem utilizados.

5.2.6. MÓDULO OEDOMÉTRICO

Assim como o Módulo de Young, o Módulo Oedométrico foi obtido aplicando um fator de correção, nesse caso chamado de R_m , ao módulo dilatométrico. Esse fator de correção é função direta do índice de tensão horizontal k_d , mas uma avaliação do I_d é necessária. Essa correlação foi proposta por Marchetti (1980), mas estudos realizados posteriormente por outros autores recomendam a sua utilização.

Os resultados de módulo oedométrico encontrados nesta pesquisa, tanto em ensaios de laboratório, como utilizando a correlação com o DMT, estão apresentados na Figura 5.17.

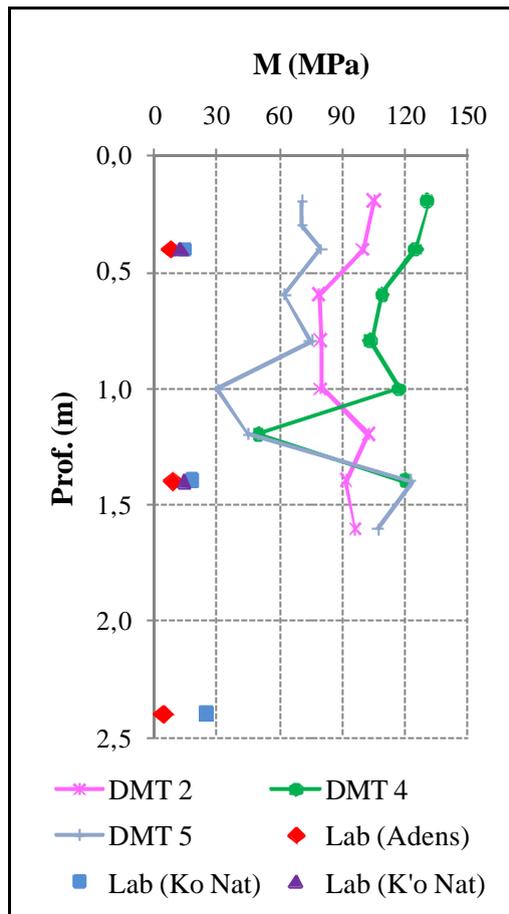


Figura 5.17 Módulo edométrico

Os resultados obtidos via correlação apresentaram-se muito superiores aos determinados em laboratório. Esses elevados valores podem ser devido a não consideração da sucção na correlação utilizada. Tomando esta hipótese como verdadeira, novos valores de módulo oedométrico foram determinados utilizando os índices de tensão horizontal (k_d) corrigidos anteriormente para a determinação do OCR. Desta forma, os novos resultados passaram a considerar os efeitos da pressão negativa, e estão apresentados na Figura 5.18.

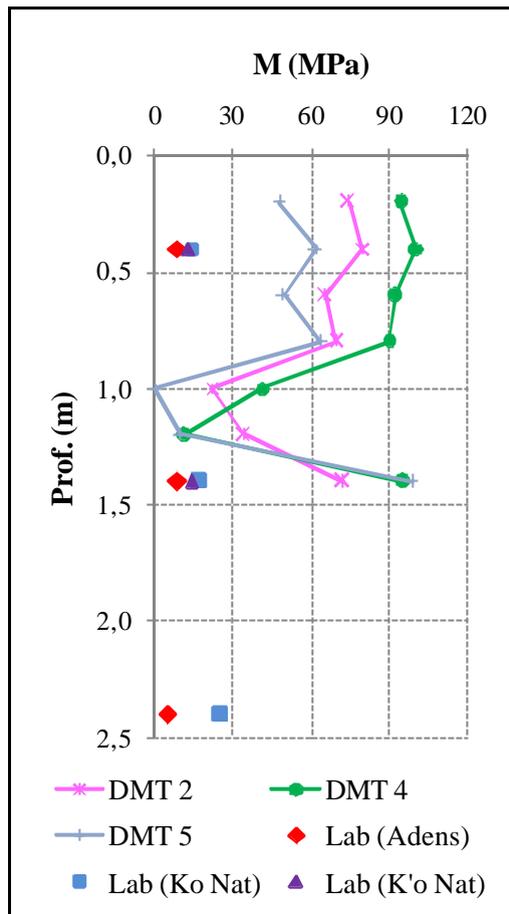


Figura 5.18 Módulo edométrico corrigido

Observando a Figura 5.18 constata-se que a correção não aproximou muito bem os resultados de campo dos obtidos em laboratório, mas o próprio Marchetti, após os estudos que deram origem a sua correlação, admitiu que a dispersão entre os resultados pode ser significativa, e que parte dela pode ser gerada pela margem de incerteza dos valores de M usados como referência.

Analisando os novos resultados isoladamente, verifica-se que estes apresentam uma significativa dispersão, principalmente nos primeiros 0,80 m. Outra característica marcante desses resultados é a queda brusca nos valores do módulo referentes às camadas de 1,0 e 1,2 m. Essas, entre outras características, são influências diretas do módulo dilatométrico, que por sua vez, variou devido a algum fator, que se acredita ser a umidade.

5.3 ASPECTOS GERAIS A SEREM CONSIDERADOS

5.3.1. ANISOTROPIA DO SOLO EM RELAÇÃO À DIREÇÃO DA COMPACTAÇÃO

Dos três perfis de ensaios dilatométricos realizados, um foi na direção ortogonal aquela de compactação (DMT 2), e os outros dois, paralelamente a ela (DMT 4 e DMT 5). O conjunto dos resultados apresentados para todos os parâmetros analisados, OCR, módulo oedométrico e de Young, k_0 e ângulo de atrito não apontam para a definição de anisotropia do solo em relação às duas direções horizontais analisadas, o que não quer dizer que não haja anisotropia entre as direções verticais, ou mesmo nas analisadas, pois neste último caso pode ocorrer que, com a perturbação do solo, quando da penetração da sonda, tal efeito seja mascarado.

5.3.2. A PERTURBAÇÃO DO SOLO NO PROCESSO DE CRAVAÇÃO E A INTERFERÊNCIA NOS RESULTADOS

A inserção da lamina dilatométrica no interior do solo leva à compactação da zona próxima à membrana, conforme ilustrado na Figura 5.19. Quando se compacta um solo, paralelamente à redução do índice de vazios tende a ocorrer uma migração da umidade (Camapum de Carvalho, 1981). Ambos contribuiriam de modo isolado para o aumento da sucção. Conjuntamente, com a redução do índice de vazios e do teor de umidade ocorre o aumento do grau de saturação, gerando a variação da sucção. No entanto, não é possível, a priori, indicar que ela aumenta ou diminua independentemente do solo e da própria forma da curva característica.

Com isso, embora os resultados apresentados apontem para a possibilidade do uso do ensaio dilatométrico na obtenção de parâmetros geotécnicos em solos compactados, faz-se indispensável avaliar melhor qual a influência da penetração do dilatômetro na densificação e migração da água nos diferentes tipos de solo compactados. Faz-se ainda necessário, possuir curvas características bem definidas, conhecendo-se ponto a ponto o índice de vazios e o teor de umidade, possibilitando assim, a definição mais precisa das curvas $e.pF$ versus grau de saturação.

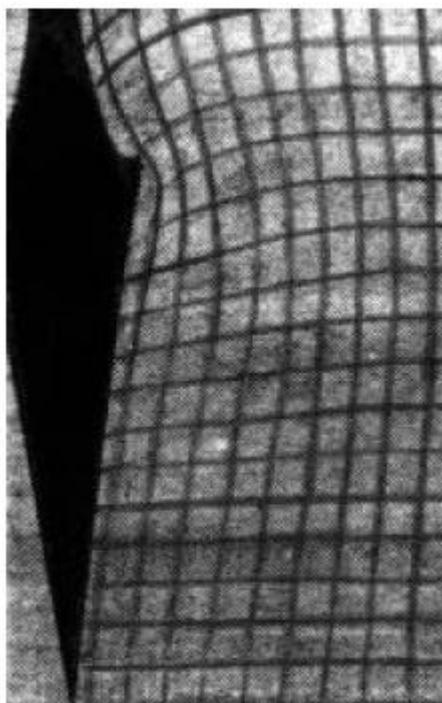


Figura 5.19 Grid deformado do solo causado pela inserção da lâmina dilatométrica (Baligh & Scott, 1975)

5.4 COMENTÁRIOS FINAIS

A seguir é apresentada uma síntese das análises realizadas neste capítulo. Vale ressaltar, que os comentários aqui tecidos são baseados unicamente em resultados de ensaios realizados em somente um local, e que para o desenvolvimento de uma metodologia que se aplique aos solos compactados em geral, estudos adicionais em outros tipos de solo e de compactação devem ser realizados.

- K_0 e OCR

A estimativa destes parâmetros pelo DMT em solos compactados deve ser realizada utilizando as correlações propostas por Lacasse & Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1989), respectivamente. A estas correlações deve ser incorporada a influência da sucção na tensão vertical efetiva, que entra no cálculo do k_d .

- Ângulo de Atrito

Em solos compactados, a estimativa do ângulo de atrito deve ser realizada pela equação desenvolvida por Marchetti & Crapps (1981), visto que ela fornece bons resultados sem a necessidade de novas considerações.

- Peso Específico Natural

Para a determinação do peso específico natural em solos compactados deve ser desenvolvido um novo ábaco, que considere os efeitos da sucção neste parâmetro, pois o proposto por Marchetti & Crapps (1981) não apresentou bons resultados.

- Módulo de Young

Os valores de módulo de Young estimados pelo DMT utilizando o fator de correção sugerido por Robertson *et al.* (1989) deve ser entendido somente como uma idéia de ordem de grandeza.

- Módulo Oedométrico

Ao módulo oedométrico encontrado com a correlação desenvolvida por Marchetti (1980) devem ser incorporados os efeitos da sucção no K_d , mas, ainda assim, eles devem ser considerados apenas como uma primeira estimativa destes valores.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Para alcançar o objetivo principal desta dissertação, que era avaliar a potencialidade do ensaio dilatométrico em oferecer parâmetros geotécnicos de aterros compactados, foi realizada uma ampla campanha experimental, tanto em campo, como em laboratório. Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas com a realização destes ensaios, e também sugestões de temas para estudos futuros, que embora relacionados a esta pesquisa, não puderam ser desenvolvidos.

6.1. CONCLUSÕES

O solo utilizado para a construção do maciço compactado estudado vai de uma argila arenosa a uma areia siltosa, plástico e pouco ativo. Quanto à homogeneidade, embora alguns aspectos da caracterização física, como plasticidade e cor, apontem para um solo homogêneo, as análises mineralógicas e textural revelam variações ligadas ao perfil de intemperismo, variações estas importantes para o comportamento mecânico e hidráulico do solo. Com relação à mineralogia, a gibbsita é o mineral principal presente neste solo.

O ângulo de atrito desse material, determinado em laboratório em condições drenadas (ensaio CD), não se mostrou influenciado pela sucção atuante, ficando os seus valores em torno de 30°. Na condição saturada ele apresentou-se dependente do tipo de ensaio realizado para sua determinação.

Já nos resultados de coesão a influência da sucção é marcante, podendo ser observada pela diferença na magnitude dos valores encontrados em ensaios em condição natural e saturada. No entanto, esse fenômeno não foi abordado nesta pesquisa.

Os valores de k_0 , obtidos dos ensaios triaxiais consolidados em condição k_0 , foram da ordem de 0,5 independentemente da condição de saturação.

Dos ensaios triaxiais tipo k_0 foram retirados também o módulo oedométrico e a tensão de pré-adensamento. Estes, por sua vez, se apresentaram superiores aos valores obtidos no ensaio oedométrico. Tal fato é devido à saturação das amostras utilizadas nos ensaios de adensamento.

O módulo de Young tangente inicial foi determinado nos ensaios triaxiais convencionais. Seus resultados apresentaram-se superiores aos relatados na literatura e dependentes da tensão confinante empregada no ensaio. Para a tensão de 49 kPa, a mais próxima das atuantes *in situ*, o valor do módulo é de aproximadamente 160 MPa.

As curvas características se mostraram de extrema utilidade na realização das análises dos resultados obtidos com o DMT. O modelo de transformação dessas curvas, proposto por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), aplicado nesta pesquisa, forneceu resultados que possibilitaram a avaliação indireta da sucção *in situ*, tornando possível analisar a coerência dos parâmetros obtidos. Destaca-se, no entanto, a necessidade de determinações mais precisas do índice de vazios e da umidade.

No tocante à utilização do ensaio de campo DMT na estimativa de parâmetros geotécnicos, muitas considerações podem ser feitas.

Para a determinação do ângulo de atrito via correlação com o DMT, a equação proposta por Marchetti & Crapps (1981) foi a que melhor se ajustou aos resultados obtidos em laboratório. Assim como as outras correlações, essa equação foi desenvolvida para os solos naturais da Europa, mas mostrou-se eficaz na determinação do ângulo de atrito em solos compactados.

Os valores de k_0 obtidos utilizando as correlações com o ensaio dilatométrico apresentaram-se extremamente superiores aos determinados em laboratório. Inicialmente esse problema foi creditado aos elevados valores de p_0 obtidos à baixas tensões, ou seja, em pequenas profundidades. Mas, analisando melhor os resultados, verificou-se que esse fenômeno podia ser consequência da sucção, que não era considerada nos métodos. As análises realizadas deram fortes indícios de que a consideração da sucção neste parâmetro é o ponto chave para que as correlações forneçam bons resultados em solos compactados não saturados.

A determinação do peso específico natural em solos compactados pelo DMT não apresentou resultados satisfatórios. O ábaco desenvolvido por Marchetti & Crapps (1981) subestima este parâmetro neste tipo de solo. Análises da influência da sucção nesse parâmetro devem ser verificadas no desenvolvimento de um novo método de estimativa.

Os resultados de OCR estimados pelo ensaio dilatométrico apresentaram-se superiores aos encontrados nos ensaios de laboratório. Entretanto, os resultados laboratoriais também foram elevados. Assim, uma análise acurada considerando os efeitos da sucção neste parâmetro, tanto nos obtidos em laboratório, como na proposta de Lunne et al. (1989), foi realizada, e valores bem mais coerentes foram encontrados.

Contudo, os resultados ainda apresentavam certa dispersão, e na tentativa de encontrar a justificativa para essa dispersão, algo mais foi encontrado, isto é, verificou-se que variações na umidade eram as causadoras da dispersão nos valores de OCR e que a partir dos valores de OCR, fazendo uma retro análise aliada às curvas características o índice de vazios do solo pode ser determinado e conseqüentemente, seu grau de compactação.

Os valores do módulo de Young obtidos via DMT se ajustaram dentro da faixa delimitada pelos ensaios triaxiais. Mas a dispersão é grande, e possivelmente poderia ser diminuída corrigindo o fator F aplicado ao módulo dilatométrico. Porém, essa correção necessita de ensaios referência mais precisos.

A estimativa do módulo oedométrico pelo DMT não apresentou bons resultados, mesmo depois da correção realizada acrescentando os efeitos da sucção na correlação. Marchetti (1980) admitiu que a dispersão entre os resultados estimados e os determinados experimentalmente pode ser elevada, sendo que essa dispersão pode ser gerada pela incerteza do valor determinado em laboratório. Acredita-se, no entanto, que talvez a maior incerteza seja oriunda dos resultados de campo.

A realização do ensaio dilatométrico, juntamente com a construção de curvas características representativas da área de empréstimo utilizada, pode vir a ser um bom instrumento para o controle de compactação de aterros de barragens, baseado no comportamento do maciço. Em aterros de rodovias o emprego dessa técnica seria um pouco mais complicado, visto que as

áreas de empréstimo se deslocam com frequência e um fluxo excessivo de ensaios poderia ser gerado.

Ressalta-se também, que o controle de compactação de aterros deve estar aliado ao uso racional da área de empréstimo, pois o perfil de alteração do solo influencia fortemente o seu comportamento mecânico e hidráulico.

Os principais objetivos desta pesquisa eram verificar a potencialidade do DMT em oferecer parâmetros geotécnicos dos solos compactados e desenvolver uma metodologia que permitisse o controle de compactação via DMT. A primeira parte desses objetivos foi alcançada, propondo a inclusão da sucção nos parâmetros obtidos. Com relação a metodologia de controle, estudos adicionais devem ser realizados analisando os parâmetros geotécnicos estudados nesta pesquisa e escolhendo um que melhor represente o comportamento do solo compactado, e a partir daí, tentar relacioná-lo diretamente aos parâmetros de controle, pois assim essa metodologia não seria função de múltiplos parâmetros, o que dificultaria tanto seu desenvolvimento como sua aplicabilidade.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Nesta pesquisa foi estudado apenas um maciço compactado. Sugere-se a realização de estudos em outros maciços, para a verificação da repetibilidade dos resultados.

A sucção é um parâmetro de extrema importância, visto sua influência no comportamento dos solos não saturados. Assim, estudos sobre seu efeito e de como considerar a sua influência nos parâmetros geotécnicos estimados pelo DMT devem ser realizados.

A realização do ensaio dilatométrico é simples, porém, necessita de grande atenção do operador, ficando vulnerável a erros operacionais. Sugere-se o desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados, visando desta forma, minimizar possíveis falhas. Também é recomendável o estudo de técnicas de execução da sondagem que permitam controlar melhor as condições de ensaio e a sucção atuante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials – ASTM. (2001). D 6635 – 01: Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. 15p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6457: Amostras de Solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984, 6 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984, 8 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180: Solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, 13 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7182: Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986, 10 p.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. & Pasqualini, E. (1986). Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers. Proc. In Situ'86 ASCE Spec. Conference on "Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering", Virginia tech, Blacksburg, VA, ASCE, 6: 431-441.

Baligh, M.M. & Scott, R.F. (1975). Quasi Static Deep Penetration in Clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE, vol 101, GT 11: 1119-1133.

Briaud, J.L. & Miran, J. (1992). The Flat Dilatometer Test. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA-SA-91-044, Washington, USA, 102p.

Pessoa, F.H.C., Camapum de Carvalho, J. & Gouveia, L.A. (2005). Análise das propriedades físico-químicas, micro-estruturais e mecânica de um solo fino estabilizado com cal. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, 1: 251-260.

Camapum de Carvalho, J. & Leroueil, S. (2004). Curva Característica de Sucção Transformada. Solos e Rochas, 27(3): 231-242.

Camapum de Carvalho, J. (1985). Etude du Comportement Mecanique d'une Marne Compactee. These, n° 9, l'Institut National des Sciences Appliquees de Toulouse, Toulouse, 181 p.

Camapum de Carvalho, J., Crispel, J.J., Mieussens, C. & Nardone, A. (1987). Reconstituição de Corpos de Prova em Laboratório – Teoria e Prática Operacional. Relatório de Pesquisa, LPC nº 145, Laboratório Regional de Toulouse, Toulouse, França, 88 p.

Cruz, P.T. (1983). Materiais de Construção. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, ABGE, São Paulo, SP, 3: 379-484.

Gerscovich, D.M.S. (2001). Equações para Modelagem da Curva Característica Aplicada a Solos Brasileiros. 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Porto Alegre, RS, 1:76-92

Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellotta, R. & Pasqualini, E. (1988). New Correlations of Penetration Test for Design Practice. 1ª International Symposium on Penetration Test, ISOPT – 1, Orlando, Flórida, 1: 263-296.

Komesu, I. (2001). Controle de Compactação, uma Nova Abordagem do Método de Hilf. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, EPUSP, São Paulo, SP, 127 p.

Lacasse, S. & Lunne, T. (1988). Calibration of Dilatometer Correlations, Proc. ISOPT-1, Orlando, Flórida, 1: 539-548.

Lunne, T., Lacasse, S. & Rad, N.S. (1989). SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments on in Situ Testing of Soils – General Report Session. 12th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Rio de Janeiro, RJ, 2339-2404.

Lunne, T., Powell, J.J.M., Hauge, E.A., Uglow, I.M. & Mokkelbost, K.H. (1990). Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress. 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.

Lutenegger, A.J. (1988). Current Status of the Marchetti Dilatometer Test. 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 1: 137-155.

Marchetti, S. & Crapps, D.K. (1981). Flat Dilatometer Manual. International Report of GPE Inc., Gainesville, Flórida, USA.

Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106(GT3): 299-321.

Marchetti, S. (1997). The Flat Dilatometer: Design Applications. Third Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Keynote Lecture, 26 p.

Marinho, F.A.M. (1994). Medição de Sucção com Método do Papel Filtro. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 2: 515-522.

Marinho, F.A.M. (1995). Técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção. Encontro sobre Solos Não Saturados, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, 112-125.

Marinho, F.A.M. (1998). Apostila do Mini Curso Solos Não Saturados. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 66p.

Martinez, G.S.S. (2003). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 266p.

Massad, F. (2003). Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 170 p.

Mota, N.M.B. (2003). Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação. Tese de doutorado, publicação G.TD-013A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 335p.

Pinto, C.S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 355 p.

Schmertmann, J.H. (1983). Past, Present and Future of the Flat Dilatometer Test. 1st International Conference on the Flat Dilatometer, Edmonton, Canadá.

Schmertmann, J.H. (1986). Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test. ASTM Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, 9 (2): 93-101.

Schmertmann, J.H. (1988). Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research and Special Studies, report N° FHWA-PA-87-023 e 024, vol. 3-4.

Schnaid, F. (2000). Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189 p.