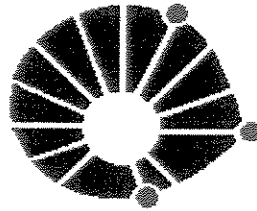


UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



UNICAMP

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**Estimativa da Tensão de Pré-Adensamento de Argilas Saturadas
Através do Ensaio de Palheta:
Extensão para Limites de Liquidez Superiores a 70 %.**

Ana Paula Furlan

**Campinas
2000**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**Estimativa da Tensão de Pré-Adensamento de Argilas Saturadas
Através do Ensaio de Palheta:
Extensão para Limites de Liquidez Superiores a 70 %.**

Ana Paula Furlan

orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Transportes.

**Campinas
2000**

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação.

20/11/2000

Prof. Dr. _____
Matrícula: _____

UNIVERSIDADE:
UNICAMP
F978e

Ex.

OMBO BC/43889
ROC. 16-892101

C D

REC# R511,00
ATA 22102101
CPD



CM-00153259-4

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

F978e Furlan, Ana Paula
Estimativa da tensão de pré-adensamento de argilas saturadas através do ensaio de palheta: extensão para limites de liquidez superiores a 70% / Ana Paula Furlan.-
-Campinas, SP: [s.n.], 2000.

Orientador: Luiz Roberto Cavicchia
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Mecânica do solo. 2. Solos - Consolidação -
Testes. 3. Coesão. 4. Argila. 5. Análise de regressão.
I. Cavicchia, Luiz Roberto. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

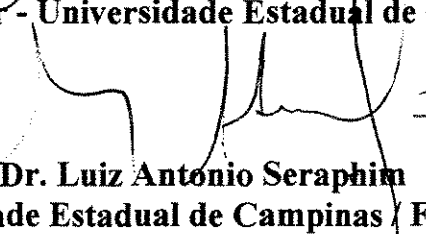
UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE


**Estimativa da Tensão de Pré-Adensamento de Argilas Saturadas
Através do Ensaio de Palheta:
Extensão para Limites de Liquidez Superiores a 70 %.**

Ana Paula Furlan

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchi
Presidente e Orientador - Universidade Estadual de Campinas / FEC


Prof. Dr. Luiz Antonio Seraphim
Universidade Estadual de Campinas / FEC


Prof. Dr. Wesley Jorge Freire
Universidade Estadual de Campinas / FEAGRI

Campinas, 31 de janeiro de 2000

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

*O que é necessário não é a vontade de acreditar,
mas o desejo de descobrir,
que é justamente o oposto.
(Bertrand Russel)*

Aos meus pais
Antonio e Iolanda.

*Por estarem sempre ao meu lado, com amor, dedicação sem fim
e a quem tudo devo nesta vida.*

Minha irmã
Simone

Por me ensinar constantemente a sorrir para todas as coisas da vida.

AGRADECIMENTOS

Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia, pela orientação, amizade, e acima de tudo, pela humildade ao passar lições de vida.

Prof. Dr. Luiz Antonio Seraphim, pelo auxílio prestado na realização deste trabalho e pela grande amizade e desprendimento.

Prof. Dr. Cassio E. Lima de Paiva pelo incentivo e crédito

Aos professores David de Carvalho, Mário Cavichia, Edevar Luvizotto Júnior, Renato Soliani, pela ajuda e disposição para minhas dúvidas. Aos professores Jorge Trabanco e Maria Teresa Françaço, pela amizade e incentivo.

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia e Transportes da UNICAMP: Meyer, Reinaldo, Edson, Cipriano, Cleide e Wagner, pela ajuda sempre bem humorada e desinteressada, contribuindo efetivamente para este trabalho.

Aos funcionários da FEC: Paula, Benigna, Natacha, Rose, Miguel pela disposição e amizade.

Ao Marcus que me impulsionou, com amor e companheirismo, a trabalhar em busca de melhores resultados, e a sua família pela torcida e inesquecível amizade.

Aos amigos Abe, Ana Elisa e Rubens pelo incentivo inicial.

Aos Elias, Alcebiades, Stancato, Sérgio, Geraldo e Elenice pela amizade e apoio técnico.

A Juliana, Luciana, Cavalcanti, Emiliana, Zezé, Carlão, Deborah, Loredana, Lisandra, Lidiane, Renata, Zuleica e Cris por toda a força e alegria.

Aos colegas da pós graduação pela torcida.

Ao CNPq pelo apoio financeiro que viabilizou a elaboração deste trabalho.

A Deus, por me conceder, em seu imenso amor de Pai, momentos tão felizes!

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS.....	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS e ABREVIATURAS.....	xii
RESUMO	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
3.1 Considerações sobre o Solo	3
3.1.1 Introdução.....	3
3.1.2 Solos Argilosos.....	3
3.1.2.1 Água Adsorvida.....	5
3.1.3 Grupos e Minerais de Argila.....	6
3.1.4 Ligações Atômicas	8
3.1.5 O Contato entre as Partículas e a Estrutura do Solo.....	9
3.1.5.1 Orientação das Partículas.....	11
3.2 Compressibilidade dos Solos Argilosos	13
3.2.1 Introdução.....	13
3.2.2 A Teoria do Adensamento de TERZAGHI (1943).....	14
3.2.2.1 Compressão Primária e Compressão Secundária.....	16
3.2.3 As argilas e o adensamento.....	20

3.2.4 Ensaio de Adensamento.....	21
3.2.4.1 Processo de Carregamento.....	22
3.2.5 Críticas à Teoria Clássica	23
3.2.6 Compressão Primária e Secundária vs. Compressão Instantânea e Retardada	25
3.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos.....	28
3.3.1 Introdução.....	28
3.3.2 Resistência ao Cisalhamento dos Solos	29
3.3.3 A Resistência das Argilas	30
3.3.4 Considerações Iniciais sobre os Métodos de Ensaio de Resistência.....	32
3.3.4.1 Ensaio de Cisalhamento dos Solos Coesivos	33
a) Ensaio de Compressão Não Confinada.....	35
b) Ensaio de Cisalhamento Direto	36
c) Ensaio de Compressão Triaxial	36
d) Ensaio de Palheta.....	38
3.3.5 Considerações sobre os Ensaio para a Determinação da Resistência dos Solos	40
3.3.6 Considerações sobre o Ensaio de Palheta	41
3.3.6.1 Amolgamento	41
3.3.6.2 Ruptura Progressiva.....	42
3.3.6.3 Anisotropia	43
• Fator de Correção de BJERRUM (1973) (μ).....	43
3.3.6.4 Considerações finais sobre o ensaio de palheta	45
3.3.7 Fatores que Influenciam na Resistência ao Cisalhamento das Argilas.....	46
3.4 As Correlações entre Resistência Não Drenada e Pressão de Pré-Adensamento.....	47
3.4.1 Introdução.....	47
3.4.2 Breve Histórico das Correlações.....	48
3.4.3 Considerações sobre as correlações de resistência com a pressão de pré-adensamento	51

3.4.4 A Correlação de CAVICCHIA (1990).....	56
4. MATERIAIS E MÉTODOS	59
4.1 Introdução.....	59
4.2 Materiais	59
4.2.1 Caracterização das amostras	60
4.2.2 Adição	60
4.2.2.1 O aditivo.....	60
4.2.3 Avaliação da tensão de pré-adensamento inicial.....	62
4.3 Mistura e moldagem	62
4.4 Controle de qualidade de amostras.....	63
4.5 Procedimento de ensaio	64
4.6 Carregamento.....	64
4.7 Ruptura do corpo-de-prova	66
4.8 Verificação da umidade na ruptura	67
4.9 Controle dos resultados em conjunto	68
4.10 Análise dos resultados.....	69
5. RESULTADOS.....	73
5.1 Introdução.....	73
5.2 Resultados referentes às amostras.....	73
5.3 Resultados referentes aos corpos-de-prova	74
5.3.1 Adensamento dos corpos-de-prova.....	74
5.3.2 Ruptura dos corpos-de-prova pelo ensaio de palheta.....	75
5.3.3 Parâmetros de caracterização dos corpos-de-prova.....	77
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	80
6.1 Introdução.....	80
6.2 Controle de qualidade e aferição dos resultados de ensaio.....	80
6.2.1 Análise final do comportamento de cada amostra e em conjunto	86

6.3 Regressões Estudadas	87
6.3.1 Regressão do tipo $P_a = a + b \cdot s_u$	87
6.3.2 Relação P_a vs. s_u	87
6.3.3 Regressões tipo $s_u / P_a = a + b \cdot (Z)$	91
6.3.4 Regressões do tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c(Z)$	92
6.3.5 Regressão do tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$	93
6.3.6 Correlações para os solos mais plásticos	95
6.3.7 Regressões com logaritmos para os solos mais plásticos	96
6.3.8 Correlações de CAVICCHIA (1990)	97
6.3.9 Expressão geral	98
6.4 Intervalo de confiança	100
6.5 Estimativa expedita da tensão de pré-adensamento	103
6.6 Considerações finais sobre as regressões	107
6.7 Comentários finais	110
7. CONCLUSÕES	111
8. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	113
ANEXO 1	114
ANEXO 2	118
ANEXO 3	134
ANEXO 4	137
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146
ABSTRACT	150

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 - Tipo e características das ligações entre os átomos	9
TABELA 3.2 - Ensaio de Cisalhamento.....	37
TABELA 4.1 - Seqüência de carregamento para o pré-adensamento.....	65
TABELA 5.1 - Parâmetros de caracterização das amostras.....	74
TABELA 5.2 - Parâmetros de caracterização dos corpos-de-prova	78
TABELA 6.1 - Ângulo de Atrito Aparente.....	90
TABELA 6.2 - Regressões tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$	93
TABELA 6.3 - Regressões com logaritmos.....	94
TABELA 6.4 - Regressões tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$	95
TABELA 6.5 - Regressões tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (Z)$	97
TABELA 6.6 - Regressões tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$	98
TABELA 6.7 - Regressões tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (Z)$	98
TABELA 6.8 - Expressão geral (tipo: $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$).....	99
TABELA 6.9 - Expressão geral (tipo: $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (Z)$)	100

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 - Esquema de ocorrência da dupla camada de água	6
FIGURA 3.2 - Detalhe das diferentes viscosidades com o distanciamento da lâmina	6
FIGURA 3.3 - Estruturas Básicas das Argilas	7
FIGURA 3.4 - Formas de Contato entre Partículas de Argila.....	9
FIGURA 3.5 – Argila: Estrutura Dispersa	10
FIGURA 3.6 – Argila: Estrutura Flokulada	11
FIGURA 3.7 - Efeito de distorções na orientação das partículas em diferentes processos	12
FIGURA 3.8 – Esquema Reológico do Adensamento	14
FIGURA 3.9 - Camada de solo em adensamento	17
FIGURA 3.10 - Condições de Drenagem	19
FIGURA 3.11 - Célula de Adensamento.....	22
FIGURA 3.12 - Diagrama ilustrando a resistência plástica	24
FIGURA 3.13 - Compressão Instantânea e Retardada vs. Compressão Primária e Secundária. ...	26
FIGURA 3.14 - Curvas e vs. $\log P$ para diferentes períodos de tempo	27
FIGURA 3.15 - Analogia da Coesão (adaptada /LAMBE, 1951).....	33
FIGURA 3.16 - Resultados de Ensaio Rápido e Lento	35
FIGURA 3.17 - Distribuição de Tensões nas aletas e Mecanismo de Cisalhamento	39
FIGURA 3.18 - Equipamento de ensaio de palheta em laboratório.....	39
FIGURA 3.19 - Anisotropia da Resistência.....	44
FIGURA 3.20 - Fator de Correção de BJERRUM (1973).....	44

FIGURA 3.21 - Relação observada por HVORSLEV (1937)	49
FIGURA 3.22 - Relação s_u/σ' em função do limite de liquidez	49
FIGURA 4.1 - Interação entre minerais de argila como indicado pelo limite de liquidez.....	61
FIGURA 4.2 - Ruptura Característica do Ensaio de Palheta	66
FIGURA 4.3 - Esquema de amostra retirada do cilindro molde; amostra fatiada; retirada da porção para a verificação da umidade	68
FIGURA 4.4 - Relação entre P_a e s_u , para cada argila.....	68
FIGURA 4.5 - Resultado típico da relação entre a pressão de pré-adensamento e a umidade de ruptura, e a resistência não drenada e a umidade de ruptura.....	69
FIGURA 5.1 - Curvas de torque vs. rotação da palheta	77
FIGURA 6.1 - Relação entre tensão de pré-adensamento e resistência ao cisalhamento não drenada	83
FIGURA 6.2 - Curvas w_r vs. $\log s_u$ e w_r vs. $\log P_a$	86
FIGURA 6.3 - Relação P_a vs. s_u (comportamento geral da curva).....	88
FIGURA 6.4 - Comparação de valores observados com proposta de SKEMPTON(1957).....	92
FIGURA 6.5 - Relação P_a vs. s_u para condições impostas	96
FIGURA 6.6 - Relação P_a vs. s_u de todos os ensaios (CAVICCHIA, 1990 e desta pesquisa)	99
FIGURA 6.7 - Intervalo de Confiança para regressão do tipo $P_a = a + b.s_u + c(Z)$	101
FIGURA 6.8 - Intervalo de Confiança para regressão do tipo $\log P_a = a + b.\log s_u + c(Z)$	102
FIGURA 6.9 - Ábacos resultantes das regressões $P_a = a + b s_u + c (Z)$	103
FIGURA 6.10 - Ábacos resultantes das regressões $P_a = a + b s_u + c (Z)$	104
FIGURA 6.11 - Ábacos resultantes das regressões $\log P_a = a + b.\log s_u + c(Z)$	106
FIGURA 6.12 - Curvas das regressões logarítmicas.....	108
FIGURA 6.13 - Curvas das regressões não logarítmicas	109

LISTA DE SÍMBOLOS e ABREVIATURAS

A	Coefficiente de pressão neutra
a	constante da regressão
b	coeficiente da regressão
C_v	coeficiente de adensamento
CU	relativo a ensaios adensados-não drenados
c	coesão; coeficiente da regressão
c'	coesão (em termos de tensão efetiva)
D	diâmetro da palheta
DH	parâmetro ligado à resistência adicional de uma argila envelhecida
ΔH	recalque total
Δn	variação da porosidade
e	índice de vazios
ε	deformação da mola
ϕ	ângulo de atrito aparente
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
γ_s	peso específico do médio dos minerais
γ_w	peso específico da água
H	espessura da camada; altura da palheta
H_d	espessura da camada drenante
h_r	umidade de ruptura
IP	índice de plasticidade
K_0	coeficiente de empuxo em repouso

LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
M	momento na ruptura
M_h	momento resultante das bases da palheta
M_v	momento resultante da placa da palheta
P	pressão de confinamento
P_a	tensão de pré adensamento
Q	referente a ensaios rápidos (<i>quick</i>)
ρ_t	recalque no tempo t
S	referente a ensaios lentos (<i>slow</i>)
s	resistência ao cisalhamento
σ	tensão normal
S_h/S_v	relação entre a resistência do solo na direção horizontal e na vertical; anisotropia da resistência
σ'	tensão efetiva
σ_r	tensão normal na ruptura
s_u	resistência ao cisalhamento não drenada
τ	tensão cisalhantes na ruptura
t_{90}	tempo correspondente a 90% da compressão primária (método de Casagrande)
T	fator tempo
t	tempo
τ_r	tensões cisalhantes
u	pressão neutra
U	porcentagem de adensamento
Z	parâmetro característico do solo

RESUMO

FURLAN, Ana Paula. Estimativa da tensão de pré-adensamento de argilas saturadas através do ensaio de palheta: Extensão para limites de liquidez superiores a 70%. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2000. (150p.). Dissertação de mestrado.

Esta pesquisa é uma extensão do método indireto para a estimativa da tensão de pré-adensamento através do ensaio de palheta, proposto por CAVICCHIA(1990). Para tanto, foram ensaiados 62 corpos de prova, que foram inicialmente adensados com tensões de pré-adensamento bem determinadas, e em seguida levados à ruptura através do ensaio de palheta. A seguir, os valores de tensão de pré-adensamento, resistência ao cisalhamento não drenada e parâmetros de caracterização dos solos (LL, IP, atividade etc.) foram submetidos a tratamentos estatísticos. Uma vez mais, a experimentação evidenciou a conformação linear da relação entre a resistência não drenada e a tensão de pré-adensamento, configurando uma tendência comportamental dos solos. As regressões ajustadas com alguns parâmetros, levaram a valores estimados com confiabilidade superior à 85%. Além disso, a pesquisa inclui uma forma conveniente de representar as expressões graficamente, baseada em ábacos, e estes permitiram algumas conclusões sobre fatores influentes na resistência dos solos argilosos.

Palavras Chaves: argilas, estimativa indireta da tensão de pré-adensamento, resistência ao cisalhamento, ensaio de palheta.

1. INTRODUÇÃO

Torna-se cada vez mais comum e corrente, no mundo todo, nas grandes e médias cidades, a necessidade de aproveitamento de áreas pantanosas ou alagadiças, geralmente constituindo vales com declividade longitudinal muito suave.

Argilas pré-adensadas de diferentes origens geológicas formam materiais de fundação suportando estradas e pontes para vias permanentes, corredores de aeroportos e outras facilidades de transportes, estes solos caracterizam-se pela dificuldade inerente da determinação de sua resistência e compressibilidade. Os problemas de fundações envolvem duas causas principais: a primeira relaciona-se com deformações excessivas do solo, a compressibilidade é a causa mais importante; a segunda caracteriza-se pela ruptura por escorregamento interior decorrente de insuficiente resistência do solo.

Essas áreas, por serem constituídas geralmente por solos argilosos de baixa resistência e alta compressibilidade, apresentam pouca densidade e baixo padrão de edificações. Por isso mesmo, seu custo de desapropriação é baixo quando comparado com outras alternativas, e o seu subsolo, se convenientemente tratado, pode oferecer condições para servir de fundação de aterros destinados a auto-estradas e avenidas. No caso das rodovias e ferrovias, é também comum a necessidade de serem atravessadas áreas cujos subsolos são constituídos pelos mesmos tipos de solo.

Nestes casos, é indiscutível a necessidade do conhecimento dos parâmetros geotécnicos destes solos, entre eles a resistência ao cisalhamento e a pressão de pré-adensamento. De posse dos valores destes parâmetros, podem ser estudadas soluções alternativas aos viadutos e às remoções de grandes volumes de solo, muitas vezes com grandes vantagens nos custos finais e nos impactos ambientais resultantes

2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é dar continuidade aos estudos elaborados por CAVICCHIA (1990), que pesquisou a dependência entre a tensão de pré-adensamento de argilas saturadas amolgadas e a sua resistência ao cisalhamento não drenada, para solos com limites de liquidez compreendidos entre 35% e 70%.

Serão estudadas argilas com limites de liquidez mais altos, devendo estar situados entre 70% e 120%. Para tanto, corpos de prova argilosos serão adensados a pressões de adensamento conhecidas, e posteriormente submetidos à ruptura pelo ensaio de palheta que será utilizado para permitir, futuramente, verificação “in situ” dos resultados obtidos em laboratório.

Os pares de valores (P_a, s_u) serão analisados estatisticamente, tendo como fator de ajuste o teor de umidade, os limites de consistência e diferentes combinações entre eles. Para eficácia dos ajustes a pesquisa utiliza também algumas amostras de argilas com limites de liquidez menores, e faz comparações com os resultados obtidos por CAVICCHIA (1990).

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Considerações sobre o Solo

3.1.1 Introdução

O solo é formado por um sistema composto por partículas sólidas, água e ar, que freqüentemente sofre deformações quando solicitado por alguma aplicação de carga. A intensidade deste fenômeno gera mudanças nas características do mesmo, e seu comportamento tensão-deformação não é único nem tão pouco linear. Neste capítulo serão revistas as características e fatores que influenciam nas suas propriedades.

Como esta pesquisa será desenvolvida em solos moles, será direcionada maior atenção às particularidades que estes apresentam, pois em função de algumas características, como sua mineralogia ou sua estrutura, entre outras, é possível compreender propriedades dos solos relacionadas a resistência e a compressibilidade, que serão discutidas nos próximos capítulos.

3.1.2 Solos Argilosos

São consideradas partículas de argila, conforme a classificação do MIT (Massachusetts Institute of Technology), os grãos com dimensões inferiores a 2μ ($2 \cdot 10^{-3}$ mm), com forma nitidamente lamelar. Nos solos finos, freqüentemente, há uma mistura de minerais não argilosos e

minerais argilosos. Os minerais não argilosos mais comuns são: quartzo, feldspato, mica e calcita. A presença de minerais não argilosos simultaneamente com minerais argilosos dilui propriedades específicas destes como: plasticidade e coesão.

LEONARDS (1962) definiu minerais argilosos como aqueles que apresentam coesão e plasticidade, resultante das atividades de superfície das partículas; ao todo são 15 os minerais conhecidos, divididos em 4 grupos, dos quais destacam-se três deles: caulinita, illita e montmorilonita.

Define-se plasticidade de um solo como a sua propriedade de submeter-se a grandes deformações sem sofrer fissuramento e variação de volume, e em alguns solos esta propriedade deve-se à forma lamelar que permite um deslocamento relativo. Já, coesão, é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pela qual ele se torna capaz de manter-se coeso, em resumo, é a resistência ao cisalhamento quando nenhuma pressão externa atua sobre ele (VARGAS, 1977).

Para VARGAS (1977), a origem da coesão se fundamenta em três fatores:

1. *A existência de um agente cimentante natural que aglutina as lamelas do solo entre si;*
2. *Efeito de ligações eventuais entre lamelas muito próximas, caracterizado pelo potencial atrativo das lamelas coloidais, que exerce pressão também na água intersticial formando a água adsorvida;*
3. *Efeito de pressão capilar na água intersticial, quando sofre esforço de ruptura. Este efeito gera uma resistência aparente que tende a desaparecer com o movimento das lamelas, grandes deformações e também por saturação.*

As areias não possuem coesão, devendo contribuir para a sua resistência somente a parcela do atrito entre os grãos; solos que possuem fração argilosa tenderão a apresentar ganho de resistência devido à coesão, além do surgimento da propriedade da plasticidade. Entretanto a presença de minerais argílicos, juntamente com minerais não argílicos, pode influenciar na componente atrito que não permite antecipar comportamentos, como o aumento de resistência. Em muitos casos a presença de minerais de argila pode alterar esta componente, diminuindo sua contribuição na resistência global destes solos.

3.1.2.1 Água Adsorvida

A coesão da argila depende de muitos fatores, entre eles da ocorrência da água adsorvida, que é entendida como uma água que, sob grande pressão, encontra-se num estado quase sólido, por isso chamada de camada solidificada. KEEDWELL (1984) afirmou que os dipolos da molécula de água são atraídos para os íons negativos da superfície das partículas de argila resultando num arranjo altamente estruturado de moléculas de água. A ocorrência da água adsorvida depende :

- a) da natureza mineralógica da fração de argila presente, pois sabe-se que alguns minerais são mais hidrofílicos que outros;

- b) dos íons adsorvidos na superfície das partículas sólidas: estes íons são responsáveis pela atração de moléculas polares de água. Este fenômeno também contribui para a plasticidade das argilas. LAMBE (1974) concluiu que, como todas as partículas de argila tem cargas elétricas, elas tenderão a ser circundadas por uma película de água;

- c) distanciamento adequado entre partículas: o distanciamento permite a fixação da água nas partículas de argila, e tem uma relação de aumento do seu grau de fixação com a diminuição da distância entre estes.

A água adsorvida é caracterizada pela sua alta viscosidade e densidade. Alguns autores consideram-na quase como parte da configuração estrutural das argilas. A FIGURA 3.1 ilustra a ocorrência da água adsorvida junto à partícula de argila, e a FIGURA 3.2 ilustra a variação da viscosidade da água em função do distanciamento da partícula, fato explicável pela forma de ligação atômica com os componentes da água, porque esta “trabalha” como elemento estabilizador das cargas elétricas das partículas de argila.

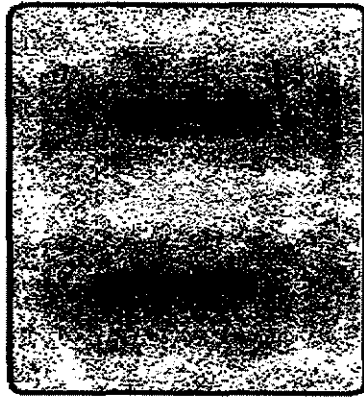


FIGURA 3.1 - Esquema de ocorrência da dupla camada de água

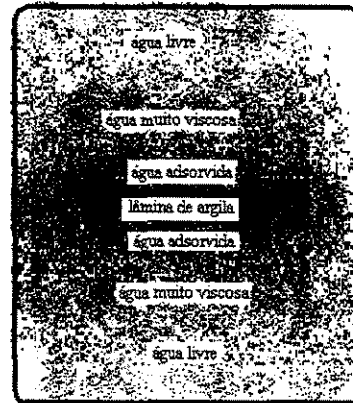
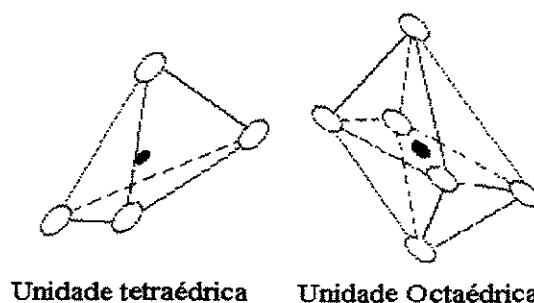


FIGURA 3.2 - Detalhe das diferentes viscosidades com o distanciamento da lâmina

3.1.3 Grupos e Minerais de Argila

Os minerais de argila podem ser formados por duas estruturas básicas principais na sua configuração. São elas:

- a) a unidade tetraédrica: esta estrutura é formada por 4 átomos de oxigênio, que numa configuração tetraédrica, unem-se com um átomo de silício (FIGURA 3.3);
- b) a unidade octaédrica: esta estrutura é formada por 6 hidroxilas, que numa configuração tetraédrica, unem-se a um átomo que pode ser de alumínio, ferro ou magnésio (FIGURA 3.3).

**FIGURA 3.3** - Estruturas Básicas das Argilas

Segundo LAMBE (1974), a natureza e composição das lamelas de minerais argílicos bem como a disposição dos seus átomos, têm importantes influências em propriedades do solo como a permeabilidade, a resistência e a compressibilidade. Por vezes esta influência pode ter um caráter negativo, do ponto de vista de sua utilização, pois alguns minerais podem conferir ao solo uma característica não usual, como por exemplo: minerais do grupo das montmorilonitas que têm propriedades expansivas, devido a ação concomitante da grande área superficial específica e de sua intensa atividade coloidal.

A área superficial específica resulta da pequena dimensão das lâminas; assim, para menores dimensões do mineral de argila, maior será a área superficial específica, e portanto, maior a tendência de aumentar o volume de água e cátions adsorvidos na superfície da lâmina, causando nestas argilas, quando em presença de água, o fenômeno da expansão.

O grupo das montmorilonitas têm em sua unidade básica, uma estrutura formada por um octaedro de alumínio entre dois tetraedros de sílica. Vale mencionar, que os elementos que constituem os minerais argílicos não se restringem ao hidrogênio, oxigênio, silício e alumínio, mas outros como ferro e magnésio, que podem estar presentes nas unidades cristalinas básicas, substituindo o alumínio e o silício, conferindo além da variedade de minerais, propriedades e atividades diferentes.

Superfícies expostas das montmorilonitas possuem cargas elétricas negativas e muitos frágeis (praticamente inexistentes), o que permite a adsorção de cátions e água, dependendo da disponibilidade de água e da natureza dos cátions, sua espessura é da ordem de $10 \cdot 10^{-10}$ m (10 Å).

O grupo das ilitas têm estrutura básica similar ao das montmorilonitas, porém são mais estáveis que estas. Sua maior estabilidade estrutural explica-se em função do balanceamento da carga negativa ocorrer com íons imutáveis, assim, o mineral argílico da ilita é resultante da substituição dos íons de Si_4^+ por Al_3^+ , tem sua deficiência de carga compensada por íons de K^+ , ocorrendo entre as unidades básicas estruturais, diferentemente das montmorilonitas que possuem esta ligação feita por cátions e água.

As caulinitas são formadas pelo empilhamento de unidades básicas estruturais: tetraédrica e octaédrica. Estes minerais não possuem elevadas cargas negativas nas superfícies, conferindo baixa atividade físico química e comportamento bastante diferente dos outros minerais argílicos. Sua espessura é algo em torno de $7 \cdot 10^{-10}$ m (7 Å).

3.1.4 Ligações Atômicas

O tipo de ligação que une os átomos divide-se em dois grupos: ligações de valência primária e ligações de valência secundária. Nas primárias, tem-se as ligações iônicas e covalentes, ditas ligações de alta energia. Nas secundárias, tem-se as ligações de *van der Waals*. As ligações de hidrogênio se localizam num plano intermediário entre as duas acima (VARGAS, 1977).

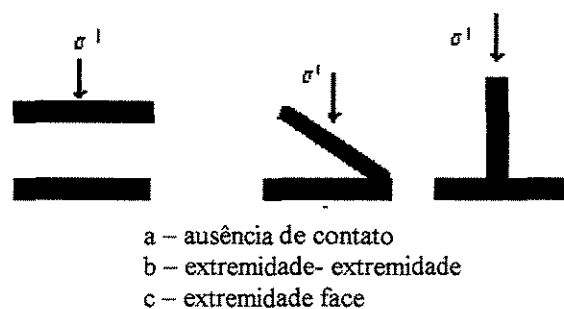
Esta classificação ainda gera algumas discussões, e há que se ressaltar que LEONARDS (1962) considerou as ligações de hidrogênio como ligações de valência secundária, fato que pode ser explicado pela fragilidade deste tipo de ligações. Uma breve explicação faz-se necessária para o entendimento do comportamento dos minerais de argila (TABELA 3.1).

TABELA 3.1 - Tipo e características das ligações entre os átomos

Tipo de Ligação	Definição
Ligações Iônicas	Ligam dois átomos através de elétrons
Ligações Covalentes	Combinação dos átomos que compartilham elétrons
Ligações Hidrogênicas	Liga o hidrogênio de uma molécula de água com o oxigênio de outra molécula de água
Forças de <i>Van der Waals</i>	Atração de duas moléculas dipolares ou entre pólos induzidos

3.1.5 O Contato entre as Partículas e a Estrutura do Solo

A estrutura natural do solo é uma rede que produz a interação de forças de sedimentação, forças que agem na superfície das partículas e subseqüentes forças geológicas (WU, 1976). O termo estrutura do solo traduz a configuração das partículas e depende do tipo de contato estabelecido entre elas. A FIGURA 3.4 mostra os tipos de contato entre as partículas de argila.

**FIGURA 3.4** - Formas de Contato entre Partículas de Argila

Segundo LEONARDS (1962), a estrutura do solo inclui ainda a composição mineralógica e propriedades elétricas, as partículas que formam o solo e suas complexas adsorções. Nas argilas são definidos dois tipos de estruturas:

- a) **Dispersa:** Esta estrutura caracteriza-se pela repulsão que mantém dispersas as partículas, sedimentando separadamente. Isto é, as partículas têm cargas opostas mantendo-as separadas durante a sedimentação pelo campo magnético. A FIGURA 3.5 mostra a estrutura dispersa, e aqui o contato ocorre entre faces de diferentes partículas (VARGAS, 1977).
- b) **Floculada:** Esta estrutura caracteriza-se pelo potencial atrativo entre as partículas, que podem ser captadas por outras (cátions adsorvidos ou moléculas de água) e sedimentar-se em blocos. A sedimentação se dá por forças gravitacionais e somente com a formação dos blocos e conseqüentemente com o aumento do peso próprio, este processo pode ocorrer desta forma, caso contrário, as partículas coloidais em suspensão em água podem não sedimentar, ficando em contínuo movimento (conhecido como movimento browniano). A FIGURA 3.6 mostra a estrutura floculada, e pode-se notar que o contato ocorre entre a face de uma partícula e a extremidade de outra partícula.



a. Estrutura
Dispersa

FIGURA 3.5 – Argila: Estrutura Dispersa



b. Estrutura
Floculada

FIGURA 3.6 – Argila: Estrutura Floculada

Fica notório e evidente que a estrutura dispersa confere ao solo maior proximidade entre as partículas e conseqüentemente menores vazios, e pode-se esperar maior estabilidade e resistência quando comparada às estruturas floculadas. Há que se ressaltar que algumas argilas, por exemplo as argilas expansivas, podem estar estáveis e configurando uma estrutura dispersa, porém a estrutura poderá se abrir para a entrada de água entre as lâminas.

3.1.5.1 Orientação das Partículas

O estudo das propriedades mecânicas do solo deve sempre ser fundamentado no conhecimento de suas características microscópicas, que auxiliam no entendimento das reações do solo quando submetido à pressões externas.

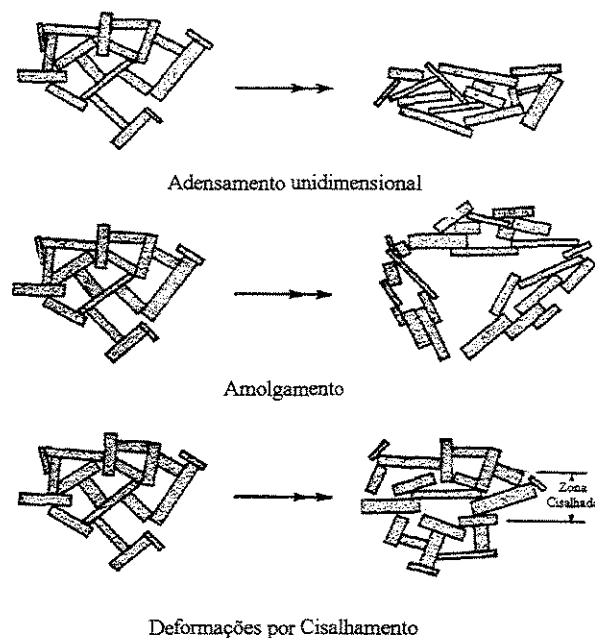
Desde que haja algum tipo de solicitação, seja ela decorrente de compressão, cisalhamento ou mesmo amolgamento, ocorrerão mudanças na estrutura das argilas. Estas mudanças ocorrem como resultado de um novo arranjo das partículas. Segundo LEONARDS (1962), a importância das posições relativas e configurações de superfície podem influir não somente na permeabilidade e características de deformação como também na distribuição das tensões numa massa de solo. Todos estes efeitos são inerentes aos solos finos, uma vez que a orientação e o espaço entre as partículas têm importantes influências nas ligações desenvolvidas entre as partículas e portanto sobre as propriedades.

ROSENQVIST (1959), citado por LEONARDS (1962), desenvolveu conceitos sobre orientações de partículas, quanto a suas condições de ocorrência e solicitações. A dissipação da pressão e a diminuição dos vazios provocada pelo adensamento unidimensional terão efeitos

sobre a orientação das partículas, de tal forma que elas tenderão a se posicionar paralelamente umas às outras, o que caracteriza a estrutura dispersa.

O amolgamento seria responsável por mudanças na orientação das partículas, com agrupamentos de partículas de características dispersas, mas não em toda a porção de solo. Também o cisalhamento contribui para a orientação dispersa na zona cisalhada. A FIGURA 3.7 mostra a orientação original e a orientação resultante dos processos acima citados; os mesmos serão de grande importância para análise do adensamento e resistência das argilas.

ROSENQVIST (1959) acreditava que sedimentos de argila natural tinham uma orientação muito parecida com a floculada, dependendo da concentração iônica do fluido; por exemplo, o autor relatou que as argilas marinhas têm arranjos mais abertos que as argilas de água doce, comprovando o efeito que a concentração iônica e troca de cátions exercem sobre as estruturas dos solos argilosos, em concordância com VARGAS (1977).



(Fonte: LEONARDS/1962)

FIGURA 3.7 - Efeito de distorções na orientação das partículas em diferentes processos

3.2 Compressibilidade dos Solos Argilosos

3.2.1 Introdução

Entende-se por compressibilidade a propriedade que alguns corpos possuem de mudar seu volume ou forma quando sofrem solicitação de uma sobrecarga. A qualquer solicitação os solos respondem com deformação, e esta variação de volume é característica a cada tipo de solo. Na engenharia, o fenômeno da compressibilidade implica em dois problemas fundamentais: o primeiro se dá quando ocorrem deslocamentos e recalques, porém sem que a tensão atinja o valor da máxima resistência do mesmo; o outro problema se relaciona à estabilidade, ou seja, quando as tensões igualam ou excedem a resistência da massa de solo solicitada.

Nos solos de granulometria grossa, a deformação do esqueleto sólido envolve deslocamento de grãos, podendo resultar em compressão, expansão ou deformação. Supondo a presença de fluido nos interstícios, a ação de uma sobrecarga resultará na expulsão do fluido com facilidade devido à sua alta permeabilidade.

Nos solos finos, ou com porcentagem significativa deles, a compressibilidade é muito maior devido à combinação de três fatores: a grande área superficial específica, a atividade coloidal intensa e a especial afinidade pela água. A compressibilidade destes solos depende da expulsão do fluido, o que em geral é um processo lento devido à baixa permeabilidade dos mesmos.

A proposta desta pesquisa de estimar a tensão de pré-adensamento dos solos a partir de sua resistência ao cisalhamento não-drenada, implica no esclarecimento do comportamento dos solos, no que se refere ao fenômeno da compressibilidade e à influência direta ou indireta na sua resistência.

3.2.2 A Teoria do Adensamento de TERZAGHI (1943)

Sabe-se que as relações tensão-deformação-tempo são propriedades mecânicas dos materiais e que para os materiais plásticos essa relação tem seu grau de complexidade aumentado. O adensamento de um solo é a mudança de volume devido à expulsão do fluido (água) dos seus interstícios com o tempo, ou seja, a diminuição do índice de vazios mediante uma sobrecarga, pois é assumido que a matéria sólida e a água são relativamente incompressíveis, respondendo a solicitações com mudança de volume desprezível. Em resumo, essa transferência da carga para a estrutura do solo é acompanhada da mudança de volume do solo que é igual ao volume de água drenada (LAMBE, 1951), conforme FIGURA 3.8.

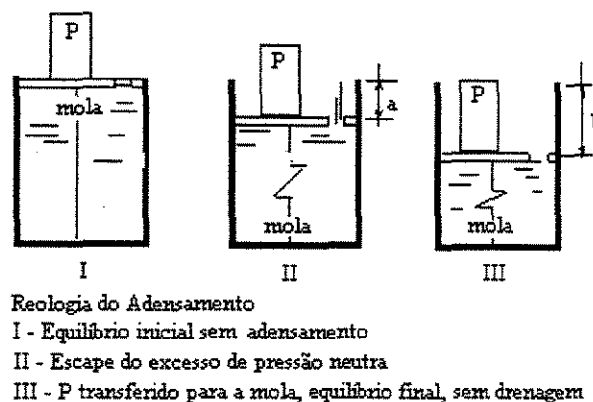


FIGURA 3.8 – Esquema Reológico do Adensamento

O fenômeno do adensamento é baseado em suposições que representam uma aproximação da realidade. Foi TERZAGHI (1943) quem propôs a teoria do adensamento, também chamada de teoria clássica, que é largamente difundida. Suas hipóteses são:

1. O solo que está sofrendo o processo do adensamento é considerado homogêneo e saturado;
2. O sistema sólido-água é perfeitamente incompressível;
3. A massa infinitesimal comporta-se como massa representativa da massa total;

4. A compressão é unidimensional e vertical;
5. O fluxo é unidimensional e vertical;
6. A lei de Darcy é válida;
7. Constância de algumas propriedades (como a permeabilidade e a compressibilidade);
8. A curva e vs. $\log \sigma'$ é uma linha reta para qualquer incremento de tensão com valores maiores que a tensão de pré-adensamento.

Estas suposições objetivam não só a representação da realidade, mas também possibilitam o estudo do comportamento dos solos finos. Dentro deste raciocínio, a consideração do solo homogêneo é imprescindível e sem a qual resultaria em comportamentos distintos. Outro aspecto importante nas considerações de TERZAGHI (1943), é a completa saturação (mesmo não representando a realidade), porém, para o estudo em termos de parcial saturação, levaria a refletir que a presença de gás implicaria em variação de volume apreciável. TAYLOR (1948) considerou que em depósitos sedimentares de argilas a saturação é quase completa e portanto é razoável que se assuma a completa saturação.

O adensamento é o resultado da variação de volume devido à expulsão da água intersticial (ou água livre), sendo que a variação volumétrica que possa ocorrer resultante da compressão da matéria sólida e da água contida nos vazios pode ser desconsiderada. A consideração de compressão e de fluxo unidimensional, se deve ao fato de que a instrumentação de ensaio ocorre nestas condições, porém LAMBE (1951) acrescentou que o grau de adensamento tende a um aumento quando as condições de drenagem são mais favoráveis.

A hipótese de que algumas propriedades do solo permanecem constantes durante o adensamento é complexa. Segundo MITCHELL (1993), "*a permeabilidade e a compressibilidade são alteradas pelo amolgamento da amostra e pelo próprio adensamento*", porém LAMBE (1951) observou que, apesar dessas alterações significativas não serem incomuns, não devem influir, à primeira vista, em muitos problemas práticos de engenharia.

A curva e vs. $\log \sigma'$ é comprovada por ensaios laboratoriais, mostrando que a relação entre o índice de vazios contra o logaritmo da tensão efetiva resulta em uma linha aproximadamente reta depois da tensão de pré-adensamento. Pode ser assumida tal suposição, levando-se em consideração seus possíveis efeitos em predição de recalques. MITCHELL (1993),

contrariamente, observou que para os solos finos a *relação e vs. $\log \sigma'$ não é única e sofre efeito, entre outros fatores, do grau de carregamento e o do tempo*. O tempo é um fator inter-relacionado com a transferência de carga para a massa de solo, e para diferentes intervalos de tempo o processo terá diferentes graus de adensamento. MITCHELL (1993) afirmou que a curva e vs. $\log \sigma'$ não é linear, como previa TERZAGHI (1943). Assim, apesar de largamente difundida, a teoria clássica ainda acumula dissensões sobre a sua concepção.

3.2.2.1 Compressão Primária e Compressão Secundária

Para TERZAGHI (1943), o fenômeno do adensamento se dá em duas fases bem distintas, chamadas de compressão primária e compressão secundária, respectivamente. O entendimento destes processos dá-se em função da distribuição de tensão num determinado ponto da camada de solo. Quando a condição inicial é de equilíbrio hidráulico e a carga está uniformemente distribuída na superfície, a pressão na água numa profundidade H, é igual a equação 3.1:

$$u = \gamma_w \cdot H \quad (3.1)$$

Onde:

u: pressão neutra

γ_w : peso específico da água

H: profundidade

A tensão total (σ) numa camada é o resultado da soma da tensão devido ao peso das camadas sobrejacentes mais a pressão devido ao nível d'água. E o resultado da diferença entre a tensão total e a pressão na água é a tensão efetiva (σ') que pode ser escrita pela expressão 3.2:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.2)$$

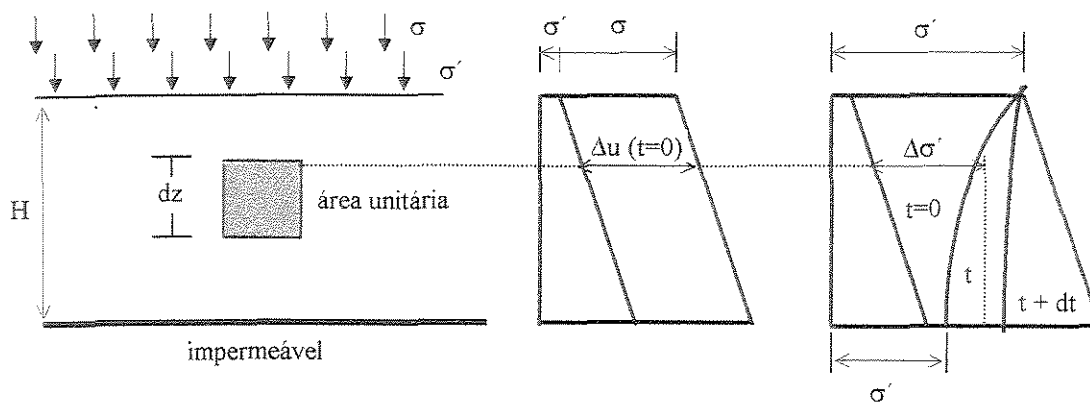
Onde:

σ' : tensão efetiva

σ : tensão total

u : pressão neutra

Quando ao solo saturado é aplicada uma pressão, há mudanças no estado de tensões decorrentes da aplicação da carga (σ). Imediatamente após a solicitação, num tempo $t = 0$, a pressão na água é a própria sobrecarga (σ), sugerindo que neste instante a carga é totalmente suportada pela pressão neutra. Com a dissipação de pressão neutra, a igualdade $\Delta u = \sigma$ é invalidada, e, para um tempo $t = t$, a pressão na água tende a diminuir com a expulsão da água livre, assumindo a área limitada pela curva t (FIGURA 3.9), demonstrando que as tensões já estão atuando numa parcela do solo como tensão efetiva, provocando uma variação de volume. Evoluem até que atingem um estado onde a tensão efetiva é a própria sobrecarga σ , quando tem-se a total dissipação do excesso de pressão neutra. A pressão $\Delta\sigma$ passa a chamar-se, somente neste estágio ($\sigma' = \sigma$), de pressão de adensamento, pois foi responsável pelo adensamento total verificado.



(Fonte: SERAPHIM/1997)

FIGURA 3.9 - Camada de solo em adensamento

SEÇÃO CIRCULANTE

A dissipação de pressão neutra por unidade de tempo pode ser escrita, em termos de tensão efetiva, da expressão 3.3:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (3.3)$$

A compressão primária caracteriza-se pela dissipação do excesso de pressão neutra, ou seja, quando sob uma pressão atuante superior ao peso próprio imposto pelas camadas subjacentes e pelo nível d'água, o solo expulsa o excesso de pressão neutra levando-o a valores de pressão hidrostática. A redução do volume de uma massa de solo acontece até que toda a tensão normal passe a atuar como tensão efetiva. O termo tensão efetiva foi aqui utilizado para esclarecer que a sobrecarga está atuando efetivamente na estrutura sólida do solo.

A compressão secundária teoricamente começa a ocorrer quando a compressão primária termina, ou seja, a compressão secundária pode ser expressa como um rearranjo ou uma reacomodação das partículas sólidas do solo. Segundo BJERRUM (1967), a compressão secundária pode ser mais importante que a primária em situações específicas: quando o período de sua ocorrência é de milhares de anos, ou conforme a história das tensões ocorrida, além de se considerar a presença de finos, que possibilitaria inúmeros novos re-arranjos entre as partículas. BJERRUM (1967) mostrou, a partir de estudos em argilas pós-glaciais norueguesas (*quick clays*), que o efeito do tempo no adensamento pode levar o solo à características de pré adensamento (este efeito será melhor investigado no item sobre compressão retardada).

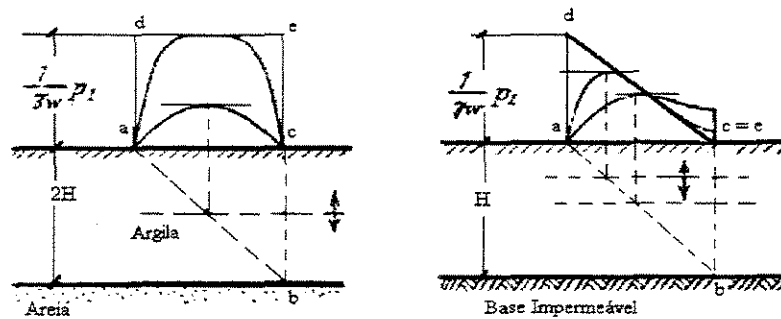
A forma diferencial para as compressões primária e secundária está relacionada ao aumento da tensão efetiva em função do tempo (MITCHELL, 1993), conforme a expressão 3.4:

$$\frac{de}{dt} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{d\sigma'}{dt} + \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.4)$$

Para MITCHELL (1993), a expressão 3.4 pode ser entendida em duas partes, uma, onde a dependência da derivada parcial da tensão efetiva é a parte responsável pela compressão primária, e outra, que independe da variação da tensão efetiva, é a representação da compressão

secundária, onde o excesso de pressão neutra já foi completamente dissipado. A expulsão do excesso de pressão neutra depende da camada drenante; assim no progresso do adensamento, a dissipação da pressão neutra assume curvas assintóticas características, para diferentes tipos de drenagens, conforme FIGURA 3.10.

Toda a expulsão de fluido implica em variação de volume e do índice de vazios. A redução de volume pode ser traduzida como recalque, que é o movimento da superfície da camada devido ao adensamento, que pode ser calculado pela expressão 3.5.



(Fonte: TERZAGHI /1943)

FIGURA 3.10 - Condições de Drenagem

$$\Delta H = H \cdot \Delta n \quad (3.5)$$

Onde:

ΔH : recalque total

H: espessura da camada

Δn : variação da porosidade

O recalque pode ser calculado num tempo t, a partir da consideração da expressão 3.6:

$$\rho = \Delta H \cdot U \quad (3.6)$$

$$U = f(T) \quad (3.6.a)$$

$$T = \frac{C_v}{H_d^2} \cdot t \quad (3.6.b)$$

Onde:

ρ : recalque no tempo t

ΔH : recalque total

U : porcentagem de adensamento no tempo t ¹

T : fator tempo

C_v : coeficiente de adensamento

H_d : espessura da camada drenante

T : tempo

3.2.3 As argilas e o adensamento

As argilas podem ser classificadas conforme o estágio de adensamento em que se encontram, conforme explicação abaixo:

- a) Argilas normalmente adensadas: são aquelas que não sofreram solicitação de cargas superiores às geostáticas (resultante do peso próprio de suas camadas e nível d'água). Porém incluem-se aqui, casos de solos que foram solicitados por cargas maiores que as geostáticas e completaram o processo do adensamento, encontrando-se estabilizados.

¹ A função $U = f(t)$ já foi resolvida e pode ser encontrada em forma de tabelas.

b) Argilas pré-adensadas ou sobre-adensadas: são aquelas que sofreram solicitação de carga no passado superior àquela atual, resultante de diversas situações, dentre estas: a remoção de camada de solo, alteração do nível d'água.

c) Argilas em vias de adensamento: São aquelas em que o adensamento ainda não se completou. Esta condição pode ser resultado de sobrecarga por motivos de obra civil sobre estas camadas, por exemplo.

3.2.4 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento permite a obtenção da tensão de pré-adensamento, dos parâmetros do solo como seu coeficiente de compressibilidade, índice de compressão e permeabilidade. O ensaio foi padronizado a partir do desenvolvimento da teoria clássica de adensamento de TERZAGHI (1943). É executado sobre amostras indeformadas representativas da camada de solo. Essas amostragens envolvem técnicas de extração, transporte, conservação das características do solo e manuseio que não primam pela facilidade, além de uma série de dificuldades relacionadas à perda de umidade, distúrbios, amolgamento e mudanças no estado de tensões.

LEONARDS E RAMIAH (1959), citado por LEONARDS (1962), concluíram que, se forem observados os cuidados necessários para a diminuição destas influências, outros fatores não irão influenciar significativamente, como: variação de temperatura moderada, variação do tamanho das amostras e a duração da carga. O que de fato influenciará, segundo os autores, é o amolgamento das amostras.

O equipamento onde é executado o adensamento, chamado de prensa ou odômetro, é provido de um anel metálico de pequenas dimensões, fixo ou não, onde deverá ser confinada a amostra entre pedras porosas que caracterizam a superfície drenante, e fica acoplado a uma unidade que receberá as pressões, conforme esquema da FIGURA 3.11.



Esquema de Célula de Adensamento

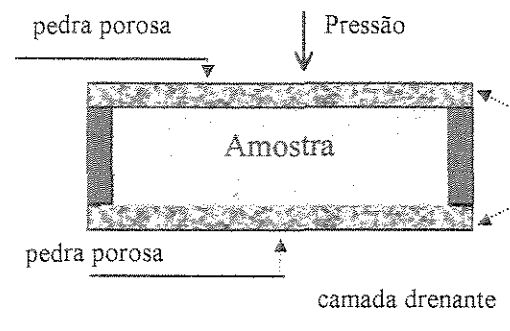


FIGURA 3.11 - Célula de Adensamento

3.2.4.1 Processo de Carregamento

O procedimento de carregamento recomendado consiste na duplicação das cargas a cada vinte e quatro horas. Mesmo sabendo que para alguns solos este tempo pode ser de doze horas, esta prática não é conveniente, devido os efeitos do fluxo plástico na compressão secundária. O tempo de carregamento e a drenagem permitem que o corpo de prova atinja seu t_{90} , em outras palavras, a sobrecarga aplicada já atinge a totalidade das partículas com 90% da tensão efetiva; é uma ferramenta que sinaliza a entrada do corpo de prova no estágio de compressão secundária, onde todo o excesso de pressão neutra já foi dissipado.

TERZAGHI (1943) considerou que o processo de adensamento é controlado totalmente pelo intervalo hidrodinâmico, acumulando dissensões neste sentido, sobretudo quanto à existência de um intervalo plástico provocado pela velocidade de carregamento, e que poderá ter sua magnitude ampliada mediante a presença de finos e, conseqüentemente, água adsorvida e “águas” mais viscosas que a água livre (TAYLOR, 1948).

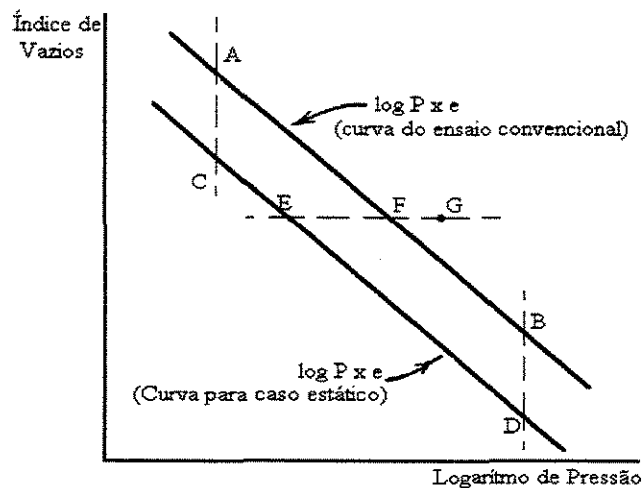
3.2.5 Críticas à Teoria Clássica

As primeiras críticas à teoria do adensamento foram levantadas por FILLUNGER, que, frente à inovação da proposta de TERZAGHI (1943) e FRÖLICH (1935), criticava, além de problemas de metodologias de ensaios, a não consideração da inércia, pois sabe-se (hoje) que para vencer a resistência estática é preciso suplantarmos um gradiente crítico maior que o gradiente necessário para promover a manutenção da dissipação (citado por BOER, 1996). TERZAGHI (1943), baseado em ensaios de HEINRICH (1938), observou que: “*Todo o processo de adensamento envolve transição do excesso de água de um estado de repouso para um estado de movimento. Na derivação (da teoria), a energia exigida para vencer a inércia da água foi negligenciada*”, e, após rigorosos cálculos considerando as forças de aceleração, concluiu que: “*(...) esta solução demonstrou que o erro envolvido na solução original não excede poucos décimos de um por cento*”.

TAYLOR (1948) evidenciou que a teoria de TERZAGHI (1943) desconsiderou o intervalo plástico, concluindo que o fenômeno do adensamento sofre o efeito de dois fatores que contribuem para a demanda de tempo: o intervalo hidrodinâmico e o intervalo plástico. O intervalo hidrodinâmico é o que rege o fluxo de água no solo, que depende da sua permeabilidade. Em outras palavras, é o tempo exigido para a saída de água do solo. O intervalo plástico é aquele provocado pela ação plástica resultante da água adsorvida próxima dos minerais de argila, em contato ou em pontos próximos, chamado de resistência plástica estrutural à compressão. A FIGURA 3.12 mostra diferentes curvas da variação e vs. $\log \sigma'$, para o entendimento da resistência plástica. Apresenta duas retas paralelas, onde AB representa a variação para incremento de carga de 24 horas. A reta (CD) representa uma aproximação da variação e vs. $\log \sigma'$ para incremento de carga de longa duração.

TAYLOR (1948) afirmou que o intervalo plástico ocorre durante e após a compressão primária. A reta de longa duração (CD) da FIGURA 3.12 é uma aproximação de um solo cuja drenagem teria ocorrido num período de dez anos, e demonstra que as pressões intergranulares não têm um valor constante como propôs TERZAGHI (1943), mas depende da velocidade em

que o carregamento está ocorrendo, concluindo-se que, com o aumento da velocidade de carregamento, a tensão tenderá a aumentar simultaneamente.



(Fonte: TAYLOR/1948)

FIGURA 3.12 - Diagrama ilustrando a resistência plástica

No que se refere à compressão primária e resistência plástica, TAYLOR (1948) observou: “ (...) Na compressão primária a velocidade de carregamento é alta e a resistência plástica também, conseqüentemente o excesso de pressão hidrostática deve ser menor do que os valores indicados pela teoria de TERZAGHI (1943)”. Para TAYLOR, se os valores do excesso de pressão neutra forem menores que os apontados pela teoria clássica, também os gradientes serão menores e a drenagem mais lenta. Esta quantia adicional de tempo exigida para a compressão primária é o intervalo plástico, e a sua consideração ... “ depende principalmente do grau que a resistência plástica suplantará o excesso de pressão neutra assumido na teoria clássica.” Existe uma preocupação em se definir a compressão secundária e sua importância no processo de adensamento, inclusive pela relação com a resistência estrutural e a estabilidade do solo. Altas

velocidades de carregamento podem colaborar com o surgimento da resistência dependente da viscosidade do fluido intersticial. O que se nota é que tanto a resistência plástica quanto a resistência viscosa são dependentes da velocidade de carregamento, mas ainda é prematuro qualquer tipo de afirmação quanto a este fato.

A medida da variação de volume determinada pela compressão secundária, além de desconhecida, é imensurável por dois motivos conflitantes; o primeiro é que não é definido quando ela começa a ocorrer no adensamento; o segundo é que não é possível prever seu final, haja vista que o próprio fundamento de adensamento secundário envolve (para a maioria dos autores) um processo de acomodação de partículas sem dissipação de pressão neutra.

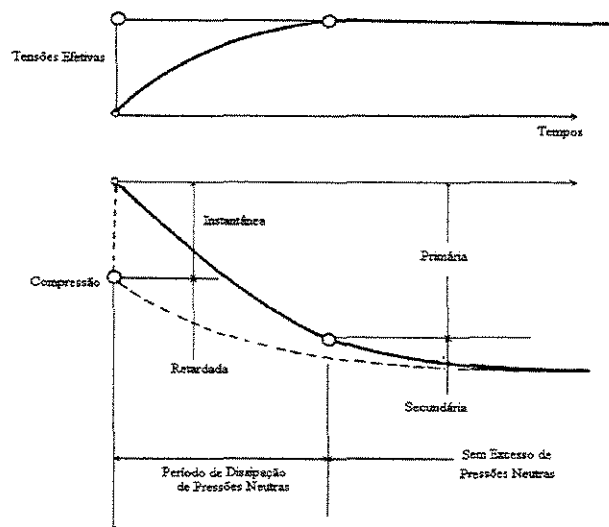
O processo para a determinação numérica da tensão de pré-adensamento tornou-se outro elemento conflitante na teoria clássica e tem acumulado dúvidas, sobretudo por ser um processo gráfico onde a escala gera diferenças de resultados. O método proposto por CASAGRANDE depende da localização do ponto de maior curvatura no gráfico e $vs. \log \sigma'$, e em vista disto, além da inerente dificuldade, o processo envolve incertezas, que não raro, implicam em interpretações subjetivas (SOUZA PINTO, 1992). É certo que o método de CASAGRANDE não é único e nem regra para a determinação da pressão de pré-adensamento, mas considerando sua ampla utilização no meio técnico, desde que usado, deve ser discernido sobre suas influências no resultado final.

3.2.6 Compressão Primária e Secundária vs. Compressão Instantânea e Retardada

Em linhas gerais, a teoria clássica permite a consideração de duas etapas de compressão do solo como resposta à solicitação do carregamento, sendo dependente unicamente do intervalo hidrodinâmico: compressão primária e compressão secundária.

BJERRUM (1967) propôs uma situação de compressão particular, resultante de seus estudos em argilas pós-glaciais norueguesas. O autor sugeriu que o processo de adensamento é constituído por outras duas fases bastante definidas: *compressão instantânea e compressão retardada*, que tem o tempo como fator de diferenciação.

Propôs que a ocorrência da compressão imediatamente após aplicação de carga, acontece durante um período de 24 horas, denominando-a de instantânea. A compressão retardada é caracterizada pela junção das etapas: dissipação de excesso de pressão neutra e acomodação das partículas. A FIGURA 3.13 ilustra o comportamento de um solo através das teorias de TERZAGHI (1943) e BJERRUM (1967).



(Fonte: BJERRUM/1967)

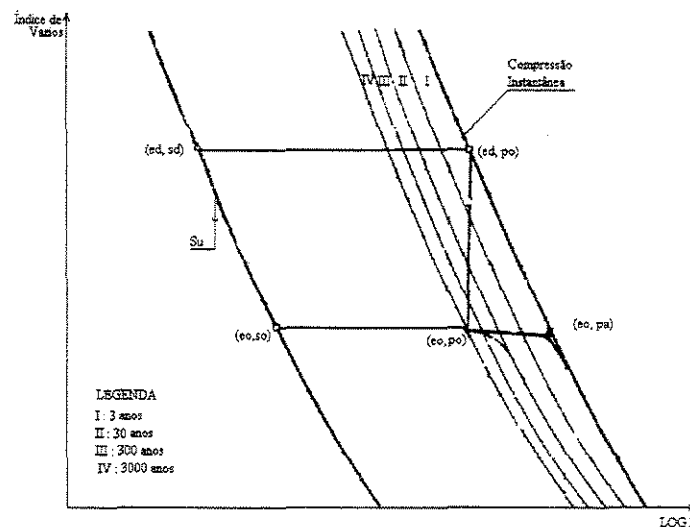
FIGURA 3.13 - Compressão Instantânea e Retardada vs. Compressão Primária e Secundária.

A complexidade da teoria de BJERRUM (1967) implicava, dentre outras coisas, a consideração do tempo. Conforme a FIGURA 3.13, a compressão instantânea tem sua importância e efeito minorado se comparada à compressão retardada; assim, na consideração de um longo período de anos, torna-se evidente a importância da compressão retardada. A partir desta suposição a compressão instantânea é quase negligenciável quando considerada em longos períodos, e a compressão retardada foi tida por BJERRUM (1967) como a responsável pela significativa variação de volume.

O fato é que, mesmo diante deste conflito de hipóteses, no estudo das propriedades geotécnicas das argilas norueguesas, BJERRUM (1967) comprovou que a compressão retardada

é tão ou mais importante que a instantânea, conferindo maior estabilidade ao solo e um ganho de resistência.

A FIGURA 3.14 demonstra a variação da curva e vs. $\log P$ em função do tempo de permanência de carga. Quanto à maior estabilidade dos solos, dentro da chamada compressão retardada, BJERRUM (1967) afirmou que é bastante razoável atribuir à compressão retardada a responsabilidade pelo aumento da coesão, evidenciada pela diminuição do índice de vazios, o que, para longo período, conferiria ao solo além do ganho de resistência (inclusive estrutural), características de pré-adensamento.



(Fonte: BJERRUM /1967)

FIGURA 3.14 - Curvas e vs. $\log P$ para diferentes períodos de tempo.

BJERRUM (1967) acreditava que efeito do fluido no adensamento, responsável pela troca de cátions de sódio, pode alterar as características de compressibilidade e ainda influenciar a resistência do solo. Este processo é bastante comum em regiões de clima tropical, onde combinação de precipitações e ação de agentes cimentantes (com ferro e alumínio) conferem ao

solo um ganho de resistência; este fenômeno é compreendido pelo estudo dos solos tropicais como laterização.

3.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

3.3.1 Introdução

Para a solução de problemas práticos da engenharia é fundamental o conhecimento das propriedades da resistência dos solos, sobretudo na análise da estabilidade, ruptura e na adoção de parâmetros de projetos.

A resistência dos solos é de difícil definição pois envolve dois conceitos: ruptura e deformação excessiva, mas geralmente é definida como a tensão de cisalhamento sobre a superfície de ruptura no momento da ruptura. Porém sua complexidade reside no fato da ruptura ocorrer em uma superfície bem definida, ou desenvolver-se em muitos locais numa superfície de ruptura de difícil definição.

Neste propósito, é importante que se entenda que a ruptura de uma massa de solo será iminente quando a tensão cisalhante (τ) igualar-se à resistência intrínseca do material, que é função da pressão normal atuante (σ), no ponto sobre o plano em questão (Expressão 3.7).

$$\tau = f(\sigma) \quad (3.7)$$

3.3.2 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

A resistência ao cisalhamento dos solos foi originariamente estudada por MOHR em 1900, baseada num postulado que assume que a ruptura de um material irá ocorrer quando as tensões cisalhantes impostas, ao longo da superfície de ruptura, excederem o valor da resistência do mesmo (citado por LEONARDS, 1962). Dentro deste enfoque, COULOMB representou a resistência como uma função linear das tensões normais sobre um plano num ponto específico (conforme expressão 3.7).

A consideração teórica da resistência envolve o tratamento de temas mais gerais como: atrito de corpos sólidos, tensão num ponto, pressões intrínsecas e teorias de resistência. TAYLOR (1966), em concordância com o conceito de TERZAGHI (1943), fundamentou que as tensões cisalhantes são suportadas pelo esqueleto sólido do material e que, da combinação crítica entre as tensões cisalhantes e tensão normal efetiva desenvolvida (atuante nos grãos), dá-se a ruptura. A resistência pode ser analisada em termos de tensões efetivas, o que implica em parâmetros de resistência mais condizentes com a situação de campo. Assim, em termos de tensões efetivas, a resistência ao cisalhamento resulta na expressão 3.8:

$$\tau_r = c' + \sigma'_r \cdot \tan \phi' \quad (3.8)$$

Onde :

τ_r : tensão cisalhante na ruptura

c' e ϕ' : parâmetros de resistência do solo (respectivamente, coesão e ângulo de atrito efetivo)

σ'_r : tensão normal efetiva na ruptura

A resistência, em termos de tensões totais, é uma simplificação oriunda da antiga dificuldade da coleta de dados de desenvolvimento de pressões neutras. VARGAS (1978), ponderou que esta simplificação desconsidera elementos inerentes como a natureza dos solos, história de tensões, condições de drenagem, tempo de ruptura e grandeza das solicitações dentre

outros que afetam diretamente os parâmetros c e ϕ . Sem estes cuidados, os resultados seriam no mínimo questionáveis. A resistência em função das tensões totais é expressa pela relação 3.9:

$$\tau_r = c + \sigma_r \tan \phi \quad (3.9)$$

Onde :

τ_r : tensão cisalhante na ruptura

c e ϕ : parâmetros de resistência do solo (respectivamente, coesão e ângulos de atrito aparente)

σ_r : tensão normal na ruptura

O que se tinha era a dificuldade de se determinar a resistência efetiva do solo “in situ”, mas a proposta de ensaios com dados de desenvolvimento de pressões neutras permitiu o conhecimento das condições de tensões, bem como seu controle, tendo ganho em aceitação devido à sua adaptabilidade e precisão de resultados. De qualquer forma, a simplificação é uma ferramenta útil para a estimativa da resistência dos solos, sobretudo para solos saturados em condições de ensaios que não permitam variação no teor de umidade e índice de vazios.

3.3.3 A Resistência das Argilas

Os solos granulares, como as areias e siltes, não possuem a propriedade da coesão, assim sua resistência é atribuída ao atrito entre os grãos. Cabe então a explicação de TERZAGHI (1943), que argumentou: “...as pressões aplicadas ao solo são suportadas pelo esqueleto sólido do material”. O autor antecipou a analogia da resistência somente em função do ângulo de atrito interno, responsável pela resistência dos solos não coesivos, conforme expressão 3.10.

$$s = \sigma \tan \phi \quad (3.10)$$

Onde :

σ : tensão normal

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

s: resistência do solo

Os elementos da resistência ao cisalhamento das argilas são consideravelmente mais complexos que os dos solos granulares, devido à presença da coesão; esta complexidade atribui-se ao fato da coesão sofrer a influência circunstancial de diversos fatores, dentre eles: umidade, carregamento, tipo de ensaio (quanto às condições de drenagem e quanto ao adensamento). Assim, com a influência dos fatores em particular ou da combinação deles, a contribuição da parcela de coesão no valor numérico da resistência ao cisalhamento das argilas, será bastante diversificada.

Na equação empírica de COULOMB para solos coesivos, a resistência foi expressa pela equação 3.11:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (3.11)$$

Onde :

σ : tensão compressiva

c e ϕ : parâmetros do solo (respectivamente, coesão e ângulo de atrito interno)

s: resistência do solo

Entretanto, para a Teoria de MOHR-COULOMB a coesão tinha sua importância majorada quanto maior for sua contribuição na resistência ao cisalhamento das argilas, chegando a limites onde a resistência é a própria coesão, denominada resistência não drenada (conforme expressão 3.12). A resistência não drenada é considerada quando há completa saturação do solo e as argilas não apresentam variação no teor de umidade. Segundo SKEMPTON (1948), *esta*

suposição leva a valores razoáveis de resistência quanto a pressões de terra, capacidade de carga e estabilidade de taludes, sobretudo por sua característica conservativa, mas ponderou que, apesar de todas as argilas possuírem coesão, esta relação não se aplica como regra geral.

$$s = c \quad (3.12)$$

com $\phi = 0$

Onde :

c: coesão do solo

s: resistência do solo

3.3.4 Considerações Iniciais sobre os Métodos de Ensaio de Resistência

A adoção de um método de ensaio para a determinação da resistência requer a análise da composição e propriedades do solo, assim como uma razoável precisão do seu resultado em valores numéricos. Isto envolve, entre outros fatores, a utilização de técnica apropriada, amostras representativas e instrumentação satisfatória. Muito embora os elementos citados sejam de grande importância na tomada de decisão, o julgamento envolve ainda custo, rapidez e simplicidade.

Os métodos para a determinação da resistência dos solos são classificados como diretos e indiretos em função dos seus resultados. O método direto possibilita a determinação do valor numérico da resistência, enquanto que o método indireto permite a determinação do valor de resistência a partir de aproximações ou correlações (em função de alguma propriedade da resistência).

Além destes parâmetros de distinção acima expostos, há que se considerar dois outros fatores que se aliam à decisão pelos métodos, tendo SOWERS (1963) os chamado de:

a) Fatores de Meio Ambiente: onde os ensaios são executados sob as mesmas condições de campo, com exatidão;

b) Fator Padronização: quando os ensaios possibilitam a adaptação, a uniformidade e a presença dos componentes de campo, permitindo sua avaliação, previsão das condições adversas e extrapolações (fundamentada pela mecânica de solos).

Enfim, este item 3.3.4 objetivou o esclarecimento de alguns fatores que inicialmente motivam a adoção de alguns ensaios de resistência dos solos. A partir daqui serão avaliados e discutidos os ensaios de resistência dos solos mais utilizados, suas vantagens e desvantagens.

3.3.4.1 Ensaio de Cisalhamento dos Solos Coesivos

Os solos coesivos apresentam duas componentes que formam a resistência dos solos: atrito e coesão. Esta última depende da carga atuante e da pressão intergranular. A FIGURA 3.15 mostra a analogia da coesão, de onde tem-se a relação entre a força normal aplicada e a força cisalhante necessária para mover o corpo.

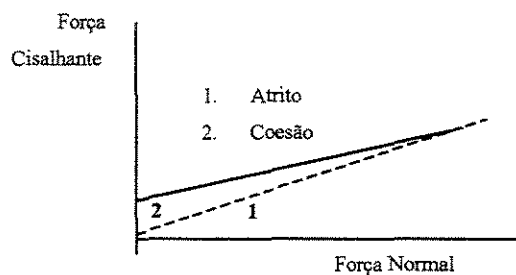


FIGURA 3.15 - Analogia da Coesão (adaptada /LAMBE, 1951)

A estrutura sólida dos solos coesivos será atingida pela carga aplicada com maior intensidade se for permitida a drenagem. Os tipos de ensaios de resistência dos solos são denominados em função das características de drenagem; são eles:

- a) Ensaio Drenado (Ensaio Lento): São ensaios cuja aplicação de carga é feita numa velocidade tão baixa, que permite que o corpo-de-prova drene o excesso de pressão neutra provocado por ela;

- b) Ensaio Não-Drenado (Ensaio Rápido): A velocidade de aplicação de carga é feita rapidamente, não permitindo que a drenagem ocorra. Nestes ensaios há ainda a possibilidade de permitir que o corpo-de-prova seja adensado previamente, são os chamados: Adensados - Não - Drenados.

Cada tipo de ensaio tem uma finalidade ou se ajusta melhor a determinado tipo de solo e condições existentes. Por exemplo, há dificuldades para que os ensaios lentos sejam utilizados para solos coesivos, isto porque a baixa permeabilidade dos mesmos demandaria um grande intervalo de tempo para a total dissipação do excesso de pressão neutra. Para estes tipos de solos, os ensaios mais aplicáveis são os ensaios rápidos.

Com a versatilidade destas combinações em simular as condições de campo, pode-se evidenciar experimentalmente que a drenagem confere ao solo ganho de resistência, devido ao aumento das pressões intergranulares. De maneira similar, o adensamento antes do cisalhamento também proporcionará ao solo aumento na resistência. O adensamento também é responsável por uma resistência estrutural, decorrente da atração entre partículas que é provocada pela alteração dos filmes de água adsorvida. A FIGURA 3.16 ilustra os resultados de ensaios rápidos e lento.

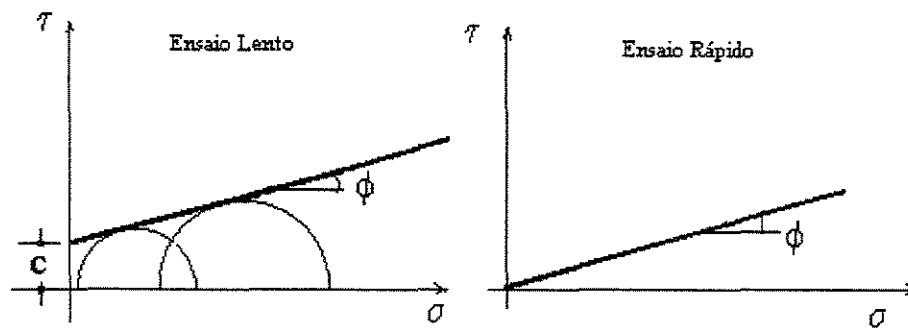


FIGURA 3.16 - Resultados de Ensaio Rápido e Lento

A seguir serão expostos alguns dos mais utilizados ensaios de determinação de resistência dos solos: Ensaio de Compressão Não Confinada, Ensaio de Cisalhamento Direto, Ensaio de Compressão Triaxial; serão também confrontadas suas vantagens e desvantagens.

Esta pesquisa é uma extensão do método que propõe correlacionar resistência não drenada com a pressão de pré-adensamento (CAVICCHIA, 1990), no qual o autor utilizou o ensaio de palheta para medidas de resistência; por esse motivo o ensaio de palheta será confrontado com os acima citados, com a finalidade de destacar a sua utilização sobretudo em solos moles, que é o enfoque do estudo.

a) Ensaio de Compressão Não Confinada

O ensaio de compressão não confinada estabelece a imposição de pressão compressiva sobre o corpo-de-prova até sua ruptura, caracterizada pela diminuição desses valores. Praticamente, ocorre o aparecimento de fissuras e/ou estufamento do corpo-de-prova, dependendo do tipo de solo, que é também responsável pela brusca queda do pico de resistência compressiva. O corpo-de-prova cilíndrico pode ser extraído de amostra indeformada ou moldado nas condições desejadas.

O ensaio permite a medida da resistência compressiva de um solo sem confinamento lateral. A resistência ao cisalhamento é dada como a metade da resistência compressiva. A TABELA 3.2 mostra as características do corpo-de-prova e seu modo de ruptura.

b) Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto consiste no deslizamento de uma metade de um corpo-de-prova em relação à outra, determinando o valor de esforço cisalhante necessário para provocar deformação até a ruptura, para cada tensão normal à superfície de deslizamento. Assim, uma tensão normal (σ) é aplicada ao solo e tem seu valor mantido constante; a seguir, é sujeita a um aumento de tensões cisalhantes (τ) na direção horizontal até a ruptura. Para cada tensão normal aplicada, um ponto é definido na envoltória de Mohr. A ruptura é caracterizada pela estabilização seguida de uma diminuição das deformações no anel de força.

A TABELA 3.2 ilustra o corpo-de-prova do ensaio de cisalhamento direto, que se distingue dos demais pela fina espessura; na metade da altura da amostra é o plano imposto de ruptura, onde ocorrerá o deslizamento devido a uma força cisalhante.

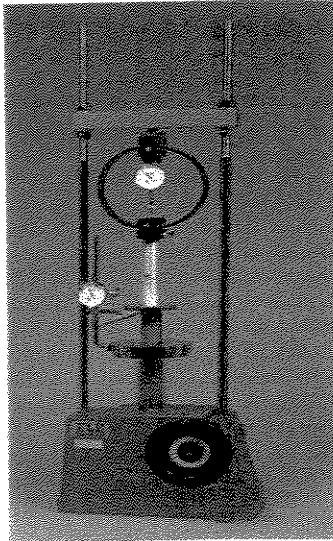
c) Ensaio de Compressão Triaxial

O equipamento de compressão triaxial é mais versátil que os de compressão não confinada e que o de cisalhamento direto, pois permite execução de todas as condições dos dois últimos, seja quanto à drenagem ou quanto ao estado do solo.

O ensaio é executado sob corpo-de-prova cilíndrico extraído de amostras indeformadas ou moldados nas condições desejadas. Além de permitir um tipo especial de cisalhamento em condição não drenada, com medidas de pressão neutra, este é apontado como o mais confiável para a determinação da resistência de solos coesivos. A imposição de tensões cisalhantes ocorre no topo do corpo-de-prova, confinado por pressões normais em sua superfície cilíndrica. A ruptura é caracterizada pela estabilização seguida de lenta diminuição da imposição de tensões.

TABELA 3.2 - Ensaio de Cisalhamento

Ensaio



Característica da Amostra e Modo de Ruptura

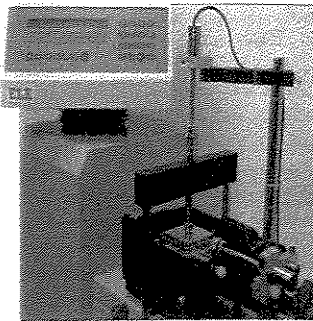
Características da Amostra: Pressão Compressiva

Modo de Ruptura: (a) Estufamento; (b) Fissuramento

COMPRESSÃO NÃO CONFINADA

As amostras rompem de diferentes modos de acordo com o material, o esquema (a) caracteriza o estufamento (na direção das setas) que alguns solos argilosos apresentam após ruptura; o esquema (b) mostra a ruptura caracterizada pelo fissuramento de solos quando menos coesivos.

As amostras sofrem a compressão sem confinamento lateral.

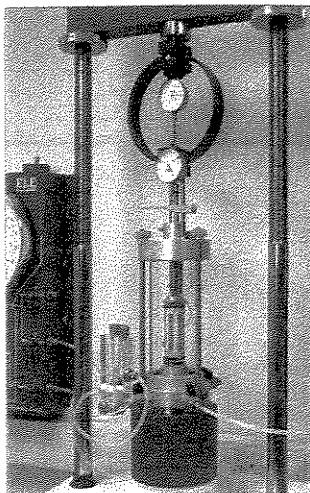


Característica da Amostra: Força normal, Tensão cisalhante

Modo de Ruptura: (a) Deslizamento

CISALHAMENTO DIRETO

O corpo de prova de pequena espessura tem a imposição do plano de ruptura na metade de sua altura, conforme deslizamento ilustrado no esquema (a)



Característica da Amostra: Tensão de Normal, Pressão de Confinamento

Modo de Ruptura: (a) Fissuramento

COMPRESSÃO TRIAXIAL

O equipamento de compressão triaxial é bastante versátil, podendo executar ensaios nas mesmas condições que o de compressão não confinada; permite a imposição de pressão de confinamento, e ensaios com dados de pressão neutra. A ruptura do corpo de prova dá-se conforme ilustra o esquema (a)

d) Ensaio de Palheta

O ensaio de palheta permite a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada dos solos finos “in situ” e em laboratório (sob amostras amolgadas ou indeformadas). É um ensaio largamente utilizado sobretudo em solos finos com baixa resistência (solos moles), embora haja evidências de sua utilização em solos siltosos (BLIGHT, 1968).

O ensaio consiste na cravação da palheta na profundidade do terreno onde se deseja determinar a resistência não drenada (desde que maior que três vezes o seu diâmetro); a seguir é realizado o giro da palheta na massa de solo. O torque é o momento necessário para provocar a ruptura do solo, caracterizado no ensaio pela constância da velocidade angular da palheta, ou seja quando esta gira “livre” com um grau de rotação previamente calibrado.

A análise convencional da resistência não drenada é realizada a partir da consideração de duas hipóteses: “o solo é isotrópico e a distribuição das tensões é uniforme ao longo da superfície cilíndrica e nas bases” (GOUGHNOUR, 1964). Sua determinação é feita em função do momento máximo e das dimensões da palheta, conforme expressão 3.13, sendo o momento resultante da expressão 3.14.

$$s_u = \frac{2 M}{\pi D^2 (H + D/3)} \quad (3.13)$$

Onde:

s_u : resistência não drenada

M: momento na ruptura

D: diâmetro da palheta

H: altura da palheta

$$M = 2 M_h + M_v \quad (3.14)$$

Onde:

M : momento máximo na ruptura

M_h : parcela do momento provocado pelas bases (superior e inferior) da palheta

M_v : parcela do momento provocado pela placa vertical da palheta (com altura H)

Aliada à fácil execução, o ensaio de palheta tem se popularizado por não necessitar da coleta de amostras indeformadas, podendo ser executado tanto em campo como em laboratório. A FIGURA 3.17 mostra a distribuição de tensões e o mecanismo de cisalhamento e a FIGURA 3.18 o equipamento de palheta (laboratorial).

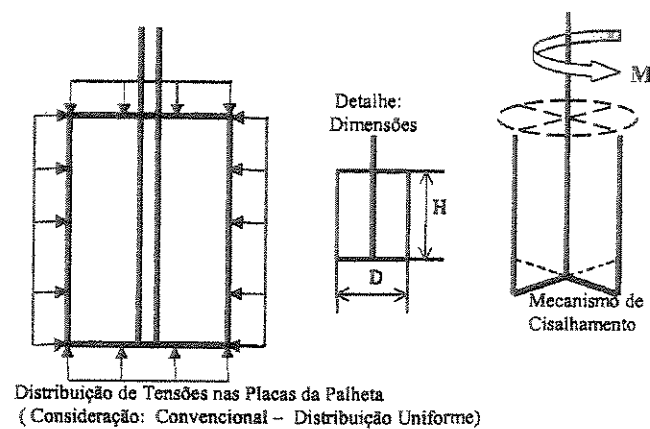


FIGURA 3.17 - Distribuição de Tensões nas aletas e Mecanismo de Cisalhamento

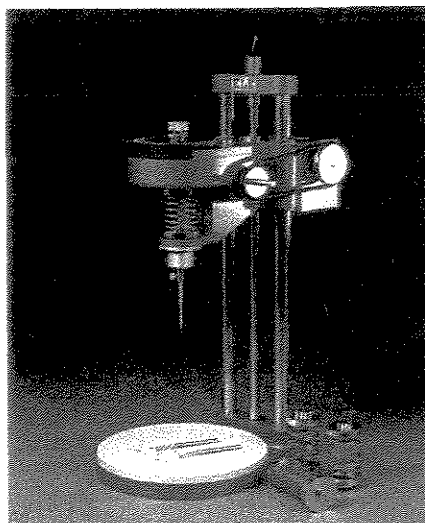


FIGURA 3.18 - Equipamento de ensaio de palheta em laboratório

3.3.5 Considerações sobre os Ensaios para a Determinação da Resistência dos Solos

Há muitos ensaios que permitem a determinação da resistência dos solos; desta variedade, deve-se optar por aquele que alie melhores performances, rapidez, custo e fidelidade nos resultados. Serão aqui considerados aspectos gerais dos ensaios que os qualificam como mais adequados a determinadas situações.

O ensaio de compressão não confinada é um ensaio do tipo não adensado - não drenado, objetiva a medida da coesão do solo, tem a vantagem de procedimentos bastante simples e rápidos. Com referência à simulação de situações de campo, LAMBE (1951) assegurou que o mesmo “*proporciona imposição de tensões e deformações mais uniformes (...) levando o corpo-de-prova ao rompimento em sua porção mais frágil*”; quanto a esta última observação, o autor remeteu-se ao ensaio de cisalhamento direto, ponderando sobre a imposição do plano de ruptura neste ensaio, o que pode influenciar no valor numérico da resistência, isto porque o plano imposto pode não coincidir com a zona frágil do corpo-de-prova.

Os ensaios de cisalhamento direto têm grande vantagem no que se refere à versatilidade, pois permitem a execução dos três tipos de ensaio: ensaios rápidos (Q), ensaio não drenados (U) e ensaios consolidados não drenados (CU). Sua utilização tem aumentado, pois a pequena espessura do corpo-de-prova proporciona a rapidez no escape de fluido do corpo-de-prova, porém é pela pequena dimensão da amostra que se suspeita de uma porção de drenagem desconhecida durante os ensaios rápidos e rápidos-adensados, mesmo em solos argilosos com baixa permeabilidade (LAMBE, 1951).

Mas é o amolgamento das amostras o elemento limitador dos ensaios, e o cisalhamento direto é sujeito a alto grau de amolgamento devido à fina espessura do corpo-de-prova, o que aumenta a susceptibilidade de ruptura progressiva e limita o ensaio a cargas menores. A moldagem de corpos-de-prova de amostras “indeformadas” provoca distúrbios no solo contido, e isto implica em valores menos realísticos da sua resistência.

O equipamento de compressão triaxial é o mais versátil dentre os utilizados em laboratórios para a determinação da resistência dos solos; permite os três tipos de ensaios e ainda pode executar ensaios com dados de pressões neutras. Isto torna-o dispendioso além de demandar

técnicos especializados para o seu manuseio. O ensaio de compressão triaxial possibilita o controle de cargas contínuas, tensões e deformações. Mesmo com o alto grau de aceitabilidade técnica, no que se refere a resultados mais condizentes com a realidade, a influência do amolgamento não pode ser controlada.

O que se pode antecipar é que todos os ensaios possuem pontos questionáveis quanto à sua operação, solicitações e modo de ruptura, mas alguns fatores que influenciam vão além da capacidade destes instrumentos. Um dos aspectos mais conflitantes na determinação da resistência dos solos está vinculado à representatividade das amostras, seja quanto ao amolgamento ou quanto a alterações no seu estado de tensões.

Esta pesquisa parte da resistência não drenada de argilas amolgadas para a estimativa de sua pressão de pré-adensamento. O ensaio de palheta será utilizado como ferramenta para a determinação deste parâmetro e, para tanto, serão discutidos aspectos mais particulares do mesmo, a fim de detectar desacertos em princípios e hipóteses para a avaliação de resultados.

3.3.6 Considerações sobre o Ensaio de Palheta

3.3.6.1 Amolgamento

Algum amolgamento pode ser ocasionado na intrusão da palheta, neste sentido GOUGHNOUR (1964) avaliou a variação de valores de resistência determinado pela palheta e pelo ensaio de compressão simples, e concluiu que era a moldagem das amostras que alterava as características de resistência, principalmente na compressão simples. Porém, FENSKI citado por GOUGHNOUR (1964) atentou que a alteração no estado de tensões, ocasionado pela amostragem, tem responsabilidade na variação dos valores de resistência.

Na tentativa de quantificar o efeito do amolgamento, LA ROCHELLE (1973) reconheceu, em amostras de 3,7 cm de diâmetro, que a intrusão da palheta propiciava um amolgamento da ordem de 0,5 mm. Esta dimensão, embora pequena, seria suficiente para reduzir

o valor de resistência nas argilas sensíveis em 70%; estas argilas sofreriam com o amolgamento devido à sua cimentação ser altamente sensível à deformação.

É importante destacar que nesta pesquisa são utilizados corpos-de-prova cujo diâmetro é 7,8 cm, que é duas vezes maior que aqueles analisados pelo referido autor. Acrescenta-se, ainda, o fato de as amostras ensaiadas não apresentarem agentes cimentantes. Destas duas ressalvas pode-se antecipar que o efeito do amolgamento dependente dos fatores reconhecidos por LA ROCHELLE (1973) não é pertinente, e portanto não será aqui considerado.

3.3.6.2 Ruptura Progressiva

A não consideração da ruptura progressiva constitui uma das hipóteses que objetivam simular o mecanismo e comportamento de cisalhamento dos solos. Muitos pesquisadores têm se concentrado na elucidação de sua ocorrência e nos elementos que possam ocasioná-las.

Assim, considerando que a resistência não drenada é obtida em função das dimensões da palheta, AAS (1965) utilizou palhetas com variadas relações H/D, o que permitiu concluir que palhetas com grandes alturas, obedecendo a relações $H/D > 3$, poderiam levar à ruptura progressiva e, portanto, a resultados irrealistas. Explica-se este fato devido à resistência ser mobilizada em grande parte na superfície cilíndrica formada pelo giro da palheta.

A utilização de revestimento para a proteção do aparato de ensaio também potencializa o fenômeno; FLAATE (1966) considerou que a ruptura progressiva depende também do tipo de solo, sua sensibilidade e características tensão-deformação. Uma situação onde atuem os três fatores concomitantemente, configura uma situação crítica, podendo contribuir para a ruptura progressiva.

Ainda sem conclusão, alguns autores como DONALD et al. (1977) acreditavam que o fenômeno é subestimado; em contrapartida, GOUGHNOUR (1964) não acreditava que o fenômeno ocorra devido ao tempo e ao torque necessários para romper os solos moles serem demasiadamente pequenos.

3.3.6.3 Anisotropia

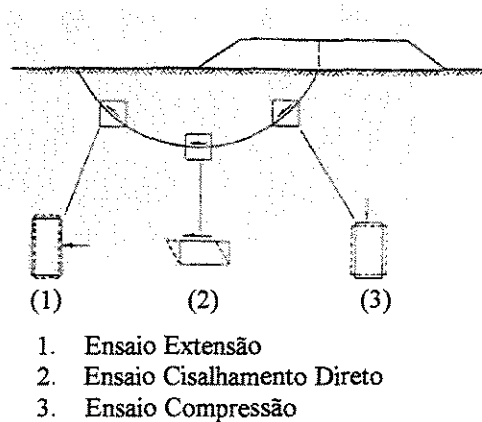
A anisotropia da resistência é outra consideração importante na análise dos resultados de palheta. A relação s_h/s_v , usualmente, assume valores característicos dependendo do estágio de adensamento variando em um intervalo de 1 a 2. FLAATE (1966) acreditava que na medida do torque a anisotropia não é tão pertinente, pois o momento é causado principalmente por s_h . A importância da anisotropia foi analisada por BJERRUM (1972) citado por TANAKA (1994), que constatou que na superfície potencial de ruptura ocorre a anisotropia da resistência; assim, para a padronização de resultados de ensaios de palheta com ensaios de cisalhamento direto, o autor propôs um fator de correção a fim de diminuir as dispersões de resultados.

- **Fator de Correção de BJERRUM (1973) (μ)**

O fator de correção (μ) foi sugerido por BJERRUM (1973), para a correção de valores de resistência obtidos por ensaios de palheta. O fator μ é composto por dois fatores μ_a e μ_r : μ_a , leva em conta fatores de anisotropia e μ_r o efeito do tempo na resistência ao cisalhamento. Através deste (μ), BJERRUM (1973) tentava determinar valores mais realísticos da propriedade, pois acreditava que a mesma era mobilizada em diferentes direções.

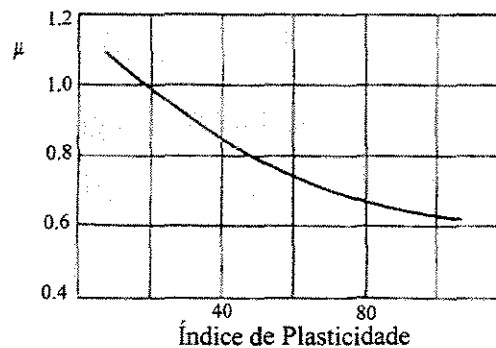
Este fator (μ), consiste em abordagens empíricas, observadas de análise da resistência conseguida em laboratório, retro-análises de rupturas no campo e grau de cisalhamento, sendo todas, tomadas em função de seu índice de plasticidade. A dependência entre a anisotropia das argilas e o índice de plasticidade foi fundamentada por BJERRUM (1973) que propôs: “*A anisotropia decresce com a plasticidade e diminui quanto mais argiloso for o solo*” (citado por SOUZA PINTO, 1992).

A FIGURA 3.19 mostra a anisotropia da resistência e a FIGURA 3.20 a relação do fator de BJERRUM (1973) com o índice de plasticidade das argilas. A consideração de que a anisotropia decresce com o IP do solo fica nítida a partir da interpretação da FIGURA 3.20, onde se verifica que, para solos com índice de plasticidade maior que 20%, o fator tende a decrescer para valores menores que a unidade.



Fonte: MESRI (1989)

FIGURA 3.19 - Anisotropia da Resistência



Fonte: TANAKA (1994)

FIGURA 3.20 - Fator de Correção de BJERRUM (1973)

A aplicabilidade do fator de correção (μ) ainda é bastante discutida no que se refere à análise de estabilidade; TANAKA (1994) considerou sua utilização questionável e observou que “os valores de resistência determinada pelo ensaio de palheta, corrigidos pelo fator de BJERRUM (1973), subestimam consideravelmente a resistência mobilizada para as argilas marinhas japonesas”.

SECÃO CIRCULANTE

Ainda que o fator de BJERRUM (1973) seja utilizado para a correção de resistências obtidas por ensaio de palheta, inclusive nas relações de resistência, esta pesquisa não irá considerá-lo. A pesquisa não analisa superfícies de ruptura para retroanálise e nem superfícies potenciais de ruptura, pois não é seu escopo.

3.3.6.4 Considerações finais sobre o ensaio de palheta

Algumas questões têm sido discutidas ao longo dos anos a fim de esclarecer alguns dos fatores que influenciam a resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta. A prática de ensaios convencionais de palheta envolve a consideração de hipóteses que “a priori” têm a finalidade de simular as condições, o comportamento e o mecanismo de cisalhamento na massa de solo.

Neste sentido, ainda um fator deve ser mencionado: a velocidade de rotação da palheta, cuja influência pode ser verificada em condições bastante distintas. Altas velocidades levam à mobilização de resistências de naturezas viscosas, enquanto que em baixas velocidades pode ocorrer dissipação de pressão neutra devido a uma porção de drenagem desconhecida, elevando os valores obtidos pelo ensaio. Em conformidade com o método proposto por CAVICCHIA (1990), nesta pesquisa adotou-se a velocidade de rotação padronizada em 10 graus/min, resultando numa velocidade de deformação da argila de 1,06 mm/seg.

O interesse de elucidar fatores que possam influenciar nos resultados dos ensaios de palheta ainda existe. Não há evidências suficientes para afirmar que elementos (como os discutidos) possam conduzir a erros, e, se conduzem a erros, quais seriam suas dimensões. Para o momento, é precipitado concluir estas questões, mas é razoável afirmar que a padronização conduz a desacertos da mesma natureza e, em média, com as mesmas dimensões.

3.3.7 Fatores que Influenciam na Resistência ao Cisalhamento das Argilas

A resistência das argilas sofre grande influência de fatores fundamentais, TAYLOR (1948) ponderou sobre a influência de todos os fatores separadamente, porém considerou que a combinação deles é a responsável pela alteração na resistência do solo, e para tanto chamou-os de fatores inter-relacionados. Os fatores fundamentais são aqueles que efetivamente alteram a resistência dos solos, dentre eles: coesão, atrito, tensão intergranular e fenômeno coloidal; fatores inter-relacionados são aqueles que podem provocar mudanças no valor da propriedade, seja com ações isoladas, seja da combinação dos elementos de ação, como: história das tensões, condições de drenagem, pré-adensamento e teor de umidade.

Melhor interpretação dá-se ao considerar que o solo responde às ações como um conjunto de interações entre estes fatores. Exemplificando: o conjunto de ações, constituído pela mudança na história de tensões, que com permissão de drenagem caracteriza o processo do adensamento, resultará numa tensão intergranular que será, ao final da dissipação do excesso de pressão neutra, equivalente à tensão de pré-adensamento. Destas interações pode-se esperar alteração na umidade natural e conseqüentemente nos valores de coesão e atrito.

Segundo a teoria de MOHR-COULOMB, a resistência dos solos depende fundamentalmente de sua coesão e atrito (quando ocorrerem) e é importante que se destaque que, para essa teoria de resistência, as parcelas são decisivas no que se refere a ganho ou perda de resistência; assim, qualquer elemento que atue em uma delas ou em combinação terá efeito evidenciado na determinação da propriedade.

Então, ao se considerar atrito e coesão, é importante que se destaquem alguns elementos que potencializam alterações nos mesmos. Esta discussão pode se iniciar nas condições de drenagem, impostas em ensaios para a determinação da resistência. À luz de resultados experimentais, têm-se assegurado que a permissão de drenagem confere ao solo maior atrito entre os grãos decorrente da expulsão de água livre. A coesão, de maneira similar, também aumenta com o aumento da tensão efetiva. Segundo TAYLOR e OOI (1958), “*Todo aumento de capacidade de carga é resultante de mudança de pressão neutra em solos saturados*”; portanto, o adensamento, pelo mesmo motivo, conferirá ao solo ganho de resistência.

A resistência estrutural dos solos é responsável por uma parcela de sua resistência global; nas argilas, o amolgamento altera a orientação das partículas, que, por sua vez, modifica o complexo de adsorções da superfície das partículas e sua resistência original é diminuída. Quando são utilizadas amostras de solo com estrutura destruída por amolgamento, a resistência terá seu valor menor que em ensaios sob amostras com estrutura conservada. Esta perda de resistência pode ter parte recuperada com o tempo, efeito propiciado pela tixotropia. A tixotropia é explicada como uma propriedade do solo de ganhar resistência com o tempo e de perder a consistência quando agitado ou manipulado, sendo o fenômeno completamente reversível.

A ruptura progressiva é outro fator influente, que, mesmo não sendo contabilizada, influi na determinação da resistência, e terá maior importância quanto maior o grau de amolgamento (TAYLOR, 1948). Fixar a real influência dos fatores é impraticável, porém o discernimento sobre a potencialidade destes na determinação do valor numérico da propriedade contribui para interpretações mais sensatas, aferindo a previsão de determinados comportamentos com que estes solos, de forma particular, podem responder.

3.4 As Correlações entre Resistência Não Drenada e Pressão de Pré-Adensamento

3.4.1 Introdução

Um estudo da correlação entre resistência e tensão de pré-adensamento, será sempre motivo de grande discussão, pois envolve parâmetros do solo de difícil quantificação. Ainda que existam dúvidas, as correlações são necessárias pois permitem aprofundar o conhecimento dos fatores que interferem na resistência não drenada dos solos e no estado de tensões.

HVORSLEV (1937), citado por FLODIN (1981), constatou que a relação entre a resistência não drenada e a tensão efetiva é constante para cada argila. Este fato também foi verificado por SKEMPTON (1948), que utilizou o ensaio de palheta para a determinação da

resistência ao cisalhamento não drenada. A partir desta realidade, tem-se concentrado esforços na determinação de modelos simplificadores do comportamento dos solos.

Esta pesquisa será desenvolvida baseada em método indireto para estimar a tensão de pré-adensamento de argilas saturadas amolgadas através de sua resistência não drenada (obtida por ensaio de palheta), proposto por CAVICCHIA (1990). É uma extensão para solos mais plásticos com limites de liquidez situados num intervalo de 40 a 120%, e será analisado ainda se para estes tipos de solo confirmam-se os mesmos resultados encontrados pelo autor, bem como estudar a necessidade de ajustes para uma expressão mais geral.

3.4.2 Breve Histórico das Correlações

Os esforços em ligar parâmetros de resistência e deformabilidade do solo com algumas de suas propriedades surgiu quase que coincidentemente com a proposição dos índices de ATTERBERG, combinados com a padronização dos ensaios por CASAGRANDE em 1939, que relacionou a resistência não drenada com o limite de liquidez. De modo similar a Universidade de Harvard sugeriu que a resistência não drenada das argilas em seu limite de liquidez, fosse utilizada como um valor fixo e único. Muitos pesquisadores tentaram padronizar um valor de resistência para aquela condição de consistência.

HVORSLEV (1937), citado por FLODIN (1981), observou empiricamente para argilas saturadas que “as relações entre umidade (w) e os logaritmos de tensões efetivas ($\log \sigma'$), bem como entre umidade (w) e logaritmos da resistência não drenada ($\log s_u$) determinavam duas retas paralelas” (citado por SOUZA PINTO, 1992). A partir desta constatação foi possível concluir que a relação entre resistência não drenada (s_u) e tensão efetiva (σ') é constante para cada argila (FIGURA 3.21).

SKEMPTON (1948) estudando a resistência não drenada das argilas obtida pelo ensaio de palheta, confirmou a condição de paralelismo proposta por HVORSLEV (1937). A partir desta constatação propôs demonstrar a relação entre resistência não drenada e tensão efetiva em função do limite de liquidez. No Brasil, PACHECO SILVA (1951) analisou a resistência não drenada

das argilas da baixada fluminense utilizando-se de ensaios de compressão simples, e determinou a relação (s_u/σ') de forma similar a SKEMPTON (1948)

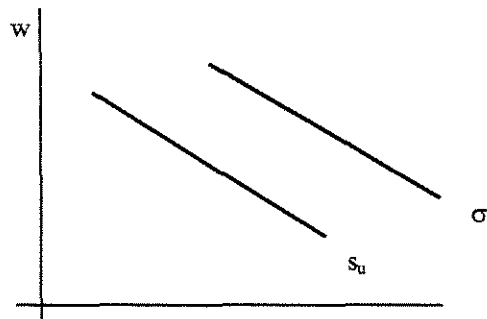
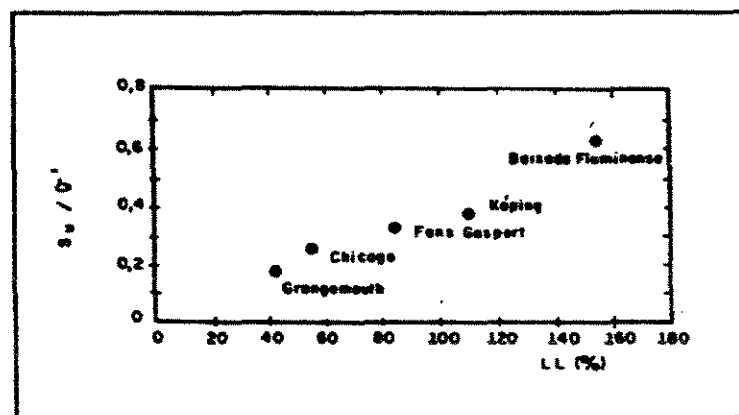


FIGURA 3.21 - Relação observada por HVORSLEV (1937)



(Fonte: SOUZA PINTO/ 1992).

FIGURA 3.22 - Relação s_u/σ' em função do limite de liquidez

As “relações de resistência” foram compiladas, como ilustra a FIGURA 3.22, e ressaltaram um comportamento linear crescente em função do limite de liquidez, admitindo que s_u/σ' relaciona-se com a plasticidade do solo, sendo maior para solos mais plásticos. Assim, foi proposta expressão em função do índice de plasticidade, conforme mostra a expressão 3.15:

$$s_u / \sigma' = 0.11 + 0.0037 IP \quad (3.15)$$

Onde:

s_u : resistência não drenada

σ' : tensão efetiva

IP: índice de plasticidade

SKEMPTON (1957), sugeriu que a relação seja expressa em função do ângulo de atrito efetivo, que resultou na expressão 3.16:

$$\frac{s_u}{\sigma'} = \frac{\text{sen } \phi'}{1 + A \text{ sen } \phi'} \quad (3.16)$$

Onde:

s_u : resistência não drenada

σ' : tensão efetiva

A: coeficiente de pressão neutra²

ϕ' : ângulo de atrito interno (efetivo)

Ainda em 1948, SKEMPTON já previa que a resistência não drenada das argilas deveria ser correlacionada com a pressão de pré-adensamento e não com a tensão efetiva, fato explicável pois neste caso, particularmente, a pressão intergranular é maior que a tensão efetiva geostática. MITCHELL (1988) afirmou que a “...resistência não drenada não é parâmetro único das propriedades do solo, mas tem responsabilidade comportamental para cada carga

² Expressa a resposta da pressão neutra às mudanças na tensão total em condições não drenadas. Os valores dos coeficientes podem ser determinados em laboratório e podem ser usados para prever pressão neutra no campo em condições de tensões similares (CRAIG, 1997).

específica(...) assim toda argila tem uma variedade de resistência não drenada correspondente a cada carregamento.”, fenômeno que assegura que a coesão deverá sofrer maior influência da tensão de pré-adensamento.

SOUZA PINTO (1990) concordando com BJERRUM (1967) atentou à influência da compressão secundária na resistência ao cisalhamento dos solos, porque esta tem seu efeito majorado nos solos mais plásticos, devido à presença de finos, cuja dimensão microscópica permite rearranjos que resultam numa variação de volume significativa, em função do tempo. Ainda SOUZA PINTO (1990) mencionou que os modelos simplificadores têm acumulado falhas neste sentido, pois estes não incluem o comportamento reológico do adensamento, fator determinante nos solos naturais, nem tão pouco resistência por tixotropia ou a cimentação.

3.4.3 Considerações sobre as correlações de resistência com a pressão de pré-adensamento

Diversos pesquisadores tentaram as *relações de resistência* na forma s_u/σ' chegando a resultados diferentes e dispersivos. Este fato pode ser explicado primeiro, pela utilização da tensão efetiva atual, e sobre isso SKEMPTON (1948) já alertava que era com a tensão de pré-adensamento que se deveria relacionar a resistência; e segundo, porque uma relação direta desconsidera outros elementos influentes.

BJERRUM (1973) sugeriu que a resistência poderia ser relacionada com a tensão efetiva, mas que sua razão depende de diversos fatores. No mínimo a expressão leva em consideração fatores que são realmente influentes nesta relação, porém de difícil determinação conforme expressão 3.17.

$$s_u/\sigma' = \tan \phi' \cdot DH \cdot (0,86 \cdot K_o + 0,14) + \alpha (P_a/\sigma') \quad (3.17)$$

Onde:

ϕ' : ângulo de atrito efetivo

DH: parâmetro ligado à resistência adicional de uma argila envelhecida

$\alpha (P_a/\sigma')$: parcela devida ao ganho de resistência de αP_a a $\alpha \sigma'$ quando a pressão de pré-adensamento da argila cresce de σ' a P_a .

K_0 : coeficiente de empuxo em repouso

A resistência depende da tensão efetiva e da tendência do solo de sofrer mudanças de volume; sabe-se também que as argilas saturadas tem sua resistência muito influenciada pelas condições de drenagem, amolgamento e grau de adensamento.

As diferenças na resistência de argilas normalmente adensadas e pré-adensadas, são causadas pelas diferentes histórias de tensões e pelos diferentes teores de umidade, as correlações entre resistência e tensão de pré-adensamento devem diferenciar os estágios de adensamento e incluir algum elemento relacionado à umidade decorrente do processo. Neste sentido, os parâmetros de HVORSLEV (1960), citado por MITCHELL (1993), eram bastante pertinentes, pois consideraram o atrito e a coesão como um reflexo do mecanismo de resistência em termos de forças interpartículas.

TAYLOR (1948) avaliou a resistência em termos de tensões intergranulares e concluiu que a sua determinação somente seria possível se as tensões efetivas fossem conhecidas. Para ensaios não drenados, este autor recomendava que a tensão média intergranular seja considerada como a tensão de pré-adensamento, o que levaria a relação entre a tensão principal maior na ruptura e a tensão de pré-adensamento a um valor constante, resumindo a resistência não drenada em função de P_a e ϕ , conforme expressões 3.18, 3.19 e 3.20:

$$s = \sigma_c \left(\frac{\sigma_{1f}}{\sigma_c} \cdot (1 - \text{sen } \phi) \right) \cdot \tan \phi \quad (3.18)$$

Onde:

s : resistência do solo

σ_c : tensão de pré-adensamento (P_a)

σ_{1f} : tensões principais maiores efetivas na ruptura

ϕ : ângulo de atrito verdadeiro ou efetivo

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

Da mesma forma, excluindo a parcela constante, e assumindo as tensões intergranulares como a tensão de pré-adensamento, obtêm-se a expressão 3.18a:

$$s_u = P_a \cdot \tan \phi_a \quad (3.18a)$$

Sabe-se que a resistência do solo em essência depende de diversos fatores que independentes ou relacionados podem alterar o seu comportamento. Desta forma há que se rever o modo como se está analisando estas dependências. Partindo da constatação de paralelismo das retas de tensão de adensamento e umidade e resistência e umidade, mostrada na FIGURA 3.21, CAVICCHIA (1990) demonstrou matematicamente a relação 3.19:

$$\log s_u = \log P_a \cdot (\tan \phi_a) \quad (3.19)$$

Para uma argila, o ângulo de atrito aparente é constante e portanto a parcela $(\tan \phi)$ também. Assumindo a constância igual K_1 , tem-se a expressão 3.20:

$$\log s_u = \log P_a + K_1 \quad (3.20)$$

A teoria do adensamento dá a evidência experimental de que na reta virgem o índice de vazios obedece a expressão 3.21:

$$e = e_0 - K \cdot \log (P / P_0) \quad (3.21)$$

Em outros termos, tem-se a equação 3.22:

$$e = e_0 - K \cdot (\log P - \log P_0) \quad (3.22)$$

Considerando as condições (equação 3.22a):

$$e_0 = e_i \quad e \quad P_0 = P_i \quad (3.22a)$$

Então, tem-se a expressão 3.23:

$$\log P_0 = \log P_i \quad (3.23)$$

E da relação 3.21 :

$$e = e_i - (K \cdot \log P) + (K \cdot \text{constante}) \quad (3.24)$$

Onde:

e : índice de vazios

e_i : índice de vazios inicial

P : tensão efetiva, neste caso tensão de pré-adensamento

K : constante

Fazendo $e_i + K \cdot \text{constante} = e_p$, chega-se a expressão 3.25:

$$e = e_p - K \cdot \log P \quad (3.25)$$

CAVICCHIA (1990) considerou que as argilas saturadas, obedecem esta mesma relação em termos de umidade (expressão 3.26):

$$w = w_p - K_p \cdot \log P \quad (3.26)$$

Para as umidades relativas ao final do adensamento, que são conseqüentemente iguais às umidades na iminência da ruptura pela palheta, vale a expressão 3.27:

$$w_r = w_p - b_p \cdot \log P_a \quad (3.27)$$

Onde:

w_r : umidade final do adensamento

w_p : umidade referenciada ao adensamento

b_p : coeficiente angular da reta

P_a : tensão de pré-adensamento

Substituindo os valores de P_a pelos valores de resistência não drenada considerados, devido a umidade de ruptura coincidir com a umidade final do adensamento, de forma similar, tem-se a expressão 3.28:

$$w_r = w_s - b_p \cdot \log s_u \quad (3.28)$$

Onde:

w_r : umidade de ruptura da palheta

w_s : umidade referenciada à resistência ao cisalhamento não drenada

b : coeficiente angular da reta

s_u : resistência não drenada

As expressões 3.27 e 3.28, analisadas de forma a comparar coeficientes angulares, assumem a configuração de retas paralelas. Daí CAVICCHIA (1990) concluiu que do paralelismo entre as referidas expressões chega-se à relação 3.29 e 3.29a:

$$\log P_a - \log s_u = (w_p - w_s) / b_p \quad (3.29)$$

$$(w_p - w_s) / b_p = f(w) \quad (3.29a)$$

E enfim, a expressão 3.29b:

$$\log P_a = \log s_u + f(w) \quad (3.29b)$$

3.4.4 A Correlação de CAVICCHIA (1990)

A possibilidade de se agilizarem os processos que envolvem a tomada de decisão nos problemas de engenharia, bem como na adoção de parâmetros de projetos motivou a extensão desta pesquisa para solos mais plásticos. A utilização destes solos aumentou devido ao desenvolvimento de tecnologias e materiais que alteram suas características, sobretudo no que se refere a recalques, taludes e aterros. Alguns materiais sintéticos estão propiciando o aproveitamento dos solos moles, aumentando sua resistência e acelerando o seu adensamento, e assegurando seu uso e segurança.

Partindo da relação entre umidade, tensão de pré-adensamento e resistência ao cisalhamento não drenada, CAVICCHIA (1990) propôs método indireto a fim de estimar a tensão de pré-adensamento de uma argila através da sua resistência ao cisalhamento não drenada. O autor sugeriu que a partir de ensaios de palheta seja estimada a tensão de pré-adensamento, o que permitiria a determinação dessa propriedade muito rapidamente e independente da extração de amostras ditas indeformadas. O processo convencional para a determinação da tensão de pré-adensamento é afetado pelos problemas de amostragem e sua determinação demanda um tempo aproximado de 10 dias.

A correlação de CAVICCHIA (1990) permitiu, em linhas gerais, a determinação da tensão de pré-adensamento a partir das expressões básicas 3.30 e 3.31:

$$P_a = a + b.s_u + c(Z) \quad (3.30)$$

$$\log P_a = a + b. \log s_u + c(Z) \quad (3.31)$$

Onde:

P_a : a tensão de pré-adensamento

s_u : resistência não drenada

a: constante da regressão

b e c: coeficientes da regressão

Z: parâmetro do solo relacionado (w_r , LL, LP, IP, ou combinação entre eles)

Ensaando amostras com limites de liquidez compreendidos no intervalo de 35% a 75% as expressões (3.30) e (3.31) podem ser expressas numericamente como mostram as expressões a seguir, uma em função da umidade de ruptura (w_r em %) e outra em função de seu limite de liquidez (LL em %), com coeficientes de correlação superiores a 90%, valendo para argilas amolgadas saturadas adensadas em laboratório.

$$P_a = 0.1838 + 3.0285 \cdot s_u - 0.0023 \cdot LL \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.32)$$

$$P_a = 0.3605 + 2.8751 \cdot s_u - 0.0067 \cdot w_r \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.33)$$

$$\log P_a = 0,6677 + 1,0245 \cdot \log s_u + 0,0022 \cdot LL \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.34)$$

$$\log P_a = 0,7254 + 0,9883 \cdot \log s_u + 0,005 \cdot w_r \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.35)$$

De acordo com as correlações 3.32 a 3.35, o autor advertiu que: “Para depósitos naturais a mesma correlação ainda não deve ser aplicada devido a incerteza da magnitude com que outros fatores tais como: agentes cimentantes, ressecamentos, história de tensões e a qualidade da água, possam influir no valor numérico da resistência não drenada obtida pelo ensaio de palheta, havendo necessidade de pesquisas mais direcionadas para que as conclusões possam ser extraídas.” (CAVICCHIA, 1990).

Muito embora o grande número de diferentes instrumentos e técnicas tenham se desenvolvido tanto para ensaios laboratoriais como para ensaios “in situ”, os problemas que envolvem as argilas pré-adensadas aparecem primeiramente na sua caracterização e nas incertezas associadas à determinação das propriedades do solo, para utilização em análise da

estabilidade de taludes, fundações e subleito para pavimentação. A consideração de métodos alternativos que permitam acessar o comportamento tensão-deformação e a resistência das argilas no mínimo levam à economia, produtividade e ganho de tempo.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Introdução

Os solos moles são bastante susceptíveis à alteração de suas características, sobretudo quando se faz necessária a experimentação, que tem como elemento primeiro a extração de amostras. Há uma dificuldade inerente a estas condições do solo: a incapacidade de se extrair e armazenar amostras bem como moldá-las sem que as mesmas sofram influências do amolgamento e da mudança no estado de tensões, e tenham suas características e propriedades alteradas, o que conseqüentemente leva a resultados irreais.

A experimentação desta pesquisa compreende duas fases bem definida: a de caracterização dos solos e a de determinação da sua tensão de pré-adensamento e da resistência dos solos, a seguir são detalhados os procedimentos laboratoriais.

4.2 Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa são constituídos por solos argilosos coletados de jazidas da região de Campinas, e oriundos de outras regiões como Minas Gerais, Rio Grande do Norte e Paraíba. Estas argilas, porém, não apresentavam os limites de liquidez ora exigidos. A solução adotada para contornar o problema de se obterem características adequadas à presente proposta, foi a utilização de um aditivo.

As amostras coletadas apresentavam limites de liquidez, em média, de 50%. Para aumentar este parâmetro das amostras foi utilizada uma bentonita com limite de liquidez de 695%. Para tanto, o procedimento de caracterização baseava-se em três fases: caracterização das amostras, adição e avaliação da pressão de pré-adensamento.

4.2.1 Caracterização das amostras

As amostras foram caracterizadas através da determinação da granulometria da mesma (peneiramento e sedimentação), ensaios de limites de consistência (limites de liquidez, limites de plasticidade) e peso específico médio dos minerais. Estes ensaios foram executados sobre amostras puras e posteriormente sobre as amostras modificadas pela adição de bentonita.

4.2.2 Adição

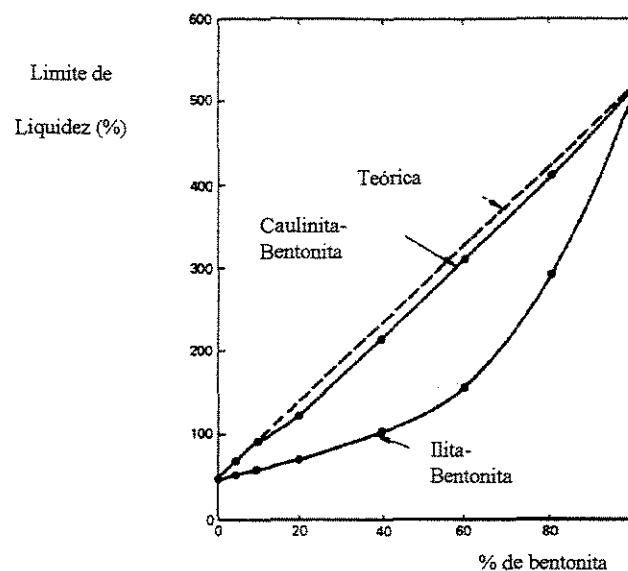
O processo de adição foi necessário quando a amostra não apresentou características de limites de liquidez desejadas. Assim foram adicionadas quantidades de uma bentonita (com LL=695%) para alterar as características iniciais da mesma, que após este processo passou por nova fase de caracterização com os mesmos ensaios já mencionados, a fim de assegurar que se atingiu o limite desejado.

4.2.2.1 O aditivo

A utilização de um aditivo tornou possível atingir maiores limites de liquidez. A decisão de trabalhar com uma bentonita (LL=695%), teve a função de aumentar este parâmetro das amostras com doses relativamente pequenas do aditivo (10 a 30%).

MITCHELL (1993), estudando a influência dominante da fração argila, remete a SEED et al. (1964) que verificou as diferentes interações físico-químicas entre bentonitas-caolinitas, bentonitas-ilitas. A FIGURA 4.1 mostra a variação destas interações em função do limite de liquidez (SEED et al, 1964).

SEED (1964), citado por MITCHELL (1993), concluiu que a mistura caulinita-bentonita (montmorilonita sódica) leva a resultados de limites de liquidez muito próximos a valores teoricamente previstos, enquanto que a mistura illita (contendo 40% de mineral argiloso e silte)-bentonita foi muito menor que o previsto; esta diferença de comportamento está associada à presença de excesso de sais na illita que, quando misturado com a bentonita, previne a expansão integral da montmorilonita na presença de água. Estas conclusões permitiram racionalizar a dosagem de bentonita nas misturas.



(Fonte: MITCHELL/1993)

FIGURA 4.1 - Interação entre minerais de argila como indicado pelo limite de liquidez

4.2.3 Avaliação da tensão de pré-adensamento inicial

Nesta etapa, as amostras foram moldadas num anel de adensamento para o ensaio convencional na prensa oedométrica, com um procedimento idêntico ao utilizado para moldar as amostras a serem adensadas e submetidas ao ensaio de palheta. Isto foi feito para revelar a existência de uma possível tensão de pré-adensamento na amostra antes de qualquer outro carregamento, pois, se as amostras apresentassem tensão de adensamento maior que a menor carga de adensamento proposto para o estudo (20 kPa), elas denunciariam um efeito de pré-adensamento inicial, indesejável nos experimentos.

4.3 Mistura e moldagem

Da análise destes resultados e somente após sua devida execução, a amostra ficou apta para ser moldada para o adensamento proposto pela pesquisa e posteriormente para o ensaio de palheta. Estes procedimentos constituíram a fase de obtenção de resultados para a correlação propriamente dita, esta compreendendo os seguintes procedimentos.

- *Mistura das Amostras* (Homogeneização): A fim de controlar com acurácia a quantidade de água a ser adicionada à amostra, as mesmas permaneciam em estufa, o que permitia concluir que a umidade inicial, se não próxima a zero, estaria num teor desprezível. A mistura foi feita com o solo ainda seco dentro de um saco plástico, onde foi agitado para que a bentonita se incorporasse à argila. A adição da água teve um procedimento de homogeneização (ilustrado nos anexos deste trabalho), onde foi indispensável o manuseio, pois é do contato manual com a mistura que se percebe a presença de bolhas e possíveis clusters (aglomerados) de bentonita. Após a homogeneização da mistura, a amostra foi deixada em repouso dentro de câmara úmida para que a água fosse incorporada na estrutura da argila,

fato que demandou cerca de 24 horas. A prática tem evidenciado que o intervalo é realmente necessário, pois logo após a mistura a amostra não apresenta uma consistência tão fluida como a consistência após este intervalo de tempo; há que se ressaltar que o repouso possibilitou a constatação de um comportamento tixotrópico bastante acentuado.

- *Moldagem das amostras:* A moldagem foi um procedimento manual que consistiu na colocação de pequenas camadas de solo previamente misturados, seguido de leve e cuidadosa compactação, a fim de não criar nenhum efeito de pré-adensamento, e que teve a função de acomodar a amostra e prevenir a formação de bolhas de ar por moldagem. Para efeito de padronização, foram colocadas quatro camadas para o preenchimento do corpo-de-prova que tem 8 cm de altura. Depois do enchimento do corpo-de-prova, a amostra foi rasada com uma régua padrão que retirou o excesso de solo e regularizou sua superfície, de tal forma que permitiu o encaixe de papel de filtro e um geossintético que funcionou como elemento drenante e assegurou que os finos da amostra não fossem carregados pelo fluxo de água do excesso de pressão neutra.

4.4 Controle de qualidade de amostras

A fim de assegurar a qualidade das amostras antes da moldagem, foi conferida sua consistência, a partir de ensaio de limite de liquidez, no aparelho de CASAGRANDE, com o intento de verificar a quantidade de golpes, que devem estar num intervalo entre 15 e 25 golpes. Fixar este intervalo foi necessário para facilitar a moldagem, pois a experimentação mostrou que amostras que apresentam consistência mole, com número de golpes menor que 10, acumulavam maiores dificuldades na moldagem. Também durante a moldagem é verificada a presença de bolhas de ar; caso ocorram, fato não raro, antes da colocação das camadas de solo, é feita a mistura com espátula, ação que promove homogeneização da amostra.

4.5 Procedimento de ensaio

A pesquisa ora proposta, advinda do método indireto de CAVICCHIA (1990), utiliza-se do ensaio de palheta para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada. Os ensaios de palheta foram executados em amostras pré-adensadas à pressões conhecidas. Após a moldagem do corpo de prova foi realizado o adensamento unidimensional com drenagem tridimensional, até que a compressão primária fosse completada. O conjunto de aplicação de carga consiste no mesmo utilizado pelo autor do método e que fundamentalmente compõem-se dos itens a seguir: (ilustrado em fotos no ANEXO 1, deste trabalho.)

Corpo-de-Prova: A amostra foi contida num cilindro molde de PVC com 8 cm de altura, diâmetro externo de 8,8 cm e diâmetro interno 7,8 cm, tendo na base inferior uma pedra porosa protegida por um papel-filtro, e na base superior, um geossintético não-tecido, também protegido por papel-filtro, para permitir a drenagem no adensamento sem perda de material.

Êmbolo de aplicação de carga: O êmbolo é uma placa circular de nylon com espessura de 10 mm e diâmetro com 7,7 cm, perfurada com o objetivo de permitir o fluxo de água. É provido de duas calotas esféricas onde são encaixadas esferas de aço para receber a haste das cargas; tem a finalidade de encaixar a haste (também provida da mesma calota), além de assegurar a imobilidade das outras partes. Promove a distribuição uniforme da carga sobre a argila.

Haste de carregamento: A haste é o elemento que sustenta as cargas para o adensamento e, através da ligação com o êmbolo, e transfere as pressões de confinamento. Esta foi utilizada como a primeira carga da seqüência de carregamento e tem um peso de 5,0 kg.

4.6 Carregamento

O pré-adensamento ocorre pela drenagem tridimensional da água intersticial provocada pela sobrecarga. O adensamento em solos moles implica numa série de cuidados, e para esta

pesquisa foi padronizada uma seqüência de carregamento, pela própria incapacidade inicial destes solos sustentarem as sobrecargas. A seqüência objetivava a diminuição dos efeitos da mobilização de resistência viscosa e evitar o extravasamento da amostra pelos orifícios de drenagem. O carregamento foi realizado conforme TABELA 4.1, onde os pesos estão em kg e a pressão em kPa.

A definição de menores velocidades de carregamento baseou-se num incidente experimental, quando uma argila, com limite de liquidez em torno de 100%, não suportou uma carga de 10 kg adicionada após algumas horas da colocação da haste. Esta amostra de solo, sem resistência para suportar o carregamento, extravasou pelos orifícios de drenagem, provocando o estufamento do papel filtro que envolvia o cilindro molde. Foi então evidenciado que intervalos de tempo maiores deveriam ser obedecidos, a fim de não se perder ensaios. Foi definido que, para as amostras sujeitas a cargas maiores (B04 e B05), as primeiras cargas não deveriam exceder 5 kg, e só deveriam ser adicionadas mais cargas após decorrido um intervalo de no mínimo 5 horas. Após a aplicação de 15 kg, a amostra, já demonstrando variação de volume bastante significativa, poderia voltar à seqüência normal.

TABELA 4.1 - Seqüência de carregamento para o pré-adensamento

	01	02	03	04	Total kg	Pressão kPa
B01	Haste	-----	-----	4,500	9,500	20
B02	Haste	2,000	2,000	10,200	19,200	40
B03	Haste	5,000	9,000	10,000	29,000	60
B04	Haste	10,000	10,000	13,500	38,500	80
B05	Haste	10,000	10,000	23,000	48,000	100

Com a aplicação da quarta e última carga, foram executadas as leituras de variação de altura e o controle do adensamento propriamente dito, até que se assegurasse o final da compressão primária. No ANEXO 2 são encontradas as curvas de adensamento das amostras ensaiadas.

4.7 Ruptura do corpo-de-prova

Considerando-se caracterizado o final do adensamento primário, o corpo-de-prova foi submetido ao ensaio de cisalhamento pela palheta. Os procedimentos para o ensaio implicavam na cravação da palheta na amostra, o que ocorreu com uma espessura de “recobrimento” de no mínimo duas vezes o seu diâmetro. O intervalo de tempo entre a cravação da palheta e o início do cisalhamento foi, em média, de 30 segundos.

A ruptura do corpo-de-prova teve um comportamento bastante específico no caso das argilas pesquisadas, pois, seguindo o procedimento de CAVICCHIA (1990), as amostras foram ensaiadas ainda carregadas, desta forma a curva de ruptura, obtida pelo ensaio de palheta, apresenta uma curva conforme FIGURA 4.2.

A FIGURA 4.2 ilustra a variação do torque com a rotação e posterior estabilização, o que denuncia a ruptura do corpo-de-prova. Cabe ressaltar que a configuração da ruptura da FIGURA 4.2, assemelha-se a um comportamento comum em argilas normalmente adensadas; para as argilas pré-adensadas desta pesquisa, o mesmo comportamento foi evidenciado, sendo este fato explicado pela permanência da carga durante a ruptura

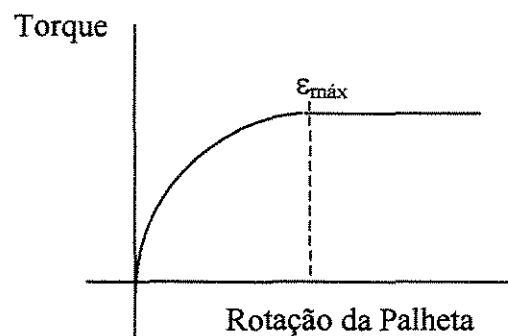


FIGURA 4.2 - Ruptura Característica do Ensaio de Palheta

O momento responsável pela ruptura do corpo de prova é função da carga que deforma a mola para o giro, multiplicada pelo valor de sua constante. A expressão 4.1 fornece o valor do momento máximo ou de ruptura:

$$M_{\text{máx}} = \frac{\varepsilon_{\text{máx}} \cdot K}{\pi \cdot D^2 \cdot (H+D/3)} \quad (4.1)$$

Onde:

$M_{\text{máx}}$: momento máximo medido no ensaio (kgf.cm)

$\varepsilon_{\text{máx}}$: deformação da mola (grau de rotação)

K: constante da mola (para estes ensaios a constante é 0,185 kgf.cm/ grau rotação)

D e H: dimensões da palheta, respectivamente diâmetro e altura (cm)

A ruptura do corpo-de-prova dá-se pela aproximação da velocidade de “giro livre” da palheta, ou seja 10 graus/min, seguido da estabilização dos valores de torque lidos no aparelho; a amostra foi então pesada e extraída do cilindro molde, para determinação da sua umidade, o que será explicado no próximo item.

4.8 Verificação da umidade na ruptura

Após a ruptura, procedeu-se à extração da amostra do cilindro molde, o solo pré-adensado rompido foi cortado perfazendo um total de sete fatias, e de cada uma delas retirou-se uma porção para a determinação da umidade. A umidade na ruptura é o resultado da média aritmética das sete umidades obtidas (FIGURA 4.3).

É a partir da umidade na ruptura que foram analisadas as relações entre umidade e pressão de pré-adensamento (w_r vs. $\log P_a$) e umidade e resistência não-drenada (w_r vs. $\log s_u$), que fundamentam a correlação proposta por CAVICCHIA (1990).

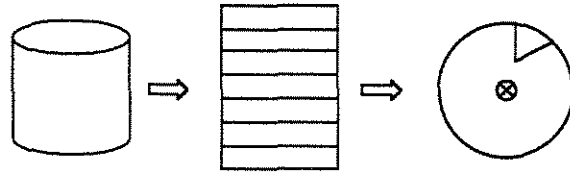


FIGURA 4.3 - Esquema de amostra retirada do cilindro molde; amostra fatiada; retirada da porção para a verificação da umidade

4.9 Controle dos resultados em conjunto

Os procedimentos de ensaios levaram a valores de resistência ao cisalhamento não drenada, tensão de pré-adensamento e umidade na ruptura. Os resultados dos ensaios de palheta permitiram a verificação do ganho de resistência em função do aumento de tensão de pré-adensamento, conforme ilustra a FIGURA 4.4.

Esta relação é o resultado de um tratamento estatístico a partir de regressões lineares que, por imposição, passam pela origem, e são avaliados pelo coeficiente de correlação (R^2). Cabe ressaltar que os coeficientes de correlação, além de representarem a confiabilidade dos resultados, tinham função de controlar a qualidade dos ensaios.

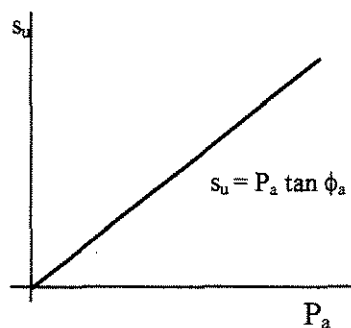


FIGURA 4.4 - Relação entre P_a e s_u , para cada argila

Para a análise da umidade de ruptura, foi utilizada regressão linear entre w_r e os logaritmos de P_a e s_u , seguindo a mesma linha de trabalho anteriormente exposta. O gráfico da relação entre w_r vs. $\log P_a$ e w_r vs. $\log s_u$ é mostrado na FIGURA 4.5.

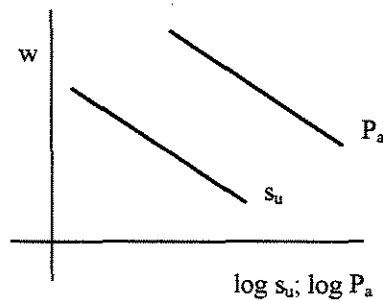


FIGURA 4.5 - Resultado típico da relação entre a pressão de pré-adensamento e a umidade de ruptura, e a resistência não drenada e a umidade de ruptura

4.10 Análise dos resultados

Para a análise dos dados de ensaio (P_a , s_u e outro parâmetros característicos das argilas), na tentativa de estimar a tensão de pré-adensamento, foi utilizado o método dos mínimos quadrados, que permite o ajustamento de funções. Este método é indicado para ajustes de funções com dados experimentais, sobretudo por não incorporar os inerentes erros na função de aproximação. Isto ocorre porque a aproximação reflete a tendência geral da função sem reproduzir flutuações localizadas.

A expressão resultante terá o mesmo formato daquela proposta anteriormente, conforme expressão 4.2.

$$X_1 = a + b.X_2 + cX_3 \quad (4.2)$$

SEÇÃO CIRCULANTE

Onde:

X_1 : f(Pa)

X_2 : f(su)

X_3 : f(parâmetro de caracterização do solo)

O ajuste é feito em função da resolução de equações, que dependerá exclusivamente do valor da constante a e dos coeficientes b e c. As matrizes se originam do sistema, expressões 4.3, 4.4 e 4.5:

$$\Sigma X_1 = a \cdot N + b \cdot \Sigma X_2 + c \cdot \Sigma X_3 \quad (4.3)$$

$$\Sigma X_1 X_2 = a \cdot \Sigma X_2 + b \cdot \Sigma X_2^2 + c \cdot \Sigma X_2 X_3 \quad (4.4)$$

$$\Sigma X_1 X_3 = a \cdot \Sigma X_3 + b \cdot \Sigma X_2 X_3 + c \cdot \Sigma X_3^2 \quad (4.5)$$

Onde:

N: número de ensaios

Este sistema poderia ser expresso, da maneira a seguir:

$$\begin{pmatrix} \Sigma X_1 \\ \Sigma X_1 X_2 \\ \Sigma X_1 X_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} N & \Sigma X_2 & \Sigma X_3 \\ \Sigma X_2 & \Sigma X_2^2 & \Sigma X_2 X_3 \\ \Sigma X_3 & \Sigma X_2 X_3 & \Sigma X_3^2 \end{pmatrix}$$

A confiabilidade do ajustamento de curvas é representada pelo valor do coeficiente de correlação R, que é dado a partir da expressão 4.6:

$$R^2 = \frac{\Sigma (X_{1est} - X_{M1})^2}{\Sigma (X_1 - X_{M1})^2} \quad (4.6)$$

BIBLIOTECA CENTRAL

SEÇÃO CIRCULANTE

Onde:

X_{1est} : valor da tensão de pré-adensamento estimada pela função ajustada

X_{M1} : média dos valores de tensão de pré-adensamento observados

X_1 : valor da tensão de pré-adensamento observada

A dispersão que possa ocorrer entre o valor de tensão de pré-adensamento observada, para os valores de resistência não drenada e umidade de ruptura (ou outro parâmetro), pode ser verificada pelo erro padrão da estimativa, que pode ser calculado a partir da expressão 4.7:

$$S^2_{1,2,3} = \frac{\sum (X_1 - X_{1est})^2}{N} \quad (4.7)$$

Onde:

X_1 : valor da tensão de pré-adensamento observada

X_{1est} : valor da tensão de pré-adensamento estimada pela função ajustada

N: número de ensaios

Seguindo a mesma metodologia do autor, o erro padrão da estimativa será calculado para $(N - q)$ graus de liberdade, onde q é o número de coeficientes da equação. Portanto, conforme a expressão 4.8:

$$\left[S_{1,2,3} \right]^2 = \left[S_{1,2,3} \right]^2 \cdot N/(N - q) \quad (4.8)$$

Cumpra esclarecer que a estimativa de propriedades geotécnicas está susceptível a erros decorrentes de algumas fontes de incerteza, das quais as principais são: a variabilidade natural das propriedades geotécnicas associadas às dispersões provenientes da heterogeneidade do solo, variações ambientais, de composição e de história de tensões. Dentro deste enfoque inclui-se ainda, como fontes de incertezas, aquelas provenientes de imperfeições de ensaios, erros

estatísticos envolvendo a estimativa de alguma propriedade (resultados de incertezas decorrentes de amostragem reduzida), e por fim os erros tendenciosos que resultam de imperfeições na amostragem (efeito do amolgamento entre outros).

5. RESULTADOS

5.1 Introdução

Este capítulo contém os resultados desta pesquisa sobre dois enfoques, sendo que o primeiro refere-se às amostras propriamente ditas, tais como: tipo de solo, características e particularidades. A seguir são expostos os resultados de ensaios, seu comportamento e propriedades. Estes dados foram submetidos a tratamentos estatísticos a fim de que se consiga estabelecer a relação entre a tensão de pré-adensamento, sua resistência não drenada e algum parâmetro do solo, podendo-se destacar o limite de liquidez e a umidade na ruptura.

Os resultados de ensaios demonstram comportamentos característicos, por se tratar de argilas com limites de liquidez relativamente altos. A existência de argilas com estes parâmetros consideravelmente mais baixos dentro do conjunto de amostras, é explicável pela tentativa de ajustar a expressão proposta por CAVICCHIA (1990) para intervalos mais amplos.

5.2 Resultados referentes às amostras

As amostras ensaiadas foram caracterizadas em função de: limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, porcentagem de finos, atividade e peso específico médio dos minerais. A seguir será apresentada a TABELA 5.1 que inclui os dados para a caracterização das amostras.

TABELA 5.1 - Parâmetros de caracterização das amostras

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s (kN/m ³)	% areia fina	% silte	% finos	Atividade
AM01	41,00	31,00	10,00	27,680	34,0	43,3	23,0	0,43
AM02	47,00	28,00	19,00	27,410	4,3	26,7	69,0	0,28
AM03	60,00	25,00	35,00	26,590	15,9	44,6	39,5	0,89
AM04	96,00	30,00	66,00	27,210	16,2	52,0	31,8	2,08
AM05	60,50	28,50	32,00	27,240	9,6	35,4	55,0	0,58
AM06	115,00	32,00	83,00	27,480	6,0	28,0	66,0	1,26
AM07	83,00	30,80	52,20	26,980	13,0	27,0	60,0	0,87
AM08	87,50	30,00	57,50	26,580	6,6	61,4	32,5	1,77
AM09	111,50	33,50	78,00	26,650	6,0	54,0	40,0	1,95
AM10	90,00	28,70	61,30	27,510	4,7	22,3	73,0	0,84
AM11	112,00	32,90	79,10	26,570	2,0	31,0	67,0	1,18
AM12	105,00	32,50	72,50	26,720	19,1	44,0	41,3	1,76
AM13	106,50	31,60	74,90	26,940	3,1	45,3	51,6	1,45
AM14	65,00	34,00	31,00	26,680	4,0	35,0	61,0	0,51
AM15	75,00	23,00	52,00	26,840	6,8	42,7	50,5	1,03

5.3 Resultados referentes aos corpos-de-prova

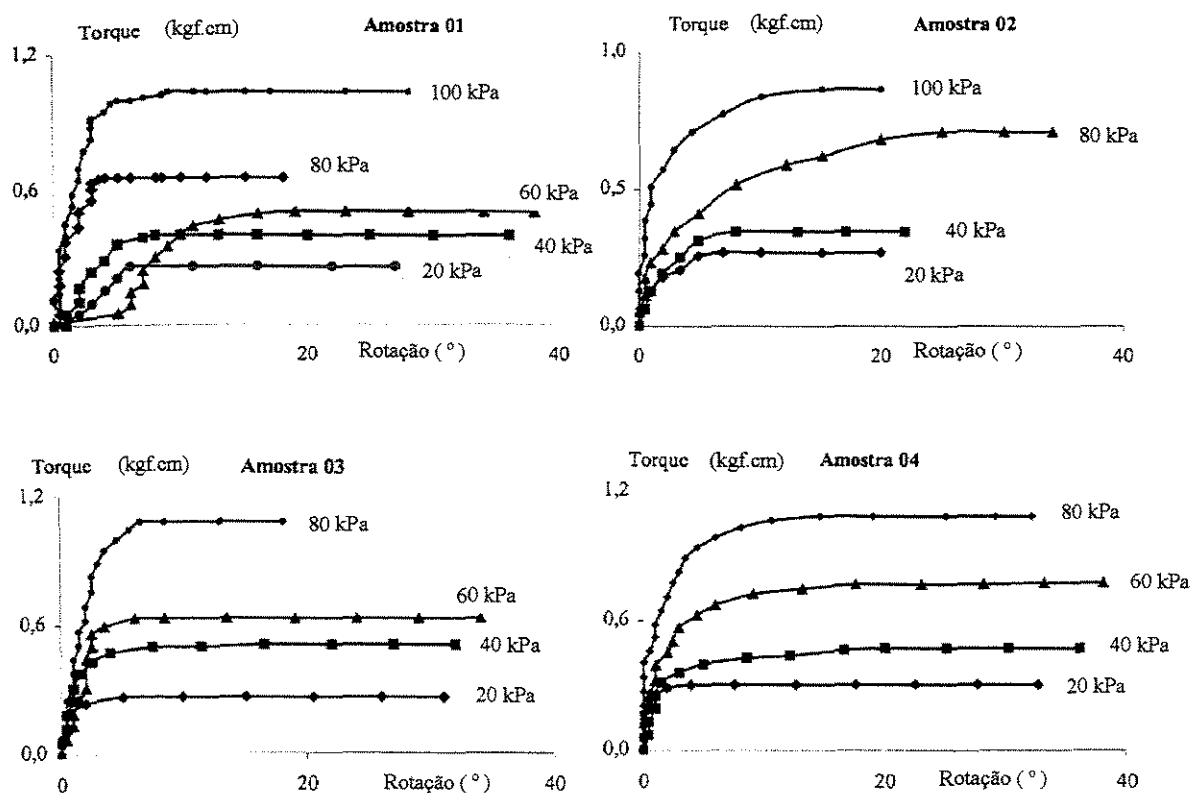
5.3.1 Adensamento dos corpos-de-prova

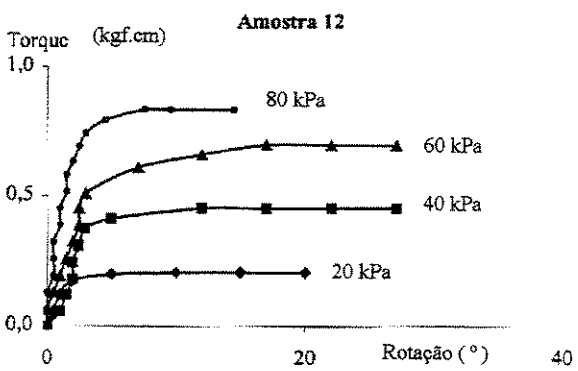
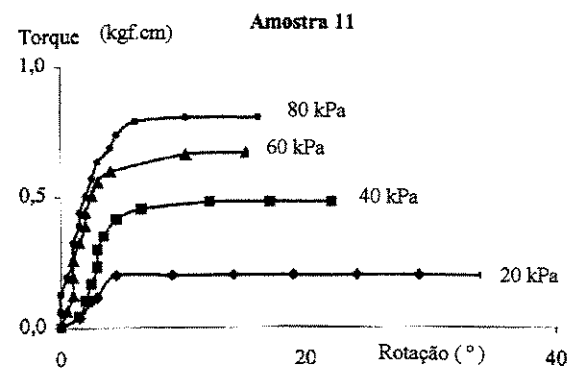
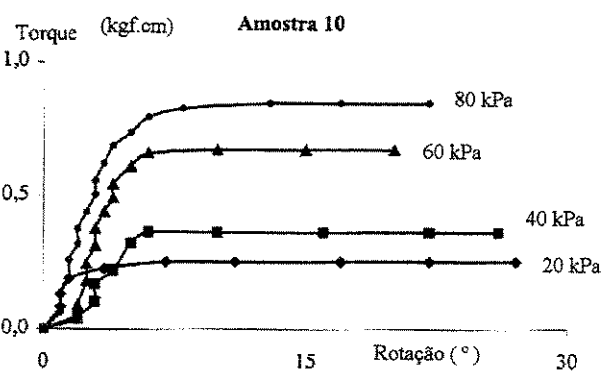
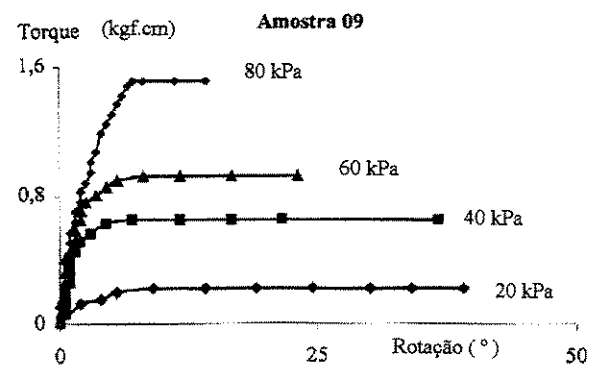
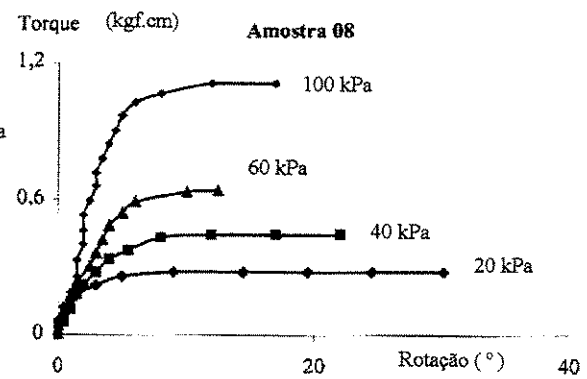
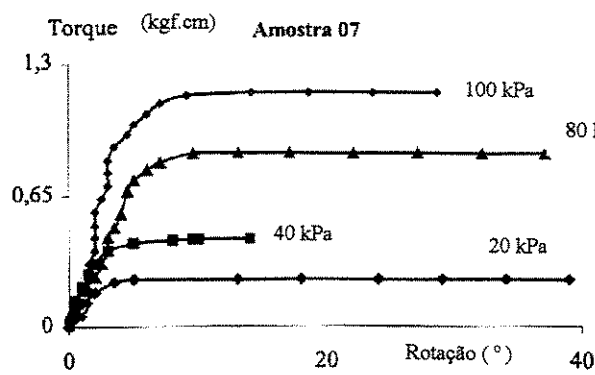
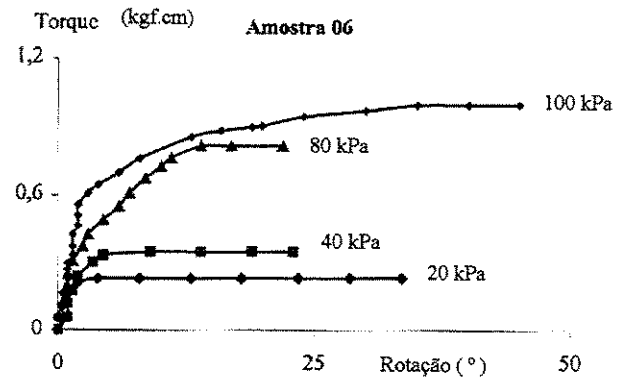
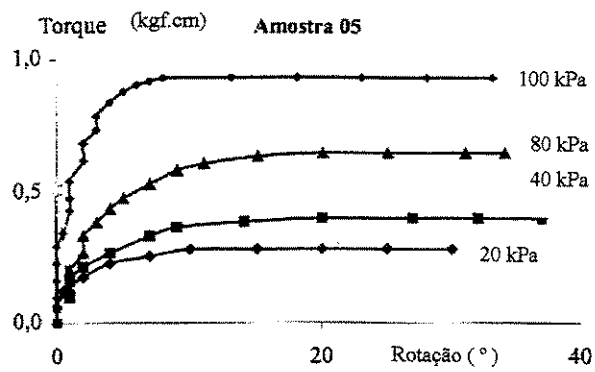
Os corpos-de-prova foram submetidos à pressões conhecidas, respectivamente 20, 40, 60, 80 e 100 kPa. O adensamento foi controlado através do Método de Taylor, a fim de que se

tivesse certeza da conclusão da compressão primária, fato que asseguraria que a sobrecarga já havia se transferido para o esqueleto sólido do material em termos de tensão efetiva. Os gráficos do referido controle, de todos os corpos-de-prova, encontram-se no ANEXO 2 deste trabalho.

5.3.2 Ruptura dos corpos-de-prova pelo ensaio de palheta

Após o adensamento primário completar-se, foram executados os ensaios de palheta. Conforme já exposto, a configuração da curva do torque contra a rotação das palhetas é bastante uniforme, tendo um comportamento assintótico até atingir um momento máximo, sendo que, a partir daí, estabiliza-se. Este comportamento é próprio das argilas normalmente adensadas, tendo as argilas pré-adensadas desta pesquisa apresentado a mesma configuração, pelo fato de não sofrerem o descarregamento para a ruptura. A FIGURA 5.1 mostra as referidas curvas de cada conjunto de amostra, e a pressão responsável pelo adensamento.





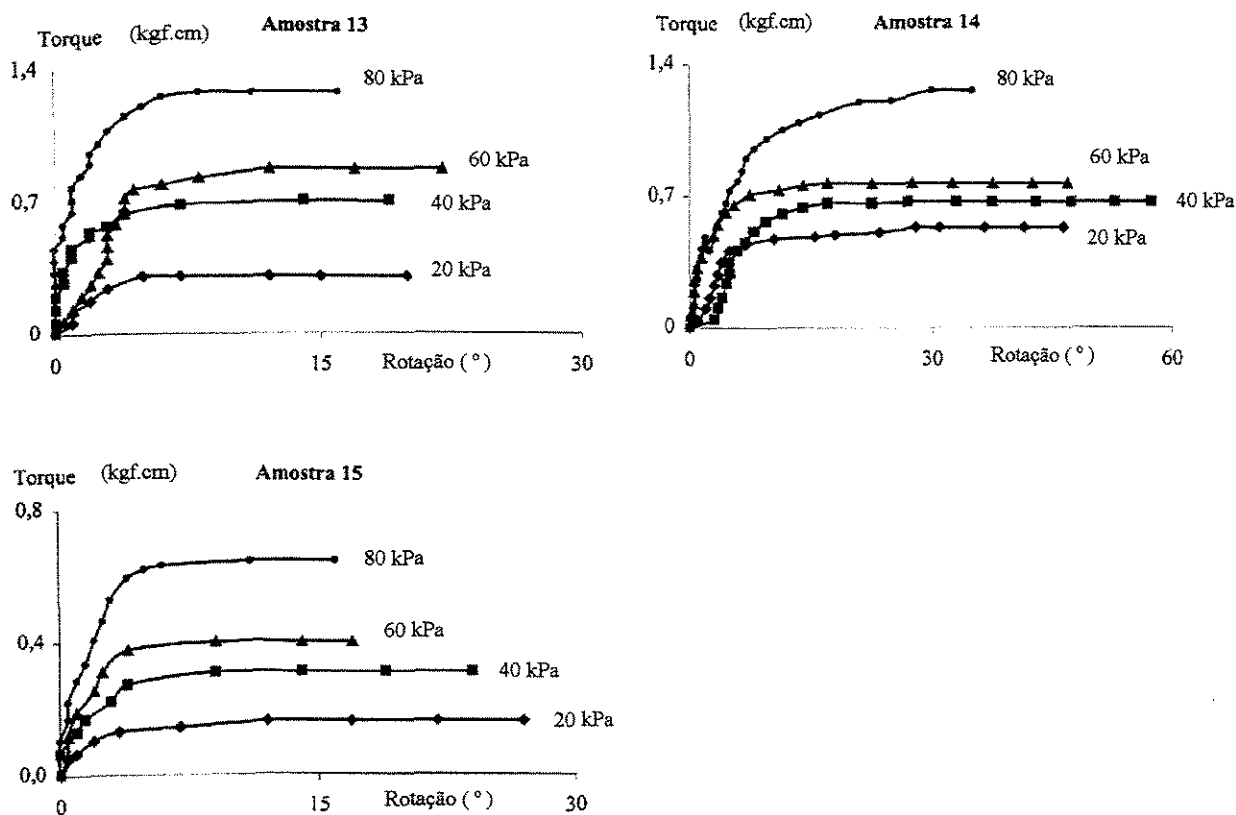


FIGURA 5.1 - Curvas de torque vs. rotação da palheta

5.3.3 Parâmetros de caracterização dos corpos-de-prova

Seguindo a metodologia, proposta por CAVICCHIA (1990), os corpos-de-prova foram caracterizados por sua tensão de pré-adensamento, resistência ao cisalhamento não drenada, umidade na ruptura e outros parâmetros, conseguidos de relações entre os limites de consistência e a umidade na ruptura. A TABELA 5.2 mostra o conjunto de dados de cada corpo-de-prova, onde $HL = LL - w_r$ e $IL = (w_r - LP) / IP$

TABELA 5.2 - Parâmetros de caracterização dos corpos-de-prova

	Ensaio	P_u (kPa)	s_u (kPa)	w_r (%)	LL- w_r (%)	LL/ w_r (%)	HL (%)	IL (%)
AM01	1	20,00	3,61	36,44	4,56	1,1251	0,1112	0,5440
	2	40,00	5,60	35,43	5,57	1,1572	0,1359	0,4430
	3	60,00	7,04	34,57	6,43	1,1860	0,1568	0,3570
	4	80,00	9,11	33,04	7,96	1,2409	0,1941	0,2040
	5	100,00	14,44	32,12	8,88	1,2765	0,2166	0,1120
AM02	6	20,00	3,79	39,23	7,77	1,1981	0,1653	0,5911
	7	40,00	4,87	38,72	8,28	1,2138	0,1762	0,5642
	8	80,00	9,93	35,23	11,77	1,3341	0,2504	0,3805
	9	100,00	12,09	32,10	14,90	1,4642	0,3170	0,2158
AM03	10	20,00	3,61	50,25	9,75	1,1940	0,1625	0,7214
	11	40,00	7,04	46,47	13,53	1,2912	0,2255	0,6134
	12	60,00	8,75	42,36	17,64	1,4164	0,2940	0,4960
	13	80,00	15,07	41,73	18,27	1,4378	0,3045	0,4780
AM04	14	20,00	4,24	56,01	39,99	1,7140	0,4166	0,3941
	15	40,00	6,59	51,05	44,95	1,8805	0,4682	0,3189
	16	60,00	10,83	48,55	47,45	1,9773	0,4943	0,2811
	17	80,00	15,16	45,61	50,39	2,1048	0,5249	0,2365
AM05	18	20,00	3,97	47,23	13,27	1,2810	0,2193	0,5853
	19	40,00	5,60	44,59	15,91	1,3568	0,2630	0,5028
	20	80,00	9,03	39,86	20,64	1,5178	0,3412	0,3550
	21	100,00	13,00	38,68	21,82	1,5641	0,3607	0,3181
AM06	22	20,00	3,25	83,86	31,14	1,3713	0,2708	0,6248
	23	40,00	4,87	67,72	47,28	1,6982	0,4111	0,4304
	24	80,00	11,37	56,80	58,20	2,0246	0,5061	0,2988
	25	100,00	13,90	54,56	60,44	2,1078	0,5256	0,2718
AM07	26	20,00	3,88	69,31	13,69	1,1975	0,1649	0,7377
	27	40,00	6,23	66,12	16,88	1,2553	0,2034	0,6766
	28	60,00	8,93	54,18	28,82	1,5319	0,3472	0,4479
	29	80,00	15,52	48,91	34,09	1,6970	0,4107	0,3469
	30	100,00	18,77	48,42	34,58	1,7142	0,4166	0,3375
AM08	31	20,00	3,25	70,51	16,99	1,2410	0,1942	0,7045
	32	40,00	6,05	59,99	27,51	1,4586	0,3144	0,5216
	33	60,00	12,00	52,37	35,13	1,6708	0,4015	0,3890
	34	100,00	16,16	50,96	36,54	1,7170	0,4176	0,3645
AM09	35	20,00	3,07	72,28	39,22	1,5426	0,3517	0,4972
	36	40,00	9,03	66,95	44,55	1,6654	0,3996	0,4288
	37	60,00	12,82	57,20	54,30	1,9493	0,4870	0,3038
	38	80,00	21,12	53,45	58,05	2,0861	0,5206	0,2558
AM10	39	20,00	3,61	62,62	27,38	1,4372	0,3042	0,5533
	40	40,00	4,87	58,14	31,86	1,5480	0,3540	0,4803
	41	60,00	9,39	52,79	37,21	1,7049	0,4134	0,3930
	42	80,00	11,82	50,00	40,00	1,8000	0,4444	0,3475
AM11	43	20,00	2,98	82,64	29,36	1,3553	0,2621	0,6288
	44	40,00	6,50	71,79	40,21	1,5601	0,3590	0,4917
	45	60,00	9,30	66,41	45,59	1,6865	0,4071	0,4236
	46	80,00	11,19	62,91	49,09	1,7803	0,4383	0,3794

	Ensaio	P_s (kPa)	s_u (kPa)	w_r (%)	LL- w_r (%)	LL/ w_r (%)	HL (%)	IL (%)
AM12	47	20,00	2,89	84,04	20,96	1,2494	0,1996	0,7109
	48	40,00	6,83	75,13	29,87	1,3976	0,2845	0,5880
	49	60,00	9,75	69,44	35,56	1,5121	0,3387	0,5095
	50	80,00	11,64	64,37	40,63	1,6312	0,3870	0,4396
AM13	51	20,00	4,24	88,44	18,06	1,2042	0,1696	0,7589
	52	40,00	9,83	80,65	25,85	1,3205	0,2427	0,6549
	53	60,00	12,18	74,75	31,75	1,4247	0,2981	0,5761
	54	80,00	17,87	69,97	36,53	1,5221	0,3430	0,5123
AM14	55	20,00	5,80	47,10	17,90	1,3800	0,2754	0,4226
	56	40,00	9,38	44,58	20,42	1,4581	0,3142	0,3413
	57	60,00	11,40	41,40	23,60	1,5700	0,3631	0,2387
	58	80,00	17,60	39,13	25,87	1,6611	0,3980	0,1655
AM15	59	20,00	2,26	64,64	10,36	1,1603	0,1381	0,8008
	60	40,00	4,33	58,67	16,33	1,2783	0,2177	0,6860
	61	60,00	5,60	52,34	22,66	1,4329	0,3021	0,5642
	62	80,00	9,03	47,27	27,73	1,5866	0,3697	0,4667

A este capítulo coube a apresentação dos resultados de ensaios que foram executados em laboratório de forma bem direta; o próximo capítulo analisará o comportamento das amostras ensaiadas, bem como a proposição e viabilidade de regressões.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Introdução

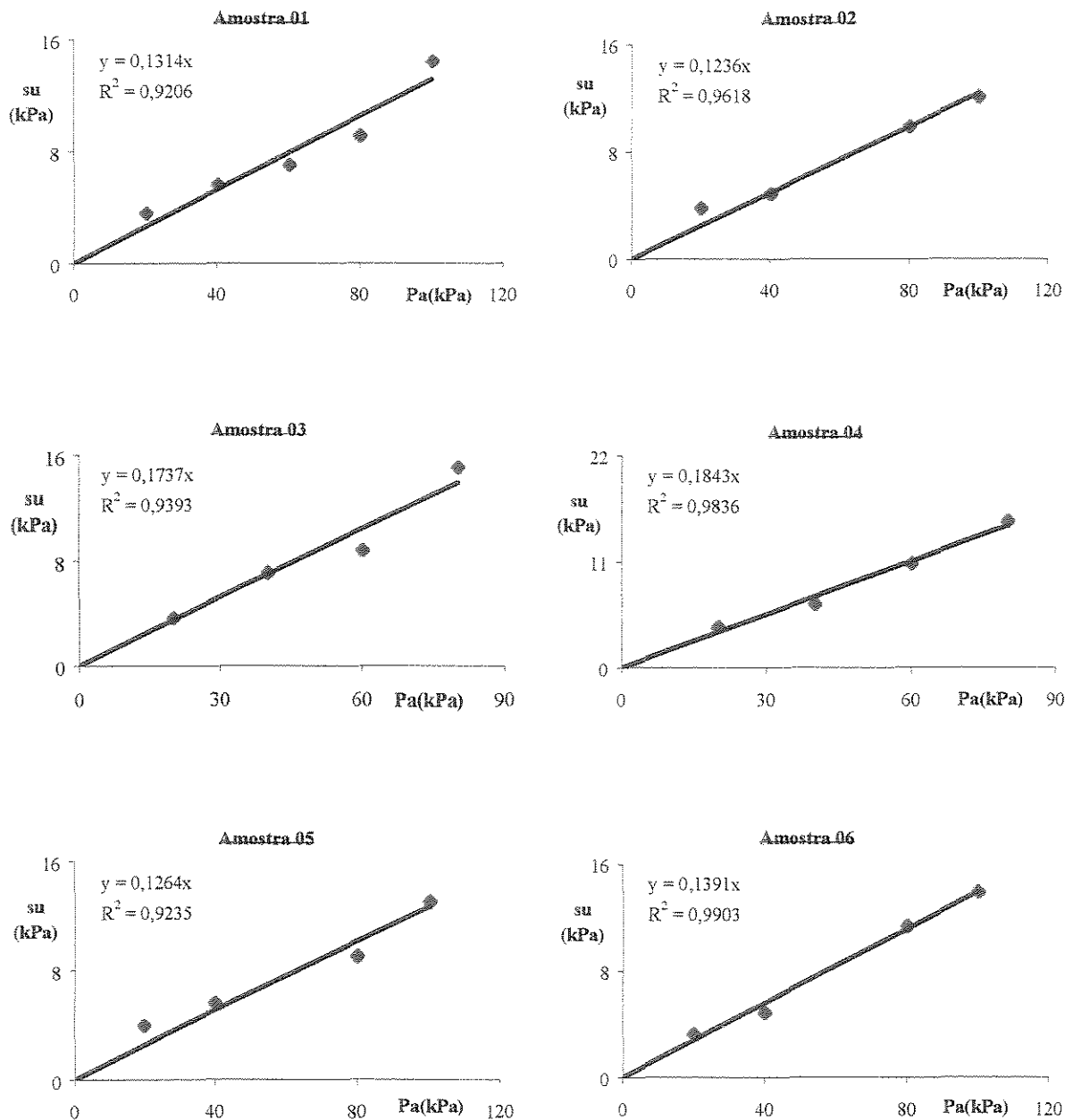
Esta pesquisa fundamenta-se na viabilidade de expressar a tensão de pré-adensamento de argilas saturadas pré-adensadas, conforme um método indireto que utiliza-se de valores de resistência não drenada obtidos através do ensaio de palheta. Este método foi proposto por CAVICCHIA (1990), baseado em ensaios laboratoriais e em regressões ajustadas pelo método dos mínimos quadrados.

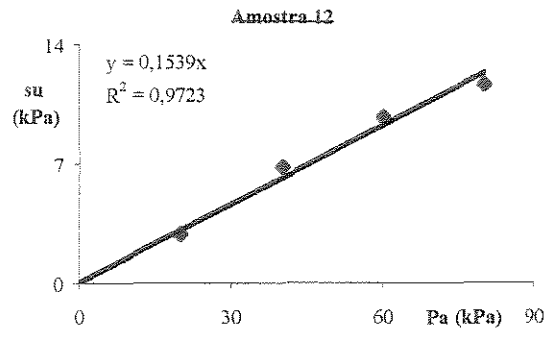
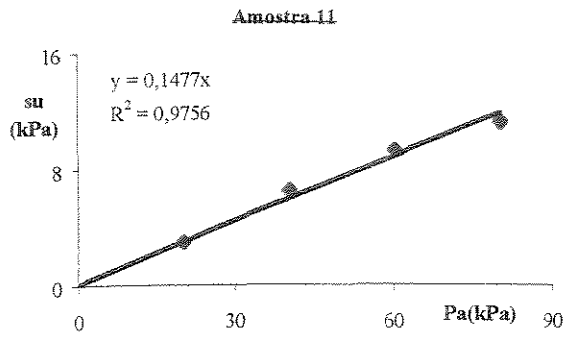
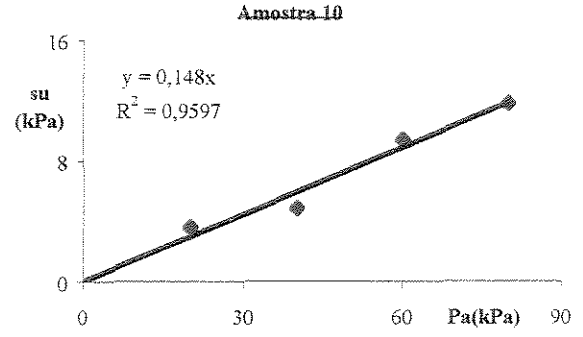
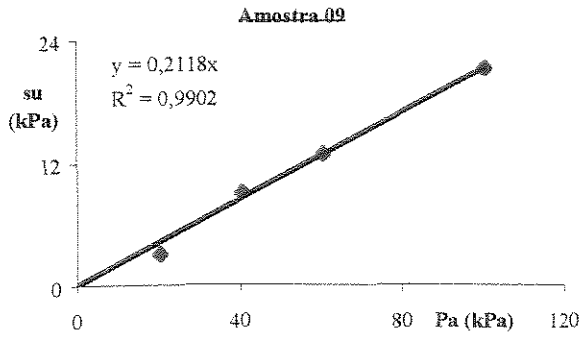
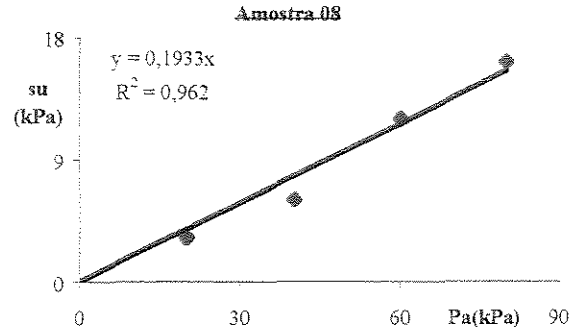
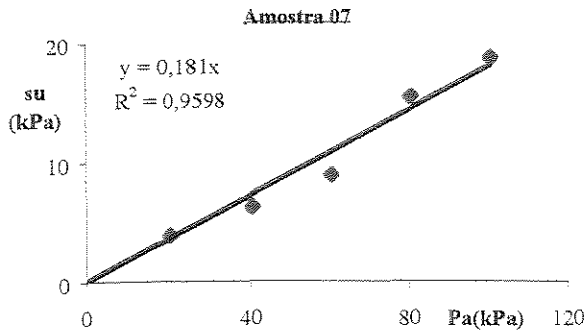
De forma similar, propõe-se a extensão do intervalo anteriormente pesquisado, bem como avaliar a possibilidade de ajuste para tornar a expressão mais geral. Sendo uma extensão, esta pesquisa segue a mesma metodologia e análise dos dados para seu desenvolvimento. Este capítulo sugere a estimativa de $P_a = f(s_u)$, parâmetros característicos das argilas), e inclui ainda algumas análises de comportamentos específicos das amostras estudadas.

6.2 Controle de qualidade e aferição dos resultados de ensaio

A consideração da amostra como um conjunto submetido a adensamento e a ensaio de resistência, teve um controle de qualidade que se baseou na relação existente entre o aumento da resistência do solo com a tensão de pré-adensamento (P_a vs. s_u), e no paralelismo existente entre

w_r vs. $\log s_u$ e w_r vs. $\log P_a$, de cada argila. A aferição dos resultados foi baseada em regressões lineares simples e logarítmicas, que forneciam o valor do coeficiente de correlação. Para esta pesquisa, fixou-se seu valor como maior que 85%, isto é, os ensaios que não atingissem estes valores seriam descartados ou refeitos os pontos de maiores dispersões. A FIGURA 6.1 mostra a relação P_a vs. s_u de todas as amostras ensaiadas bem como seus respectivos coeficientes de correlação e equações da reta.





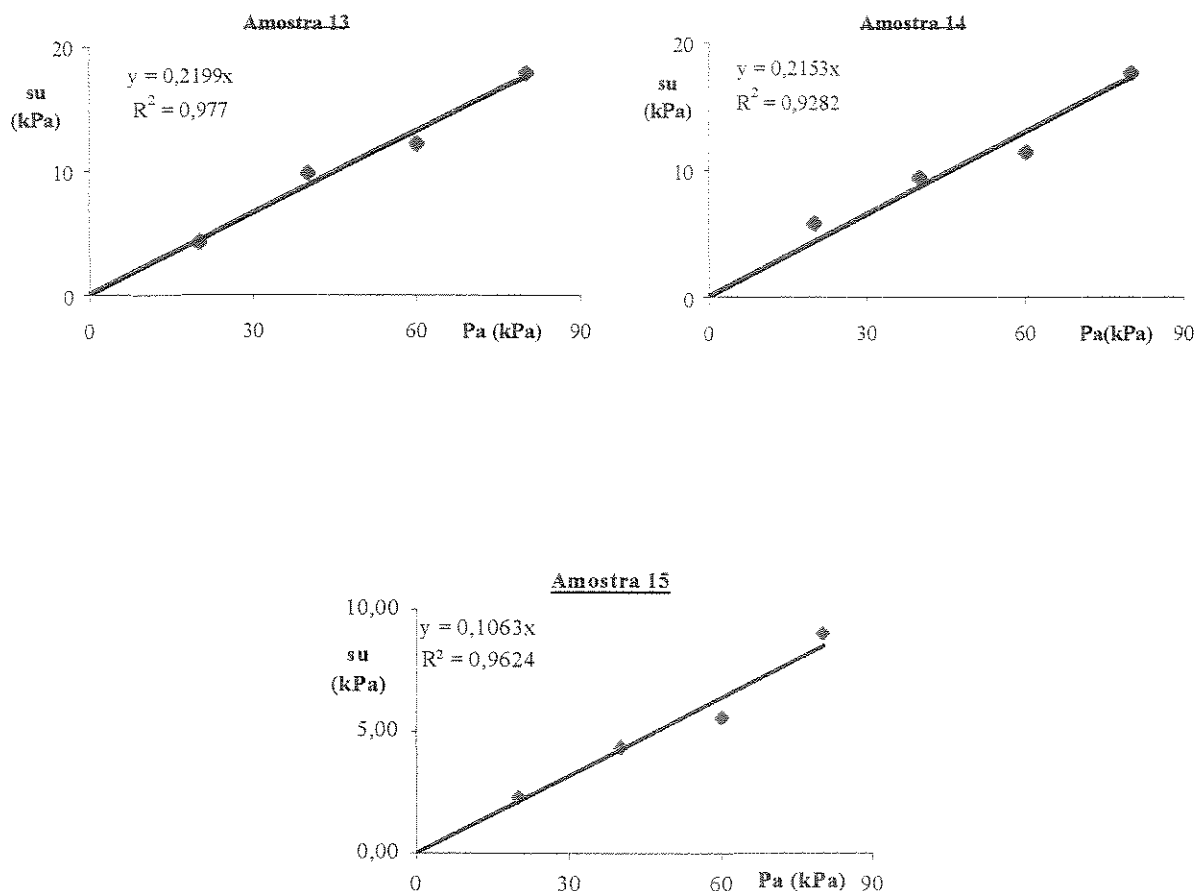


FIGURA 6.1 - Relação entre tensão de pré-adensamento e resistência ao cisalhamento não drenada

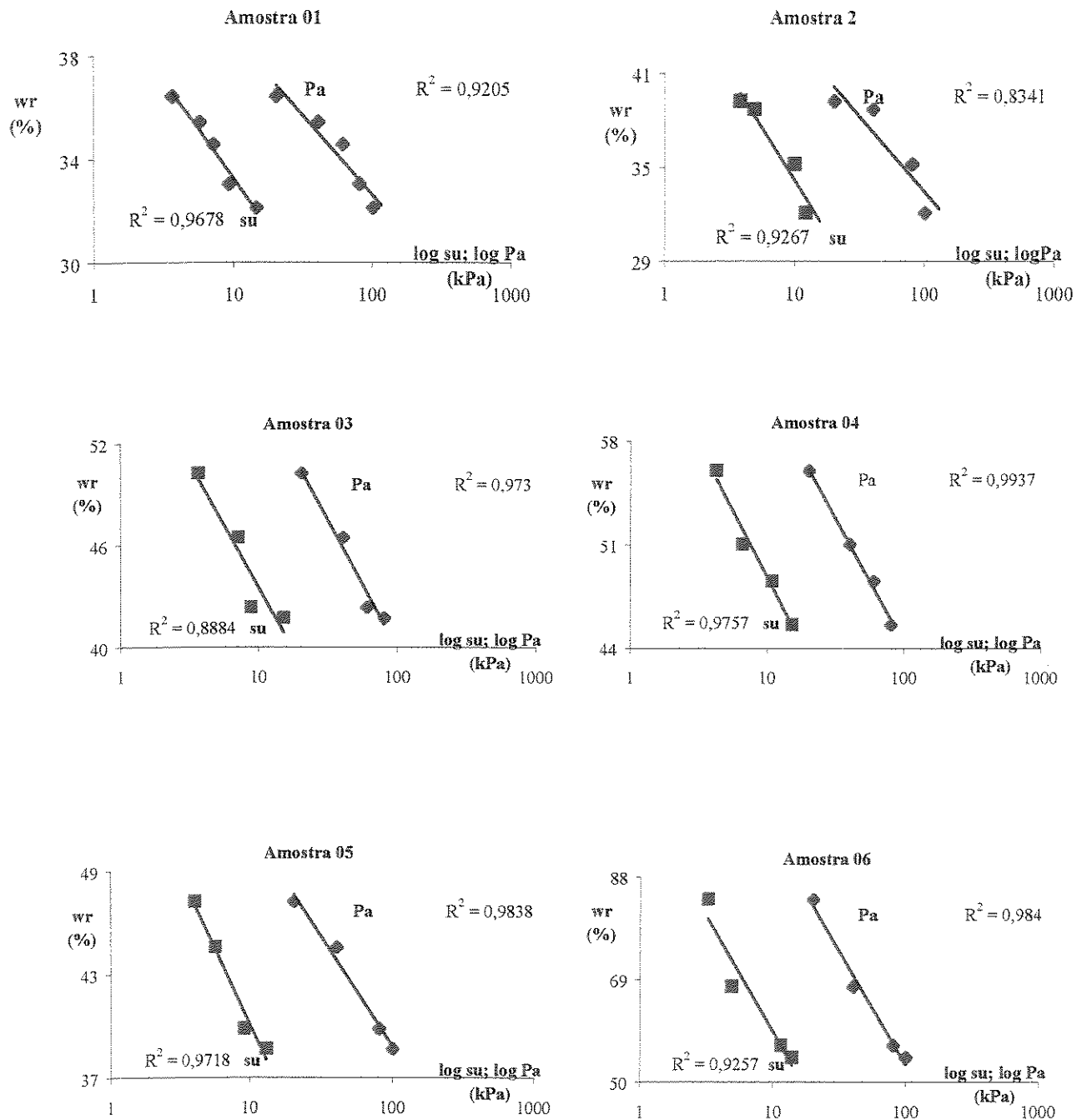
As curvas w_r vs. $\log s_u$ e w_r vs. $\log P_a$, apresentam coeficiente angulares muito próximos, conforme os primeiros estudos de HVORSLEV³, e confirmam o vínculo entre os parâmetros. Desta evidência experimental e da demonstração matemática do paralelismo⁴, pode-se assegurar que a resistência e a umidade sofrem influência determinante da tensão de pré-adensamento. Vale ressaltar que dados experimentais são mais susceptíveis a distorções, e desta forma, a constatação do paralelismo aliada a altos valores de coeficientes de correlação, permite concluir sobre a confiabilidade dos ensaios bem como sobre as correlações que resultarão destes. O paralelismo

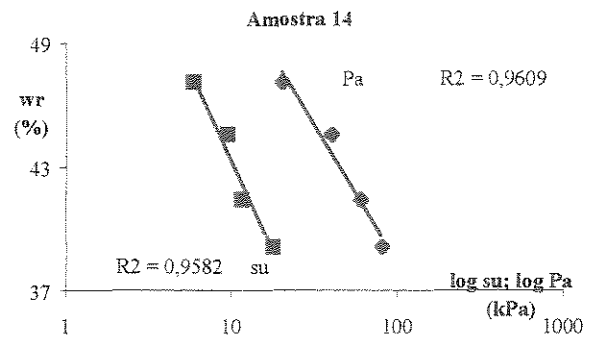
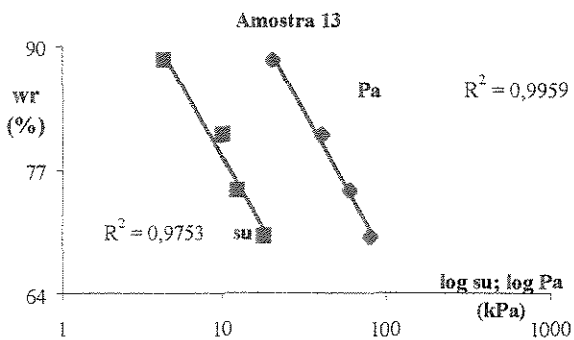
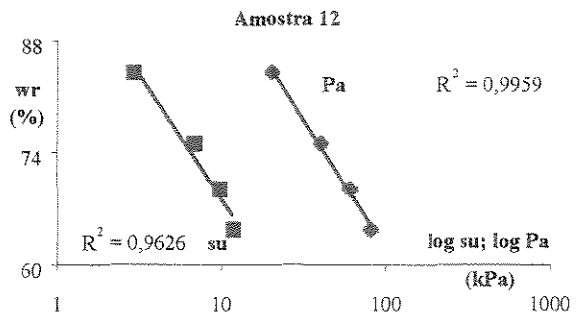
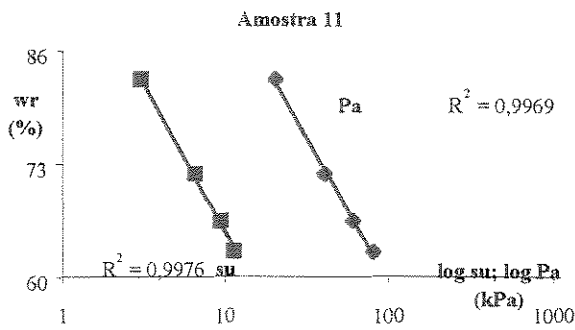
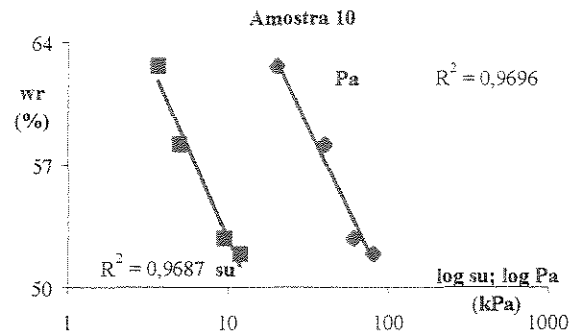
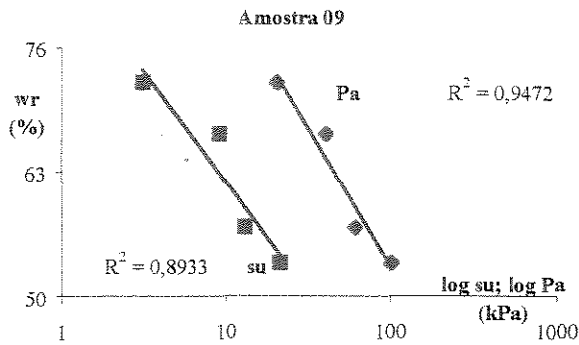
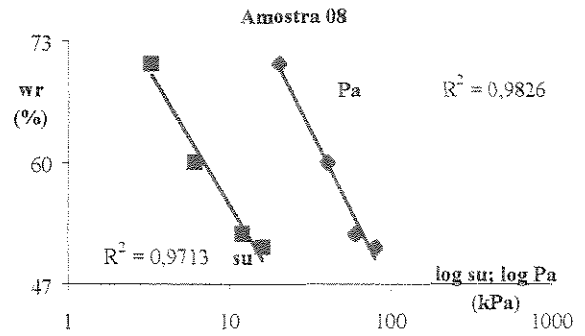
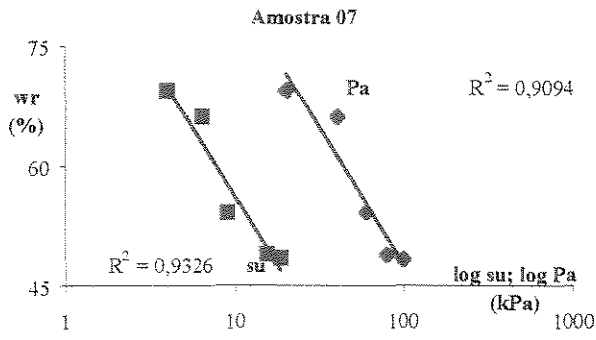
³ Ibidem (1937)

⁴ Ibidem (1990)

SEÇÃO CIRCULANTE

formado entre a umidade de ruptura e a resistência não drenada, e a umidade na ruptura e a tensão de pré-adensamento de cada argila, é mostrado na FIGURA 6.2:





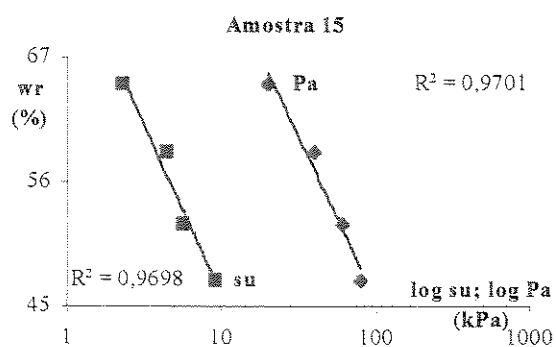


FIGURA 6.2 - Curvas w_r vs. $\log s_u$ e w_r vs. $\log P_a$

6.2.1 Análise final do comportamento de cada amostra e em conjunto

A análise particular das amostras tornou possível a verificação do forte vínculo entre as variáveis que se pretende correlacionar, conforme já comprovado⁵, através da análise dos gráficos P_a vs. s_u (FIGURA 6.1) que mostram valores dos parâmetros de regressão bastante altos, e são estes fatores que têm a função de assegurar a confiabilidade dos resultados de ensaios para posterior correlação.

A FIGURA 6.2 mostra os gráficos e seus respectivos coeficientes de correlação. De posse destes dados (R), aliados às evidências teóricas e empíricas já abordadas, é possível concluir que as amostras comportaram-se bem nos ensaios a que foram submetidas. A qualidade dos ensaios é um resultado da acurácia e da padronização dos métodos advindos das primeiras experimentações⁶.

⁵ Ibidem - CAVICCHIA(1990)

⁶ Idem Ibidem

6.3 Regressões Estudadas

6.3.1 Regressão do tipo $P_a = a + b \cdot s_u$

Devido à alta correlação apresentada pelos gráficos P_a vs. s_u , tornou-se conveniente verificar se a expressão da tensão de pré-adensamento seria viável, nesta forma. Conforme mostra a expressão 6.1:

$$P_a = 11,0561 + 4,8439 s_u \quad (\text{kPa}) \quad (6.1)$$

A expressão tem um coeficiente de correlação $R = 85,83\%$ e erro padrão de estimativa igual a 13,4832, que embora sejam bons valores, pode-se esperar que a utilização de outro parâmetro do solo, que exerça influência no comportamento da resistência, contribua para o melhor ajuste da regressão, conforme será visto a seguir.

6.3.2 Relação P_a vs. s_u

A aferição dos resultados proporcionou, conforme mostraram os gráficos P_a vs. s_u , a visualização da relação entre a resistência não drenada e um dos fatores que influem na resistência dos solos, particularmente neste caso, a tensão de pré-adensamento. Reforçando as primeiras elucidações dos fatores influentes na resistência dos solos, a tensão de adensamento

aparece como elemento de mudança nesta resistência. Esta mudança ocorre por alterações em fatores fundamentais, tais como coesão, umidade, atrito e resistência estrutural.

Dos referidos gráficos pode-se verificar o crescimento linear da resistência com a tensão de pré-adensamento, e constatar, do ponto de vista prático, que estes ensaios fornecem uma forma conveniente de relação entre resistência ao cisalhamento e tensão de pré-adensamento, advinda de estudos anteriores⁷ que analisam a resistência como uma função da tensão de pré-adensamento e do atrito aparente.

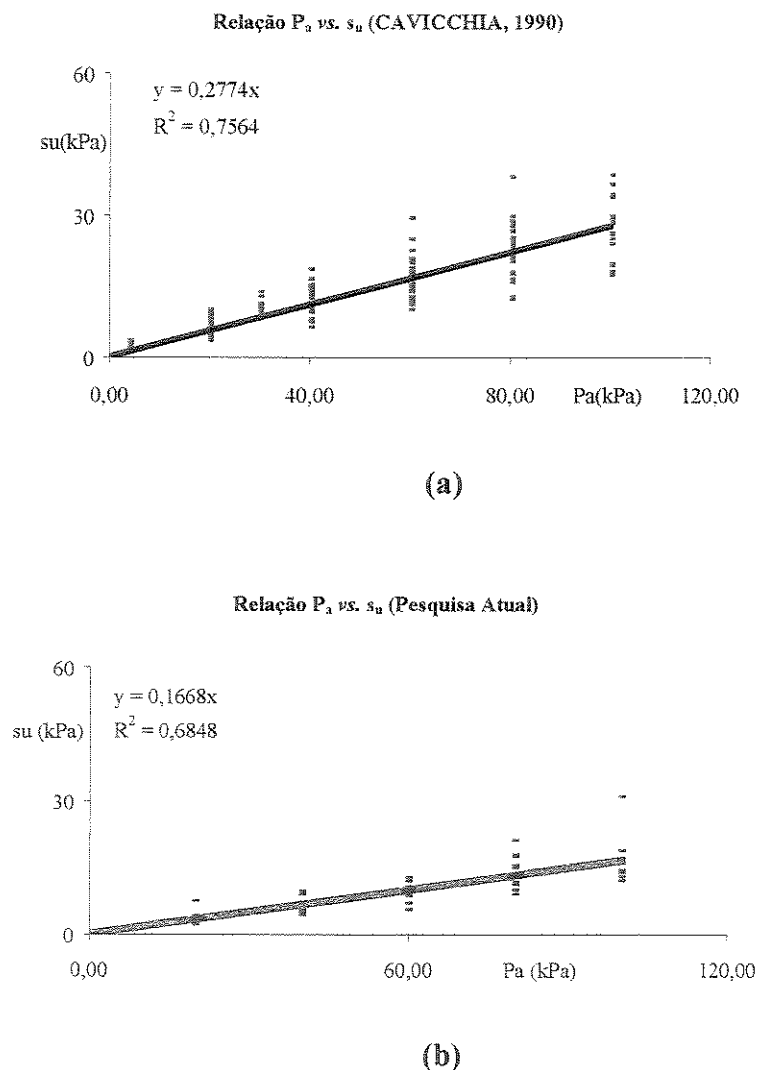


FIGURA 6.3 - Relação P_a vs. s_u (comportamento geral da curva)

⁷ Ibidem TAYLOR(1948)

A FIGURA 6.3 sugere uma análise da variação do ângulo de atrito aparente. Confrontando os dados de CAVICCHIA (1990) e os obtidos nesta pesquisa, verifica-se que as amostras primeiramente ensaiadas levaram a valores⁸ de $\phi_a = 15,50^\circ$, enquanto que as amostras desta pesquisa⁹ possuem o valor do parâmetro igual a $9,47^\circ$. A diminuição do ângulo de atrito aparente é devida ao aumento da plasticidade, isto é, as amostras desta pesquisa são argilas com intervalos plásticos consideravelmente maiores que as argilas anteriormente analisadas, e este fato vem confirmar que a contribuição do atrito diminui quanto mais argiloso for o solo.¹⁰

Também a hidrofília deve ser considerada, pois a presença de minerais do grupo das montmorilonitas nas amostras, ocasiona retenção de água, e sabe-se que o aumento da umidade propicia a diminuição dos valores dos parâmetros do solo.

Uma das tentativas de exprimir a tensão de pré-adensamento é baseada na sua relação entre a resistência não drenada (s_u) e o ângulo de atrito aparente (ϕ_a), e resultou para as argilas analisadas, na expressão 6.2:

$$P_a = 28,8037 + 4,91909 s_u - 112,463 \cdot \tan \phi_a \text{ (kPa)} \quad (6.2)$$

Ou mais simplificadamente, pela equação 6.2a:

$$P_a = 28,80 + 4,92s_u - 112,46 \cdot \tan \phi_a \quad \pm (13,20) \text{ (kPa)} \quad (6.2a)$$

⁸ Resultado baseado no coeficiente angular da regressão linear (fig. 6.3.a) com $R= 86,97\%$.

⁹ Resultado baseado no coeficiente angular da regressão linear (fig. 6.3.b) com $R= 82,75\%$

¹⁰ BJERRUM (1972)

A regressão apresenta um $R^2 = 0,751691$, que assegura uma correlação de 86,70% e um erro padrão da estimativa relativamente baixo. A TABELA 6.1 mostra os valores do ângulo de atrito aparente de cada uma das amostras, decorrente da relação P_a vs. s_u .

TABELA 6.1 - Ângulo de Atrito Aparente

Amostra	ϕ_{aparente} (°)
AM01	7,485
AM02	7,046
AM03	9,854
AM04	10,442
AM05	7,204
AM06	7,919
AM07	10,259
AM08	10,940
AM09	11,959
AM10	8,419
AM11	8,402
AM12	8,749
AM13	12,401
AM14	12,158
AM15	6,068

Apesar de resultar um bom ajuste considerando os parâmetros de correlação, a expressão que se utiliza da tangente do ângulo de atrito aparente tem um inconveniente, que é a determinação do referido parâmetro, pois envolve a extração de amostras indeformadas. Cabe

esclarecer que a expressão 6.2a tem caráter teórico, e somente foi possível estabelecê-la nesta pesquisa devido aos controles de ensaios baseados na relação P_a vs. s_u . Os procedimentos envolveram o controle da compressão primária, e por isso conseguiu-se assegurar o valor da tensão de pré-adensamento na ruptura, o que somente com o ensaio de palheta não é possível.

6.3.3 Regressões tipo $s_u / P_a = a + b.(Z)$

Este item propõe uma análise do comportamento das argilas ensaiadas nesta pesquisa considerando as chamadas “relações de resistência”. Para tanto foi elaborada regressão ajustada em função do índice de plasticidade, seguindo a forma de representação das referidas relações, o que resultou na expressão 6.3:

$$s_u / P_a = 0,14966 + 0,00030 IP \quad (6.3)$$

com $R= 17,33\%$ e $S= 0,041$

Como se pode constatar, a correlação é muito fraca, confirmados pelos valores dos parâmetros (R e S) apresentados, descaracterizando a relação. Assim, para efeito de comparação foi construído o gráfico, FIGURA 6.4, que contém a curva de SKEMPTON (1957) e os pontos desta pesquisa. Vale mencionar que os ensaios desta pesquisa foram submetidos a controles de qualidade, permitindo a padronização e a aferição dos resultados. Para a construção da curva relativa a proposta de SKEMPTON (1957), foram utilizados valores de IP conforme os utilizados nesta pesquisa.

O gráfico da FIGURA 6.4 mostra o comportamento da curva proposta por SKEMPTON (1957) e sua respectiva equação, além dos valores observados em ensaios desta pesquisa. A totalidade destes ensaios mostrou que a relação (s_u / P_a) apresentou um intervalo variando entre 0,09 e 0,29, e uma média de 0,166. Considerando o índice de plasticidade das amostras desta pesquisa, a referida relação levaria a valores superestimados entre 0,26 e 0,40. Ainda sobre a

relação de SKEMPTON (1957), vale mencionar que as amostras desta pesquisa apresentaram uma dispersão muito grande e um coeficiente de correlação muito baixo, não tendo configurado uma tendência de comportamento.

CAVICCHIA (1990) também comparou os resultados de suas pesquisas com a relação proposta por SKEMPTON (1957), e chegou a conclusões idênticas às do presente trabalho: dispersão muito grande e coeficiente de correlação muito baixo.

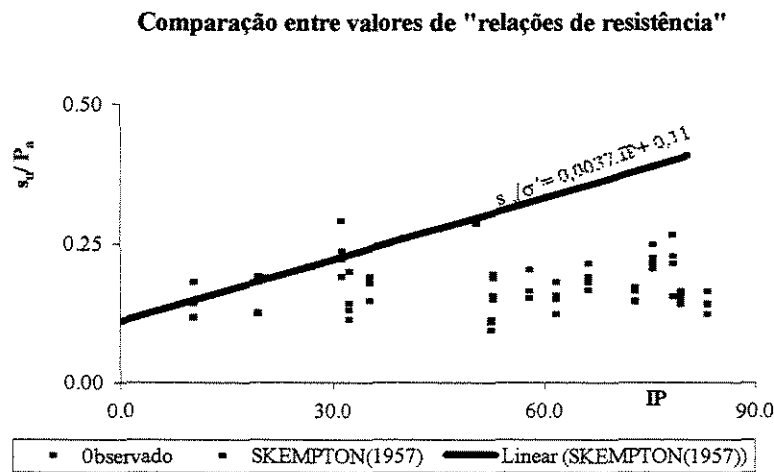


FIGURA 6.4 - Comparação de valores observados com proposta de SKEMPTON(1957)

6.3.4 Regressões do tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c(Z)$

Foram estudadas formas de exprimir o valor da tensão de pré-adensamento em função de sua resistência não drenada e de outro parâmetro chamado genericamente de Z. Este parâmetro pode ser representado como a umidade de ruptura, limite de liquidez, índice de plasticidade, índice de liquidez, entre outras utilizadas na caracterização dos corpos-de-prova. A TABELA 6.2

SECÃO CIRCULANTE

mostra um resumo das relações propostas, seu coeficiente de correlação em porcentagem e o erro padrão da estimativa.

TABELA 6.2 - Regressões tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R (%)	Erro
Wr (%)	35,0845	4,4841	-0,3792	88,1925	12,4897
LL(%)	24,6178	4,9231	-0,1718	87,2788	12,9325
IP(%)	19,5206	4,9012	-0,1691	87,0866	13,0232
LL/wr	12,0276	4,8715	-0,8043	85,8306	13,5960
IL	40,9340	3,7812	-44,7640	88,0890	12,5409
Atividade	22,4678	5,1050	-12,3439	89,6923	11,7158

6.3.5 Regressão do tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$

Conforme a demonstração matemática que fundamenta a correlação, concluída pela expressão 3.29, o logaritmo da tensão de pré-adensamento pode ser correlacionado com o logaritmo da resistência não drenada, e ainda ajustado pelo parâmetro Z. Desta forma, foram desenvolvidas outras correlações.

A TABELA 6.3 mostra os resultados das regressões, e é notório o aumento do coeficiente de correlação.

As correlações apresentadas têm como base o conjunto formado por todos os ensaios executados para a elaboração deste trabalho. Nestes casos, há que se ressaltar que o ajuste para

uma expressão mais geral poderia ser prejudicial à qualidade das correlações, uma vez que para estes dados, as dispersões podem aumentar com o aumento do intervalo considerado. Assim, se forem extraídas das correlações os pontos influencias¹¹, poderiam ser ajustadas regressões com menores erros e maiores coeficientes de correlação.

TABELA 6.3 - Regressões com logaritmos

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R (%)	Erro
Wr (5)	1,0338	0,8617	-0,0022	91,7020	0,0966
LL (%)	0,9523	0,9141	-0,0010	91,5236	0,0980
IP (%)	0,9153	0,9111	-0,0009	91,3248	0,0991
LL/wr	0,9003	0,9294	-0,0316	90,9902	0,1009
IL	1,0369	0,8184	-0,1886	91,3228	0,0991
Atividade	0,9217	0,9158	-0,0514	91,6998	0,0970

Obviamente, as dispersões anteriormente analisadas se encontram seguramente numa região de confiança, que abrange aproximadamente quatro vezes o erro padrão da estimativa. No entanto, a fim de eliminar tendências indesejadas, que contribuem para a dispersão, é conveniente a extração de pontos influencias, todavia baseados em conceitos estatísticos de amostragem¹².

¹¹ Ponto influencial é o ponto que caracteriza uma flutuação na tendência de comportamento, contribuindo para o aumento das dispersões e diminuindo a qualidade dos ajustes. Este ponto tem responsabilidades no ajuste final podendo delinear um percurso indesejável.

¹² São consideradas grandes amostras aquela que obedecem a relação: $N > 30$

6.3.6 Correlações para os solos mais plásticos

As correlações apresentadas neste item pretendem ajustar expressões para os solos mais plásticos. Estes solos foram considerados os mais plásticos quando obedeceram às seguintes condições: índices de plasticidade maiores de 30% e limites de liquidez maiores que 70%.

Para satisfazer estas diretrizes, foram extraídas dos dados as amostras que não apresentavam tais características, o que, ainda assim, levou a uma amostragem representativa de 41 ensaios. Vale lembrar que estas amostras extraídas do universo amostral, corresponde àquelas com baixos limites de liquidez, e que, inicialmente objetivavam o ajuste de uma expressão geral da tensão de pré-adensamento. A TABELA 6.4 contém valores de coeficientes e constantes das correlações pesquisadas, para as amostras que obedeceram a condição de plasticidade imposta.

TABELA 6.4 - Regressões tipo $P_a = a + b \cdot s_u + c \cdot (Z)$

(Correlações para $IP > 30\%$ e $LL > 70\%$)

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R (%)	Erro
Wr (%)	33,3168	4,1234	-0,3180	91,1749	10,4726
LL (%)	-5,3444	4,6065	0,1448	90,7438	10,7132
IP (%)	-1,7479	4,6034	0,1574	90,6856	10,7452
LL/wr	-19,8208	3,8721	22,1485	92,1122	9,9251
IL	24,3496	4,0829	-23,5405	91,0432	10,5468
Atividade	17,4937	4,5899	-6,0636	91,7438	10,5502

Como pode ser constatado, a limitação do intervalo contribuiu para a melhoria dos parâmetros de qualidade das correlações: erro padrão da estimativa e o coeficiente de correlação. Isto se reflete, também, no aumento da relação inicial que assegura a análise das amostras em conjunto, que é o gráfico P_a vs. s_u (FIGURA 6.5).

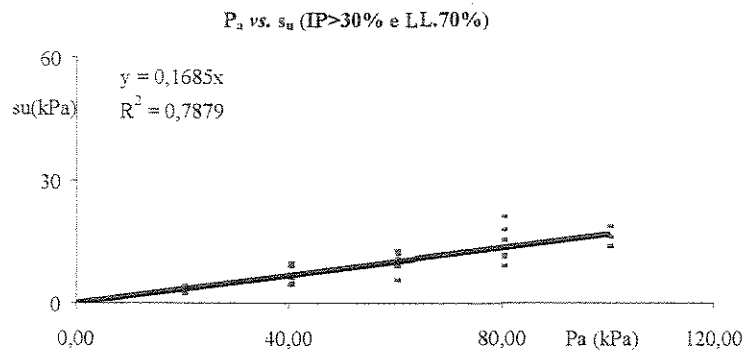


FIGURA 6.5 - Relação P_a vs. s_u para condições impostas

Da análise do gráfico, tem-se a correlação com $R = 88,76\%$ e seu ângulo de atrito aparente no valor de $9,56^\circ$; portanto, um aumento considerável do coeficiente de correlação e uma discreta variação do ângulo de atrito aparente. Destes resultados, pode-se antecipar (no mínimo) que a disposição dos pontos teve uma tendência melhor ajustada, quando comparada ao gráfico b da FIGURA 6.4.

6.3.7 Regressões com logaritmos para os solos mais plásticos

Este item tenta um melhor ajuste utilizando-se de expressões logarítmicas, e a amostragem compreenderá as amostras que obedecem as condições impostas de plasticidade.

Assim, a TABELA 6.5 mostra o melhor ajuste decorrente de duas ferramentas, sejam: limitação de intervalo e regressões com logaritmos.

TABELA 6.5 - Regressões tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (Z)$

(Correlações para $IP > 30\%$ e $LL > 70\%$)

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R (%)	Erro
Wr (%)	1,2797	0,7489	-0,0044	94,1497	0,0803
LL (%)	1,12941	0,8664	-0,0023	93,3843	0,0852
IP(%)	1,0527	0,8598	-0,0021	93,0371	0,0873
LL/wr	0,8570	0,8109	0,0599	92,6396	0,0897
IL	1,0340	0,7934	-0,1373	92,7071	0,0893
Atividade	1,0247	0,8711	-0,0890	93,8907	0,0671

6.3.8 Correlações de CAVICCHIA (1990)

CAVICCHIA (1990), em suas primeiras experimentações, viabilizou a expressão da tensão de pré-adensamento ajustada com diversos parâmetros do solo; a TABELA 6.6 e a TABELA 6.7 mostram as correlações em função do limite de liquidez e da umidade na ruptura, para estimativas em kPa, que tiveram altos coeficientes de correlação (maiores que 90%) e baixos erros padrões de estimativa.

TABELA 6.6 - Regressões tipo $P_a = a + b.s_u + c.(Z)$

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)
Wr (%)	36,05	2,8751	-0,67
LL (%)	18,38	3,0285	-0,27

TABELA 6.7 - Regressões tipo $\log P_a = a + b.\log s_u + c.(Z)$

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)
Wr (%)	0,7488	0,9883	-0,0050
LL (%)	0,6186	1,0245	-0,0022

A apresentação das regressões de CAVICCHIA (1990) é oportuna, pois o próximo item tentará ajustar correlações em que os resultados de ensaio do autor serão utilizados, com a finalidade de torná-la uma expressão geral. No item 6.6 será analisado o comportamento das curvas resultantes das pesquisas e seus comportamentos quando as regressões são ajustadas para utilização em solos de características específicas e gerais.

6.3.9 Expressão geral

A utilização de expressões para a estimativa da tensão de pré-adensamento pode contribuir na agilidade de tomada de decisão sobre os parâmetros de projeto; para tanto, será analisada neste item a viabilidade de ajustar uma expressão para as argilas de uma forma geral, baseada nos ensaios de CAVICCHIA (1990) e nos resultados desta pesquisa. De forma similar, a

expressão resultante deverá ser assegurada pelo erro padrão da estimativa e pelo seu coeficiente de correlação.

A FIGURA 6.6 mostra a relação P_a vs s_u para todos os pontos das duas referidas pesquisas, seu coeficiente de correlação e a equação da reta, de onde será determinado o valor do ângulo de atrito aparente. Esta relação é composta por 45 amostras, que tem um limite de liquidez variando num intervalo de 34,5% a 115%, totalizando um número de 222 ensaios.

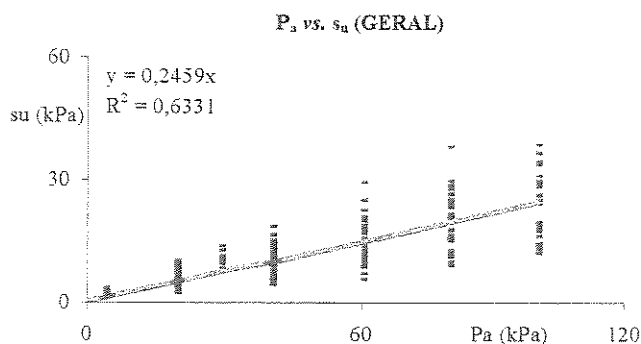


FIGURA 6.6 - Relação P_a vs. s_u de todos os ensaios (CAVICCHIA, 1990 e desta pesquisa)

A análise do gráfico (FIGURA 6.6) permite antecipar que a relação inicial, que representa a confiabilidade dos ensaios em conjunto e a tendência de comportamento do solo, forneceu um valor da correlação em torno de 79,57% e o ângulo de atrito aparente no valor de 13,81°. Mas, embora os valores de R das outras correlações excedam o valor de 82%, a possibilidade de representar um expressão para amplo intervalo, do ponto de vista prático, seria mais viável. Assim, as expressões apresentadas na TABELA 6.8 e TABELA 6.9 dizem respeito a consideração dos ensaios como um todo (222 ensaios).

TABELA 6.8 - Expressão geral (tipo: $P_a = a + b \cdot su + c(Z)$)

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R (%)	Erro
w_r (%)	15,5800	2,7963	0,0095	79,8672	16,8224
LL (%)	2,4864	2,9174	0,2048	81,3540	16,2583

TABELA 6.9 - Expressão geral (tipo: $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$)

(Z)	Const. (a)	Coef. (b)	Coef. (c)	R(%)	Erro
w_r (%)	0,5703	0,9124	0,0029	85,7484	0,1559

Numa regressão, a incerteza decorrente de amostragens reduzidas está implícita na conceituação de região/intervalo de confiança que depende do número de ensaios (conforme expressão 4.7). Portanto, o aumento no número de ensaios leva, conseqüentemente, a intervalos mais estreitos e à diminuição dos parâmetros da reta de regressão. Assim, por se tratar de um modelo para a previsão da tensão de pré-adensamento, há que se convir que uma estimativa com coeficiente de correlação próximo a 80%, que alia cálculos bastante simples e uma boa confiabilidade nos resultados, pode ser considerada uma boa correlação.

6.4 Intervalo de confiança

Neste capítulo serão analisados alguns gráficos¹³ elaborados a partir das expressões que representam a tensão de pré-adensamento, de diversas formas estudadas nesta pesquisa. Estes terão a função de salientar a qualidade das correlações, e para tanto foi tomada aleatoriamente, para exemplo, uma amostra desta pesquisa (amostra 11).

A princípio cumpre esclarecer alguns elementos pertinentes na elaboração dos referidos gráficos:

- *As expressões foram desenvolvidas a partir de conceitos teóricos e evidências experimentais, tiveram tratamento estatístico baseado no método dos mínimos quadrados, apresentando como indicadores de qualidade, o coeficiente de correlação e o erro padrão da estimativa.*
- *O intervalo de confiança de 95% (que será visto a seguir nos gráficos), é a região*

¹³ No ANEXO 3 encontram-se os gráficos e as respectivas planilhas detalhadas para esclarecimentos.

limitada pelas retas IC sup. e IC inf., que representam efetivamente uma região com largura igual a quatro vezes o erro padrão da estimativa. Para a construção dos gráficos foi adotado sempre o menor valor deste parâmetro, com o objetivo de averiguar se todas as expressões situavam-se dentro deste limite.

- A região de confiança é disposta em função de um valor real (neste caso, a amostra 11 desta pesquisa). Assim, foram tomados os pares (P_a, s_u) e acrescentadas duas vezes o erro padrão da estimativa. Com este procedimento, foi possível criar o menor intervalo de confiança para valores reais, e analisar se os valores estimados se concentram nestes limites.

A seguir serão analisados os gráficos que mostram o intervalo de confiança, para diferentes tipos de regressões.

A análise do gráfico permite averiguar que os valores estimados em função de diferentes parâmetros de ajustes, levam a valores que se encontram seguramente dentro da região de confiança, mesmo quando considerado o menor erro padrão de estimativa. Vale lembrar que esta região exposta nos gráficos para a discussão, tem caráter ilustrativo.

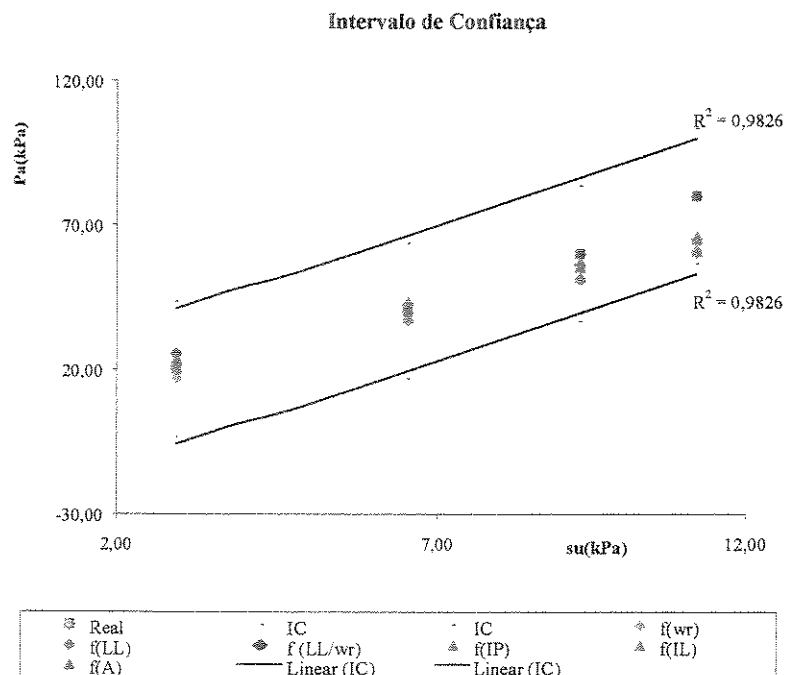


FIGURA 6.7 - Intervalo de Confiança para regressão do tipo $P_a = a + b.s_u + c(Z)$

É importante evidenciar que nesta pesquisa utilizou-se parâmetros de ajustes relacionados com índices de consistência, umidade, e argilosidade do solo, e conclui-se que todos são representativos para a expressão da tensão de pré-adensamento em função da resistência ao cisalhamento não drenada, porém com diferentes magnitudes. O gráfico apresentado na FIGURA 6.8 mostra o intervalo de confiança para as regressões ajustadas na forma $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c$ (Z).

Já foi visto anteriormente que as correlações logarítmicas levam a melhores ajustes que propiciam, devido a menores erros padrões das estimativas, intervalos de confiança menores. As tensões estimadas continuam seguramente dentro do intervalo, mesmo com o estreitamento. Pode-se notar também que os valores estimados aproximam-se mais dos valores reais, apresentando menores dispersões quando comparados com a FIGURA 6.7. No ANEXO 3 são encontradas as planilhas de cálculo para a construção do intervalos mostrados.

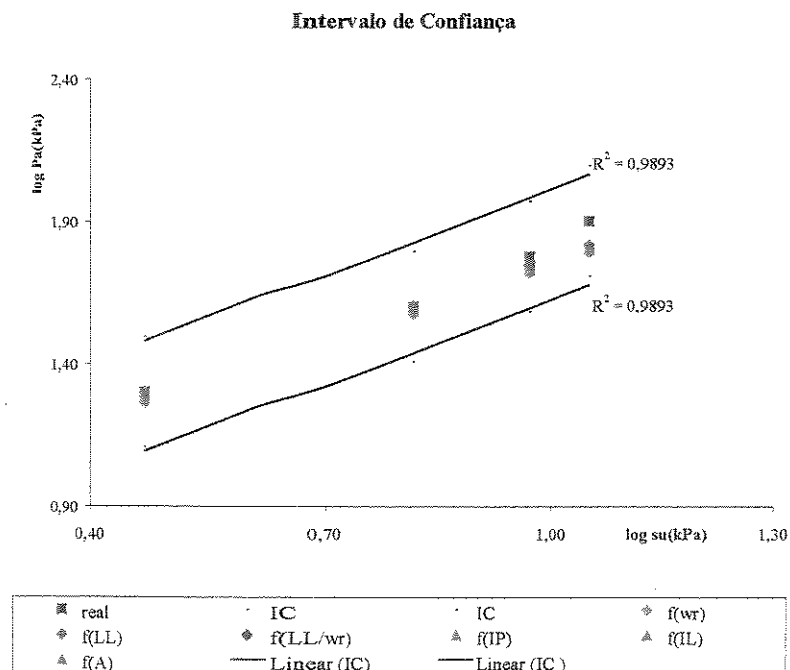


FIGURA 6.8 - Intervalo de Confiança para regressão do tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c$ (Z)

6.5 Estimativa expedita da tensão de pré-adensamento

A seguir objetivando proporcionar uma estimativa expedita da tensão de pré-adensamento em função da resistência ao cisalhamento não drenada, serão apresentados ábacos correspondentes às correlações já determinadas.

Foram elaborados ábacos para as regressões da forma $P_a = a + b \cdot s_u + c(Z)$ e $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$, com Z assumindo valores de w_r , LL, IP, IL e atividade. Os ábacos e suas respectivas planilhas de cálculo encontram-se no ANEXO 4 deste trabalho.

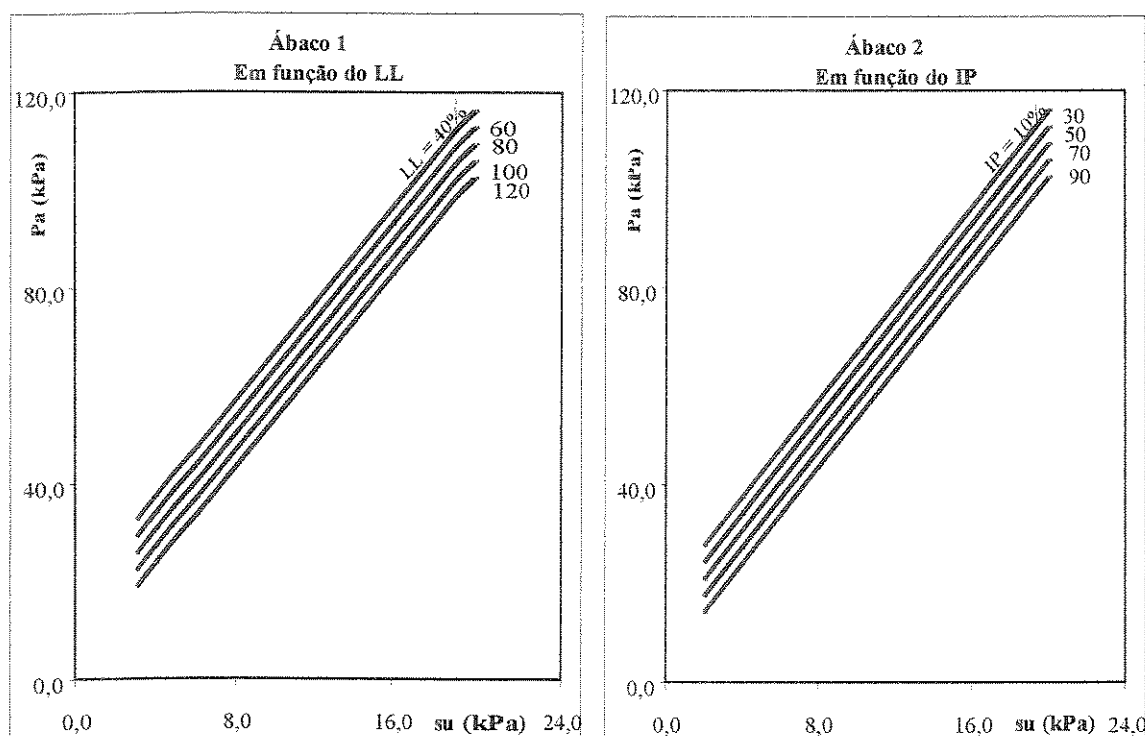


FIGURA 6.9 - Ábacos resultantes das regressões $P_a = a + b \cdot s_u + c(Z)$

Destes primeiros ábacos apresentados, há que se ressaltar uma evidente semelhança. Propositadamente foram mantidas as mesmas escalas, a fim de se diagnosticar comportamentos específicos relacionados com os parâmetros de ajuste. A FIGURA 6.9 mostra dois ábacos em função de parâmetros que são índices de consistência e, portanto, características de cada solo.

Os ábacos apresentam semelhanças entre si, quanto ao distanciamento e inclinação das curvas. Neste aspecto, estas características dos solos, quando utilizadas como elemento de ajuste para as regressões propostas, levam a interessante apreciação de que ambas resultam em comportamentos muito próximos na relação tensão de pré-adensamento vs. resistência ao cisalhamento não drenada. Isto pode ser observado também nas equações que serviram de base para a construção dos ábacos, nos quais os coeficientes dos parâmetros LL e IP são muito próximos entre si.

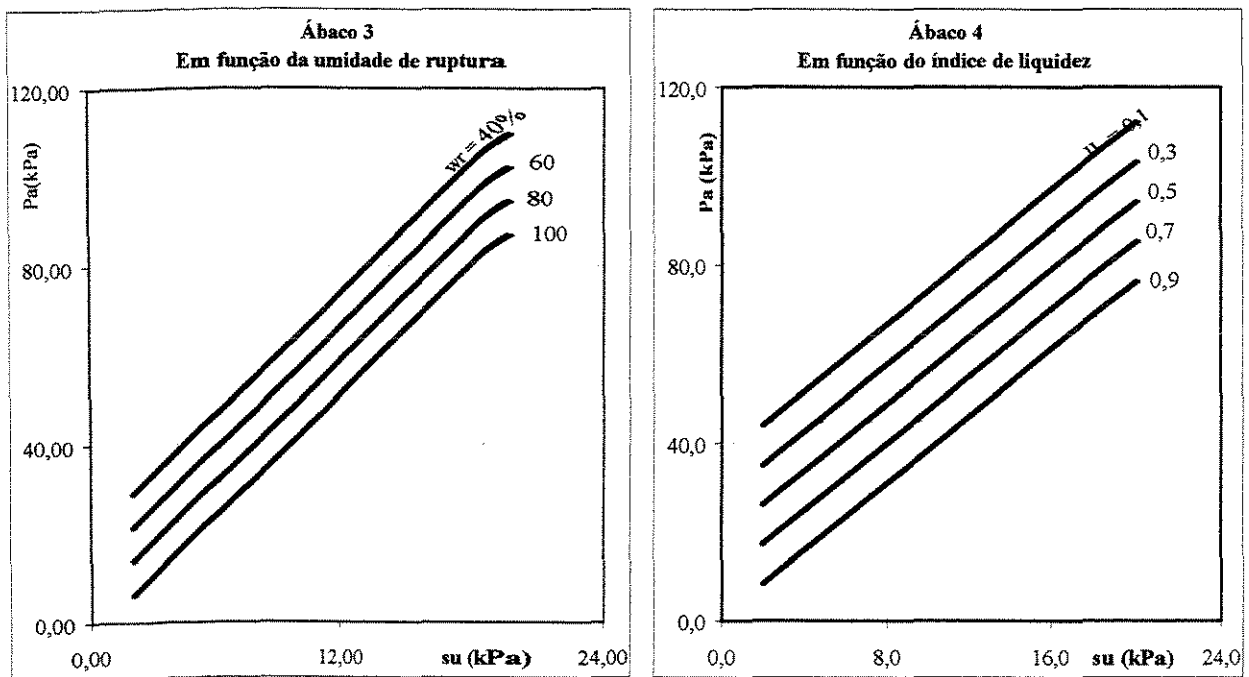


FIGURA 6.10 - Ábacos resultantes das regressões $P_a = a + b s_u + c (Z)$

A FIGURA 6.10 mostra os ábacos construídos, com o parâmetro Z fixado respectivamente, como sendo a umidade de ruptura e o índice de liquidez. Estes parâmetros levam a melhores correlações à medida que correspondem a uma propriedade resultante da própria condição de pré-adensamento.

À luz do princípio das tensões efetivas, verifica-se que, quando o solo saturado é solicitado por alguma sobrecarga, responderá com o desenvolvimento de pressões neutras; se permitida a drenagem, ocorrerão mudanças no seu teor de umidade, influenciando no valor da resistência não drenada. Assim, pode-se concluir que a resistência não drenada, será mais influenciada por fatores que apresentarem vínculos com o estado de tensões do solo.

A seguir, a FIGURA 6.11 mostra os ábacos construídos a partir das regressões logarítmicas ajustadas com índice de umidade de ruptura, limite de liquidez, índice de liquidez e índice de plasticidade.

Fundamentado pela demonstração matemática proposta por CAVICCHIA (1990), as regressões logarítmicas comprovam melhores ajustes das funções, o que as torna mais confiáveis. Comparativamente, os ábacos levam às mesmas conclusões já explicitadas anteriormente, ou seja, os parâmetros como LL e IP levam à disposições com menores espaçamentos entre as curvas, enquanto parâmetros como a umidade de ruptura, índice de liquidez e suas combinações, exercem maiores influências na resistência não drenada.

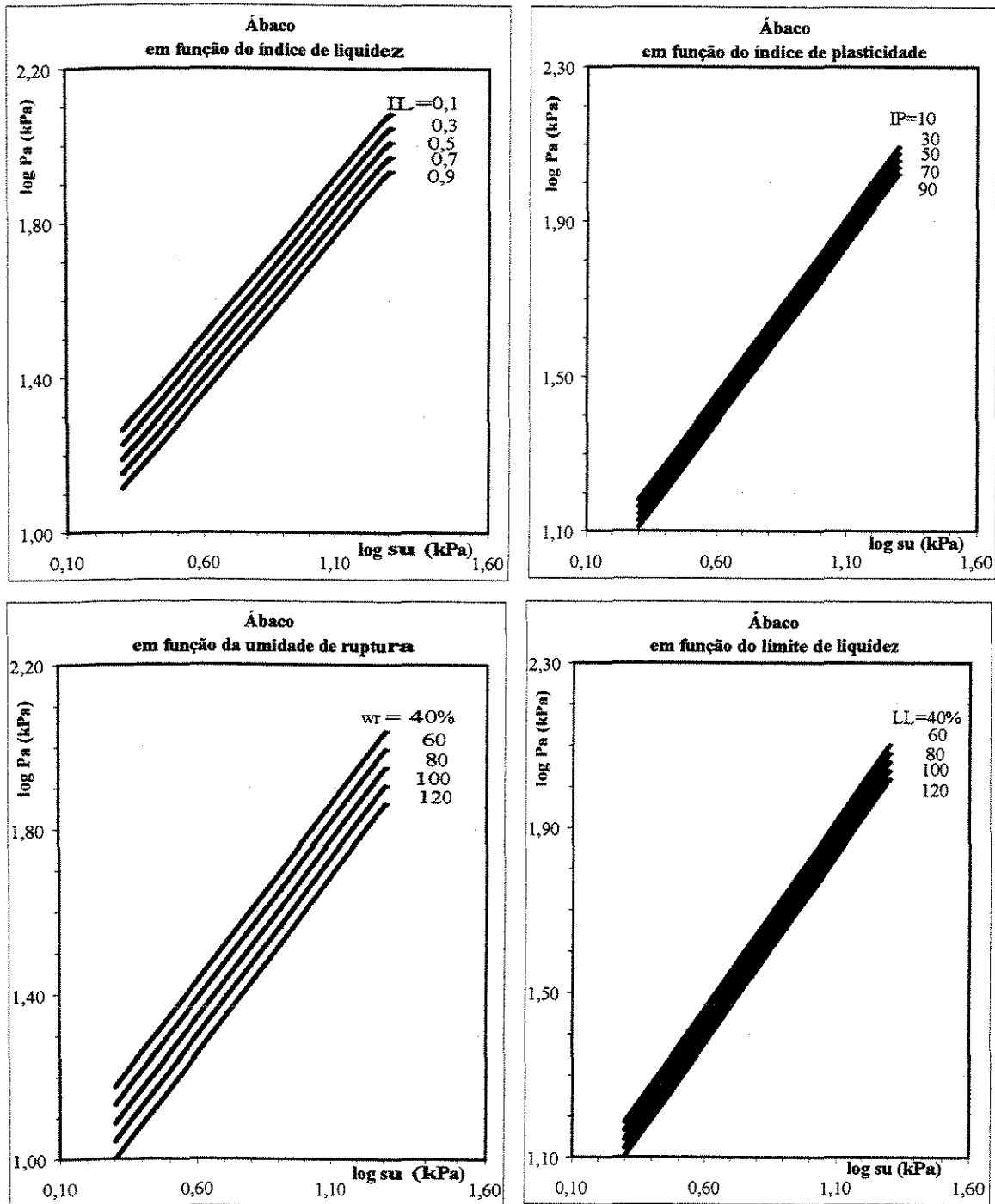


FIGURA 6.11 - Ábacos resultantes das regressões $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$

6.6 Considerações finais sobre as regressões

A partir das análises propostas neste capítulo, este item vem esclarecer e apresentar uma forma para a obtenção de melhores resultados, quando utilizada alguma destas regressões. Antes, porém, deve-se evidenciar que todas as regressões, sem exceção, exprimem satisfatoriamente a tensão de pré-adensamento, devido à relação existente entre os parâmetros utilizados para os ajustes; contudo, cumpre ressaltar que as regressões que utilizam da umidade na ruptura como elemento de ajuste, levam a valores mais significativos, pelo fato de estar intrínseco, neste parâmetro, a influência da tensão de pré-adensamento.

A seguir, para efeito de análise comparativa, serão apresentadas as curvas representativas das correlações $P_a = a + b \cdot s_u + c(Z)$ e $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$, com $Z = w_r$, construídas com dados correspondentes às pesquisas de:

- CAVICCHIA (1990), com 160 pontos, com solos cujos LL estão entre 35% e 70%.
- Presente trabalho, com 62 pontos, com solos cujos LL estão entre 40% e 120%
- Presente trabalho, sem os pontos influenciados, com 41 ensaios com solos cujos LL estão entre 70% e 120%
- GERAL, com a soma de todos os pontos, isto é, 222 pontos, com solos cujos limites de liquidez variam no intervalo $35\% < LL < 120\%$.

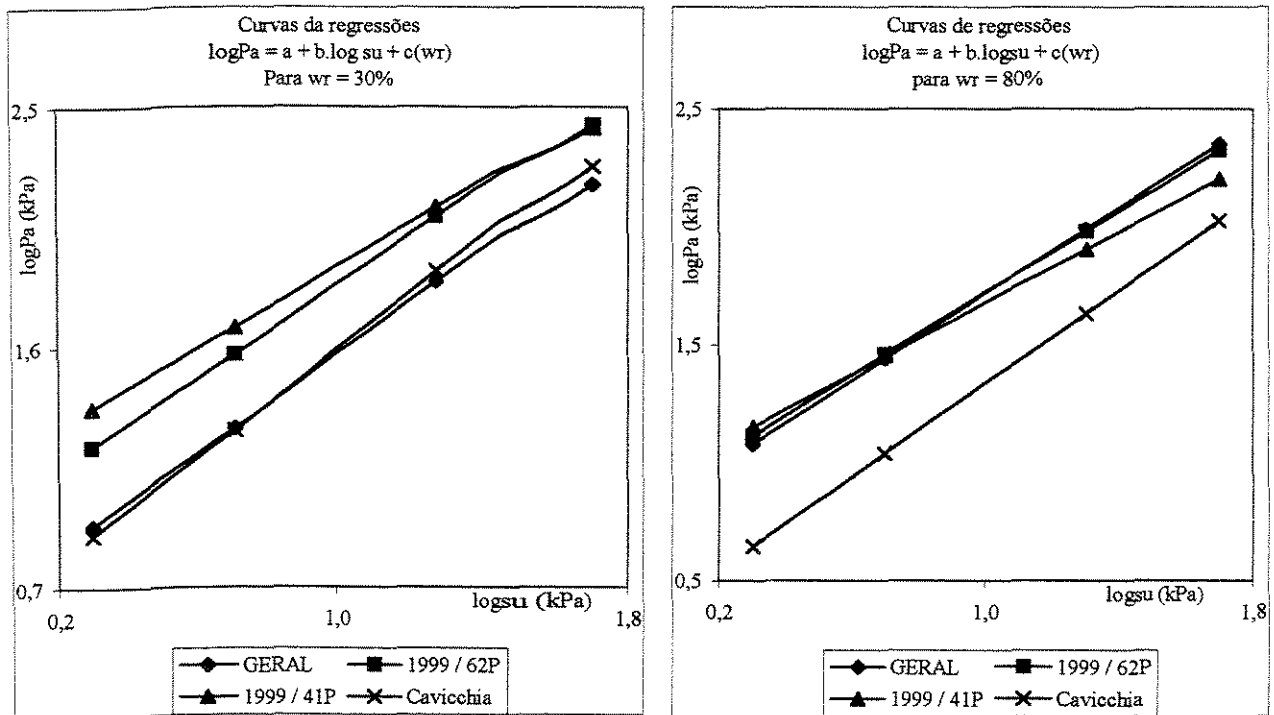


FIGURA 6.12 - Curvas das regressões logarítmicas

A FIGURA 6.12 mostra as regressões do tipo $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$ em função da umidade de ruptura. O confronto destas curvas, quando fixados valores característicos à umidade na ruptura, permite algumas considerações.

Os valores estimados pela correlação de CAVICCHIA (1990) resultam em valores da tensão de pré-adensamento mais coerentes quando a umidade de ruptura é baixa, devido às suas experimentações estarem situadas num intervalo de limites de liquidez entre 35 e 75%. Porém, conforme o valor de umidade na ruptura se distancia do intervalo fixado pelo autor, há clara tendência de tensões superestimadas. De forma similar, o comportamento da regressão para solos mais plásticos, estudada nesta pesquisa, incorre na mesma característica, na estimativa de tensões de pré-adensamento para umidades menores que as atingidas durante os ensaios. Este fenômeno é decorrente dos ajustes das regressões serem bastante restritos às condições impostas, ou seja, às características dos solos estudados.

Cumprir notar que a curva GERAL consegue abranger melhor os comportamentos, com relação às características do solo, que a curva 1999/62P. Esta última, embora de caráter geral, está mais relacionada à tendência de comportamento imposta pelos solos com maiores intervalos de plasticidade.

A FIGURA 6.13 contém gráficos correspondentes às regressões do tipo $P_a = a + b.s_u + c(Z)$, construídos sob as mesmas condições já mencionadas, e tem o mesmo propósito, ou seja, tentar diagnosticar qual regressão melhor representa valores reais. As conformações de curvas são bastante distintas, no que se refere às inclinações. Nestes gráficos, a “mobilidade” verificada nas regressões de caráter geral não é tão amplamente abrangente como mostrado na FIGURA 6.12; aqui, as curvas não atingem os limites impostos pela regressões com condições restritas.

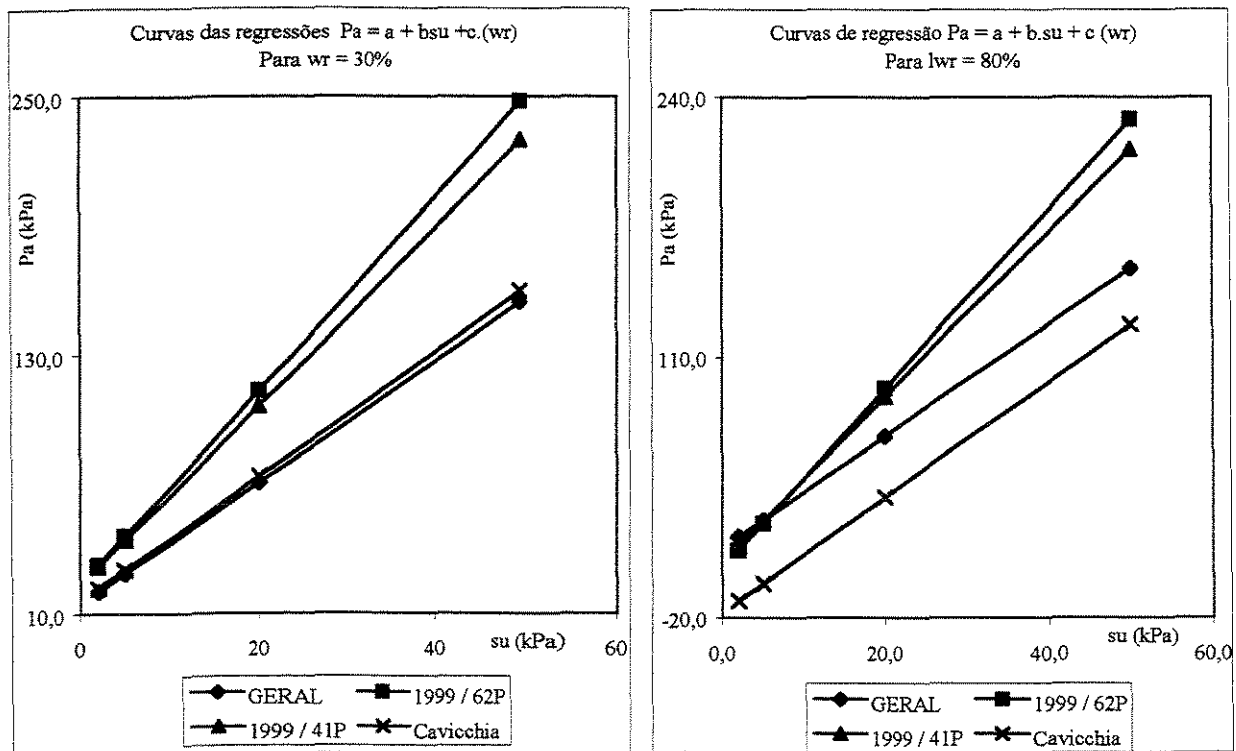


FIGURA 6.13 - Curvas das regressões não logarítmicas

Esta análise permite racionalizar a forma de utilização das regressões, pois ao entender o seu comportamento, vale sugerir que para melhores estimativas sejam utilizadas as regressões ajustadas para características de solo específicas, por levarem a estimativas mais próximas da realidade. Entretanto, é necessário lembrar que todas as regressões que objetivaram a estimativa da tensão de pré-adensamento, conseguiram exprimi-la com altos coeficientes de correlação e baixos erros padrões de estimativa.

6.7 Comentários finais

As correlações propostas nesta pesquisa são compatíveis com a primeira proposta, e neste sentido cumpre notar que, mesmo com a presença de uma porcentagem representativa de bentonita (de 10% a 25%) nas amostras, não houve alterações de comportamento nos resultados de ensaios, o que contribui para a comprovação do vínculo entre os parâmetros. Assim sendo, conclui-se que esta pesquisa representa uma extensão do método indireto proposto por CAVICCHIA (1990), e que este pretendeu apontar um caminho para a avaliação indireta da tensão de pré-adensamento, com a vantagem de prescindir da extração das amostras ditas “indeformadas”, aliado a menores dispêndios no que se refere ao tempo e aos custos que envolvem estes procedimentos.

A forte correlação entre tensão de pré-adensamento, resistência ao cisalhamento não drenada e teor de umidade, uma vez mais foi verificada, seguindo o método proposto por CAVICCHIA (1990), para argilas amolgadas adensadas e submetidos à ruptura em laboratório. O autor alerta ainda que, para depósitos naturais, este método deve ser mais especificamente pesquisado, pois, nas condições “in situ”, a estruturação decorrente da condição de adensamento deve ser considerada como fator influente na resistência ao cisalhamento não drenada. Além da estruturação, devem ser considerados outros elementos que podem alterar as condições dos solos “in situ”: agentes cimentantes, lixiviação, ressecamento, variação de temperatura, tempo de atuação das cargas existentes, etc. *“Dessa maneira, para os depósitos naturais, onde provavelmente serão encontrados solos argilosos já estruturados, correlações mais específicas deverão ser pesquisadas”*(CAVICCHIA, 1998).

7. CONCLUSÕES

Seguindo o método proposto por CAVICCHIA (1990), uma vez mais, foi possível constatar a viabilidade de exprimir a tensão de pré-adensamento de argilas amolgadas em função de sua resistência ao cisalhamento não drenada, obtida pelo ensaio de palheta, e de outro parâmetro do solo (Z), como LL , IP , atividade coloidal, w_r , LL/w_r e IL . A utilização de dados obtidos por correlações não suplanta a experimentação propriamente dita, mas (no mínimo) leva a estimativas de valores “in situ”, sinaliza condições críticas e permite a obtenção de valores numéricos aliando menor tempo despendido, aplicação simples e direta, e baixo custo.

A presente pesquisa, trabalhando com solos com limites de liquidez (LL) variando num intervalo entre 40% e 115%, e elaborando correlações estatísticas ajustadas pelo método dos mínimos quadrados, permite extrair as seguintes conclusões:

7.1 Existe uma forte dependência entre pressão de pré-adensamento (P_a), resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) e os parâmetros Z (LL , IP , w_r , LL/w_r , IL e atividade).

7.2 Esta dependência é melhor representada por correlações na forma

$$P_a = a + b \cdot s_u + c(Z) \quad \text{ou} \quad \log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$$

7.3 As correlações logarítmicas, na forma $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c(Z)$, resultam em menores dispersões e maiores coeficientes de correlação, qualquer que seja o parâmetro Z utilizado.

7.4 Algumas características dos solos sofrem maiores influências da tensão de pré-adensamento; assim, quando utilizados parâmetros de ajustes que refletem as mudanças impostas pela condições de adensamento, como a umidade na ruptura ou fator relacionado com esta, tem-se melhores regressões, o que permite melhores estimativas. Sugere-se que estas regressões sejam utilizadas na sua forma logarítmica, a fim de atingir melhores estimativas, conforme comprovado (da demonstração matemática).

7.5 O método indireto para a estimativa da tensão de pré-adensamento conduz a melhores resultados se for utilizado de forma fragmentada, ou seja:

Para solos com $LL \leq 70\%$ e $IP < 30\%$

$$\log P_a = 0,748 + 0,988 \cdot \log s_u + 0,005 \cdot w_r \text{ (kPa)}$$

com $R = 0,93$ e $S = 0,12$

Para solos com $LL > 70\%$ e $IP \geq 30\%$

$$\log P_a = 1,2797 + 0,7489 \cdot \log s_u + 0,0044 \cdot w_r \text{ (kPa)}$$

com $R = 0,94$ e $S = 0,08$

8. SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Diante da possibilidade da mudança de comportamento relativa aos solos "in situ", causada pela sua estruturação, lixiviação, presença de agentes cimentantes, águas contendo elementos não previstos nesta pesquisa, e permanência das argilas sob a ação das sobrecargas durante tempos muito longos (entre outras), sugere-se a continuação desta pesquisa para os depósitos naturais de argila.

ANEXO 1

Fotos dos Procedimentos Laboratoriais



FOTO 1: Mistura da Amostra

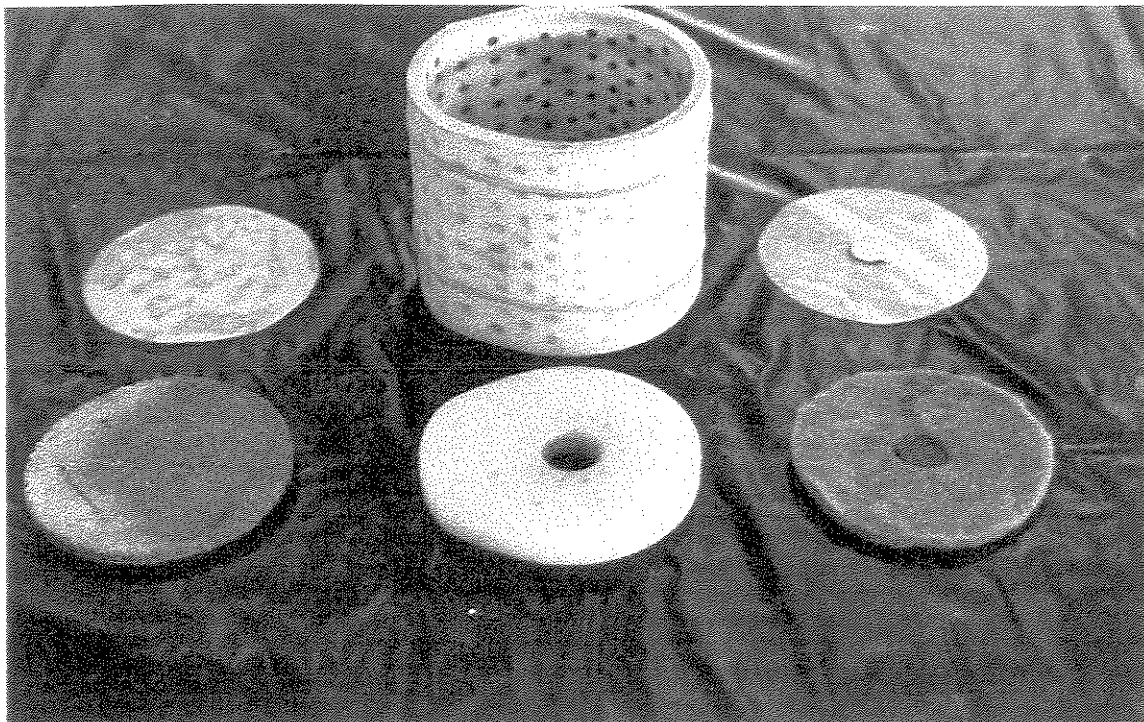


FOTO 2: Clindro-Molde

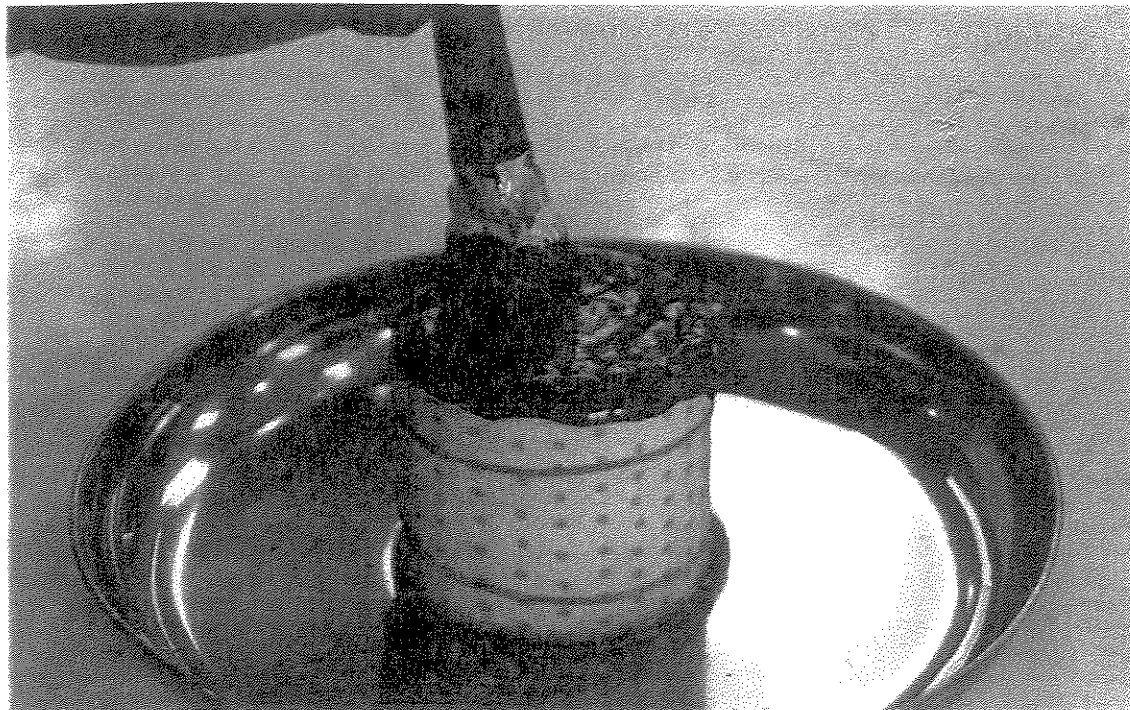


FOTO 3: Moldagem dos Corpos de Prova

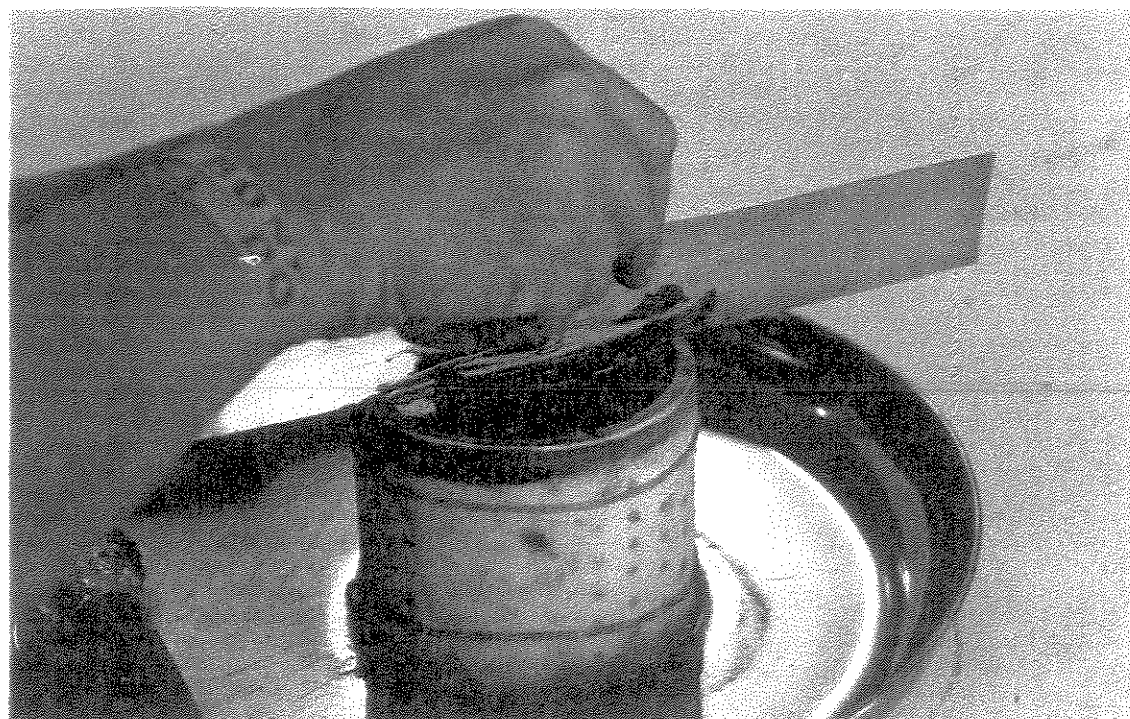


FOTO 4: Nivelamento da Amostra (com régua padrão)

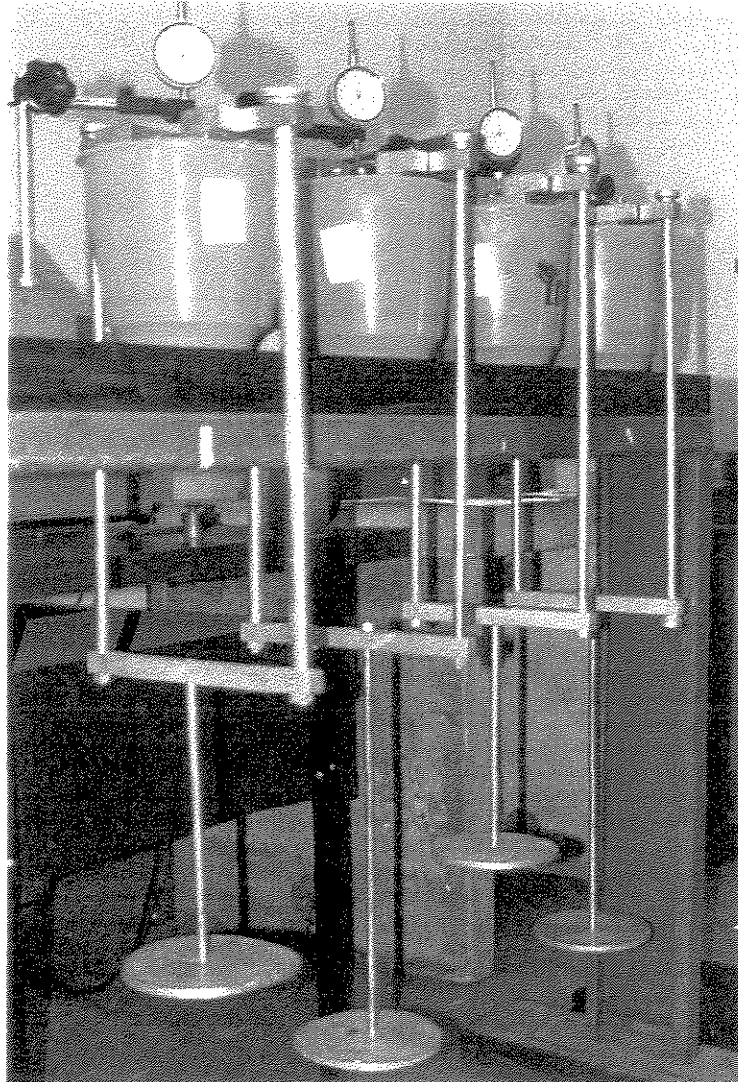


FOTO 5: Haste de Carregamento (1ª Carga)

Disposição dos Corpos de Prova na Bancada

(Corpos de prova submersos)

ANEXO 2

Curvas de Adensamento

Simbologia

B01 = amostra com sobrecarga igual a 20 kPa

B02 = amostra com sobrecarga igual a 40 kPa

B03 = amostra com sobrecarga igual a 60 kPa

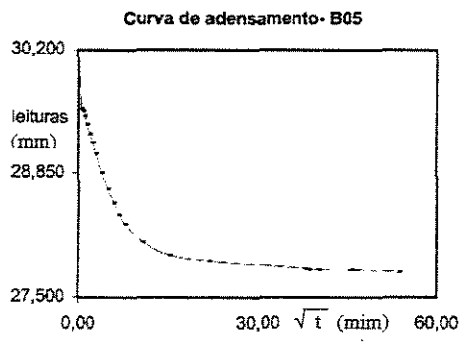
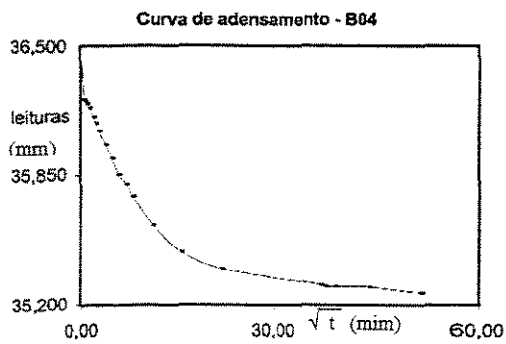
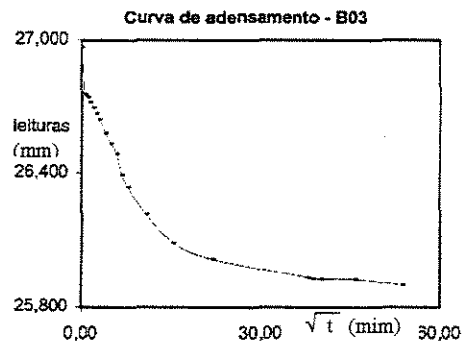
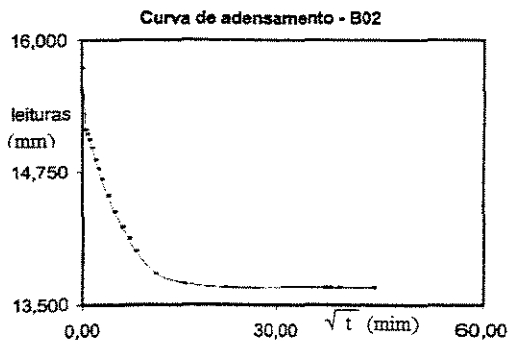
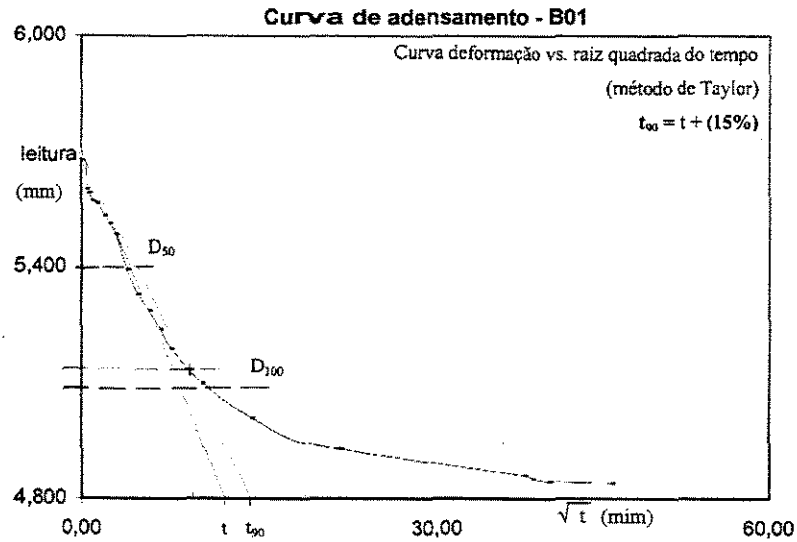
B04 = amostra com sobrecarga igual a 80 kPa

B05 = amostra com sobrecarga igual a 100 kPa

Leitura = leitura do extensômetro em mm

$\sqrt{\text{Tempo}}$ = em minutos

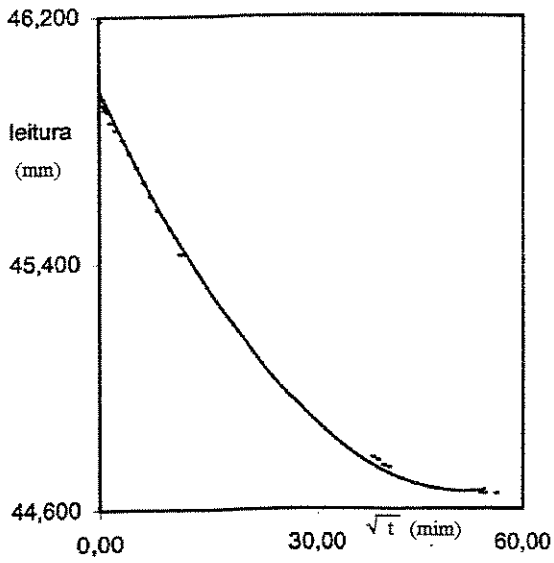
Controle de Adensamento



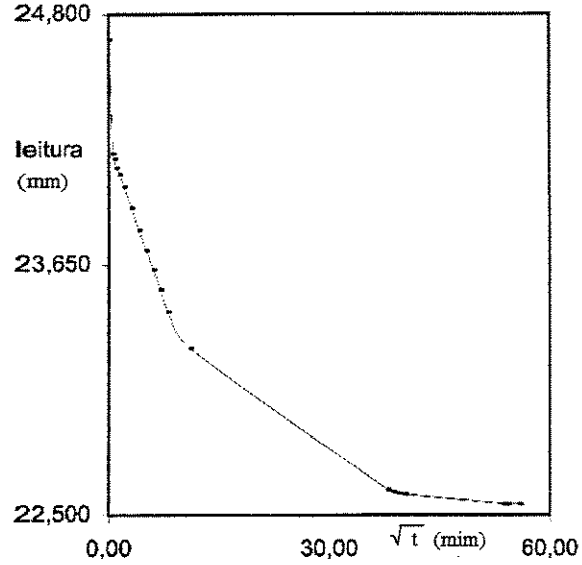
Amostra 1

Controle de Adensamento

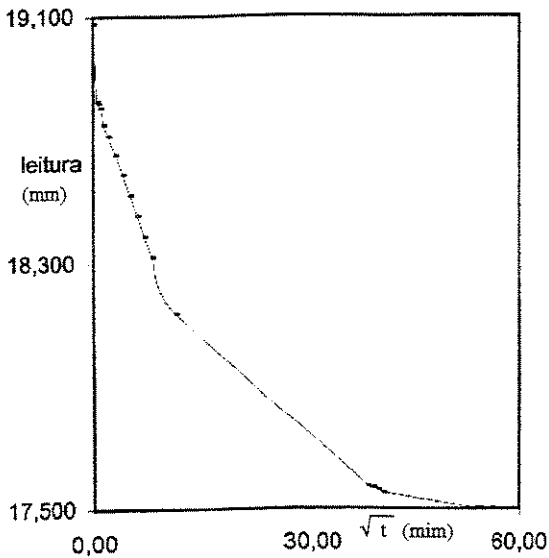
Curva de adensamento- B01



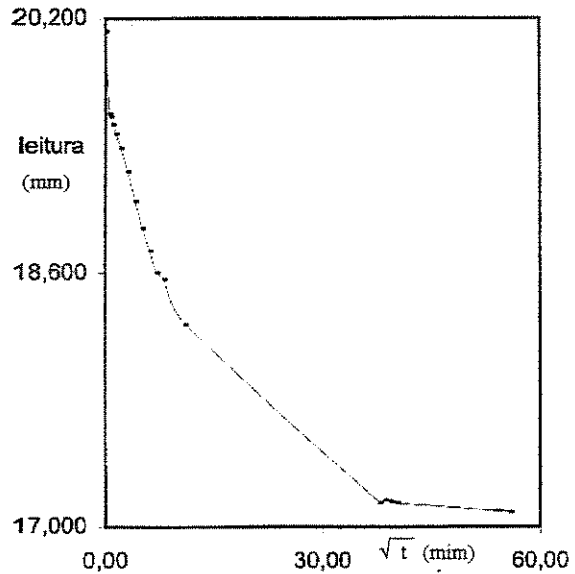
Curva de adensamento - B02



Curva de adensamento - B04

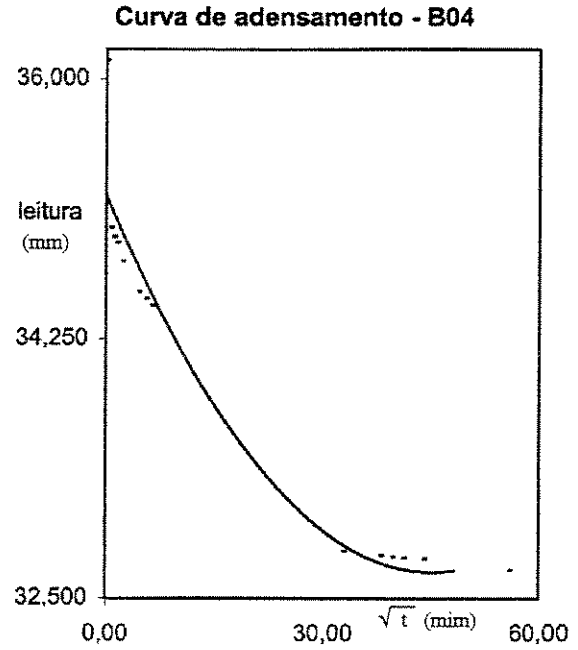
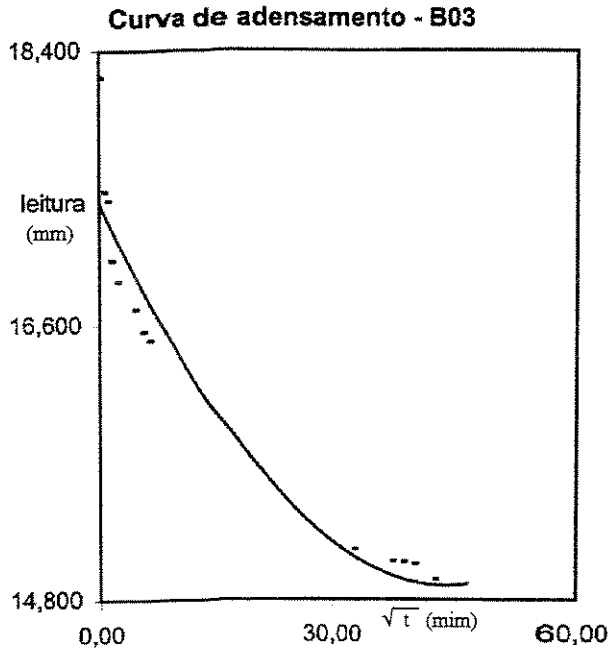
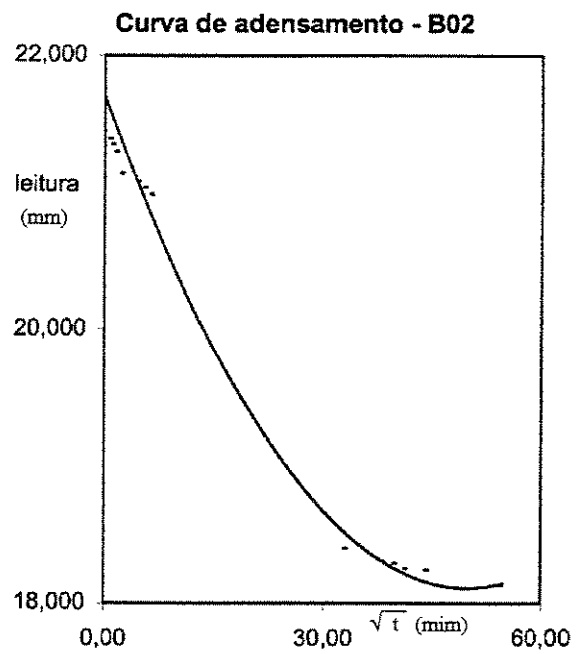
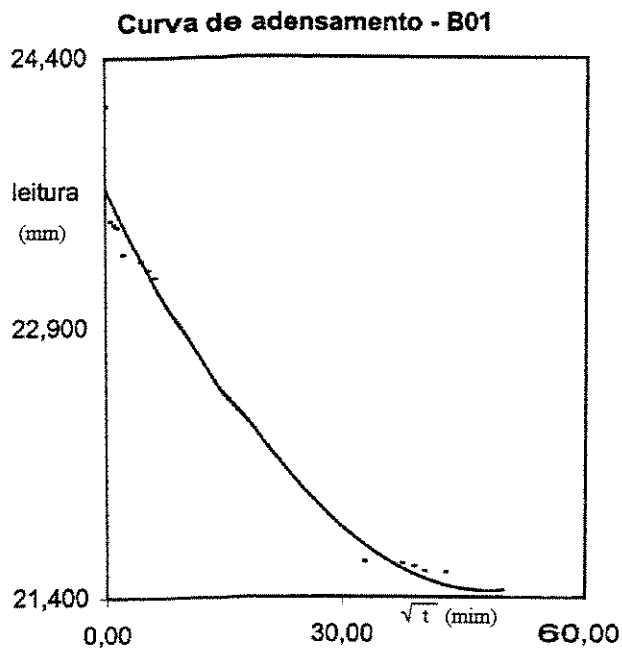


Curva de adensamento - B05



Amostra 2

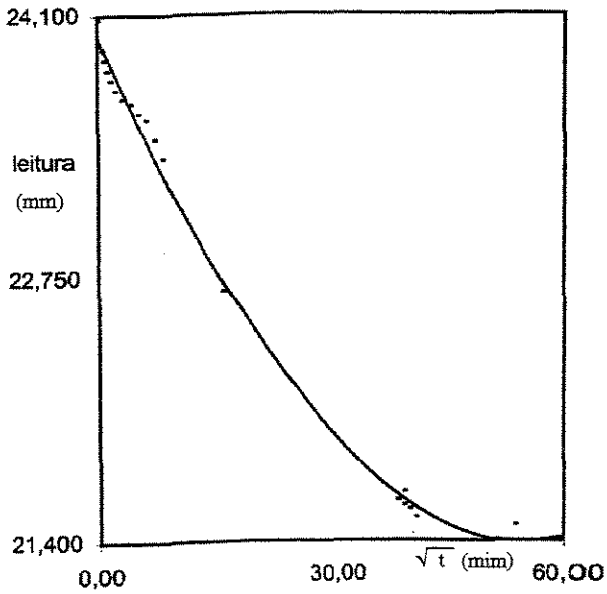
Controle de Adensamento



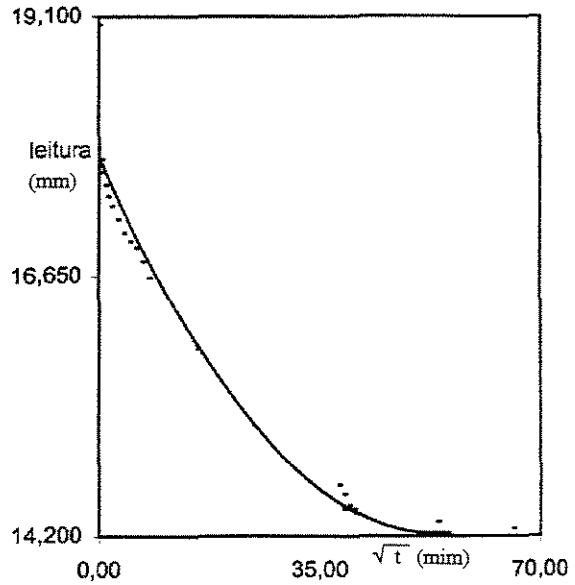
Amostra 3

Controle de Adensamento

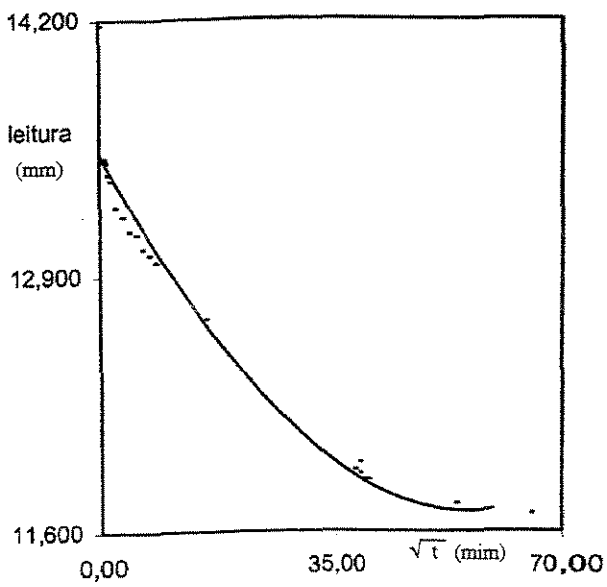
Curva de adensamento - B01



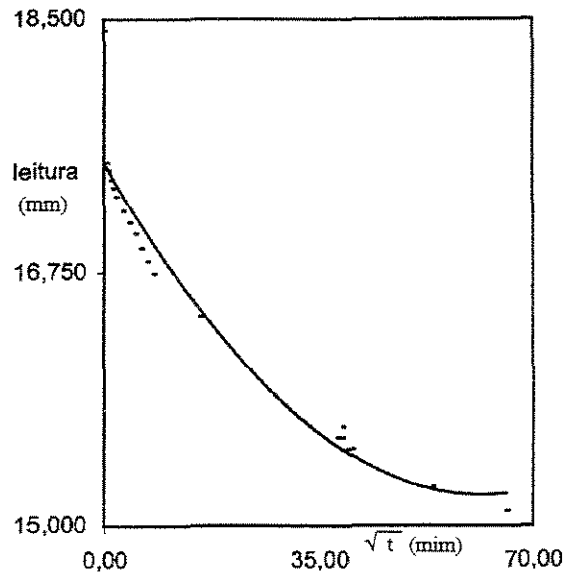
Curva de adensamento - B02



Curva de adensamento - B03

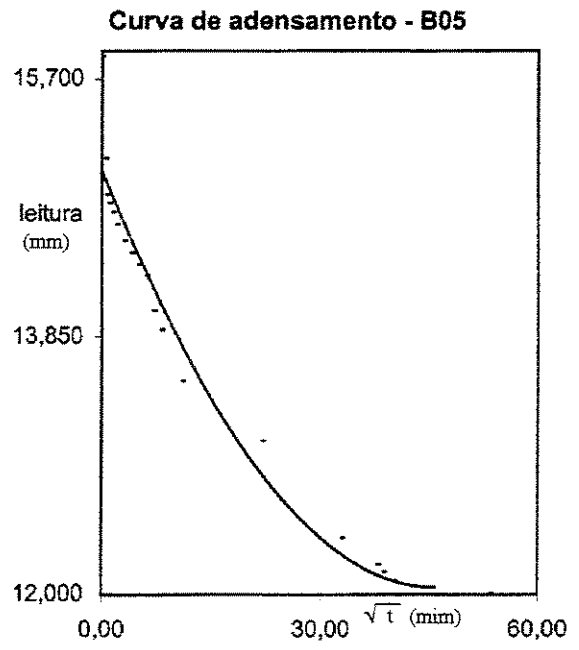
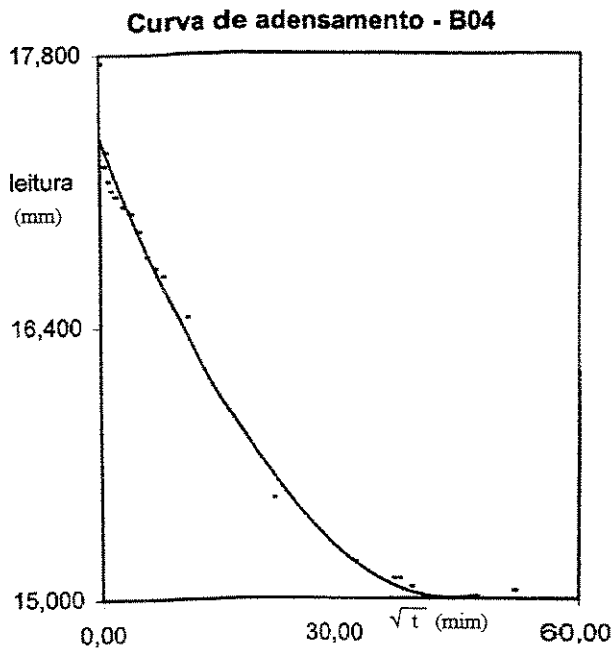
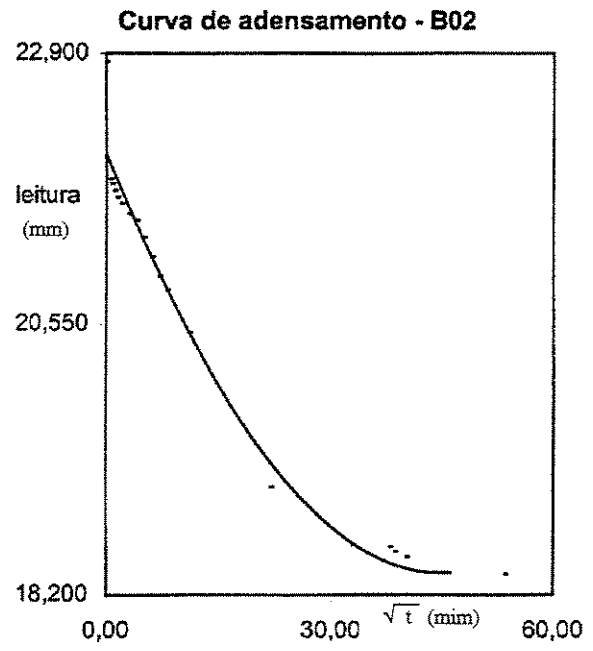
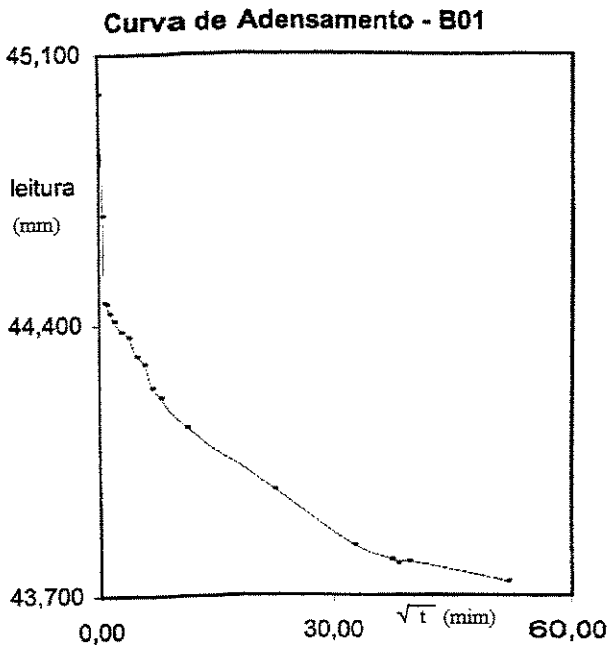


Curva de adensamento - B04



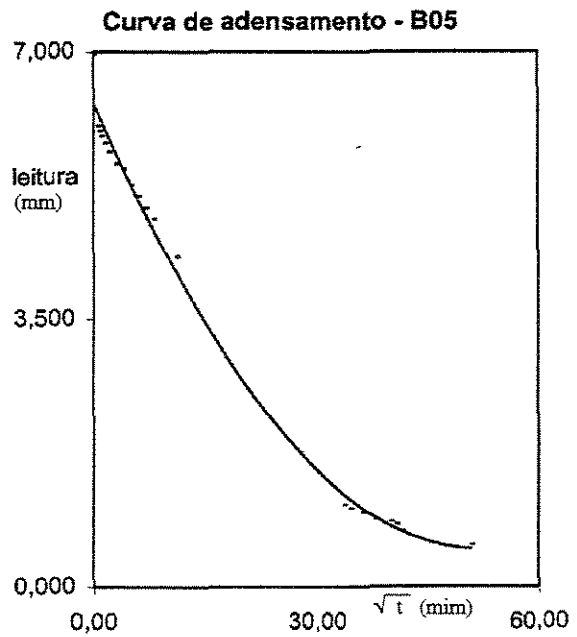
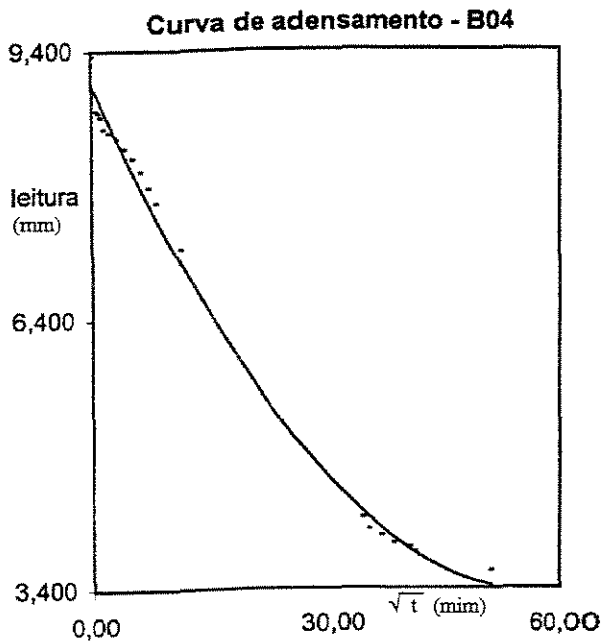
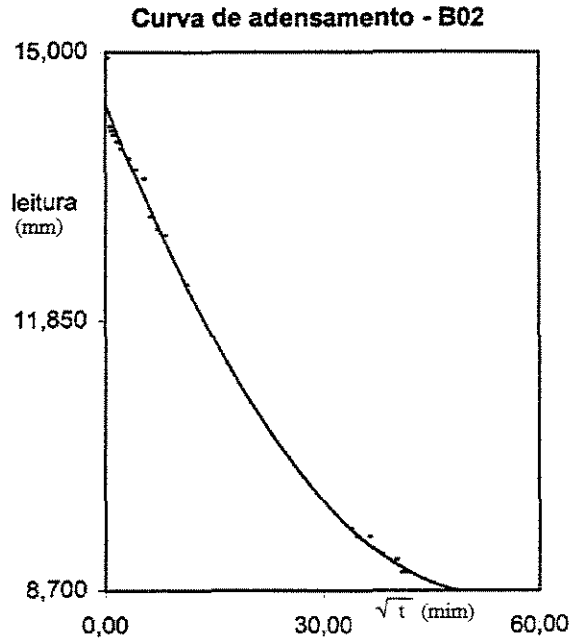
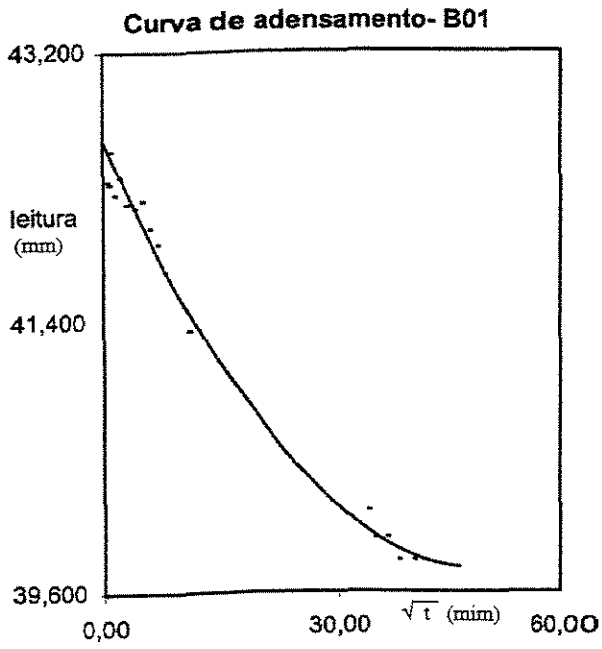
Amostra 4

Controle de Adensamento



Amostra 5

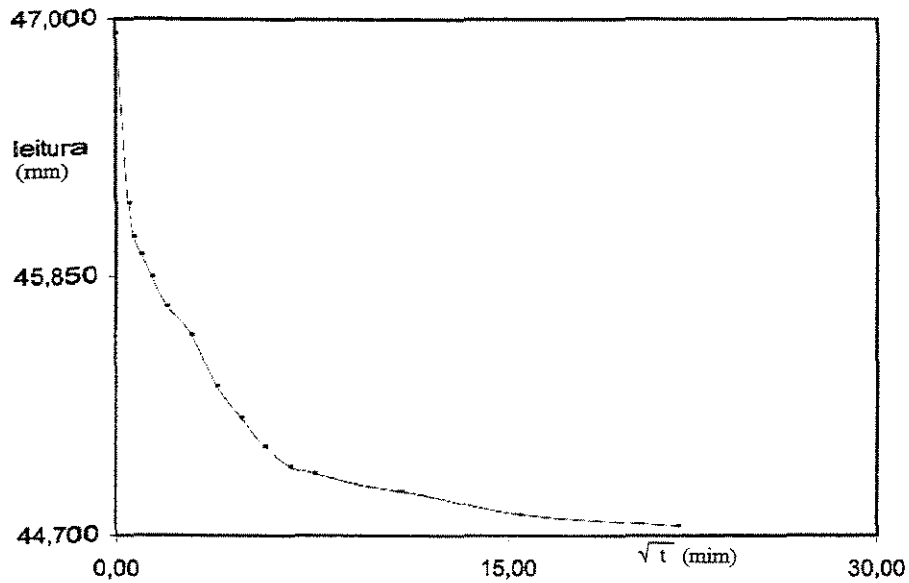
Controle de Adensamento



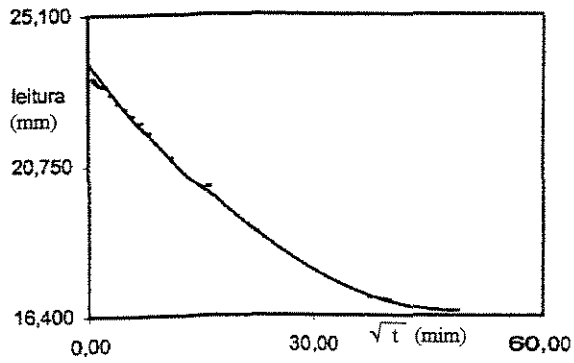
Amostra 6

Controle de Adensamento

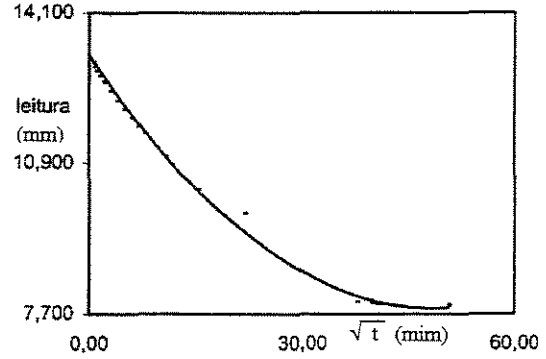
Curva de adensamento - B01



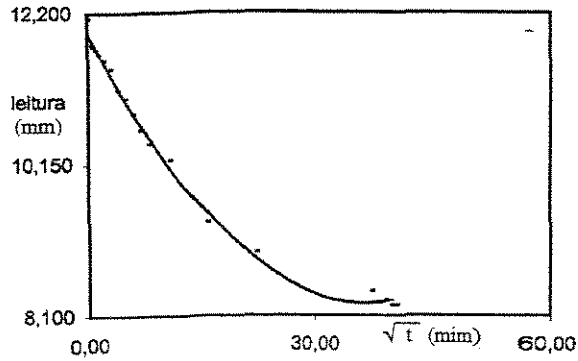
Curva de adensamento- B02



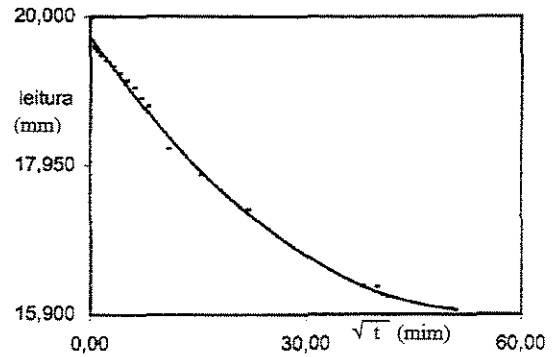
Curva de adensamento - B03



Curva de adensamento- B04



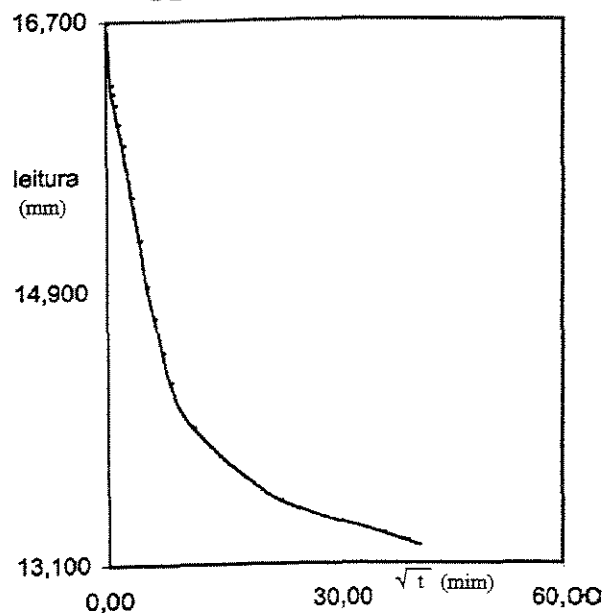
Curva de adensamento - B05



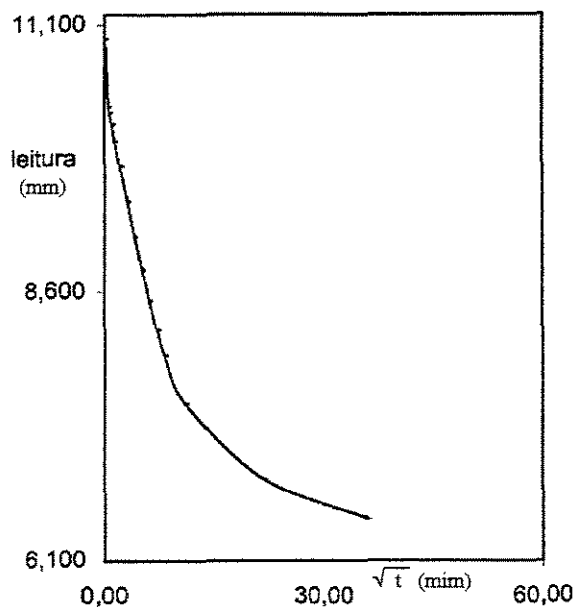
Amostra 7

Controle de Adensamento

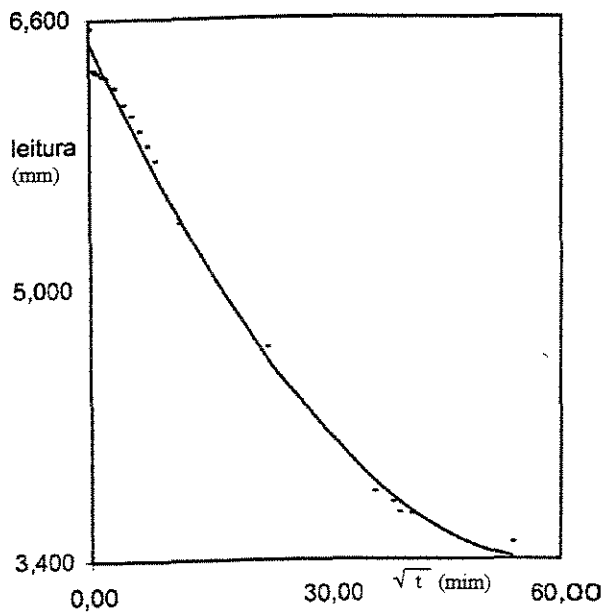
Curva de adensamento - B01



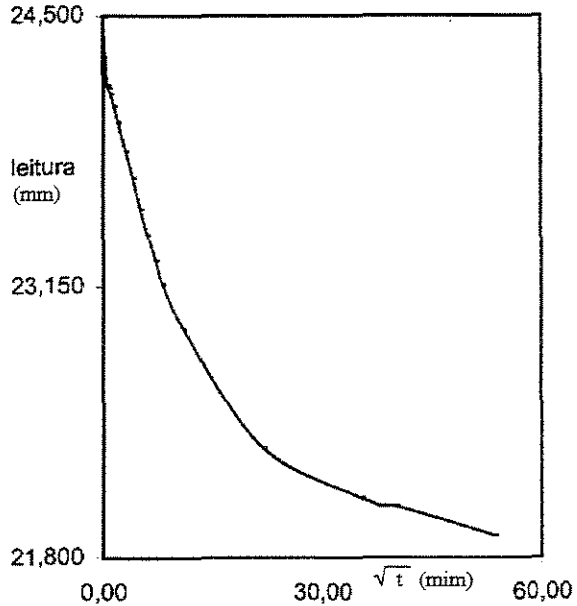
Curva de adensamento - B02



Curva de adensamento- B03

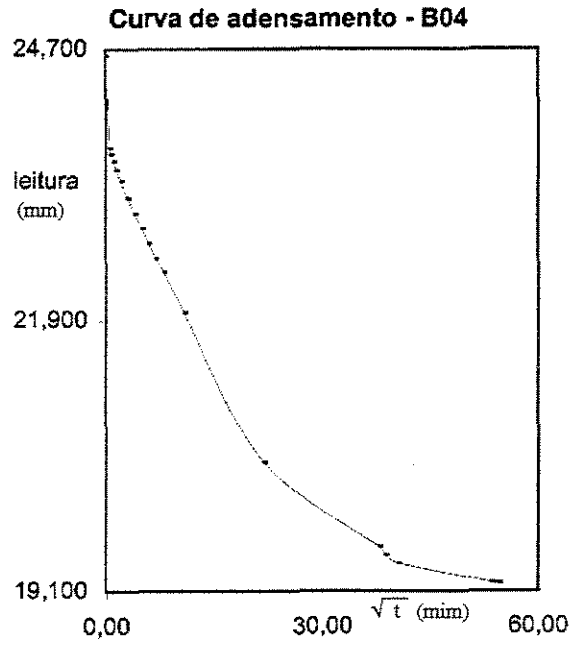
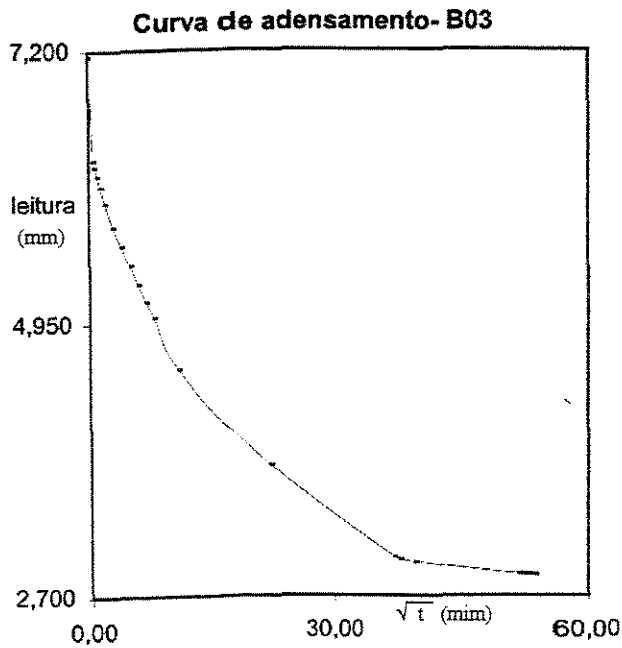
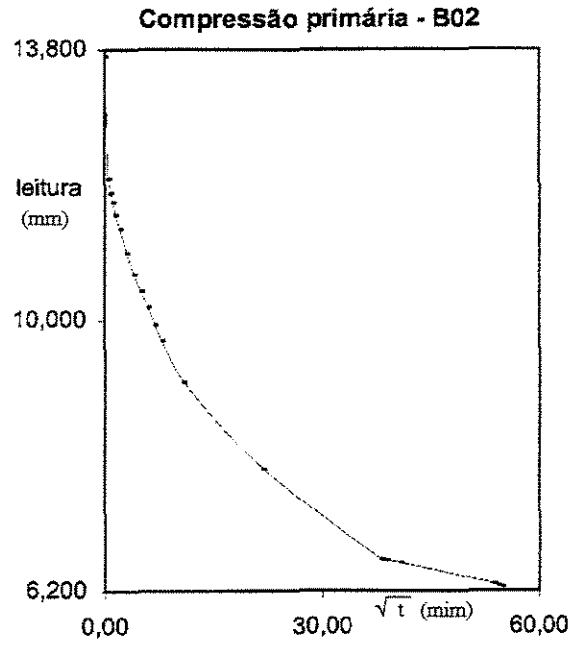
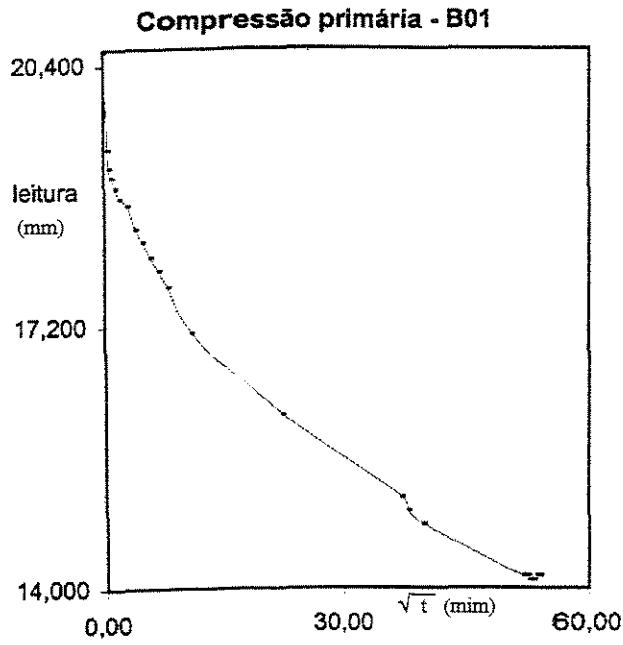


Curva de adensamento - B05



Amostra 8

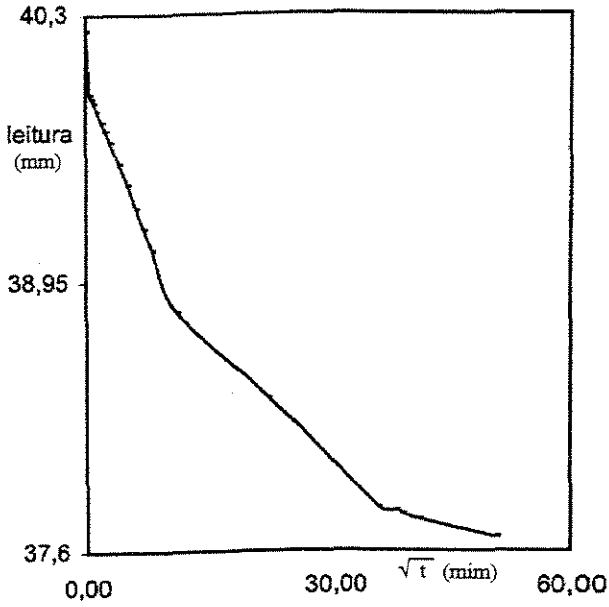
Controle de Adensamento



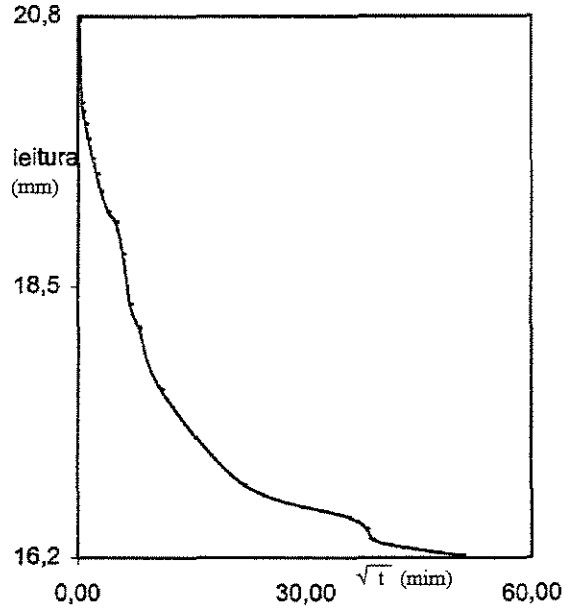
Amostra 9

Controle de Adensamento

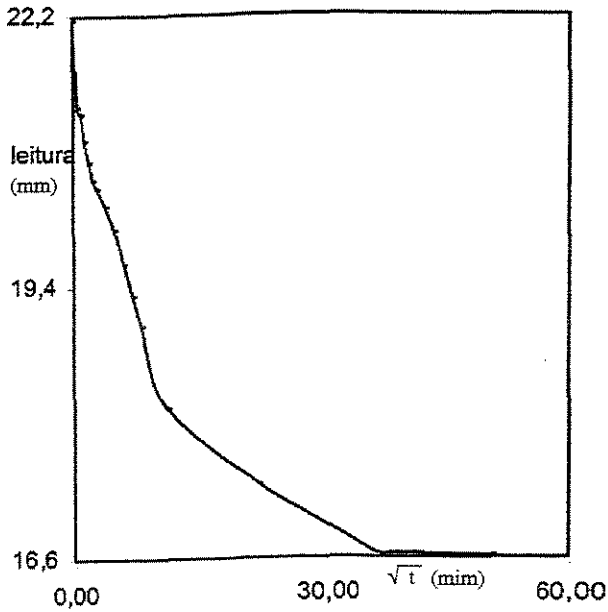
Curva de adensamento - B01



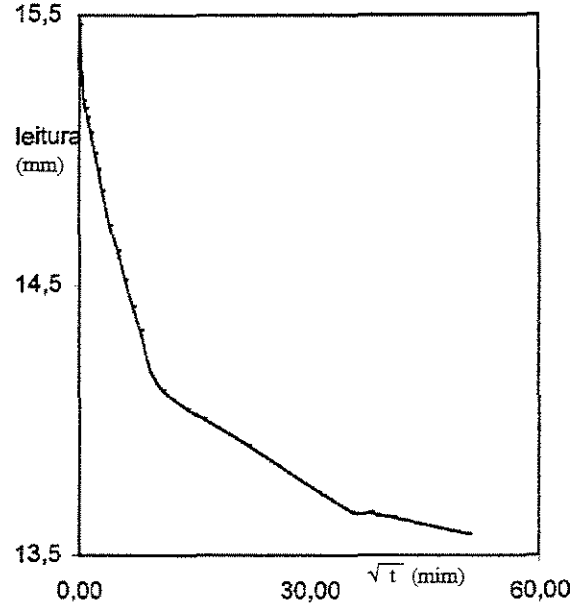
Curva de adensamento - B02



Curva de adensamento - B03



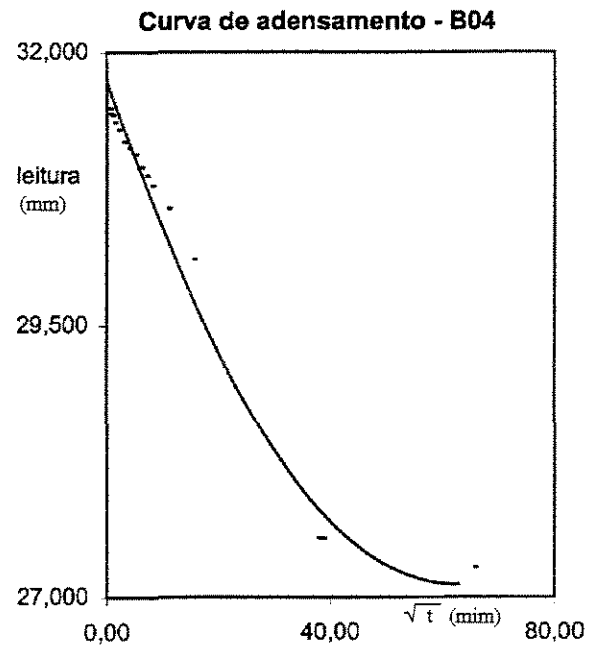
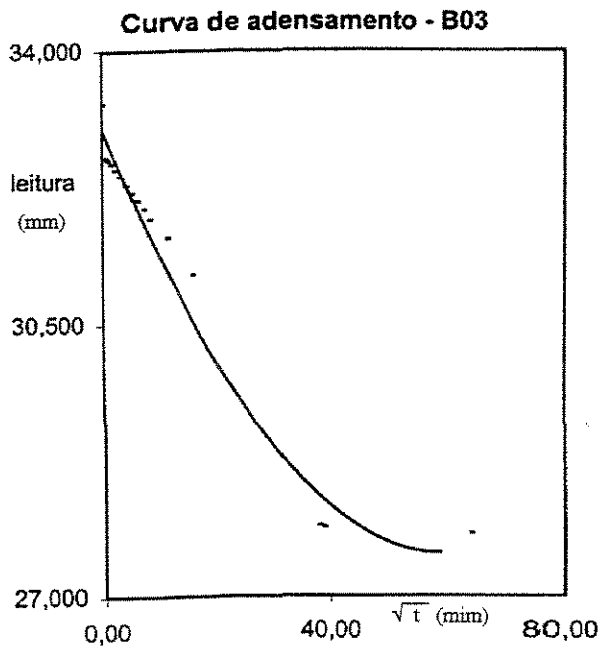
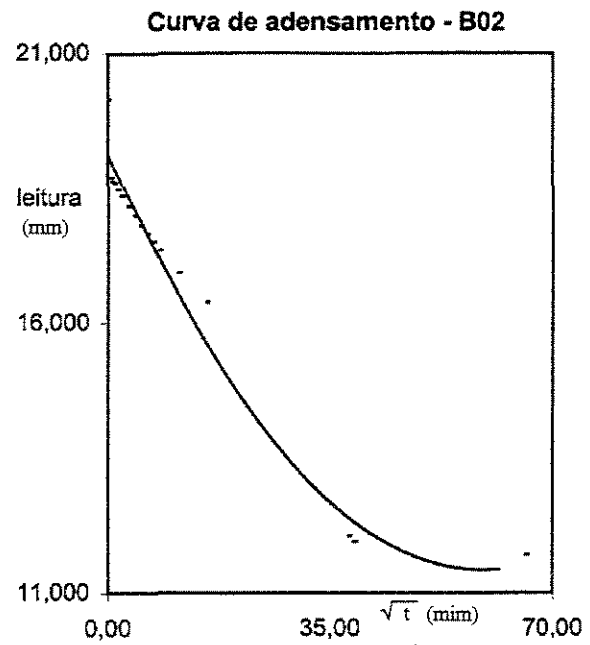
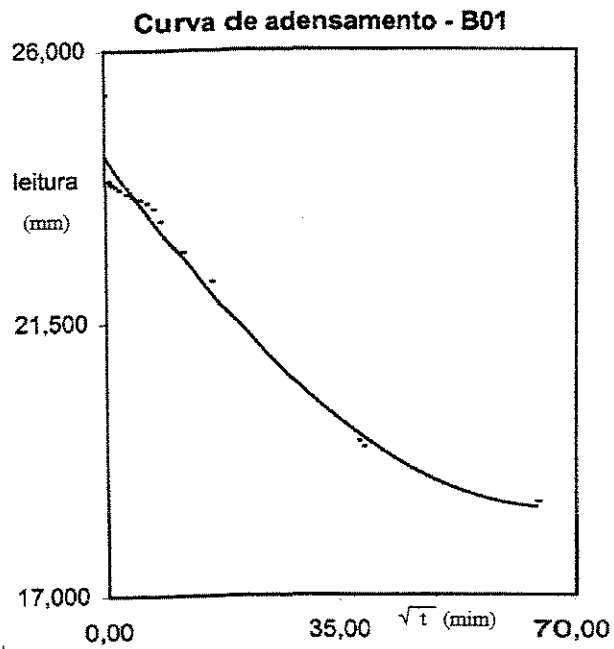
Curva de adensamento - B04



Amostra 10

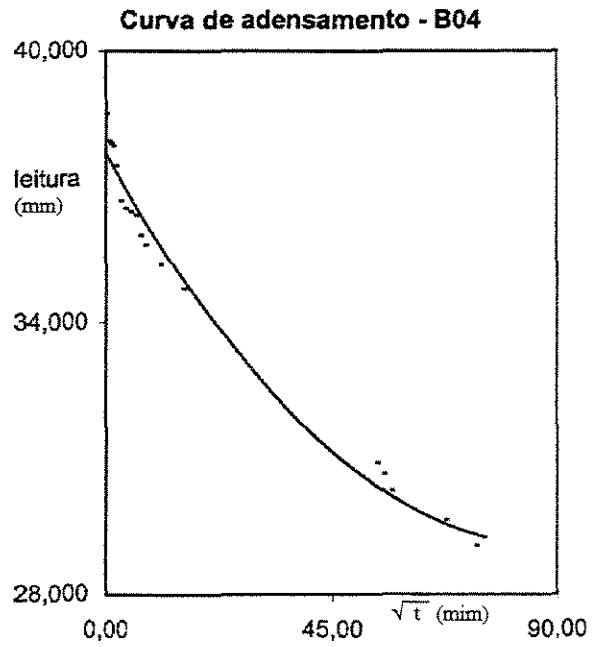
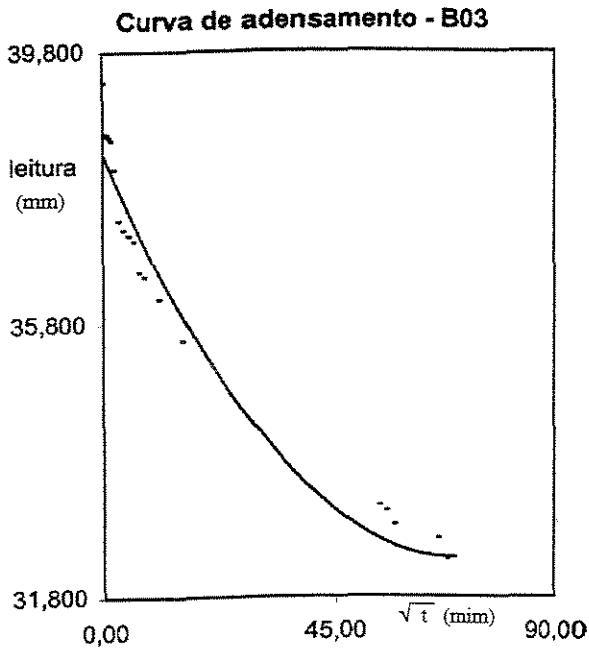
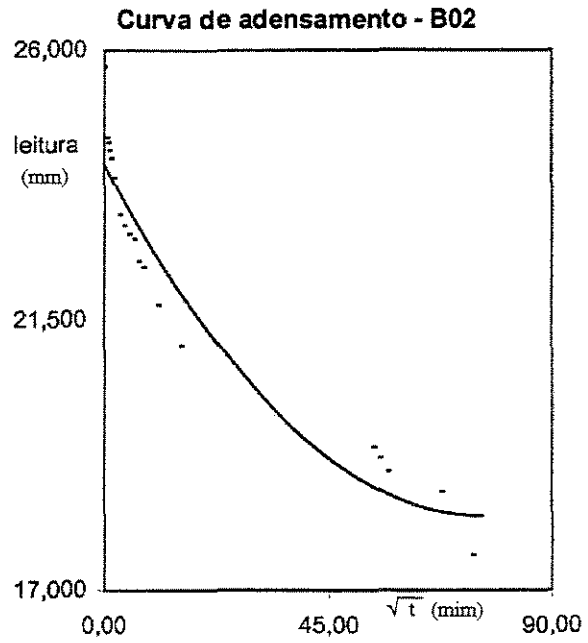
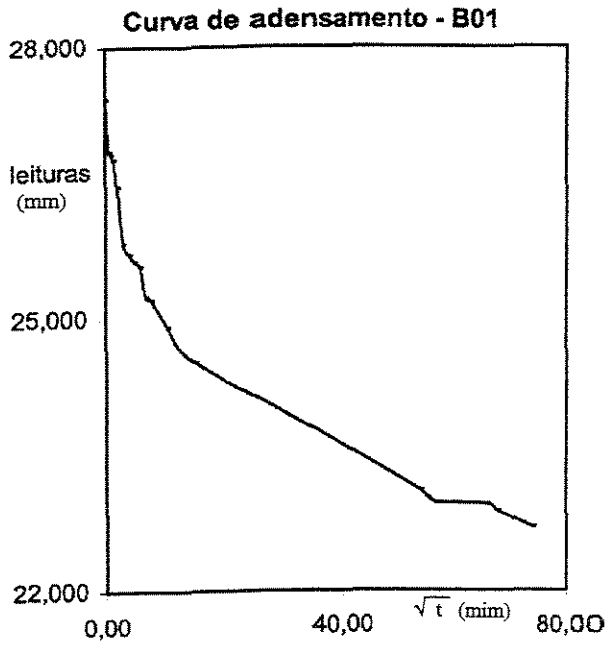
SEÇÃO CIRCULAR

Controle de Adensamento



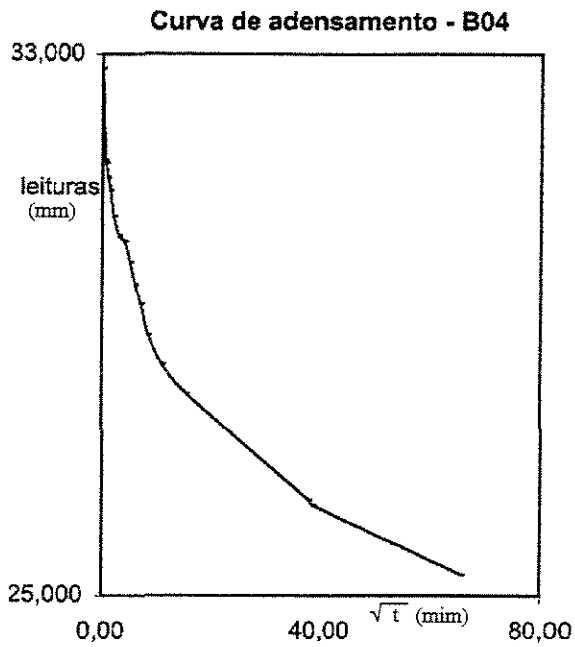
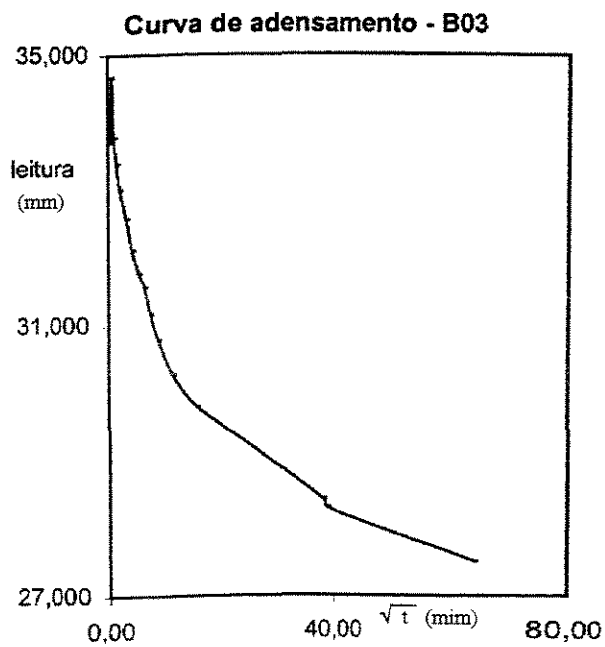
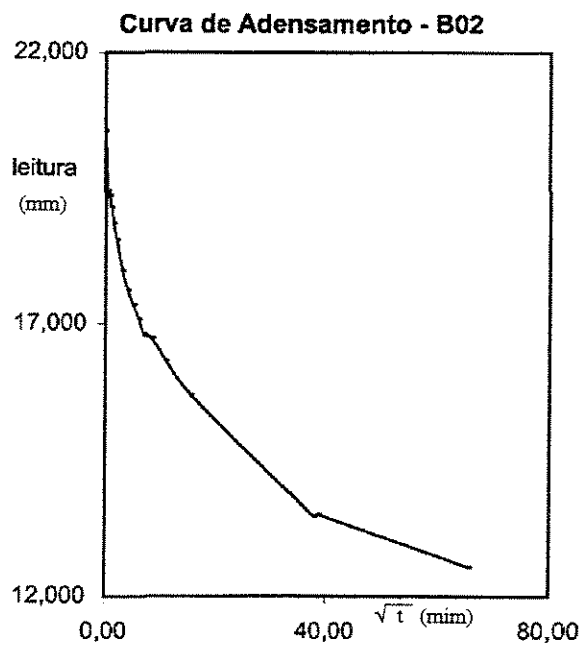
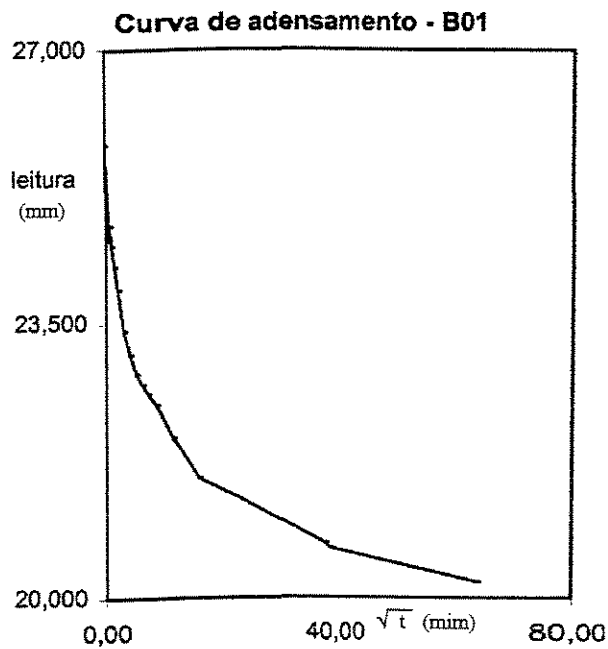
Amostra 11

Controle de Adensamento



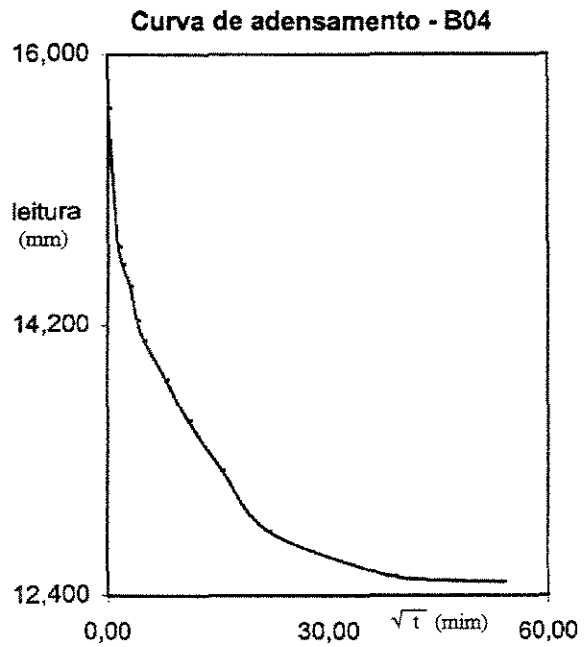
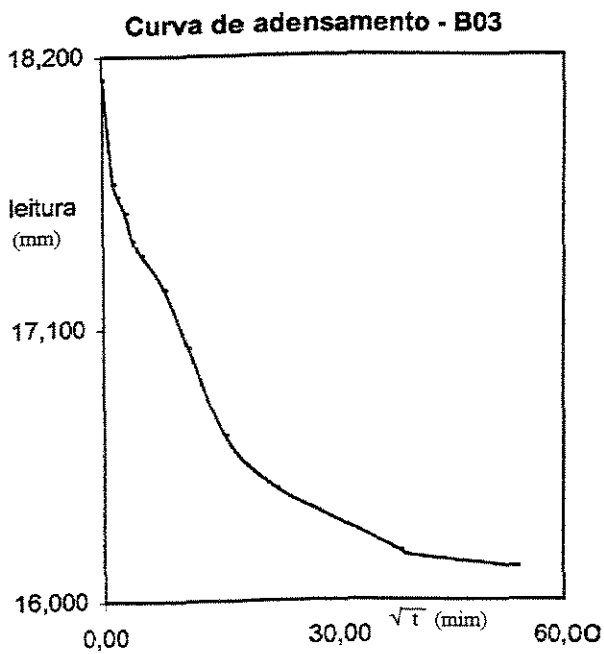
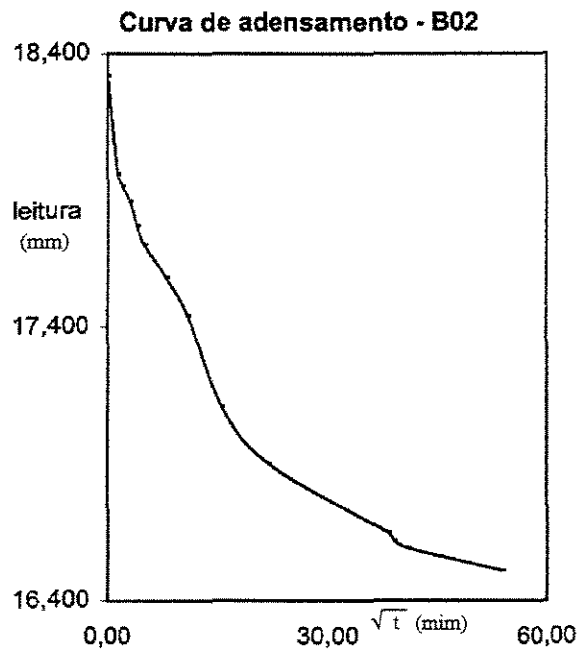
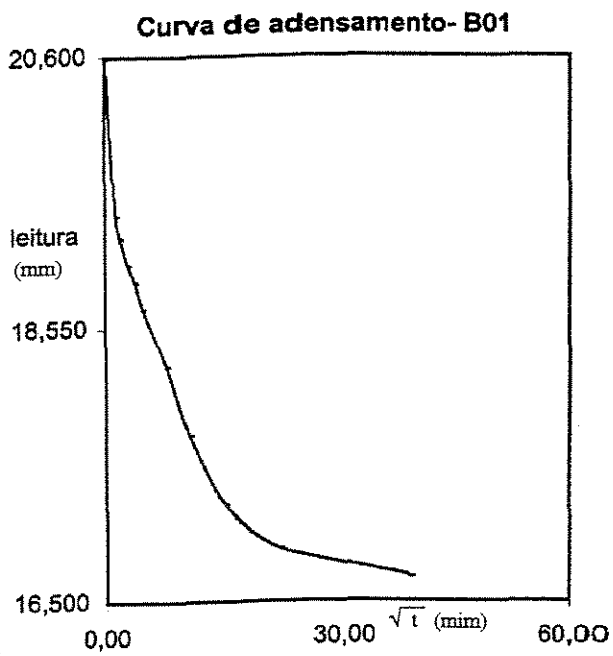
Amostra 12

Controle de Adensamento



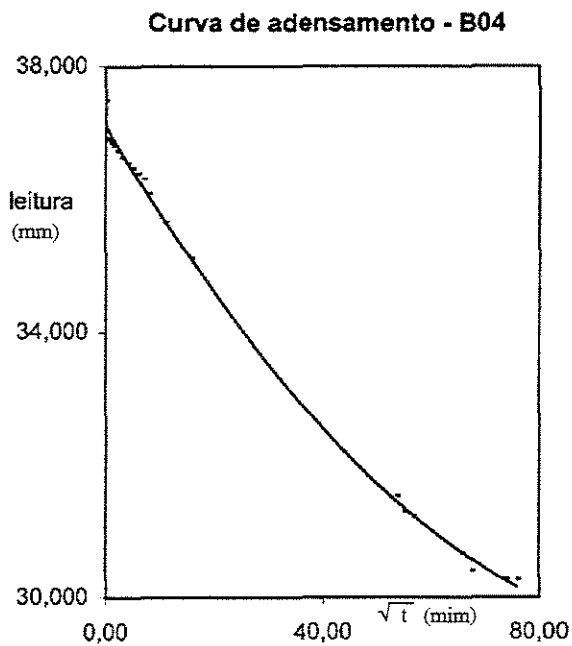
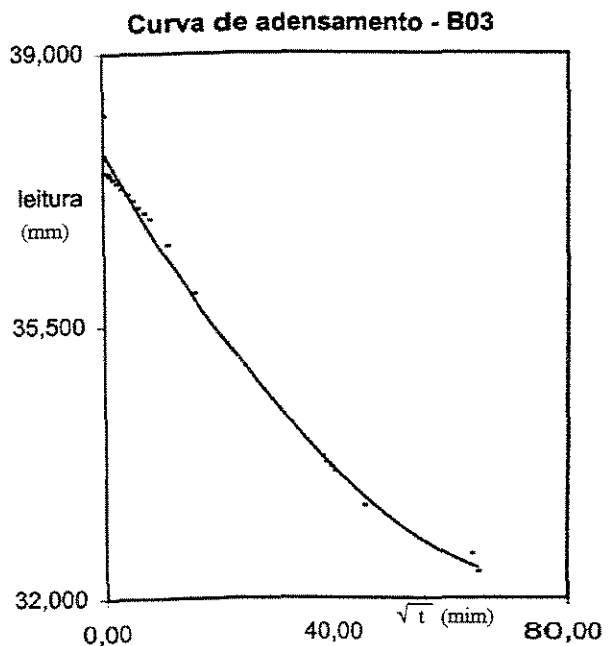
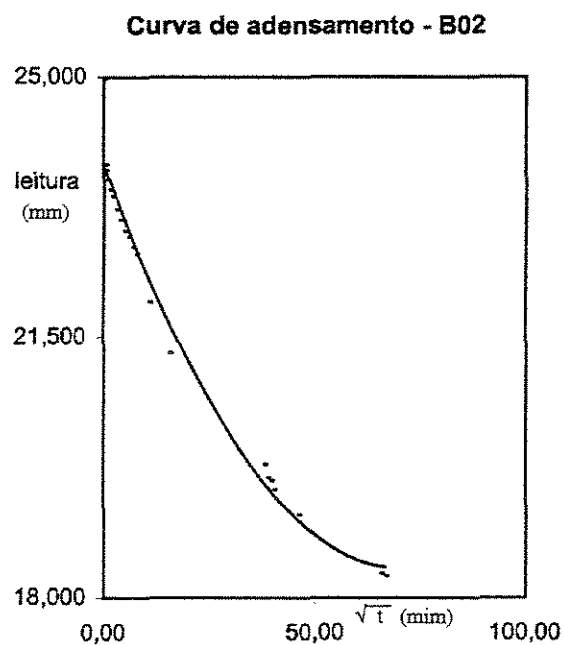
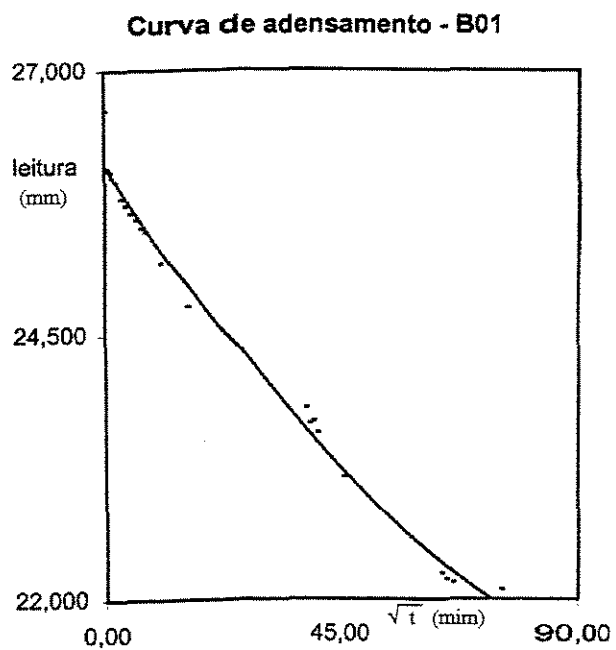
Amostra 13

Controle de Adensamento



Amostra 14

Controle de Adensamento



Amostra 15

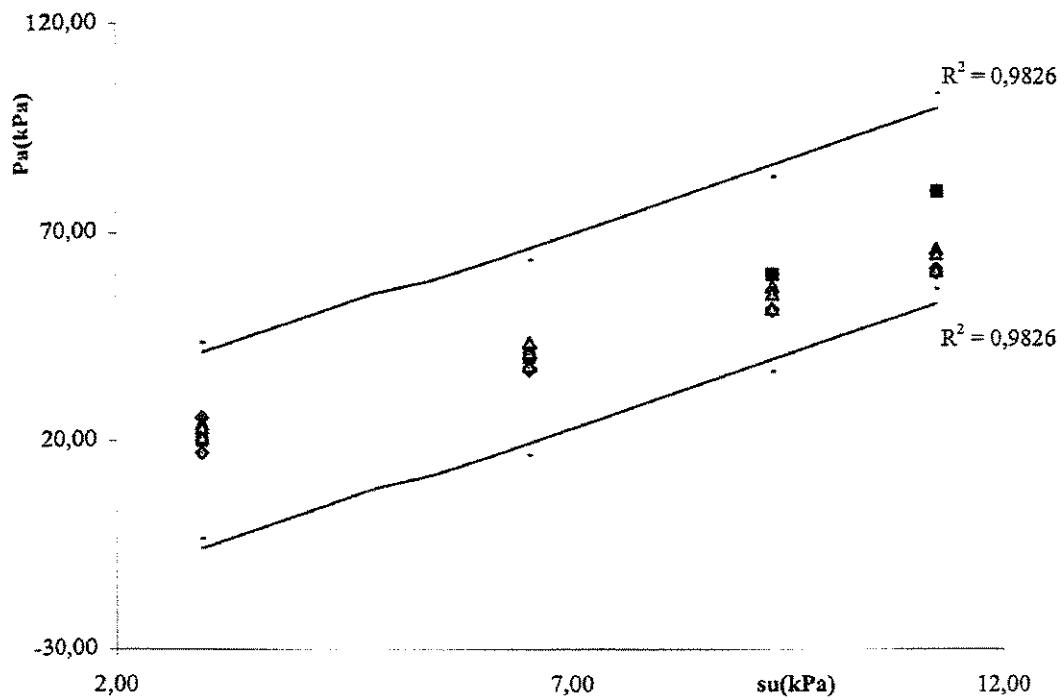
ANEXO 3

Intervalo de Confiança Demonstração baseada na Amostra 11

Intervalo de confiança
demonstração baseada na amostra 11

AM 11		ps (g/cm ³)	% areia fin	% silte	% finos	Atividade			
		2,657	2,0	31,0	67,0	1,18			
P _a	su	w _r	LL _s	IP	IP	LL/w _r	IL/w _r	IL	IL
20,00	2,98	82,64	112,00	32,90	79,10	29,36	1,36	0,26	0,63
40,00	6,50	71,79	112,00	32,90	79,10	40,21	1,56	0,36	0,49
60,00	9,30	66,41	112,00	32,90	79,10	45,59	1,69	0,41	0,42
80,00	11,19	62,91	112,00	32,90	79,10	49,09	1,78	0,44	0,38
Real		I.C.		Estimado					
su	P _a	su _{ic}	inf	P _a = f(w _r)	P _a = f(LL)	P _a = f(LL/w _r)	P _a = f(IP)	P _a = f(IL)	P _a = f(A)
2,98	20,00	43,43	-3,43	17,106	20,044	25,455	20,753	24,053	23,115
6,50	40,00	63,43	16,57	37,005	37,374	42,438	38,005	43,503	41,084
9,30	60,00	83,43	36,57	51,600	51,158	55,976	51,728	57,135	55,378
11,19	80,00	103,43	56,57	61,403	60,463	65,108	60,991	66,263	65,027

Intervalo de Confiança



■ Real	○ IC	○ IC	◆ f(w _r)
◆ f(LL)	◆ f(LL/w _r)	▲ f(IP)	▲ f(IL)
▲ f(A)	— Linear (IC)	— Linear (IC)	

Regressões do tipo
 $P_a = a + b.s_u + c.(Z)$

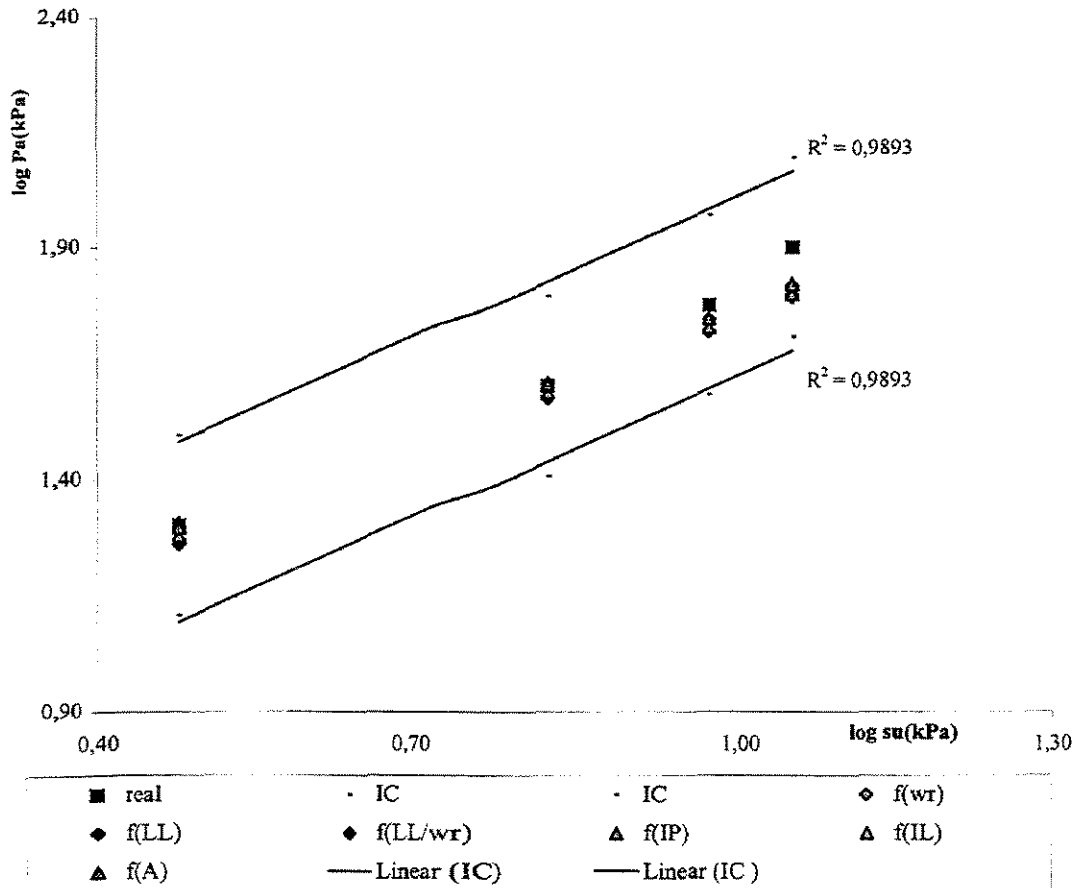
Intervalo de Confiança
demonstração baseada na amostra 11

AM 11		w_p (g/cm ³)	% areia (%)	% silte (%)	% limo (%)	Atividade
		2,657	2,0	31,0	67,0	1,18

P_a	su	w _r	LL	LP	IP	LL/w _r	IL/w _r	HL	IL
20,00	2,98	82,64	112,00	32,90	79,10	29,36	1,36	0,26	0,63
40,00	6,50	71,79	112,00	32,90	79,10	40,21	1,56	0,36	0,49
60,00	9,30	66,41	112,00	32,90	79,10	45,59	1,69	0,41	0,42
80,00	11,19	62,91	112,00	32,90	79,10	49,09	1,78	0,44	0,38

Real		I.C.		Estimado					
su	P_a	sup.	inf.	$P_a = f(w_r)$	$P_a = f(LL)$	$P_a = f(LL/w_r)$	$P_a = f(IP)$	$P_a = f(IL)$	$P_a = f(A)$
0,47	1,30	1,50	1,11	1,260	1,269	1,298	1,278	1,306	1,295
0,81	1,60	1,80	1,41	1,576	1,579	1,607	1,587	1,609	1,606
0,97	1,78	1,97	1,58	1,722	1,721	1,747	1,728	1,750	1,748
1,05	1,90	2,10	1,71	1,799	1,795	1,819	1,802	1,824	1,822

Intervalo de Confiança



Regressões do tipo
 $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (Z)$

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

ANEXO 4

Construção do Ábaco

Construção do Ábaco

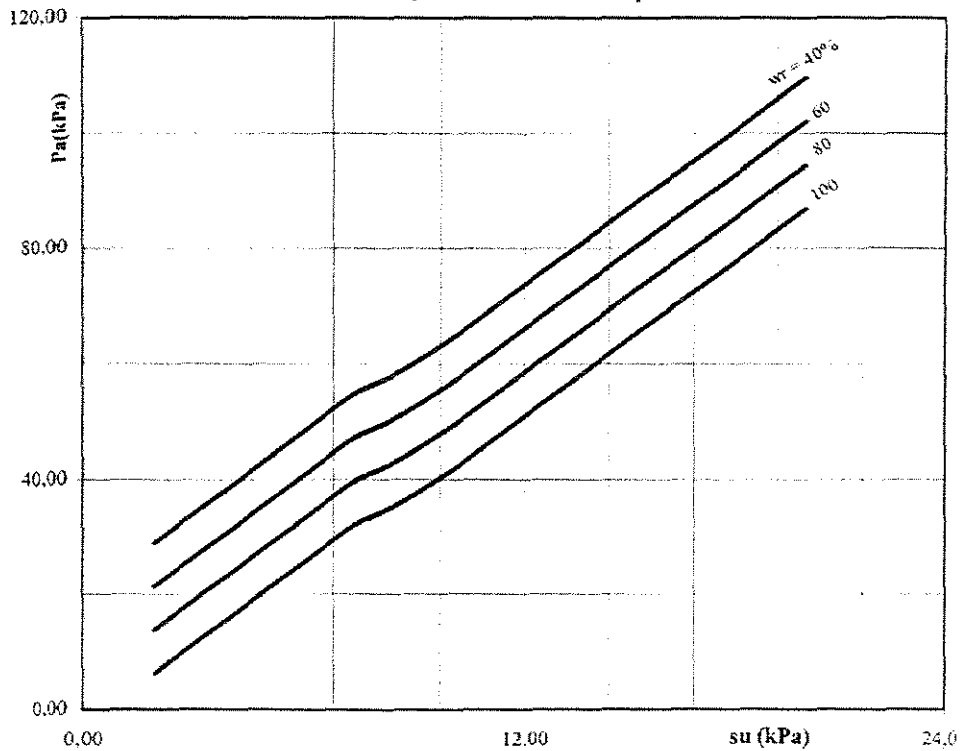
Ábaco em função da umidade de ruptura, com a variação da resistência não drenada no intervalo verificado pelos experimentos desta pesquisa

Regressão ajustada na forma:

$$P_a = 35,0845 + 4,48406 \times s_u - 0,379249 \times w_r$$

Condições para concepção do ábaco:				
Intervalo de variação de s_u de 2,00 a 20,00 kPa				
Intervalo de variação				
	$w_r = 40\%$	$w_r = 60\%$	$w_r = 80\%$	$w_r = 100\%$
s_u	P_a	P_a	P_a	P_a
2,00	28,8828	21,2978	13,7128	6,1278
4,00	37,8509	30,2659	22,6809	15,0959
6,00	46,8190	39,2340	31,6490	24,0641
8,00	55,7871	48,2021	40,6172	33,0322
10,00	64,7552	57,1703	49,5853	42,0003
12,00	73,7234	66,1384	58,5534	50,9684
14,00	82,6915	75,1065	67,5215	59,9365
16,00	91,6596	84,0746	76,4896	68,9047
18,00	100,6277	93,0427	85,4578	77,8728
20,00	109,5958	102,0109	94,4259	86,8409

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função da umidade de ruptura



Z = Umidade na ruptura

Construção do Ábaco

Ábaco em função do limite de liquidez, com a variação da resistência não drenada no intervalo verificado pelos experimentos desta pesquisa

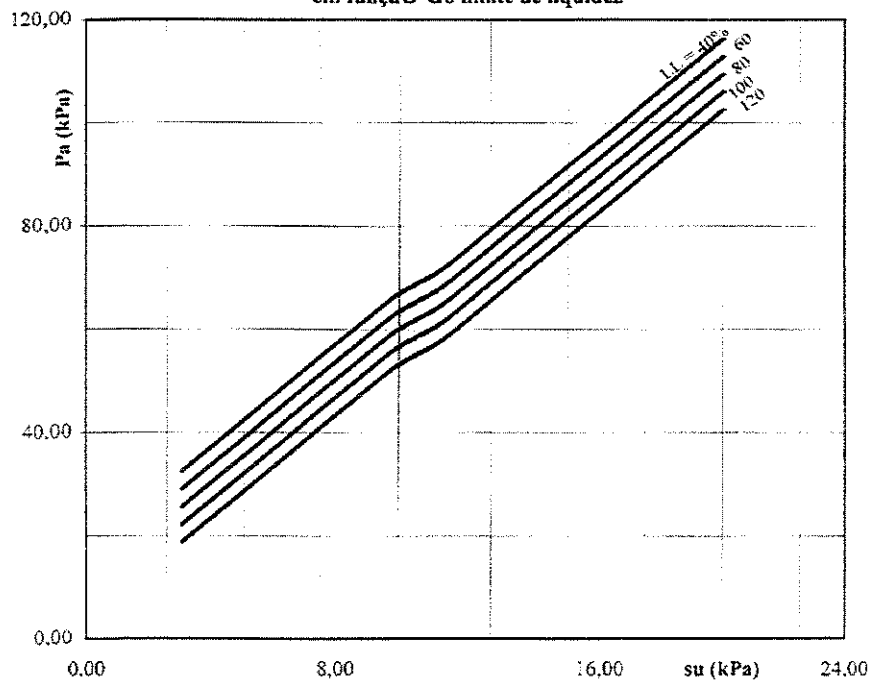
Regressão ajustada na forma:

$$Pa = 24,6178 + 4,92305 \times su - 0,171822 \times LL$$

Condições para a concepção do ábaco:
Intervalo de variação de s_u de 3,00 a 20,00 kPa
Intervalo de variação

s_u	LL = 40%	LL = 60%	LL = 80%	LL = 100%	LL = 120%
3,00	32,5141	29,0776	25,6412	22,2048	18,7683
4,00	37,4371	34,0007	30,5642	27,1278	23,6914
6,00	47,2832	43,8468	40,4103	36,9739	33,5375
8,00	57,1293	53,6929	50,2564	46,8200	43,3836
10,00	66,9754	63,5390	60,1025	56,6661	53,2297
12,00	76,8215	73,3851	69,9486	66,5122	63,0758
14,00	86,6676	83,2312	79,7947	76,3583	72,9219
16,00	96,5137	93,0773	89,6408	86,2044	82,7680
18,00	106,3598	102,9234	99,4869	96,0505	92,6141
20,00	116,2059	112,7695	109,3330	105,8966	102,4602

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do limite de liquidez



Z = Limite de liquidez

Construção do Ábaco

Ábaco em função do índice de liquidez com a variação da resistência não drenada no intervalo verificado pelos experimentos desta pesquisa.

Regressão ajustada na forma:

$$P_a = 40,9340 + 3,7812 \times s_u - 44,7640 \times IL$$

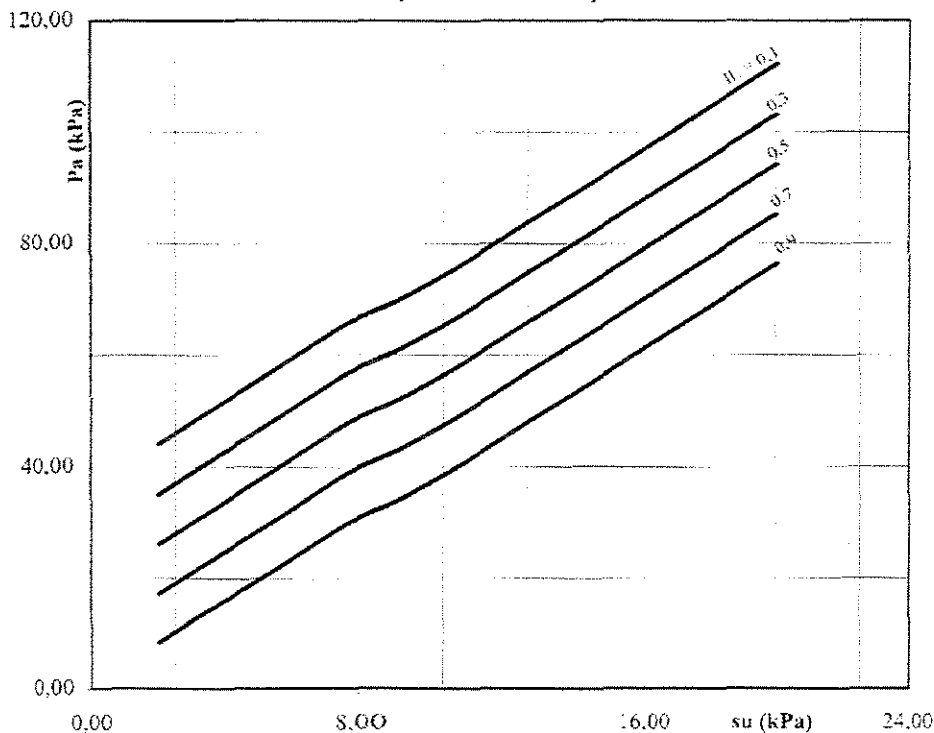
Condições para concepção do ábaco:

Intervalo de variação de s_u de 3,00 a 20,00 kPa

Intervalo de variação

	IL = 0,10	IL = 0,30	IL = 0,50	IL = 0,70	IL = 0,90
s_u	P_a	P_a	P_a	P_a	P_a
2,00	44,0203	35,0672	26,1144	17,1616	8,2088
4,00	51,5827	42,6296	33,6768	24,7240	15,7712
6,00	59,1451	50,1920	41,2392	32,2864	23,3336
8,00	66,7075	57,7544	48,8016	39,8488	30,8960
10,00	74,2699	65,3168	56,3640	47,4112	38,4584
12,00	81,8323	72,8792	63,9264	54,9736	46,0208
14,00	89,3947	80,4416	71,4888	62,5360	53,5832
16,00	96,9571	88,0040	79,0512	70,0984	61,1456
18,00	104,5195	95,5664	86,6136	77,6608	68,7080
20,00	112,0819	103,1288	94,1760	85,2232	76,2704

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do índice de liquidez



Z = Índice de liquidez

Construção do Ábaco

Ábaco em função do índice de plasticidade, com a variação da resistência não drenada no intervalo verificado pelos experimentos desta pesquisa.

Regressão ajustada na forma:

$$Pa = 19,5206 + 4,90119 \times su - 0,16907 \times IP$$

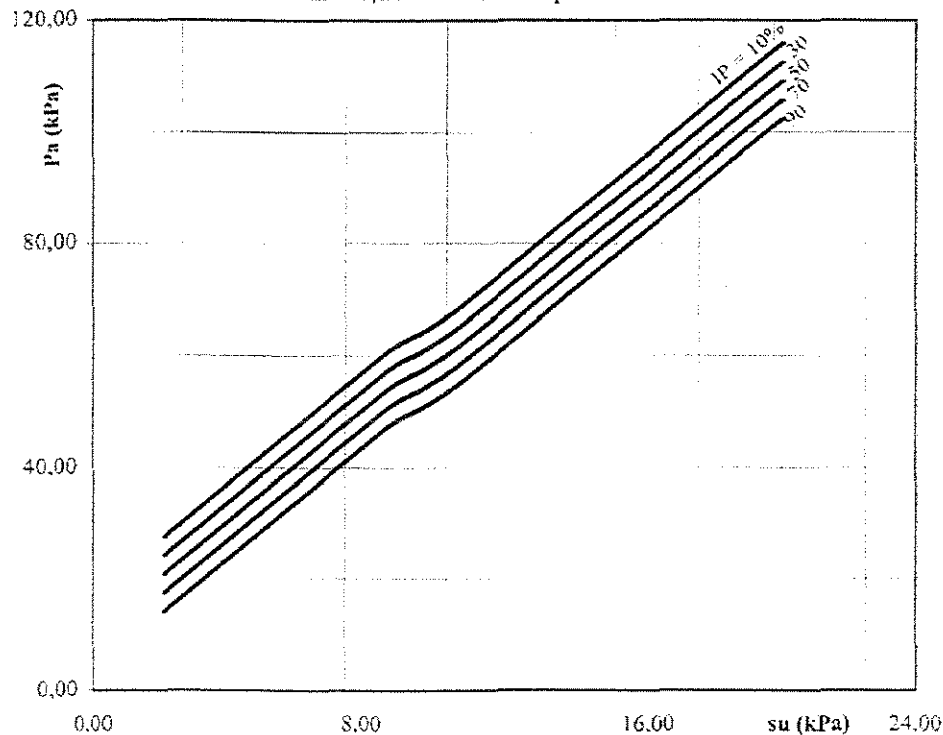
Condições para concepção do ábaco:

Intervalo de variação de s_u de 3,00 a 20,00 kPa

Intervalo de variação

	IP = 10%	IP = 30%	IP = 50%	IP = 70%	IP = 90%
s_u	P_a	P_a	P_a	P_a	P_a
2,00	27,6323	24,2509	20,8695	17,4881	14,1067
4,00	37,4347	34,0533	30,6719	27,2905	23,9091
6,00	47,2370	43,8556	40,4742	37,0928	33,7114
8,00	57,0394	53,6580	50,2766	46,8952	43,5138
10,00	66,8418	63,4604	60,0790	56,6976	53,3162
12,00	76,6442	73,2628	69,8814	66,5000	63,1186
14,00	86,4466	83,0652	79,6838	76,3024	72,9210
16,00	96,2489	92,8675	89,4861	86,1047	82,7233
18,00	106,0513	102,6699	99,2885	95,9071	92,5257
20,00	115,8537	112,4723	109,0909	105,7095	102,3281

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do índice de plasticidade



Z = índice de plasticidade

Construção do Ábaco

Ábaco para relação logarítmicas, de forma: $\log Pa = a + b \cdot \log su + c \cdot (z)$ com $z = w_r$,

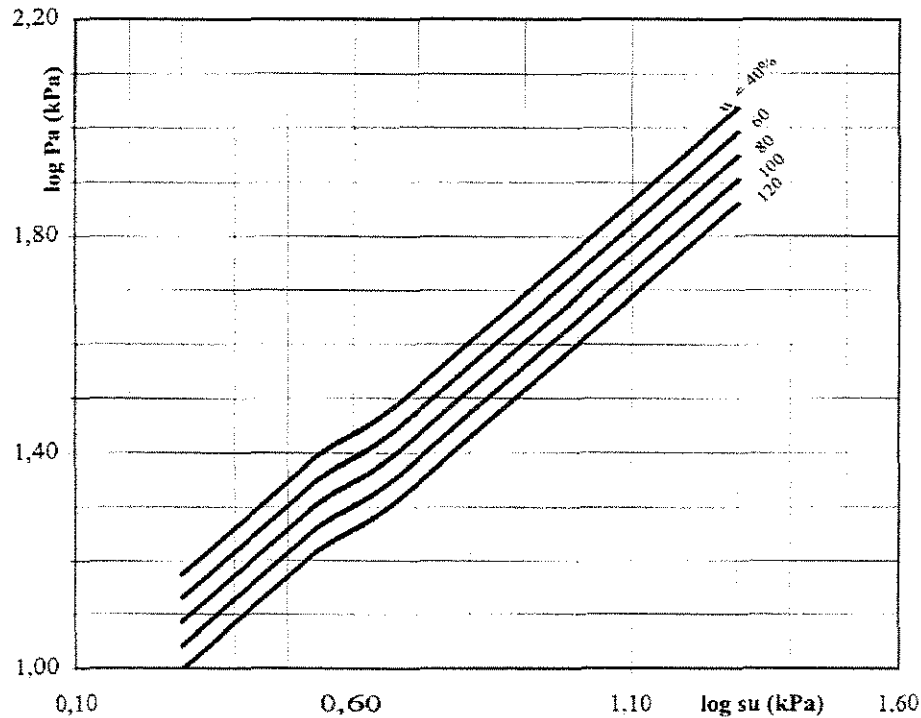
$$\log Pa = 1,0038 + 0,861714 \cdot \log s_u - 0,00220948 \cdot w_r$$

$r^2 = 91,70\%$ e erro padrão da estimativa = 0,0965619

Condições para concepção do ábaco:
 Intervalo de variação de s_u de 2,00 a 20,00 kPa
 Intervalo de variação
 $w_r = 40\%$ $w_r = 60\%$ $w_r = 80\%$ $w_r = 100\%$ $w_r = 120\%$

s_u	$\log s_u$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$
2,00	0,30103	1,174823	1,130633	1,086443	1,042254	
4,00	0,60206	1,434224	1,390035	1,345845	1,301656	1,257466
6,00	0,77815	1,585965	1,541775	1,497585	1,453396	1,409206
8,00	0,90309	1,693626	1,649436	1,605247	1,561057	1,516868
10,00	1,00000	1,777135	1,732945	1,688756	1,644566	1,600376
12,00	1,07918	1,845366	1,801177	1,756987	1,712798	1,668608
14,00	1,14613	1,903055	1,858866	1,814676	1,770487	1,726297
16,00	1,20412	1,953028	1,908838	1,864649	1,820459	1,776269
18,00	1,25527	1,997107	1,952917	1,908727	1,864538	1,820348
20,00	1,30103	2,036537	1,992347	1,948157	1,903968	1,859778

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função da umidade de ruptura



Z = Umidade na ruptura

Construção do Ábaco

Ábaco para relação logarítmicas, de forma: $\log Pa = a + b \cdot \log su + c \cdot (z)$ com $z = LL$

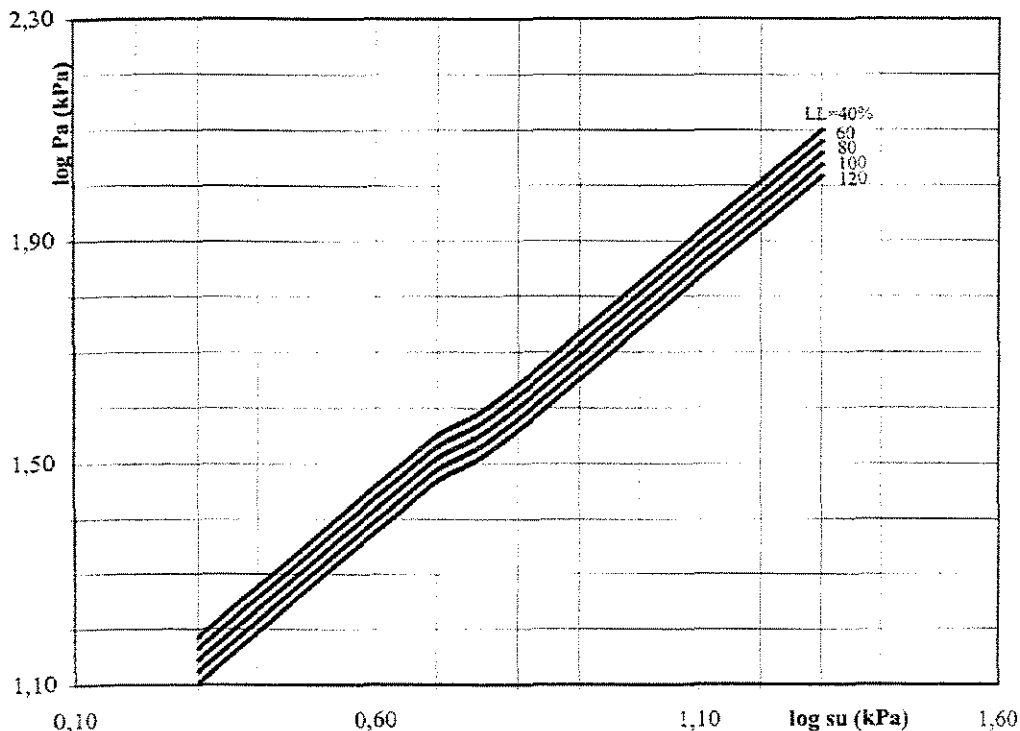
$$\log P_1 = 0,952277 + 0,914138 \cdot \log s_u - 0,00103855 \cdot LL$$

$r^2 = 91,52\%$ e erro padrão da estimativa = 0,0979851

Condições para concepção do ábaco:
 Intervalo de variação de s_u de 2,00 a 20,00 kPa
 Intervalo de variação
 LL = 40% LL = 60% LL = 80% LL = 100% LL = 120%

s_u	$\log s_u$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$	$\log Pa$
2,00	0,30103	1,18592	1,16515	1,14438	1,12360	1,10283
4,00	0,60206	1,46110	1,44033	1,41956	1,39879	1,37802
6,00	0,77815	1,62207	1,60130	1,58053	1,55976	1,53899
8,00	0,90309	1,73628	1,71551	1,69474	1,67397	1,65320
10,00	1,00000	1,82487	1,80410	1,78333	1,76256	1,74179
12,00	1,07918	1,89726	1,87648	1,85571	1,83494	1,81417
14,00	1,14613	1,95845	1,93768	1,91691	1,89614	1,87537
16,00	1,20412	2,01147	1,99070	1,96992	1,94915	1,92838
18,00	1,25527	2,05823	2,03746	2,01669	1,99591	1,97514
20,00	1,30103	2,10006	2,07928	2,05851	2,03774	2,01697

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do limite de liquidez



Z = Limite de liquidez

Construção do Ábaco

Ábaco para relação logarítmicas, de forma: $\log P_a = a - b \cdot \log s_u + c \cdot (z)$ com $z = IL$

$$\log P_a = 1,03688 + 0,81844 \cdot \log s_u - 0,188586 \cdot IL$$

$r^2 = 91,33\%$ e erro padrão da estimativa = 0,0990528

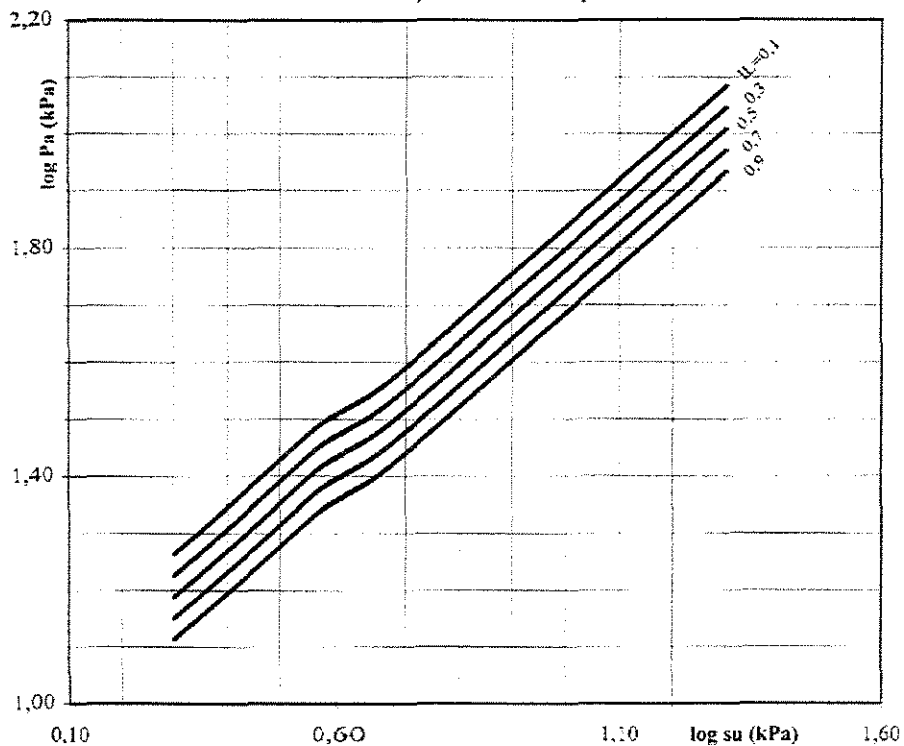
Condições para concepção do ábaco:

Intervalo de variação de s_u de 2,00 a 20,00 kPa

Intervalo de variação

su	log su	Intervalo de variação				
		IL = 0,10	IL = 0,30	IL = 0,50	IL = 0,70	IL = 0,90
2,00	0,30103	1,26440	1,22668	1,18896	1,15124	1,11353
4,00	0,60206	1,51077	1,47305	1,43534	1,39762	1,35990
6,00	0,77815	1,65489	1,61717	1,57946	1,54174	1,50402
8,00	0,90309	1,75715	1,71943	1,68171	1,64399	1,60628
10,00	1,00000	1,83646	1,79874	1,76103	1,72331	1,68559
12,00	1,07918	1,90127	1,86355	1,82583	1,78811	1,75040
14,00	1,14613	1,95606	1,91834	1,88062	1,84291	1,80519
16,00	1,20412	2,00352	1,96580	1,92809	1,89037	1,85265
18,00	1,25527	2,04539	2,00767	1,96995	1,93224	1,89452
20,00	1,30103	2,08284	2,04512	2,00740	1,96968	1,93197

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do índice de liquidez



Z = Índice de liquidez

Construção do Ábaco

Ábaco para relação logarítmicas, de forma: $\log P_a = a + b \cdot \log s_u + c \cdot (z)$ com $z = IP$

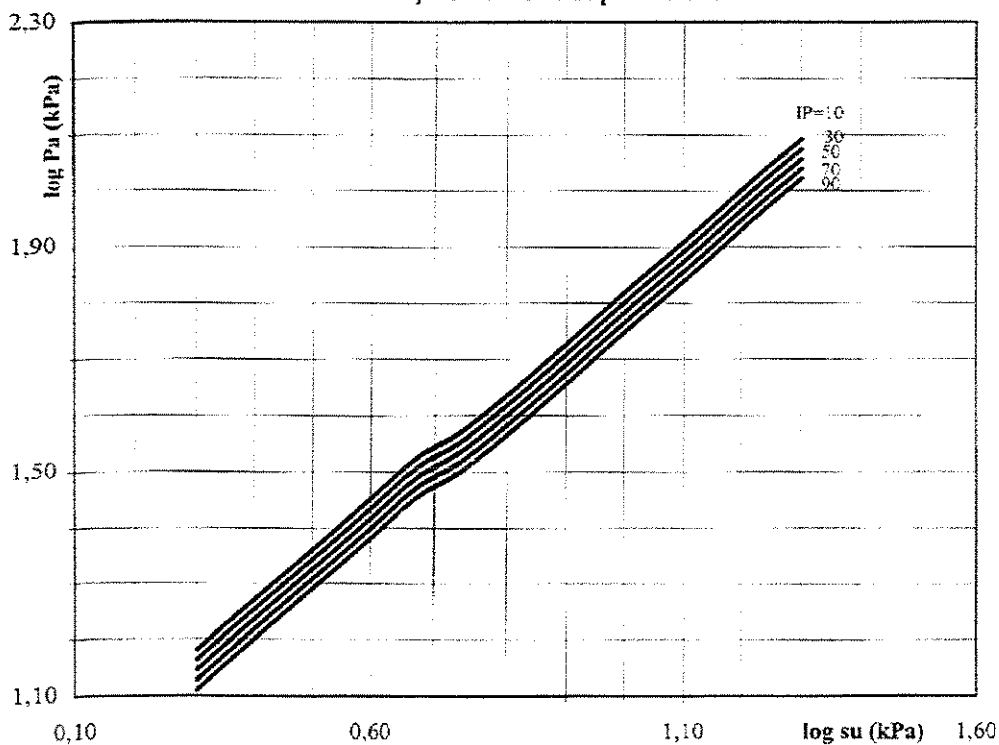
$$\log P_a = 0,915282 + 0,911077 \cdot \log s_u - 0,000879607 \cdot IP$$

$r^2 = 91,32\%$ e erro padrão da estimativa = 0,0990756

Condições para concepção do ábaco:
Intervalo de variação de s_u de 2,00 a 20,00 kPa
Intervalo de variação

su	log su	Intervalo de variação				
		IP = 10%	IP = 30%	IP = 50%	IP = 70%	IP = 90%
2,00	0,30103	1,18075	1,16316	1,14556	1,12797	1,11038
4,00	0,60206	1,45501	1,43742	1,41982	1,40223	1,38464
6,00	0,77815	1,61544	1,59785	1,58026	1,56267	1,54507
8,00	0,90309	1,72927	1,71168	1,69409	1,67649	1,65890
10,00	1,00000	1,81756	1,79997	1,78238	1,76479	1,74719
12,00	1,07918	1,88970	1,87211	1,85452	1,83693	1,81933
14,00	1,14613	1,95070	1,93310	1,91551	1,89792	1,88033
16,00	1,20412	2,00353	1,98594	1,96835	1,95076	1,93316
18,00	1,25527	2,05014	2,03254	2,01495	1,99736	1,97977
20,00	1,30103	2,09182	2,07423	2,05664	2,03905	2,02146

Ábaco para a estimativa da tensão de pré-adensamento em função do índice de plasticidade



Z = Índice de plasticidade

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AAS, G. (1965) - *A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in situ shear strength of clays* – Proceedings 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), vol.1, Montreal; pp. 141-145.
- BJERRUM, L. (1967) - *Engineering geology of Norwegian normally consolidated clays as related to settlements of buildings* - Geotechnique, 17, London; pp. 214-235.
- BJERRUM, L. (1973) – *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils*, Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, Vol.3; pp. 111-159.
- BLIGHT, G. E. (1968) - *A note on field vane testing of silty soils* - Canadian Geotechnical Journal, vol.5, nº3; pp. 142-149.
- BOER, R de; SCHIFFMAN, R. L.; GIBSON, R. E. (1996) - *The origins of the theory of consolidation: The TERZAGHI-FILLUNGER dispute* - Geotechnique 46, nº 2, London; pp.175-186.
- CAVICCHIA, L. R. (1990) – *Método indireto para a determinação da pressão de pré-adensamento de argilas saturadas através da resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta* – Tese de Doutorado, EESC – USP. São Carlos.
- CAVICCHIA, L. R. (1998) – *Pressão de pré-adensamento de argilas saturadas em função da resistência ao cisalhamento não drenada*– XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COMBRAMSEG). Brasília, vol.2; pp.691-696.

SECÃO CIRCULANT7

- CRAIG, R. F. (1997)– *Soil Mechanics* – London, 6th Edition.
- DONALD, I. B.; JORDAN, D. O.; PARKER, R. J.; TOH, C. T. (1977) -*The vane test – A critical appraisal* - Proceedings 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), vol.2; pp. 81-88.
- FLAATE, K. (1966) – *Factors influencing the results of vane tests* – Canadian Geotechnical Journal, 3 (1); pp. 18-31.
- FLODIN, N. , BROMS, B. (1981) – *History of Civil Engineering in Soft Clay*, Soft Clay Engineering, Elsevier Sc. Publ. Comp., New York; pp. 27-158.
- GOUGHNOUR, R. D.; SALLBERG, J. R. (1964) - *Evaluation of the laboratory vane shear test* - Highway Research Board Record, nº 48; pp. 19-33.
- HEAD, K. H. (1994) – *Manual of soil laboratory testing* - Vol.2, 2nd Edition, Pentech Press, London.
- KEEDWELL, M. J. (1984) – *Rheology and Soil Mechanics*, Elsevier, London; pp. 323.
- LA ROCHELLE, P.; ROY, M.; TAVENAS, F. (1973) - *Fields measurements of cohesion in champlain clays* - Proceedings 8th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), vol.I-1, Moscow; pp. 229-236.
- LAMBE, T. W. (1951) - *Soil Testing for Engineers* - John Wiley & Sons, Inc. USA, 1st Edition; pp. 74-138.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.(1974) - *Mecanica de Suelos* - Editorial Limusa. Mexico; pp. 39-109.
- LEONARDS, G. A. (1962) - *Foundation Engineering (Engineering Properties of Soils)* - International Student Edition, McGraw-Hill Book Company, Inc; pp. 66-240.

- MITCHELL, J. K. (1993) - *Fundamentals of Soil Behavior* – John Wiley & Sons, Inc., 2nd Edition, New York.
- MITCHELL, J. K.; MAYNE, P. W. (1988) - *Profiling of over consolidation ratio in clays by field vane* – Canadian Geotechnical Journal, 25; pp. 150-157.
- PACHECO SILVA, F. (1951) – *Resistência ao cisalhamento de um depósito de argila mole* – Anais da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – Publicação IPT n.442, V.1, São Paulo; pp.42-50.
- SEN, A & SRIVASTAVA, M. (1990) - *Regression Analysis, Theory, Methods and Applications* - 1st Edition, Springer Verlag; pp.1-98.
- SKEMPTON, A. W. (1953) – *The colloidal activity of clays* – Proceedings 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, V-1, Zurique; pp. 57-61.
- SOUZA PINTO, C. (1992) - *Tópicos da contribuição de PACHECO SILVA e considerações sobre a resistência não drenada das argilas* – Solos e Rochas, 15 (2), São Paulo; pp.49-87.
- SOWERS, G. F. (1963) - *Strength Testing of Soils (Laboratory shear testing of soils)* – American Society for Testing and Materials; Special Technical Publication, ASTM-STP n°361. Ottawa.
- TANAKA, H (1994) - *Vane shear strength of a japanese marine clay and aplicability of Bjerrum's corection factor* - Soils and Foundation, (Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering),34 (3); pp. 39-48.
- TAYLOR, D. W. (1948) - *Fundamentals of Soil Mechanics* - John Wiley & Sons, Inc., 1st Edition, pp.209-249.
- TAYLOR, D. W.; OOI, T. A. (1958) – *The increase in bearing capacity resulting from consolidation* – Geotechnique 21 (4); pp. 376-390.

TERZAGHI, K (1943) - *Theoretical of Soil Mechanics* - John Wiley & Sons, Inc.

VARGAS, M.(1977) - *Introdução à Mecânica dos Solos* – Editora McGraw-Hill do Brasil, 1ª Edição, Brasil.

WIESEL, C. E. (1973) - *Some factors influencing in situ vanetests results* - Proceedings 8th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), vol.I-2, Moscow; pp. 475-479.

WROTH, C. P. & WOOD, D. M. (1978) – *The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils* - Canadian Geotechnical Journal, 15(2); pp. 137-145.

WU, T. H. (1976) - *Soil Mechanics* - Allyn and Bacon, Inc., 2nd Edition; pp. 107-127/ 393-413.

ABSTRACT

FURLAN, Ana Paula. Pre-consolidation pressure estimation of saturated clays through vane test: Extension to liquid limit higher than 70%. Campinas, College of Civil Engineering , Campinas State University, 2000. (150p). Msc. thesis.

This work was based on the "Indirect Method to Pre-consolidation Pressure Estimation Through Vane Tests", proposed by CA VICCHIA (1990). The referred method was reviewed and improved. Therefore, sixty-two samples, previously consolidated with an well defined pre-consolidation pressure range, were taken to rupture through a vane test. The values of pre-consolidation pressure, undrained shear strength and parameters of characterization (LL, IP, activity etc.) were submitted to statistical treatments. Once more, the experimentation has proved the linear approach to the relationship between the undrained shear strength and pre-consolidation pressure, showing this behavioural trend of the soils. The fitted curves present some estimated parameter values with confidence range higher than 85%. Moreover, this research includes a convenient graphical representation of the expressions, based on abacuses, that allowed some conclusions about influential factors in strength of clayey soils.

Key words: clays, indirect estimation of pre-consolidation pressure, shear strength, vane shear tests, statistical regression