

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE  
UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL  
COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Fábio Bertuol

Porto Alegre  
2009

Fábio Bertuol

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE  
UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL  
COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL,  
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO  
TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO:  
PROF. Ph.D. LUIZ ANTÔNIO BRESSANI CO-ORIENTAÇÃO  
PROF. Ph.D. ADRIANO VIRGÍLIO DAMIANI BICA

Porto Alegre

2009

B552c Bertuol, Fábio  
Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório / Fábio Bertuol. -- 2009.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2009.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Antônio Bressani  
Co-orientador: Prof. Dr. Adriano Virgílio Damiani Bica

1. Mecânica dos solos – Ensaios. 2. Amostragem. 3. Solo argiloso. 4. Solo arenoso. I. Bressani, Luiz Antônio, orient. II. Bica, Adriano Virgílio Damiani, co-orient. III. Título.

CDU-624.131.3(043)

FÁBIO BERTUOL

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE  
UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL  
COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2009

---

**Luiz Antônio Bressani**

Ph.D. pelo Imperial College, University of  
London  
**Orientador**

---

**Adriano Virgílio Damiani Bica**

Ph.D. pela University of Surrey  
**Co-orientador**

---

**Fernando Schnaid**

Ph.D. pela University of Oxford  
**Coordenador do PPGEC**

**BANCA EXAMINADORA:**

**Professor Cezar Augusto Burkert Bastos**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Professor Washington Peres Núñez**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Professor Adelir José Strieder**

Dr. pela Universidade de Brasília

## **AGRADECIMENTOS**

Adquirir conhecimentos é uma regalia, o que me torna uma pessoa abonada por ter realizado o curso de mestrado acadêmico. Ter concluído o mestrado, assim como a graduação, só foi possível pelo apoio incondicional dado pela minha família, meu pai Renato Domingos Bertuol, minha mãe Nelci Lourdes Bertuol e minha irmã Renata Bertuol, pois sem esses não teria conseguido. Obrigado meus mecenas.

Todo meu conhecimento acadêmico e profissional adquirido até hoje são também consequência do aprendizado da época da graduação e do estágio profissional realizado na Azambuja Engenharia e Geotecnia Ltda. Aqui fica meu agradecimento a toda a equipe da empresa, especialmente Eduardo Azambuja, Marco Aurélio Azambuja e Marcos Strauss por todo apoio dado tanto no ingresso no mestrado quanto no decorrer do curso.

É importante salientar a qualificação do corpo docente e quadro de profissionais da UFRGS principalmente os ligados ao PPGEC, que sem eles não teríamos um curso de pós-graduação com o atual nível de excelência.

No curso de mestrado é necessário fazer um agradecimento a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo auxílio financeiro proporcionado durante a realização dos estudos.

Aos professores Luiz Antônio Bressani (orientador) e Adriano Virgílio Damiani Bica (co-orientador) por toda dedicação, atenção, esforços hercúleos para realização deste trabalho, amizade e transferência conhecimento (possuem uma incrível visão sobre os problemas) sendo isso tudo reflexo do caráter e preocupação com os alunos. Fica aqui todo o respeito e admiração, muito obrigado.

A todos os colegas da pós-graduação, vocês foram fundamentais, especialmente as conversas (“chopps”) com Samuel e Paulo Pinto onde além de discutir os rumos da economia mundial deram apoio acadêmico e principalmente espiritual. Aos colegas e amigos que fiz na graduação Felipe, Rafael e Leonardo (vulgo Alemão)...

Aos amigos e amigas Lillian, Max, Daiana, João Paulo e Carine pela sincera amizade e apoio. Não existem palavras que posso utilizar para descrever minha gratidão. A Cristiane (Linda) te agradeço pelo carinho, afeto e todo o suporte que me deste, muito obrigado, você é fantástica.

Agradecimento a todos os “alunos” do Laboratório (Felipe, Rodrigo Silveira, Rodrigo Malysz...) e ao bolsista Estevão. Que o colegismo continue presente em todos, pois essa qualidade é fundamental para que o laboratório funcione bem e que se desenvolvam pesquisas excepcionais. Jair, muito obrigado, seus conhecimentos e dedicação fizeram com que diversos obstáculos fossem superados e muitos previamente eliminados. Esse afinco gerou um bordão consagrado no laboratório (eeeeesse Jair).

Também fica um muito obrigado ao engenheiro Sérgio Toledo e a construtora Queiroz Galvão pelo apoio fornecido durante os trabalhos de campo desenvolvidos na dissertação.

Agradeço aos membros da banca examinadora, professor Cezar Augusto Burkert Bastos, professor Washington Peres Núñez, professor Adelir José Strieder, pela aceitação do convite, fico honrando com a presença de vocês.

E por fim é necessário que se faça um pedido de desculpas a todos que esperavam encontrar seus nomes nos agradecimentos. Certamente deveriam ter sido citados, porém a curta memória não me permite que agradeça a todos, entretanto fica meu muito obrigado e reconhecimento que sem seu apoio eu não teria conseguido, parafraseando o John Donne “Nenhum homem é uma ilha...”.

“Infelizmente, solos são feitos pela natureza e não pelo homem, e os produtos da natureza são sempre complexos.”

*Karl von Terzaghi, 1936.*

## RESUMO

BERTUOL, F. **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Um dos maiores problemas na utilização de ensaios geotécnicos de laboratório está na obtenção de amostras indeformadas. Os solos moles estão entre os mais difíceis de amostrar e há um grande trabalho de pesquisa no desenvolvimento de técnicas de amostragem. A fim de obter amostras de alta qualidade para o estudo do comportamento do material do depósito, foi desenvolvido nesta pesquisa uma modificação do Equipamento de Amostragem Japonês e foram adaptadas algumas das técnicas utilizadas para amostragem indeformada. O processo usual de extrusão de solo de dentro do tubo amostrador foi substituído pelo corte transversal do tubo, o que reduz a perturbação do solo. Para facilitar esta operação, os tubos foram construídos de latão (substituindo o aço inoxidável original). O depósito sedimentar objeto de estudo desta dissertação foi escolhido por ter apresentado em ensaios de campo um índice de sensibilidade (razão entre as resistências ao cisalhamento não drenadas indeformada e amolgada) bastante elevado, o que torna a sua amostragem cuidadosa ainda mais importante. A sensibilidade dos solos é um parâmetro importante em projetos de engenharia geotécnica, pois as deformações reduzem severamente a resistência ao cisalhamento não drenada nestes materiais. Foram utilizados diferentes ensaios de laboratório para permitir a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo nas condições indeformada e amolgada, e para avaliação da sensibilidade (ensaio de cone de laboratório, ensaio de palheta de laboratório e ensaio triaxial), além de ensaios de caracterização do depósito. O depósito estudado apresenta lentes com dois materiais distintos (um argiloso e outro arenoso), entretanto apresentam ângulos de atrito interno semelhantes ( $\sim 34^\circ$ ). Em ambos o solos as resistências ao cisalhamento não drenada foram baixas ( $S_u \sim 10$  kPa na condição indeformada e  $S_u = 0,5 - 2,0$  kPa na condição amolgada). A sensibilidade do material argiloso ficou em torno de 10 e no solo arenoso foi de aproximadamente 20. Análises qualitativas dos resultados indicam que as amostras coletadas pelo novo amostrador tiveram elevado grau de qualidade. Os resultados obtidos (a) confirmam o bom desempenho do novo equipamento amostrador; (b) permitiram determinar com precisão as resistências não-drenadas dos materiais; (c) comprovaram a grande sensibilidade das lentes arenosas; (d) ajudam a explicar o comportamento do depósito em campo.

### Palavras-chave:

Palavras-chave: solos moles; resistência ao cisalhamento não drenada; sensibilidade; ensaios triaxiais; ensaio de cone de laboratório; ensaio de palheta de laboratório; amostragem

## **ABSTRACT**

**BERTUOL, F. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

One of the most difficult problems in the use of laboratory geotechnical tests is related to obtaining undisturbed samples. The soft soils are among the most difficult soils to sample and there is a great research effort in developing new sampling techniques. In order to obtain high quality samples for the study of the soil sensitivity, a modification of the Japanese thin-walled tube sampler has been built for this research and some modifications of the sampling techniques have been made. The conventional extrusion of the soil sample from the tube was substituted by a traverse cut of the tube in order to reduce the soil perturbation during its extraction. To make this operation easier, the material used for the tubes was brass (substituting the usual stainless steel). The sedimentary deposit studied on this research has been selected for having presented an high sensitivity on vane field tests (relation between peak and large deformation strengths) which gives even more importance to careful sampling. The sensitivity is an important parameter for geotechnical design as the deformations can severely reduce the undrained shear strength of these materials. Various laboratory testing techniques have been used to determine the undrained shear strength of these soils both in undisturbed and disturbed conditions (fall cone tests, lab vane tests and triaxial tests), besides characterization tests of the deposit. The studied deposit presents lenses of two distinct materials (clayey and sandy lenses), however they present similar internal angles of friction ( $\sim 34^\circ$ ). In both soils the undrained shear strength are quite low ( $S_u \sim 10$  kPa in undisturbed condition and  $S_u = 0,5 - 2,0$  kPa in disturbed condition). The sensitivity of the clayey material is around 10 and around 20 in the sandy soil. Qualitative analyses of the results indicate that the samples taken with the new sampler have an high quality level. The results obtained (a) confirm the good performance of the sampler built; (b) allowed the undrained shear strength to be determined with precision; (c) showed the great sensitivity of the sandy lenses; (d) helped to explain the field behaviour of the soil.

### **Keywords:**

Keywords: soft soils; undrained shear strength; sensitivity; triaxial tests; fall cone test; laboratory vane test; sampling

## ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	13
LISTA DE TABELAS.....	18
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS.....	19
1. INTRODUÇÃO.....	22
1.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL.....	22
1.2. OBJETIVOS.....	23
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	24
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1. ARGILAS SENSÍVEIS.....	25
2.1.1 Caracterização geral da sensibilidade .....	25
2.1.2 Origem e formação de uma argila.....	28
2.1.3 Fatores governantes da sensibilidade.....	28
2.1.3.1 Mineralogia das argilas sensíveis.....	28
2.1.3.2 Distribuição granulométrica das argilas sensíveis.....	29
2.1.3.3 Tixotropia das argilas sensíveis.....	29
2.1.3.4 Estrutura metaestável das argilas sensíveis.....	32
2.1.3.5 Lixiviação, troca de íons e mudança na relação cátion monovalente/divalente e seus efeitos sobre as argilas.....	34
2.1.3.6 Efeito dos agentes dispersantes.....	36
2.1.3.7 Efeito do pH sobre a sensibilidade.....	37
2.1.3.8 Ação da cimentação na sensibilidade.....	37
2.1.3.9 Efeito do intemperismo sobre a sensibilidade.....	38
2.1.4 Requisitos geotécnicos, hidrológicos e topográficos naturais para surgimento da sensibilidade.....	38
2.1.4.1 Ambiente para desenvolvimento da sensibilidade.....	39
2.1.4.2 Importância da espessura da camada argilosa.....	39
2.1.4.3 Influência da presença de leito rochoso com elevações .....	39
2.1.4.4 Influência de camada drenante interna à massa argilosa.....	40
2.1.4.5 Influência da precipitação e da bacia de captação.....	40
2.2. AMOSTRAGEM.....	40
2.2.1 Extração de blocos.....	41
2.2.2 Amostrador de tubo aberto.....	41
2.2.3 Amostrador de pistão.....	43

2.2.4	Amostrador Japonês.....	46
2.2.5	Amostrador Laval (convencional e modificado).....	46
2.2.6	Amostrador Sherbrooke.....	49
2.3.	FATORES QUE INTERFEREM NA QUALIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS.....	51
2.3.1	Forma de posicionamento do equipamento na cota desejada.....	52
2.3.2	Espessura da parede do amostrador.....	53
2.3.3	Diâmetro do amostrador.....	54
2.3.4	Folga interna ( $C_i$ ) e Índice de área ( $C_a$ ).....	55
2.3.5	Extremidade inferior biselada.....	57
2.3.6	Forma de extração das amostras de dentro dos tubos.....	58
2.3.7	Preservação das amostras.....	59
2.4.	COMPARAÇÃO ENTRE AMOSTRADORES.....	59
2.5.	QUALIDADE DAS AMOSTRAS.....	63
2.5.1	Outras questões referentes à qualidade das amostras e trajetórias de tensão.....	66
2.6.	TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	70
2.6.1	Definição da Linha de Compressão Normal.....	70
2.6.2	Linha do Estado Crítico.....	73
2.6.3	Superfície de Hvorslev.....	75
2.6.4	Teoria do Estado Crítico e Comportamento Real dos Solos.....	78
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	81
3.1.	DESCRIÇÃO DO LOCAL DE AMOSTRAGEM.....	81
3.1.1	Caracterização do depósito em estudo e provável origem da sensibilidade.....	85
3.2.	NOVO AMOSTRADOR E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS.....	87
3.3.	CAMPANHA DE AMOSTRAGEM.....	92
3.4.	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	93
3.4.1	Ensaio triaxiais.....	94
3.4.1.1	Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa.....	94
3.4.1.2	Descrição do equipamento empregado.....	95
3.4.1.3	Preparação dos corpos de prova.....	97
3.4.1.4	Montagem e procedimentos de ensaio.....	101
3.4.1.5	Análise de resultados.....	103

3.4.2	Ensaio de cone de laboratório.....	105
3.4.2.1	Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa.....	105
3.4.2.2	Descrição do equipamento empregado.....	106
3.4.2.3	Preparação dos corpos de prova.....	107
3.4.2.4	Montagem e procedimentos de ensaio.....	108
3.4.2.5	Análise de resultados.....	110
3.4.3	Ensaio de palheta de laboratório.....	113
3.4.3.1	Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa.....	113
3.4.3.2	Descrição do equipamento empregado.....	114
3.4.3.3	Preparação das amostras.....	114
3.4.3.4	Montagem e procedimentos de ensaio.....	115
3.4.3.5	Análise de resultados.....	116
3.4.4	Ensaio de adensamento.....	117
3.4.4.1	Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa.....	117
3.4.4.2	Descrição do equipamento empregado.....	118
3.4.4.3	Preparação dos corpos de prova.....	118
3.4.4.4	Montagem e procedimentos de ensaio.....	119
3.4.4.5	Análise de resultados.....	119
3.4.5	Ensaio de caracterização.....	119
3.5.	PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS.....	122
3.5.1	Outras considerações sobre os ensaios realizados e a análise dos resultados.....	124
4.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	126
4.1.	TUBO AMOSTRADOR 3.....	126
4.1.1	Caracterização.....	127
4.1.2	Ensaio de cone de laboratório.....	128
4.1.3	Ensaio de palheta de laboratório.....	129
4.2.	TUBO AMOSTRADOR 5.....	130
4.2.1	Caracterização.....	131
4.2.2	Ensaio triaxiais.....	132
4.2.3	Ensaio de cone de laboratório.....	133
4.2.4	Ensaio de palheta de laboratório.....	134
4.2.5	Tixotropia.....	134
4.3.	TUBO AMOSTRADOR 4.....	135
4.3.1	Caracterização.....	136

4.3.2	Ensaio triaxiais.....	137
4.4.	TUBO AMOSTRADOR 2.....	142
4.4.1	Caracterização.....	143
4.4.2	Ensaio Triaxiais.....	145
4.4.3	Ensaio de cone de laboratório.....	150
4.4.4	Ensaio de palheta de laboratório.....	151
4.4.5	Tixotropia.....	153
4.5.	TUBO AMOSTRADOR 1.....	154
4.5.1	Caracterização.....	154
4.5.2	Ensaio triaxiais.....	155
4.5.3	Ensaio de cone de laboratório.....	155
4.5.4	Ensaio de palheta de laboratório.....	156
4.6.	ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA EM AMOSTRAS RECONSTITUÍDAS.....	158
5.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	161
5.1.	COMPRESSIBILIDADE.....	161
5.2.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	163
5.3.	MEDIDAS DE SENSIBILIDADE.....	167
5.4.	TIXOTROPIA.....	169
5.5.	AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS.....	170
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA AS FUTURAS PESQUISAS.....	172
6.1.	CONCLUSÕES.....	172
6.2.	SUGESTÕES.....	174
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	176

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Comportamento tixotrópico das argilas sensíveis, diferenciando materiais puramente e parcialmente tixotrópicos .....	29
Figura 2: Sensibilidade como função do índice de liquidez para uma argila marinha norueguesa .....	31
Figura 3: Perda de resistência ao cisalhamento de uma argila extremamente sensível após remoldagem).....	32
Figura 4: Arranjo de partículas argilosas em agregados em dois diferentes ambientes de deposição .....	33
Figura 5: Efeito da lixiviação (por remoção de sal) em uma argila marinha na condição indeformada.....	35
Figura 6: Mudanças nas propriedades de uma argila marinha normalmente adensada sujeita à lixiviação pelo fluxo de água doce .....	36
Figura 7: Amostradores de tubo aberto: (a) amostrador de parede grossa, (b) amostrador composto e (c) amostrador de parede fina .....	42
Figura 8: Funcionamento do amostrador de pistão estacionário a, b, c (adaptado de HVORSLEV, 1949) e amostrador de pistão estacionário com a cabeça cônica .....	45
Figura 9: Os três elementos principais do amostrador Laval.....	48
Figura 10: Processo de operação do amostrador Laval .....	49
Figura 11: Amostrador Sherbrooke (a) figura esquemática e (b) operação do amostrador.....	51
Figura 12: Deslocamentos no solo adjacente ao amostrador causados: (a) pela técnica do pré-furo e (b) pelo deslocamento contínuo do amostrador.....	53
Figura 13: Efeitos da perturbação na resistência ao cisalhamento não-drenada para amostradores tubulares (de diversos diâmetros) e blocos .....	55
Figura 14: Relação de dimensões dos amostradores de tubo com e sem folga interna .....	56
Figura 15: Formato da extremidade inferior biselada do tubo amostrador .....	58
Figura 16: Ensaios de compressão simples no depósito de Ariake.....	62
Figura 17: Redistribuição de tensões na amostragem perfeita.....	64
Figura 18: Possível trajetória de tensões efetivas durante a amostragem para a argila de Sarapuí.....	65

Figura 19: Trajetórias de tensão para (a) amostras indeformadas, (b) amostras reconsolidadas e (c) amostragem de tubo idealizada para ensaio de trajetória de deformação .....	68
Figura 19: Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argilas ....	71
Figura 21: Trajetórias de tensões efetivas em argilas NA, (a) não drenadas e (b) drenadas .....	73
Figura 22: Família de trajetórias de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço $p':u:q$ .....	75
Figura 23: Superfície de Roscoe .....	75
Figura 24: Superfícies de Roscoe e Hvorslev (a) no plano $q/p'e:p'/p'e$ e (b) no plano $p':u:q$ .....	76
Figura 25: Elastic wall com sua correspondente superfície de plastificação .....	77
Figura 26: Famílias de curva de plastificação.....	77
Figura 27: Incremento de deformação plástica, com lei de fluxo associada.....	78
Figura 28: Comportamento esquemático de um solo ideal e de um solo estruturado .....	79
Figura 29: Superfícies de plastificação de materiais estruturados (a) argilas com estrutura anisotrópica e (b) rochas brandas e solos residuais.....	80
Figura 30: Localização da área de estudo e amostragem, no lado direito da rodovia BR 101, no km 38+200 .....	82
Figura 31: Mapa Geotécnico Reduzido das regiões adjacentes à rodovia BR 101 .	84
Figura 32: Localização do perfil estratigráfico do subsolo do rio Três Forquilhas ...	85
Figura 33: Perfil estratigráfico do subsolo do rio Três Forquilhas executado conforme .....	86
Figura 34: Visão esquemática do subsolo do terreno junto à rodovia BR-101, com indicação dos mecanismos que podem ter originado a estrutura metastável do depósito .....	87
Figura 35: Tubos em latão do novo amostrador desenvolvido para esta dissertação .....	88
Figura 36: Peças do novo amostrador desenvolvido para esta dissertação.....	90
Figura 37: Caixa com fundo flutuante revestida com material isolante térmico (a) fechada e (b) aberta com tubos amostradores transportados na posição vertical ..	91
Figura 38: Vista geral da prensa triaxial utilizada para os ensaios triaxiais.....	95
Figura 39: Corte do tubo amostrador (a) transversal e (b) logitudinal .....	98

Figura 40: Tubo bipartido (a) vista de topo e (b) vista de perfil.....	98
Figura 41: Extrusão do solo (a) extrator de solos e (b) amostra extrudada.....	99
Figura 42: Preparação dos corpos de prova indeformados (a) torno para conformação diametral (b) “berço” para conformação longitudinal.....	100
Figura 43: Equipamentos utilizados para a moldagem das amostras amolgadas.	101
Figura 44: Influência da correção de área sobre a tensão cisalhante para ensaios de compressão a volume constante .....	104
Figura 45: Relação entre variação de volume e a raiz do tempo.....	105
Figura 46: Vista geral do equipamento de cone de laboratório utilizado nesta dissertação.....	107
Figura 47: Configuração da amostra para ensaios de cone e vane de laboratório, medidas em centímetros.....	109
Figura 48: Posicionamento dos ensaios de cone de laboratório na amostra (medidas em centímetros) .....	110
Figura 49: Fator de correção da resistência ao cisalhamento não drenada para projeto de aterros sobre argilas moles, segundo a relação média de AZZOUZ <i>et al.</i> 1983 .....	112
Figura 50: Vista geral do equipamento para ensaio de palheta de laboratório motorizado .....	114
Figura 51: Vista geral das prensas de adensamento utilizadas.....	118
Figura 52: Carta de Plasticidade.....	121
Figura 53: Perfil estratigráfico do subsolo para cada furo realizado na campanha de amostragem .....	123
Figura 54: Disposição dos ensaios realizados no tubo 3.....	127
Figura 55: Aspecto do solo do tubo 3, de cor cinza clara .....	127
Figura 56: Distribuição granulométrica do solo do tubo 3.....	128
Figura 57: Disposição dos ensaios de laboratório realizados no tubo amostrador 5 .....	131
Figura 58: Distribuição granulométrica do solo do tubo amostrador 5.....	132
Figura 59: Amostra para ensaio triaxial retirada do tubo amostrador 5 no torno manual, mostrando o plano de fraqueza e o “embarrigamento” .....	133
Figura 60: Recuperação tixotrópica do solo do tubo 5.....	135
Figura 61: Disposição dos ensaios realizados no tubo 4.....	136

Figura 62: Aspecto do solo do tubo 4, cor cinza clara, pontos brancos evidenciando a presença de conchas .....	137
Figura 63: Distribuição granulométrica do solo do tubo 4 .....	137
Figura 64: Corpos de prova indeformados do tubo 4 (a) corte 1, (b) corte 2, (3) extrudado 1 e (4) extrudado 2 .....	139
Figura 65: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais UU e CIU nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2 .....	140
Figura 66: Gráficos de deformação axial <i>versus</i> tensão cisalhante para os ensaios triaxiais UU e CIU nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2 .....	140
Figura 67: Gráficos de deformação axial <i>versus</i> poro-pressão para os ensaios triaxiais UU e CIU realizados nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2 .....	141
Figura 68: Disposição dos ensaios realizados no tubo 2 .....	143
Figura 69: Aspecto do trecho argiloso do tubo 2, de cor cinza escura com mancha clara identificando uma lente arenosa .....	144
Figura 70: Distribuição granulométrica do solo argiloso do tubo 2 .....	144
Figura 71: Distribuição granulométrica do solo arenoso do tubo 2 .....	145
Figura 72: Corpos de prova indeformados do tubo 2 (a) extrudada 1, (b) extrudada 2 e do tubo 1 (c) extrudada 1 .....	147
Figura 73: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais UU e CIU no solo argiloso dos tubos 2 e 1 .....	147
Figura 74: Gráfico de $\epsilon_a \times t$ para os ensaios triaxiais UU e CIU no solo argiloso dos tubos 2 e 1 .....	148
Figura 75: Gráficos de $\epsilon_a \times u$ para os ensaios triaxiais UU e CIU dos tubos 2 e 1 .....	148
Figura 76: Recuperação tixotrópica do solo do tubo 2, trecho argiloso .....	153
Figura 77: Croquis dos cortes e utilização da amostra do tubo 1 .....	154
Figura 78: Distribuição granulométrica do solo argiloso do tubo 1 .....	155
Figura 79: Curva de compressibilidade para o solo argiloso reconstituído com $w_i = 1,25 \cdot LL$ .....	159
Figura 80: Curva de compressibilidade para o solo arenoso reconstituído com $w_i = 1,25 LL$ .....	160
Figura 81: NCL, linha de expansão e resultados obtidos após o adensamento de ensaios triaxiais CIU, para (a) solos argilosos e (b) solos arenosos .....	162
Figura 82: Comparação entre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada no furo 1, determinadas pelos diferentes ensaios utilizados nas condições (a) indeformada e (b) amolgada .....	165

Figura 83: Comparação entre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada, nas condições indeformada e amolgada, no furo 1 .....	166
Figura 84: Comparação entre as medidas de sensibilidade ( $S_t$ ) do solo do furo 1 obtidas pelos diferentes métodos de ensaio.....	167
Figura 85: Sensibilidade <i>versus</i> índice de liquidez do solo argiloso coletado pelos tubos 1 e 2 (linha proposta por Mitchell, 1976).....	168
Figura 86: Recuperação de resistência ao cisalhamento não drenada com o tempo (tixotropia) para o material arenoso do tubo 5 e o material argiloso do tubo 2.....	169

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação da sensibilidade de SKEMPTON e NORTHEY 1952 .....	26
Tabela 2: Classificação da sensibilidade de ROSENQVIST (1953) .....	26
Tabela 3: Valores típicos de sensibilidade de argilas em várias regiões do mundo	27
Tabela 4: Síntese da causa da sensibilidade em solos fino-granulares .....	38
Tabela 5: Melhorias oferecidas pelo amostrador Laval .....	50
Tabela 6: Estágios e significado de cada ponto da possível trajetória de tensões efetivas de uma amostragem real.....	66
Tabela 7: Caracterização das unidades geológicas do Mapa Geotécnico Reduzido .....	83
Tabela 8: Ensaios de laboratório realizados em cada tubo amostrador e ordem de ensaios adotada.....	124
Tabela 9: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidas pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 3 .....	129
Tabela 10: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidas pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo amostrador 3.....	130
Tabela 11: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo amostrador 5 .....	133
Tabela 12: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo amostrador 5.....	134
Tabela 13: Organização, nomenclatura e características iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais dos tubos 4 e 2.....	138
Tabela 14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais realizados nos tubos 4 e 2 .....	142
Tabela 15: Organização, nomenclatura e características iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais dos tubos 2 e 1 .....	146
Tabela 16: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais realizados no tubo 2 e 1.....	150
Tabela 17: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 2 (com correção de Azzouz no solo argiloso).....	151
Tabela 18: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo 2 (com a correção de Azzouz no solo argiloso).....	152

Tabela 19: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 1 (com correção de Azzouz) .....	156
Tabela 20: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo 1 (com correção de Azzouz) .....	157
Tabela 21: Dados das amostras dos ensaios de compressão confinada.....	158
Tabela 22: Resultados obtidos no ensaio de compressão confinada no solo argiloso e arenoso .....	160
Tabela 23: Parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos para os solos argilosos e arenosos .....	163

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

JGS	<i>The Japanese Geotechnical Society</i>
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i>
SHANSEP	<i>Stress History and Normalized Soil Engineering Properties</i>
NCL	<i>Normal Compression Line</i>
CSL	<i>Critical State Line</i>
TEC	Teoria do Estado Crítico
NA	Normalmente Adensada
PA	Pré-Adensada
St	Sensibilidade
Su	Resistência ao cisalhamento não drenada indeformada
Su <sub>r</sub>	Resistência ao cisalhamento não drenada amolgada
IL	Índice de liquidez
A <sub>t</sub>	Atividade da argila
Ø	Diâmetro
B	Diâmetro do tubo amostrador
D <sub>1</sub>	Diâmetro interno da extremidade biselada de corte do tubo amostrador
D <sub>2</sub>	Máximo diâmetro externo do tubo amostrador
D <sub>3</sub>	Diâmetro interno do tubo amostrador
C <sub>i</sub>	Folga interna do amostrador
C <sub>a</sub>	Índice de área do amostrador
α	Ângulo do bisel do tubo amostrador
β	Ângulo do bico ou chanfro adicional do tubo amostrador
e, t	Espessura da parede do tubo amostrador
L	Comprimento do tubo amostrador
Ø'	Ângulo de atrito em termos de tensão efetiva

$\sigma'_{oct}$	Tensão efetiva média
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_h$	Tensão efetiva horizontal
$K_0$	Coefficiente de empuxo ao repouso
$\sigma_{oct}$	Tensão total média (tensão Octaédrica)
$\sigma'_r$	Tensão residual após a amostragem
$\sigma'_{ps}$	Tensão residual após a amostragem perfeita
$\sigma'_{v0}$	Tensão vertical efetiva de campo
$\sigma'_{h0}$	Tensão horizontal efetiva de campo
$\sigma'_{vc}$	Tensão de consolidação no ensaio triaxial
$\sigma'_{vm}$	Tensão de pré-adensamento
$v$	Volume específico
$\lambda$	Inclinação da <i>Normal Compression Line</i>
$p'$	Tensão efetiva média
$p'_e$	Tensão efetiva equivalente
$N$	Volume específico na <i>Normal Compression Line</i> ( $p'=1$ )
$v_{\kappa}$	Volume específico na <i>swelling line</i> ( $p'=1$ )
$N_0$	Volume específico para ensaios edométricos ( $p'=1$ )
$K$	Inclinação da <i>swelling line</i>
$M$	Inclinação da <i>Critical State Line</i>
$\Gamma$	Volume específico na <i>Critical State Line</i> ( $p'=1$ )

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL

Na Engenharia Civil, a questão central para o desenvolvimento de projetos é conhecer as propriedades do material. Em especial, na Geotecnia, a determinação dessas propriedades é muito complicada, quer seja pela dificuldade na obtenção de dados experimentais, quer seja pela sua variabilidade natural. Os solos moles podem ser considerados entre os mais complexos, visto que é necessário conhecer não só sua resistência ao cisalhamento não drenada, mas, também, seus parâmetros de compressibilidade e condutividade hidráulica e seu comportamento nas condições indeformada e amolgada, a partir de amostras indeformadas de alta qualidade, que para este tipo de solo são difíceis de obter. Para tanto, é preciso promover campanhas de ensaios de laboratório aliadas às investigações de campo, a fim de fornecer os parâmetros relevantes a um projeto de engenharia.

A medição da resistência ao cisalhamento não drenada deste tipo de material deve ser feita para duas situações: na condição indeformada e na condição amolgada. A razão entre a primeira e a segunda resistência fornece o parâmetro conhecido como *sensibilidade* da argila. Os valores de sensibilidade das argilas brasileiras se encontram normalmente enquadrados em um intervalo que varia de sensíveis a baixa sensibilidade (segundo a classificação proposta por SKEMPTON (1952)).

O depósito sedimentar objeto de estudo nesta dissertação apresenta uma peculiaridade. A sensibilidade medida anteriormente neste depósito chegou, em alguns pontos, a se aproximar de 20. Este valor é elevado e estranho à realidade do Brasil até hoje referenciada na literatura. No entanto, como será visto no decorrer desta dissertação, no depósito em questão existem camadas argilosas e arenosas e a maior sensibilidade (~20) foi encontrada no material arenoso.

O tema central desta dissertação refere-se à caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar, adjacente ao traçado da rodovia BR 101/RS (no município de Três Forquilhas, próximo a Lagoa Itapeva), que, no momento, se encontra em fase de construção.

Os ensaios de campo mais importantes para o estudo da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas moles são: o ensaio de palheta (*vane test*), pois permite identificar a sensibilidade de uma argila e de piezocone (CPTU).

Os ensaios geotécnicos de laboratório são utilizados para, além da medição da resistência ao cisalhamento não drenada e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos, fornecer parâmetros extras (caracterização, compressibilidade, condutividade hidráulica e outros) e corroborar os estudos de campo. Para tanto, os ensaios de laboratório necessitam de amostras indeformadas de alta qualidade (não perturbadas), que superficialmente podem ser obtidas através da escavação e extração de blocos de solo ou, a maiores profundidades, devem ser retiradas com amostradores de parede fina.

Na literatura, os amostradores que permitem obter as melhores amostras indeformadas (e, algumas vezes, de qualidade igual ou superior aos blocos obtidos em escavações) são: Laval, Sherbrooke e Japonês. O amostrador Japonês foi adotado nesta dissertação, com modificações. A principal modificação diz respeito ao método de remoção do solo de dentro do tubo amostrador. Normalmente a amostra é extrudada ao longo de todo o comprimento do tubo (isso pode perturbar sua estrutura, fenômeno denominado de *amolçamento*); o que se propõe aqui é cortar o tubo em fatias para reduzir o amolçamento. Para facilitar esta tarefa foi utilizado, nesta dissertação, um tubo amostrador em latão substituindo o aço inoxidável utilizado no equipamento original japonês e, como será visto, essa substituição não compromete a qualidade da amostra por danos sofridos no tubo durante a cravação.

## 1.2. OBJETIVOS

Neste contexto, a pesquisa relatada nessa dissertação objetivou:

- desenvolver um equipamento específico para amostragem de depósitos moles, consistindo de uma modificação do amostrador japonês, pela substituição do tubo amostrador de aço inoxidável por um tubo

amostrador de latão (o que não seria possível em um amostrador para solos mais competentes visto a menor resistência deste metal);

- caracterizar as propriedades do depósito de solo mole próximo ao município de Três Forquilhas/RS, no que diz respeito, principalmente, à sua sensibilidade;
- comparar a qualidade das amostras de solos obtidas, quando extraídas pela extrusão e pela técnica de corte longitudinal do tubo amostrador em fatias.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação encontra-se dividida em 5 Capítulos:

- Capítulo 1, é feita uma menção geral ao tema da dissertação, onde são salientados os objetivos, a justificativa e a relevância deste tema;
- Capítulo 2, é apresentado um estado atual da arte relativo à amostragem indeformada de solos moles e toda a fundamentação teórica na qual os trabalhos desenvolvidos se apoiaram;
- Capítulo 3, descrevem-se as características da região de amostragem, apresentação do novo amostrador desenvolvido para essa dissertação, campanha de amostragem realizada além dos procedimentos/planejamento dos ensaios do programa experimental;
- Capítulo 4, é dedicado à apresentação dos resultados de todos os ensaios realizados;
- Capítulo 5, são discutidos e comparados os resultados experimentais;
- Capítulo 6, apresenta as conclusões desta dissertação e as sugestões para os trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas. Um documento complementar é apresentado em um volume separado, onde constam os procedimentos de amostragem, o manual de utilização do novo amostrador desenvolvido nesta dissertação, além do projeto deste equipamento.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. ARGILAS SENSÍVEIS

Neste capítulo são discutidas as questões relevantes ao conhecimento da perda de resistência ao cisalhamento não drenada sofrida pelas argilas sensíveis na condição amolgada, no que diz respeito, inicialmente, à definição desta propriedade e às diferentes classificações da mesma e, numa segunda etapa, à origem e às propriedades das argilas sensíveis.

#### 2.1.1 Caracterização geral da sensibilidade

Via de regra, nas engenharias, é necessário conhecer a máxima resistência que um determinado material pode oferecer, a fim de balizar os parâmetros de um projeto. Contudo, na engenharia geotécnica, além da máxima resistência ao cisalhamento não drenada (denominada de resistência de pico) que o solo argiloso indeformado oferece antes de sua desestruturação, é indispensável a observação do comportamento do mesmo solo quando amolgado (resistência amolgada). SKEMPTON e NORTHEY (1952) e MITCHELL (1976) comentam que, exceto em alguns casos, solos naturais perdem parte de sua resistência ao cisalhamento quando amolgados e são tanto mais sensíveis quanto maior for a queda de resistência após a desestruturação.

Sendo assim, é possível definir matematicamente a sensibilidade como o quociente entre a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada e a resistência amolgada segundo a equação 1.

$$St = \frac{Su}{Su_r} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$S_t$  é a sensibilidade;

$S_u$  é a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada;

$S_{u_r}$  é a resistência ao cisalhamento não drenada amolgada.

Para classificação de uma argila quanto à sua sensibilidade, existem na literatura dois critérios clássicos apresentados: o primeiro critério foi proposto por SKEMPTON e NORTHEY (1952) e o segundo, por ROSENQVIST (1953), citado também por MITCHELL (1976). Estes critérios são mostrados nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1: Classificação da sensibilidade (adaptado de SKEMPTON e NORTHEY 1952)

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	argila de média sensibilidade
4 a 8	argila sensível
maior que 8	argila extrasensível
maior que 16	quick-clays

Tabela 2: Classificação da sensibilidade de ROSENQVIST (1953) (adaptado de MITCHELL 1976)

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas levemente sensível
2 a 4	argila de medianamente sensível
4 a 8	argila muito sensível
8 a 16	levemente quick clay
16 a 32	medianamente quick clay
32 a 64	muito quick clay
maior que 64	extra quick clay

Nesta dissertação os dados obtidos experimentalmente serão tratados segundo a classificação de proposta por SKEMPTON e NORTHEY (1952).

Na literatura internacional encontram-se relacionados diversos valores de sensibilidade de argilas. Alguns valores podem ultrapassar 1000, contudo os valores mais freqüentes de algumas regiões do mundo estão sintetizados na tabela 3.

Tabela 3: Valores típicos de sensibilidade de argilas em várias regiões do mundo

Região	Sensibilidade	Referência
St. Thuribe, Quebec, Canadá	150,0	Adaptado de SKEMPTON e NORTHEY (1952)
Horten, Noruega	17,0	
Beauharnois, Canadá	14,0	
Gosport	2,2	
Shellhaven, Grã Bretanha	7,6	
Cidade do México	5,3	
New Haven, Connecticut, EUA	10,0	
Hogdal, Suécia	9,7	
Vasby II, Suécia	9,0	
Vasby I, Suécia	5,6	
Bromma, Suécia	8,0	
Angso, Suécia	8,0	
Torslanda, Suécia	6,0	
Gosport-mud, Grã Bretanha	4,4	
Gosport-deep, Grã Bretenha	2,4	
Grangemouth, Grã Bretanha	4,3	
Tilbury, Grã Bretanha	3,2	
Londres, Grã Bretanha	1,0	
Detroit, EUA	2,3	HIGHT et. al. 1992
Bothkennar, Inglaterra	6 a 13	
Quebec, Canada	22,0	LEROUEIL et. al.2002
Boston blue	6,8	Adaptado de MITCHELL (1976)
Boston blue	5,8	
Fore River, Maine	4,5	
Goose Bay, Labrador	2,0	
Chigago, EUA	3,4	
Beauharnois, Quebec	5,5	
St. Lawrence	5,4	RIBEIRO (1992)
Sergipe, SE	3 a 6	
Santos, SP	4 a 5	MASSAD (1986)
Sapuruí, RJ	2 a 4	SAYÃO (1980)
Juturnaíba, RJ (aterro experimental)	1 a 19	COUTINHO (2000)
Juturnaíba, RJ (Barragem-Part II, V e III-2)	4 a 8	
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,4	Adaptado de ORTIGÃO (2007) e SCHNAID (2000)
Santa Cruz, RJ (offshore)	1 a 5	
Sepetiba, RJ	4,0	
Rio de Janeiro, RJ	2 a 8	
Cubatão, SP	4 a 8	
Aracajú, SE	2 a 8	
Florianópolis, SC	1 a 7	
Porto Alegre, RS	2 a 7	SOARES (1997)

## 2.1.2 Origem e formação de uma argila

Os solos argilosos podem ser divididos, de uma maneira ampla, em dois grandes grupos: argilas residuais e argilas sedimentares. O primeiro grupo é constituído por um solo proveniente da decomposição *in situ* da rocha de origem, que preserva parte de suas características. No segundo grupo, a argila derivada do intemperismo do elemento rochoso é transportada para outro local pela ação das águas (depósitos sedimentares, objeto de estudo desta dissertação) e da gravidade (solos coluvionares, por exemplo). Outros solos (areias) podem ter agente transportador os ventos (depósitos eólicos, característica das dunas). Os solos transportados pelas águas, também conhecidos como solos aluvionares, podem ser depositados em diferentes tipos de ambientes (lacustre, fluvial, marinho e estuário) sendo seu comportamento regido por essa condição de sedimentação. A interferência deste e outros fatores serão discutidos nos tópicos que se seguem dentro deste capítulo.

## 2.1.3 Fatores governantes da sensibilidade

Na primeira metade do século passado já havia iniciado um esforço de pesquisas de diversos autores sobre o tema sensibilidade. Ao longo desta história foram identificadas questões que são cruciais para o assunto e que serão abordadas neste tópico.

### 2.1.3.1 Mineralogia das argilas sensíveis

Já nos estudos iniciais desenvolvidos na década de 40 do século XX, revisados por SKEMPTON e NORTHEY (1952) com base nos estudo de outros autores, era evidente a independência entre mineralogia e sensibilidade. Os autores compararam, por exemplo, dois depósitos argilosos diferentes (Detroit I e Beauharnois) que possuem a mesma mineralogia (em ordem de predominância: mica, illita, calcita, quartzo e montmorilonita), porém sensibilidades completamente diferentes. No primeiro depósito, a sensibilidade medida foi de 2,5; já no segundo depósito, foi de 14.

Esta ausência de relação foi também comentada por MITCHELL (1976) e TALME *et al.* (1966), *apud* SIG-R65 (2004), onde os pesquisadores concluíram que as *quick clays* e as argilas de baixa sensibilidade não diferem entre si pela mineralogia. Contudo, este item será abordado mais uma vez em um tópico mais adiante.

### 2.1.3.2 Distribuição granulométrica das argilas sensíveis

SKEMPTON e NORTHEY (1952), MITCHELL (1976) e TALME *et al.* (1966), *apud* SIG-R65 (2004), afirmam que, semelhante à mineralogia, a distribuição granulométrica não influencia a sensibilidade. Apesar disto, segundo MITCHELL (1976), partículas de tamanho reduzido e forma lamelar (argilominerais) são importantes nesse fenômeno.

### 2.1.3.3 Tixotropia das argilas sensíveis

A tixotropia foi definida por SKEMPTON e NORTHEY (1952) como sendo a propriedade que uma determinada argila possui de recuperar toda ou parte de sua resistência ao cisalhamento após sofrer desestruturação em certo período de tempo (ver figura 1). Os autores ainda comentam que é um processo reversível, contudo algumas características como composição química e concentração eletrolítica da água não devem ser alteradas permanentemente. MITCHELL (1976) ainda completa que a tixotropia pode ocorrer em condições de volume constante.

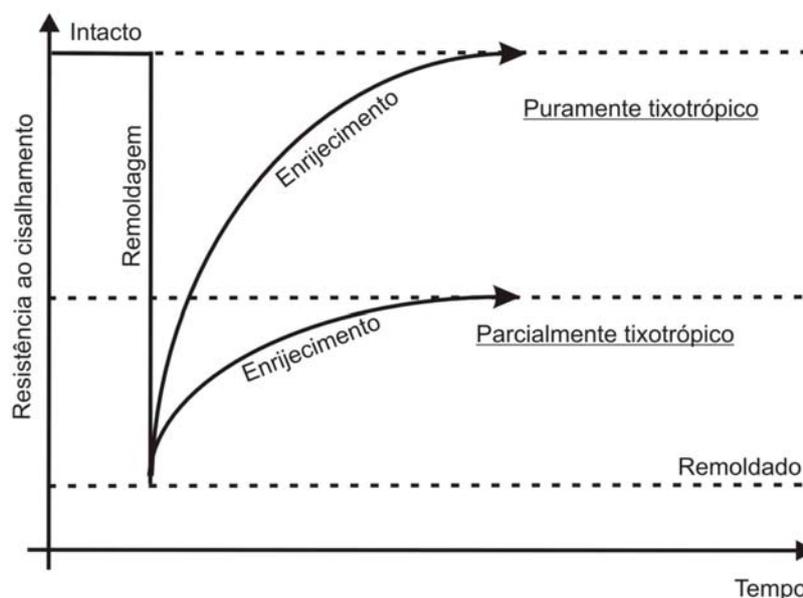


Figura 1: Comportamento tixotrópico das argilas sensíveis, diferenciando materiais puramente e parcialmente tixotrópicos (adaptado de SKEMPTON e NORTHEY 1952)

MITCHELL (1976) faz uma sinopse de seu estudo anterior, apresentado em 1960, sobre o enrijecimento tixotrópico. O autor discute a questão sobre a seguinte ótica: a estrutura que o solo possui, em dado momento, ajusta-se à sedimentação,

remoldagem e compactação sofrida. Quando essas ações cessam, a estrutura eventualmente deixa de estar em equilíbrio. Se a relação de atração e repulsão entre as partículas de argilominerais for favorável à atração, possivelmente ocorrerá a floculação destas e uma mudança na estrutura água-cátion para uma condição de menor energia (mais favorável).

A dependência da tixotropia com o tempo é explicada pela resistência viscosa imposta ao movimento das partículas e íons, segundo MITCHELL (1976). SKEMPTON e NORTHEY (1952) observaram que a recuperação tixotrópica da argila será menor quanto menor for o teor de umidade da argila em relação ao seu limite de liquidez, podendo cessar para valores de teor de umidade próximos ao limite de plasticidade. Para o estudo da sensibilidade é importante conhecer o teor de umidade de um solo, porém não de forma isolada e sim por meio de sua relação com os limites de Atterberg, segundo SKEMPTON e NORTHEY (1952). Os autores sugerem que a comparação com os índices de plasticidade seja feita através da equação 2 proposta por TERZAGHI (1936).

$$IL = \frac{w - LP}{\underbrace{LL - LP}_{IP}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

<i>IL</i>	Índice de liquidez;
<i>w</i>	Teor de umidade do solo;
<i>LP</i>	Limite de plasticidade;
<i>LL</i>	Limite de liquidez;
<i>IP</i>	Índice de plasticidade.

Quando  $w = LL$ , o índice de liquidez será igual a um; quando  $w = LP$ , o índice de liquidez será igual a zero. MITCHELL (1976) sintetiza os limites de Atterberg em relação às argilas sensíveis da seguinte forma: as argilas sensíveis apresentam  $w > LL$  (em outras palavras  $IL > 1$ , figura 2). Nas *quick clays*, tem-se normalmente  $LL < 40\%$  e excepcionalmente  $LL > 50\%$ . Um exemplo é a argila sensível de Quebec ( $St = 22$ ), caracterizada por LEROUÉIL *et al.* (2002). Para esta argila, LL variou de 62 a 72% com o índice de liquidez condizente, isto é, pouco maior que 1.

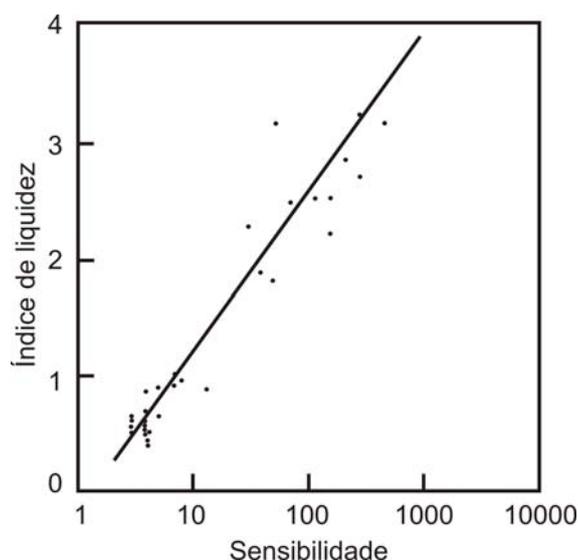


Figura 2: Sensibilidade como função do índice de liquidez para uma argila marinha norueguesa (adaptado de MITCHELL 1976)

Outro índice importante, também mostrado por MITCHELL (1976), é a atividade da argila, citando SKEMPTON (1953). A atividade ( $A_t$ ) é definida como a razão entre o índice de plasticidade (IP) e a fração argilosa do solo (porcentagem de partículas com dimensões inferiores a  $2 \mu\text{m}$ ), segundo a equação 3. A atividade e a sensibilidade são inversamente relacionadas. As *quick clays* podem apresentar valores de  $A_t = 0,15$ , sendo que, para depósitos marinhos inorgânicos, esse valor se situa na faixa de  $0,5 < A_t < 1,0$ . Um depósito marinho de Quebec apresentou  $A_t = 0,56$ , segundo LEROUÉIL *et al.* (2002), condizente com a sensibilidade do local ( $St = 22$ ). Isto é semelhante ao que foi verificado no campo experimental de Bothkennar, no Reino Unido, onde a atividade verificada foi de 1,34, consistente com a sensibilidade média de 5, segundo NASH *et al.* (1992). Por essas razões fica evidente que argilominerais expansivos, como as esmectitas, que possuem alta atividade, não são fatores determinantes das *quick clays*, conforme SIG-R65 (2004) e LEROUÉIL *et al.* (2002).

$$A_t = \frac{IP}{\text{fração argila}} \quad (\text{Equação 3})$$

Retornando à discussão sobre a tixotropia, quando um solo não recupera toda a resistência ao cisalhamento anterior ao amolgamento, afirma-se que este possui comportamento parcialmente tixotrópico, (ver figura 1). Este comportamento é típico da maioria dos depósitos argilosos, sendo que, em alguns casos, apenas uma pequena parcela de resistência é recuperada (SKEMPTON e NORTHEY, 1952). Por

essa razão, estes pesquisadores afirmam que a tixotropia não é capaz de explicar sozinha a sensibilidade. Eles realizaram experimentos nos quais 3 argilominerais diferentes foram ensaiados para medir o aumento de resistência tixotrópico, na condição  $w = LL$ . Os argilominerais ensaiados foram a caolinita, illita e bentonita (nome popular dado ao subgrupo das montmorilonitas pertencentes ao grupo das esmectitas). O primeiro solo não apresentou tixotropia, o segundo um aumento de resistência moderado e o último um rápido e pronunciado aumento de resistência tixotrópico. Em síntese, solos que apresentam até sensibilidade média podem ser explicados por este fenômeno; por outro lado sensibilidades maiores não o são.

#### 2.1.3.4 Estrutura metaestável das argilas sensíveis

As argilas podem ser solos transportados por ação das águas e depositados em um ambiente de água doce (lacustre ou fluvial) ou salgada (marinho ou estuário). Qualquer que seja o local de deposição a argila poderá desenvolver sensibilidade, conforme MITCHELL (1976). Contudo, como será visto neste item, as maiores sensibilidades (ver figura 3) estão associadas à formação de argilas em ambientes salgados (normalmente depósitos glaciais) que datam da última era glacial do planeta.

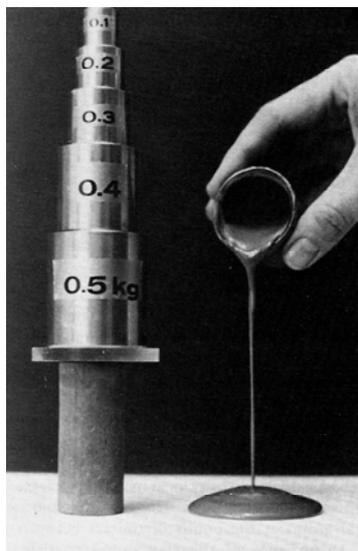


Figura 3: Perda de resistência ao cisalhamento de uma argila extremamente sensível após remoldagem (adaptado de MITCHELL 1976)

Durante a sedimentação ocorre a floculação das partículas de solo, formando os chamados agregados. MITCHELL (1976) comenta que, nos depósitos de água doce, os agregados são pequenos, porosos e separados por pequenos vazios; já em

ambiente salino esses agregados são grandes, densos e possuem grandes vazios entre eles como se vê na figura 4. Nesta figura fica evidente a diferença na organização das partículas dentro dos agregados. Segundo PINTO (2006) e MITCHELL (1976), a estrutura flokulada (partículas interligadas através da ponta e face) é mais relacionada a ambientes marinhos que de água doce (esta última normalmente está associada a solos com estrutura dispersa, isto é, formada por partículas dispostas paralelamente). Segundo esses mesmos autores, ao se aplicar uma tensão de compressão suficientemente elevada, as conexões entre as partículas que formam os agregados quebram, dispondo-se paralelamente ao grupo de partículas e os agregados procuram uma posição mais favorável.

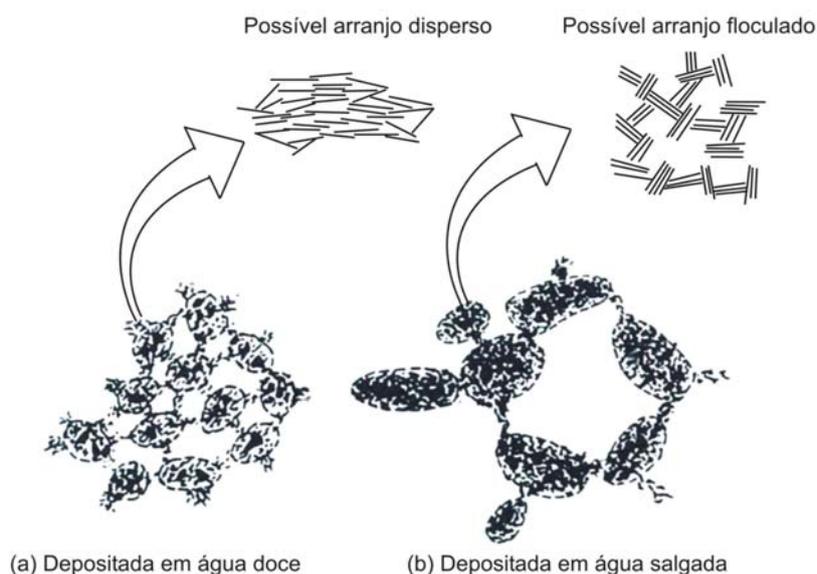


Figura 4: Arranjo de partículas argilosas em agregados em dois diferentes ambientes de deposição (adaptado de MITCHELL 1976 e PINTO 2006)

Segundo MITCHELL (1976), o quão aberta será uma estrutura é consequência de vários fatores como: dimensão das partículas, mineralogia, características químicas da água do ambiente de deposição (salinidade e relação de cátions monovalentes/divalentes) e a velocidade de deposição, que possibilita o surgimento de estruturas abertas mais estáveis quando essa velocidade é baixa devido ao lento aumento das tensões. Nas sensibilidades mais altas as estruturas abertas são maiores. Isso foi verificado na argila estruturada de Bothkennar, onde a deposição ocorreu em ambiente abrigado (por essa razão, calmo) e salgado (estuário) onde foi observada uma estrutura flokulada com elevado índice de vazios, segundo HIGHT *et al.* (1992).

O mecanismo de perda de resistência ao cisalhamento associado à remoldagem foi descrito por MITCHELL (1976), no que diz respeito à estrutura metaestável. A estrutura aberta permite que o solo resista a uma tensão efetiva maior que uma estrutura com disposição paralela de partículas. Na remoldagem, a estrutura se rompe (gerando um aumento de poro-pressão e uma redução de tensão efetiva, conseqüência da propensão à redução de volume) e a resistência ao cisalhamento inicial é reduzida. SKEMPTON e NORTHEY (1952) sintetizam a questão da seguinte maneira: via de regra a sensibilidade é associada a uma resistência ao cisalhamento amolgada muito reduzida (ver figura 3) sugerindo que *a priori* da remoldagem exista uma estrutura metaestável.

#### **2.1.3.5 Lixiviação, troca de íons e mudança na relação cátion monovalente/divalente e seus efeitos sobre as argilas**

Neste item serão tratadas algumas questões relativas às mudanças de estrutura pós-formação nos depósitos argilosos. SIG-R65 (2004), citando BRAND e BRENNER (1981), comentam que essas mudanças pós-formação estão normalmente relacionadas com a sensibilidade muito alta de algumas argilas, na maioria dos casos marinhas e geologicamente jovens (da última era glacial). Um exemplo é o depósito Onsoy na Noruega, estudado por LUNNE *et al.* (2002), formado há onze mil anos, que sofreu sublevação (elevação natural do nível do terreno), sendo seu estágio final de sedimentação lento e em ambiente de estuário.

A lixiviação é a remoção/passagem de substâncias do solo (sais, elementos solúveis em água, por exemplo) pela passagem de água, segundo FONTES e FONTES (1982). Na formação das *quick clays*, conforme SKEMPTON e NORTHEY (1952), várias causas podem ser atribuídas à formação de sua estrutura metaestável, sendo uma delas a redução da concentração de sal na água dos poros. Esses autores, citando TERZAGHI (1941) e GRIM e CUTHBERT (1945), e PINTO (2006) afirmam que a estrutura de uma argila, após a deposição e adensamento, é formada por contatos sólidos promovidos por um filme denominado de “água rígida” e envolta por uma camada mais espessa de “água adsorvida” (cuja espessura é conseqüência da salinidade), também conhecida como camada iônica dupla, com maior viscosidade e densidade que a água livre no interior dos poros, ver figura 5.

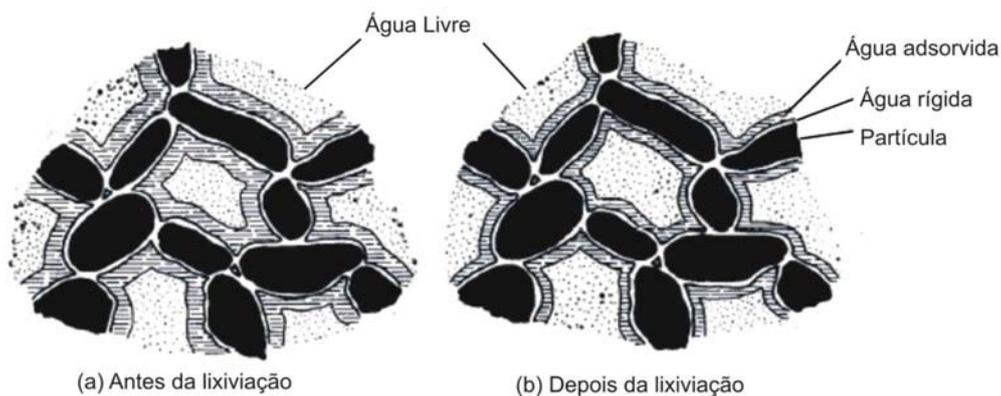


Figura 5: Efeito da lixiviação (por remoção de sal) em uma argila marinha na condição indeformada (SKEMPTON e NORTHEY 1952)

Quando ocorre a lixiviação há uma redução na espessura da camada iônica dupla aumentando a quantidade de “água livre” (figura 5 b). Os autores ainda comentam que, através deste mecanismo, o LL é reduzido (pela redução da camada de água adsorvida) e há conseqüente aumento do IL (pois o teor de umidade não foi alterado) produzindo uma argila de menor resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada (aumentando sua sensibilidade). MITCHELL (1976) completa afirmando que, além da resistência ao cisalhamento amolgada, a resistência indeformada também é reduzida devido à alteração das forças interpartículas (alteração no equilíbrio iônico). Isto pode contribuir também para o aumento da sensibilidade (ver figura 6) e para a formação das *quick clays*, segundo SIG-R65 (2004).

As forças interpartículas são governadas pelos cátions monovalentes e divalentes encontrados na água salgada (normalmente  $\text{Na}^{+1}$ ,  $\text{Mg}^{+2}$ ,  $\text{K}^{+1}$ ,  $\text{Ca}^{+2}$ ). Quanto maior for a relação cátions monovalente/divalentes (que pode ser catalisada pela lixiviação em função, segundo SIG-R65 (2004), dos sais monovalentes contidos na água que percola pelo depósito argiloso) maior será a espessura da camada iônica dupla e, por conseqüência, maior será a repulsão entre as partículas. Segundo MITCHELL (1976) e SIG-R65 (2004), a conseqüência disto sobre a remoldagem é que a flocculação será impedida, reduzindo a resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada, implicando em uma maior sensibilidade (variando de 10 até valores superiores a 1000).

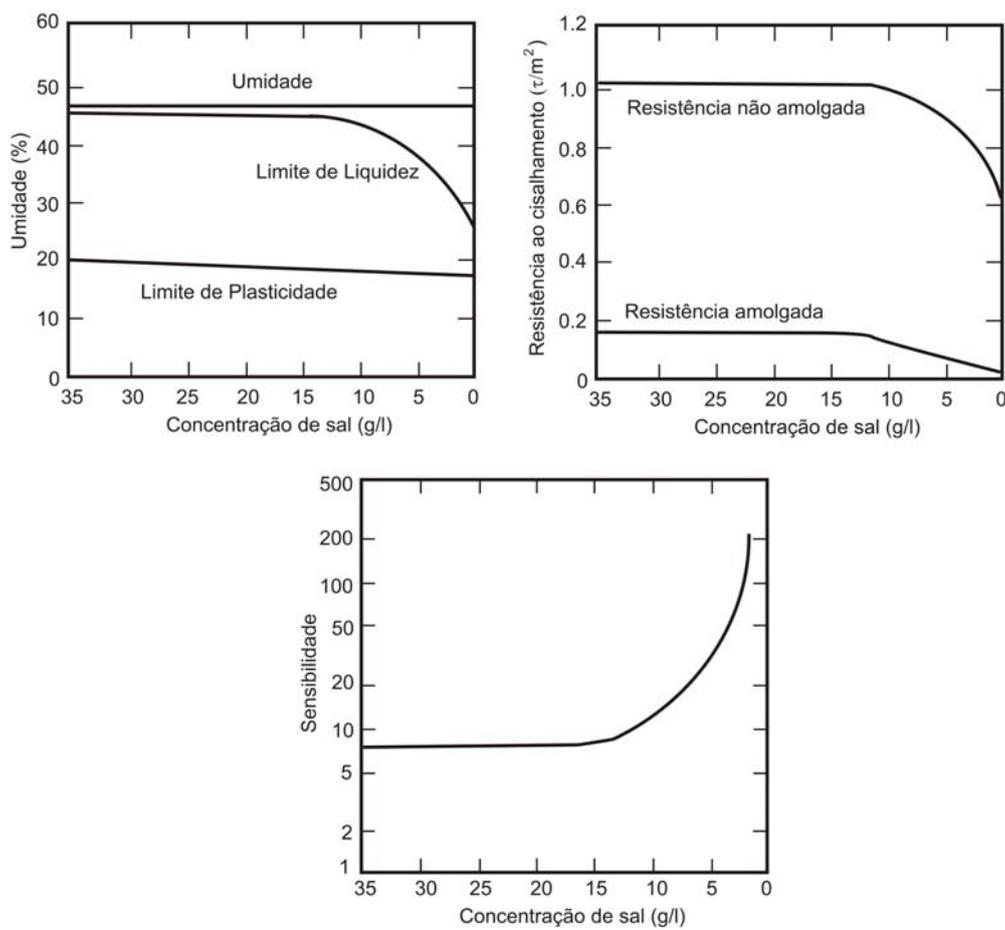


Figura 6: Mudanças nas propriedades de uma argila marinha normalmente adensada sujeita à lixiviação pelo fluxo de água doce (adaptado de MITCHELL 1976)

### 2.1.3.6 Efeito dos agentes dispersantes

Um importante fator, ressaltado por MITCHELL (1976) e SIG-R65 (2004), é a presença de matéria orgânica. No item anterior, discutiu-se a espessura da camada iônica dupla que é governada, entre outros fatores, pela relação de cátions monovalentes/divalentes. Em presença da matéria orgânica é possível que cátions divalentes ( $Mg^{+2}$ ,  $Ca^{+2}$ ) sejam complexados (combinados), aumentando a concentração de cátions monovalentes e, por conseqüência, aumentando a espessura da camada de água adsorvida e a repulsão das partículas. Além dos agentes dispersantes orgânicos, esse fenômeno também pode estar associado a dispersantes inorgânicos e não é exclusividade da deposição em ambiente salino. No campo experimental de Bothkennar, segundo HIGHT *et al.* (1992) e NASH *et al.* (1992), onde o depósito possui idade de 8500 a 6500 anos, foram medidos teores de matéria orgânica variando de 3% a 8%.

Em MITCHELL (1976), citando outros autores, é aludido o efeito da matéria orgânica durante a formação da estrutura de uma argila. Já na formação das argilas glaciais havia matéria orgânica nos oceanos que foi anexada aos agregados destas argilas, atuando hoje como corpos fofos e distintos.

#### 2.1.3.7 Efeito do pH sobre a sensibilidade

O pH do solo também é uma influência importante a ser considerada. Em SIG-R65 (2004), é apresentada uma sinopse das pesquisas realizadas por diversos autores a esse respeito. Em um destes estudos foi avaliada a interferência do pH sobre a sensibilidade quanto à pertinência da quantidade de íons de sódio e íons cálcio, magnésio e potássio, segundo a relação 4 (por conveniência denominada de equação).

$$\frac{Na}{K, Ca, Mg} \quad \text{(Equação 4)}$$

Foi verificado que, com o aumento do teor de sódio, aumentava também sensibilidade com o pH, sendo este aumento crítico quando a proporção, expressa pela equação 4, atinge valores próximos a 5,5 (valor freqüente). Isto mostra um elo entre pH, quantidade de íons sódio e sensibilidade. A chuva pode ser um mecanismo catalisador desse processo, pois possui CO<sub>2</sub> dissolvido que reduz o pH da água contida no solo, podendo atingir valores baixos capazes de atacar o feldspato, a mica e clorita, liberando assim os íons multivalentes que estavam presos na superfície desses minerais (repetindo-se o processo de expansão da camada de água adsorvida). MITCHELL (1976) complementa afirmando que, no outro extremo, com pH elevado, os íons de hidrogênio podem ser dissolvidos aumentando a carga negativa, o que também aumenta a espessura da camada iônica dupla e por conseqüência a sensibilidade.

A matéria orgânica igualmente desenvolve um importante papel neste efeito. Segundo MITCHELL (1976), os organismos mortos ou em estado de dormência contribuem para a formação dos ácidos.

#### 2.1.3.8 Ação da cimentação na sensibilidade

Agentes cimentantes (carbonatos, óxidos de ferro e matéria orgânica) geram ligações entre partículas, que rompidas fazem o solo perder resistência ao cisalhamento. Esses agentes são associados a valores de resistência ao cisalhamento

não drenada na condição indeformada muito altos, segundo MITCHELL (1976), comentando pesquisas de outros autores. O mesmo autor explica que, em ensaios edométricos realizados com argila natural cimentada, é medida uma tensão de pré-adensamento muito maior que a possível de ter existido no passado geológico dessa argila. A lixiviação desses agentes cimentantes reduz muito a resistência ao cisalhamento não drenada medida.

### 2.1.3.9 Efeito do intemperismo sobre a sensibilidade

Da mesma forma, MITCHELL (1976) apresenta uma síntese de muitas pesquisas anteriores a respeito deste tema. Segundo o mesmo autor, o ataque que o meio ambiente (intemperismo) faz sobre os minerais contidos nas argilas sensíveis modifica a proporção e tipo de íons tendo as conseqüências já mencionadas neste texto.

A formação de uma argila sensível não pode ser atribuída a um único fator. Na tabela 4 estão sintetizadas as causas e o seu relativo grau de sensibilidade.

Tabela 4: Síntese da causa da sensibilidade em solos fino-granulares (adaptado de MITCHELL 1976)

Mecanismos	Limite superior aproximado da sensibilidade(*)	Tipos de solos predominantemente afetados
Estrutura metaestável	Levemente quick clay (8-16)	Todos os solos
Cimentação	Extra quick clay (>64)	Solos contendo FeO <sub>3</sub> , Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> , CaCO <sub>3</sub> , livre de SiO <sub>2</sub>
Intemperismo	Medianamente (2-4)	Todos os solos
Enrijecimento tixotrópico	Muito (4-8) (**)	Argilas
Lixiviação, troca de íons e mudança na relação cátions mono/divalentes	Extra quick clay (>64)	Argilas marinhas glaciais marinha glaciais e pós-glaciais
Formação ou adição de agentes dispersantes	Extra quick clay (>64)	Argilas inorgânicas com componentes orgânicos em solução ou na superfície das partículas

\* De acordo com a classificação proposta por Rosenqvist (1953)

\*\* Pertencente a amostras originadas da presente composição e percentual de água. A tixotropia causando sensibilidade in situ indeterminada

### 2.1.4 Requisitos geotécnicos, hidrológicos e topográficos naturais para surgimento da sensibilidade

Nos itens anteriores foram relacionados os fatores governantes para que seja possível a existência de uma *quick clay*. A seguir serão discutidas as questões

geotécnicas, topográficas e hidrológicas que favorecem o aumento da sensibilidade, principalmente a respeito da lixiviação e deposição.

#### **2.1.4.1 Ambiente para desenvolvimento da sensibilidade**

Normalmente, pelo que foi revisado neste capítulo, as argilas com maior sensibilidade se formam em ambientes marinhos, segundo SIG-R65 (2004), que datam da última era glacial. Essas argilas hoje estão expostas ou próximas da superfície pela sublevação dos depósitos, segundo SKEMPTON e NORTHEY (1952), ou pelo recuo do nível do mar (ligado ao ciclo de congelamento do planeta). Quando a argila não for depositada em condição de salinidade favorável para a caracterização da sensibilidade, o efeito do sal sobre a argila pode ser substituído pela presença da matéria orgânica.

#### **2.1.4.2 Importância da espessura da camada argilosa**

É característica das argilas a baixa condutividade hidráulica. Segundo SIG-R65 (2004), por esta razão, quanto mais espessa for a camada de argila maior será o tempo necessário para que o efeito da lixiviação seja sentido (redução da concentração de sal, por exemplo), sendo mais comum que as *quick clays* sejam de pequena espessura e próximas a camadas drenantes.

Segundo SKEMPTON e NORTHEY (1952), a lixiviação pode ser causada pela infiltração da água das chuvas ou pela percolação da água subterrânea através da massa de solo (inclusive com existência de artesianismo). Essa lixiviação remove elementos do depósito argiloso, sendo acelerada pela presença de camadas granulares subjacentes à argila. Por outro lado os mesmos autores ainda comentam que os sais podem ser removidos, mesmo sem fluxo, por difusão (transporte de soluto da zona de maior concentração de sal para a zona de concentração mais baixa).

#### **2.1.4.3 Influência da presença de leito rochoso com elevações**

Se a água doce que flui por uma camada granular encontrar uma elevação do leito rochoso sobre o qual está assente uma camada de argila, poderá ocorrer uma lixiviação, concentrada nessa região com uma grande probabilidade de formação de uma *quick clay* (SIG-R65, 2004). A evidência topográfica pode ser uma pequena depressão no nível do terreno nessa região.

#### **2.1.4.4 Influência de camada drenante interna à massa argilosa**

Por uma alteração no processo de deposição, material siltoso e/ou arenoso pode sedimentar entre camadas argilosas. Quando esses materiais mais permeáveis estão em contato com a superfície do terreno podem conduzir água através da massa argilosa, possibilitando a lixiviação desse solo, segundo SIG-R65 (2004).

#### **2.1.4.5 Influência da precipitação e da bacia de captação**

De uma maneira geral, quanto maior a for a precipitação e a bacia de captação onde um depósito argiloso estiver inserido maior será a possibilidade do surgimento do fenômeno de lixiviação, segundo SIG-R65 (2004).

## **2.2. AMOSTRAGEM**

A qualidade das amostras em solos é importante para minimizar a desestruturação do material (i.e. minimizar o amolgamento). Isto interfere diretamente, por exemplo, nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, módulo de elasticidade e coeficiente de condutividade hidráulica desses solos, tanto para medições no campo como no laboratório. No caso de argilas sensíveis, o amolgamento é ainda mais relevante visto que uma sutil alteração na estrutura, causada por deformações, pode reduzir consideravelmente a resistência ao cisalhamento. Sendo assim, é imprescindível obter amostras indeformadas de alta qualidade.

Superficialmente, a técnica de amostragem indeformada mais empregada, e que apresenta excelentes resultados, é a extração de blocos. Em profundidade, normalmente (por questões de viabilidade prática e financeira) a escavação de trincheiras ou poços para retirada de blocos tem sido substituída pela utilização de amostradores. A qualidade do amostrador e da técnica de amostragem empregada será determinante para uma eficiente campanha de ensaios de laboratório.

Uma discussão comparando os resultados de diversas pesquisas realizadas em todo o mundo com os diferentes processos de amostragem indeformada foi apresentada por TANAKA e TANAKA (2006) da seguinte maneira: no meio geotécnico já está consagrada a importância do processo de amostragem indeformada para obtenção das propriedades geotécnicas de um determinado solo, porém não há uma padronização internacional de técnicas de amostragem, o que dificulta a comparação de resultados, em nível internacional. Por esta razão neste item serão apresentadas

algumas das técnicas de amostragem indeformada empregadas no mundo, além dos fatores relevantes que interferem na qualidade de uma amostra.

### **2.2.1 Extração de blocos**

Como dito anteriormente, quando se deseja obter amostras indeformadas superficialmente ou a pequenas profundidades, a técnica de amostragem difundida tanto no meio acadêmico quanto na prática de engenharia é a extração de blocos. A profundidade máxima na qual se pode extrair uma amostra indeformada deste tipo vai depender principalmente da capacidade do solo manter sua estabilidade durante a escavação e da profundidade do nível de água. Em solos de baixa condutividade hidráulica é possível trabalhar abaixo do lençol freático com o auxílio de bombas de água.

A extração de blocos é empregada para diversos tipos de solos, HVORSLEV (1949) alega que esta metodologia é a única alternativa prática que permite a extração de amostras em solos que possuam elevado percentual de material granular grosseiro. CLAYTON *et al.* (1995) e HVORSLEV (1949) afirmam que a extração de blocos é uma boa metodologia para obtenção de amostras indeformadas de qualidade, pois não mobiliza deformações cisalhantes significativas (frequentes em solos extraídos com amostradores cravados, causando amolgamento). Contudo, cabe salientar que para solos moles a sua aplicação é restrita, visto a dificuldade que esses materiais teriam de manter suas dimensões depois de esculpido. Por essa razão tal alternativa de amostragem não será esmiuçada neste texto.

Neste tópico foi discutida a técnica de amostragem superficial. Nos itens que se seguem serão apresentados os equipamentos utilizados para a extração de amostras indeformadas em profundidades que não são mais possíveis de atingir com blocos, quer seja por viabilidade técnica quer seja por restrições econômicas. As características desses amostradores (bisel de corte, sapata de corte, índice de área, folga interna, espessura da parede...) e sua relação com a qualidade da amostra serão discutidas em um tópico mais adiante.

### **2.2.2 Amostrador de tubo aberto**

Este tipo de amostrador foi inicialmente, segundo HVORSLEV (1949), implementado pela simples cravação de um tubo metálico comum com a extremidade inferior chanfrada. Posteriormente, segundo este mesmo autor, foram desenvolvidas

melhorias fornecendo 3 diferentes modelos de equipamento: (a) amostrador de parede grossa; (b) amostrador composto e (c) amostrador de parede fina (ver figura 7).

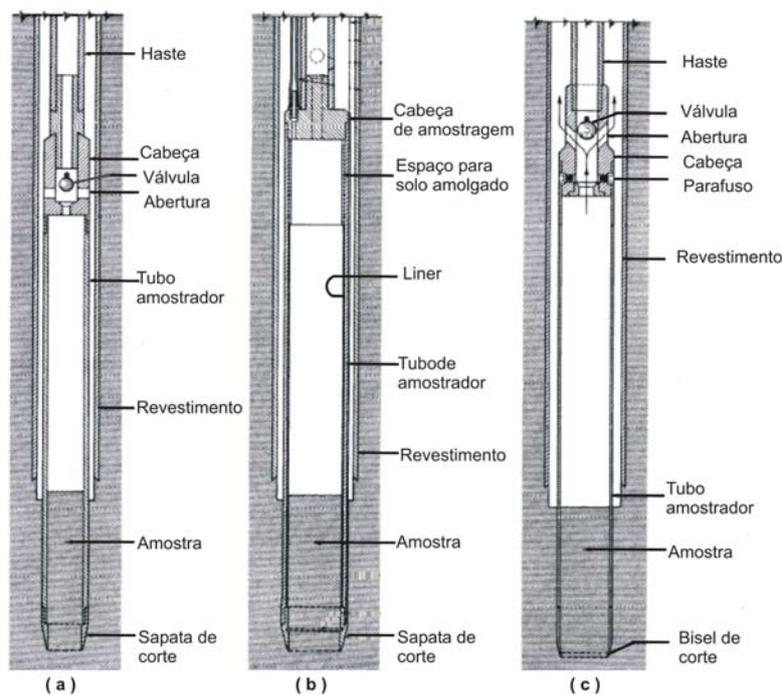


Figura 7: Amostradores de tubo aberto: (a) amostrador de parede grossa, (b) amostrador composto e (c) amostrador de parede fina (adaptado de HVORSLEV 1949)

O primeiro modelo é utilizado em campanhas de sondagem onde é desejável a reutilização do tubo amostrador e para que seja possível a extração de amostras em diferentes tipos de solo. Para isso é necessário um tubo mais robusto e que, na sua extremidade inferior, possua um elemento cortante destacável (sapata de corte). Para facilitar a retirada e o manuseio da amostra de solo em campo pode-se utilizar, para amostras de pequena extensão, um tubo bipartido. Porém, segundo HVORSLEV (1949), isto compromete a qualidade da amostra impossibilitando a utilização plena da seção. Um exemplo é o amostrador para ensaio SPT.

Para transpor esta dificuldade existe o segundo equipamento, o amostrador composto. Este possui um tubo interno (*liner*) que permite o transporte da amostra até o laboratório para uma posterior remoção. As vantagens da utilização deste amostrador são a flexibilidade de operação e a possibilidade de reutilização do tubo interno, porém esses benefícios sacrificam a espessura global do amostrador tornando mais espessa a parede do tubo para acomodar o *liner*.

O terceiro modelo de equipamento citado é o amostrador de parede fina (espessura de parede inferior a 2,5% do diâmetro do tubo) também conhecido como amostrador Shelby (este nome tem origem na marca Shelby dos tubos utilizados na sua fabricação). Segundo HVORSLEV (1949), a pedido de Casagrande, que necessitava de amostras de melhor qualidade que as fornecidas pelos equipamentos de parede mais espessa, Mohr desenvolveu este amostrador em 1936. A função da sapata de corte pode ser substituída pela conformação de uma das extremidades do tubo a fim de formar um bisel. Diferente do procedimento dos outros 2 equipamentos, neste modelo, após a remoção do amostrador com solo desde o fundo da perfuração até a superfície, o amostrador de parede fina é transportado até o laboratório onde será cortado no sentido transversal do tubo para facilitar a extração do solo com o mínimo de perturbação. O autor ainda cita que, quando a amostra for de pequena extensão, é possível extrudá-la para fora do tubo amostrador (assim é evitada a inutilização do tubo), contudo salientou que essa técnica pode perturbar a amostra.

Os equipamentos acima descritos possuem sistemas de aberturas e válvulas para o controle das pressões e dos fluxos de água e ar. Para auxiliar no controle do fluxo de ar (segundo HVORSLEV, 1949), em alguns casos se utilizam mangueiras ligadas a uma bomba de vácuo. Esses controles devem ser feitos de forma correta, pois poderão causar amolgamento do solo durante o processo de amostragem.

As dimensões, os materiais empregados e os procedimentos de amostragem exigidos para amostradores de tubo aberto são fixados pela norma ABNT NBR 9820/1997. Esta norma estabelece, principalmente no que diz respeito às dimensões, as relações ideais entre o diâmetro interno, diâmetro externo, espessura da parede do tubo, forma da extremidade biselada e as dimensões mínimas das amostras.

### **2.2.3 Amostrador de pistão**

Este equipamento, assim como o amostrador de tubo aberto apresentado no item anterior, também é cravado no solo, contudo não é obrigatória a execução de um pré-furo de sondagem para posicionamento do amostrador. Segundo CLAYTON *et al.* (1995) esses equipamentos foram inicialmente desenvolvidos entre o começo do século passado até os anos 40 e receberam esta denominação visto que todos os modelos criados possuem um pistão interno ao tubo que coleta a amostra de solo.

HVORSLEV (1949) e CLAYTON *et al.* (1995) comentam que o pistão foi introduzido para suprir algumas deficiências encontradas na época, tais como: (a)

impedir a entrada de solo amolgado (oriundo do procedimento de perfuração) no amostrador (o pistão é introduzido no pré-furo simultaneamente ao tubo até ser atingida a profundidade de amostragem desejada), (b) minimizar a ocorrência de perda da amostra durante a retirada do amostrador (o solo fica hermeticamente confinado), e (c) impedir a entrada de excesso de solo, entre outras. O amostrador de pistão pode ser dividido em 3 modelos, segundo a classificação apresentada por HVORSLEV (1949), conforme o funcionamento do pistão: estacionário, retrátil e livre.

O amostrador de parede fina com pistão estacionário é o mais amplamente difundido na prática de engenharia, sendo que a utilização deste tipo de pistão não exige a execução do pré-furo (embora este seja geralmente utilizado na prática). Este amostrador foi originalmente concebido pelo sueco John Olsson em 1923, sendo que, ao longo de sua história, recebeu modificações de diferentes pesquisadores, sendo uma das últimas alterações proposta por Osterberg em 1973 (este tipo de amostrador também é conhecido como amostrador de Osterberg).

A metodologia de trabalho consiste resumidamente desta maneira: o pistão é alinhado com a extremidade inferior do tubo amostrador e introduzido no pré-furo até a profundidade estipulada, sendo encostado no fundo do pré-furo. Em seguida o pistão é mantido estacionário nesta cota enquanto o tubo amostrador é cravado estaticamente no solo. Após algum tempo de espera, o conjunto tubo amostrador/solo/pistão é retirado. O funcionamento pode ser esquematicamente visualizado na figura 8. HVORSLEV (1949) afirma que este procedimento impede a transferência da pressão hidrostática ou atmosférica à amostra indeformada (melhorando sua qualidade), e a perturbação no topo da amostra é menor quando comparada às amostras obtidas com amostradores de tubo aberto. Não obstante, CLAYTON *et al.* (1995) comentam que, quando não é utilizado o pré-furo, o pistão pode gerar grande amolgamento na parte superior da amostra.

Encontram-se na literatura descrições de amostradores, semelhantes aos de tubo aberto, que possuem pistão. Além do pistão convencional com cabeça achatada existe outra forma, com cabeça cônica; isto é apresentado na figura 8.

O amostrador de parede fina com pistão retrátil, conforme CLAYTON *et al.* (1995) e HVORSLEV (1949), também tem por função evitar que o solo amolgado entre no amostrador durante a introdução no pré-furo; contudo este é diferente do anterior, pois após o posicionamento do conjunto na profundidade desejada, o pistão é rotacionado e recolhido. Isto pode fazer com que a argila mole rompa/flua para dentro

do tubo e, durante a cravação somente do tubo amostrador, o excesso de solo poderá ser conduzido para dentro do tubo. Por essas razões são pouco utilizados.

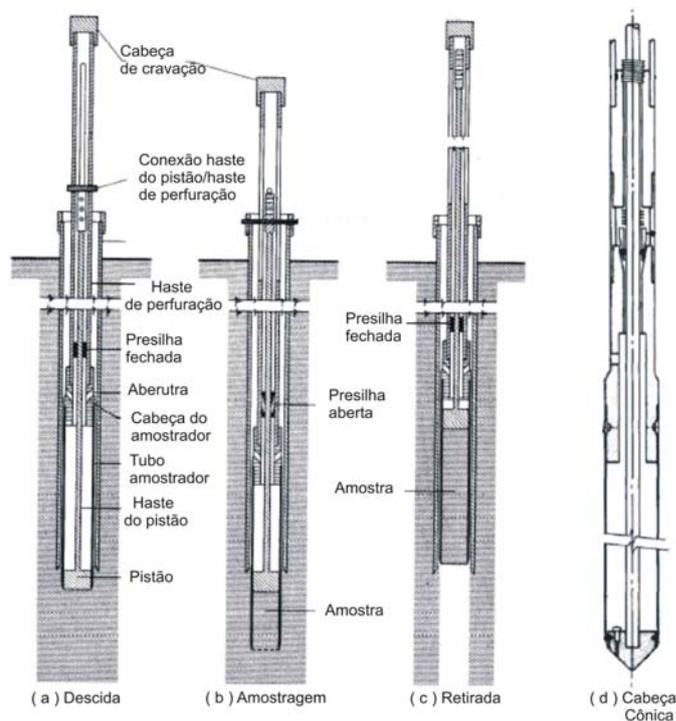


Figura 8: Funcionamento do amostrador de pistão estacionário a, b, c (adaptado de HVORSLEV, 1949) e amostrador de pistão estacionário com a cabeça cônica (adaptado de CLAYTON *et al.* 1995)

O amostrador de parede fina com pistão livre, conforme observado por CLAYTON *et al.* (1995) e HVORSLEV (1949), tem funcionamento semelhante ao de pistão estacionário; contudo, como o próprio nome já sugere, nesse modelo o pistão não fica impedido de se movimentar, nem relativamente ao nível do terreno, nem em relação ao próprio tubo amostrador (enquanto este último é empurrado contra o solo). A restrição ao movimento ocorre em dois momentos distintos: (a) primeiro enquanto o pistão, alinhado com o tubo, é empurrado contra o solo e (b) durante a retirada do conjunto, após o solo ter sido coletado (semelhante às etapas inicial e final para o amostrador de pistão estacionário). Este equipamento é capaz de corrigir algumas carências encontradas nos amostradores de tubo aberto, como, por exemplo, a coleta de material amolgado e a perda de amostra durante a retirada do conjunto. Entretanto, seu uso tem sido evitado uma vez que, durante a cravação do tubo amostrador, o pistão fica livre e há possibilidade de surgir atrito entre os dois, originando uma força de compressão no topo da amostra.

#### 2.2.4 Amostrador Japonês

No item anterior foi apresentado o amostrador já conhecido na literatura e largamente utilizado na prática de engenharia civil, o amostrador de parede fina com pistão estacionário. Com base neste tipo de equipamento foi desenvolvido no Japão um amostrador com características semelhantes, mas com alguns melhoramentos importantes abaixo citados:

- é de pistão estacionário;
- sem folga interna;
- diâmetro interno igual a 75 mm;
- espessura da parede igual a 1,5 mm;
- sem sapata de corte, mas com ângulo do chanfro biselado igual a 6°;
- comprimento de 1 m (comprimento de amostra aproveitável igual a 0,8 m);
- a amostra é extrudada para fora do tubo (tanto no sentido ascendente como descendente);
- tubo amostrador em aço inoxidável;
- utiliza pré-furo.

O amostrador japonês é normalizado pela norma JGS 1221 (JGS, 1998); o mesmo já foi amplamente utilizado em pesquisas, segundo TANAKA *et al.* (1996b), BASHAR *et al.* (2000), TANAKA (2000), LEROUEIL *et al.* (2002), TANAKA *et al.* (2003) e TANAKA e TANAKA (2006). Segundo esses pesquisadores, o amostrador japonês apresentou desempenho muito bom, comparável aos amostradores (que serão apresentados abaixo) Laval e Sherbrooke, os quais são internacionalmente reconhecidos pela sua excelência em coletas de amostras de argilas moles indeformadas de qualidade.

#### 2.2.5 Amostrador Laval (convencional e modificado)

Nos itens anteriores foram apresentados os equipamentos que consistem basicamente em forçar um tubo contra o solo. Agora será descrito um equipamento de princípio de funcionamento semelhante (cravação de um tubo amostrador contra o solo), porém diferindo nos procedimentos de posicionamento e extração da amostra.

Os pesquisadores de Universidade de Laval no Canadá, identificando os problemas relacionados aos tubos amostradores convencionais, apresentaram uma sugestão que visava melhorar a qualidade deste tipo de equipamento, resultando no desenvolvimento do amostrador Laval. Segundo LA ROCHELLE *et al.* (1981), o projeto do novo amostrador deveria apresentar os seguintes melhoramentos:

- eliminar a folga interna no tubo;
- garantir que o tubo possua dimensões constantes;
- o ângulo de corte deve ser suficientemente afiado para que a expansão volumétrica do solo ocorra para fora do tubo;
- eliminar o pistão;
- o desenvolvimento de sucção ou tensão negativa deve ser evitado em todos os estágios de amostragem.

A principal diferença deste novo equipamento em relação aos comumente encontrados é a técnica empregada para a escavação do solo existente ao redor do tubo amostrador, que é realizada por um tubo escavador. Aliando-se ao processo a utilização de lama bentonítica no pré-furo é possível minimizar a sucção ou a tensão negativa. A pressão da coluna de lama bentonítica preserva parte significativa da tensão vertical *in situ* na profundidade de amostragem. Como pode ser observado na figura 9, o amostrador Laval é composto de 3 elementos principais: tubo amostrador, cabeça de amostragem e tubo escavador.

O tubo amostrador é usinado em aço carbono, com diâmetro interno de 200 mm e espessura de parede igual a 5 mm, sendo eliminada a folga interna. O tubo é bastante rígido, sendo a ponta afiada a um ângulo de 5°.

A cabeça de amostragem é onde o tubo amostrador é fixado. É construída em alumínio e permite a passagem de lama bentonítica de forma a não empurrar o solo para fora do tubo amostrador.

O tubo escavador também é feito de alumínio, possuindo diâmetro de 273 mm. Na sua extremidade inferior é adaptado um cortador de dentes de aço para auxiliar o processo de amostragem, através de um movimento de rotação.

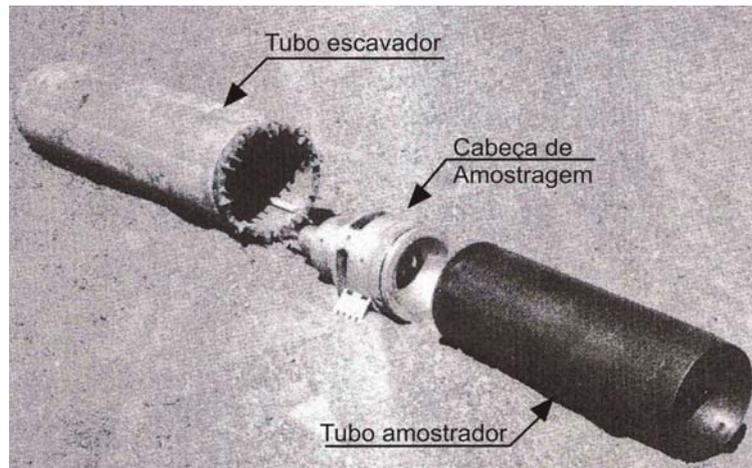


Figura 9: Os três elementos principais do amostrador Laval (adaptado de LA ROCHELLE *et al.* 1981)

O processo de operação do equipamento pode ser observado na figura 10 e ocorre da seguinte forma: primeiro se executa um pré-furo até uma profundidade próxima à desejada para a amostragem e se preenche este pré-furo com lama bentonítica. A seguir, se introduz todo o equipamento dentro do pré-furo (Figura 10 a). Em seguida o tubo escavador é fixado e o tubo amostrador é cravado estaticamente (Figura 10 b). No próximo passo, o tubo escavador é descido, escavando e limpando - através de movimento rotacional - o solo no entorno do tubo amostrador, sendo este processo auxiliado pela injeção de lama bentonítica (c). A escavação é então interrompida, a amostra é girada a 90° e finalmente o conjunto é retirado cuidadosamente (d). Quando o equipamento já está na superfície, o solo é extrudado, ainda no campo, para fora do tubo amostrador.

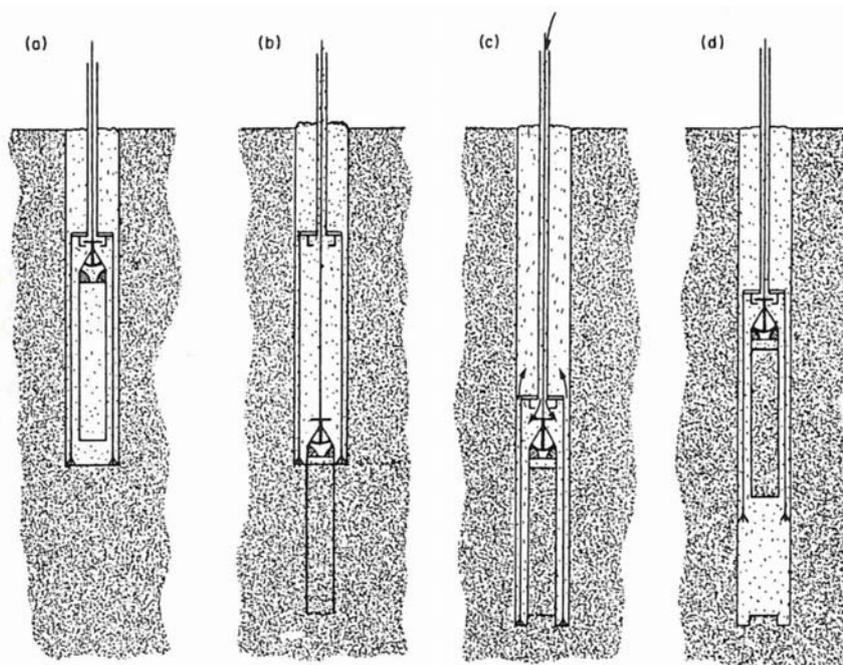


Figura 10: Processo de operação do amostrador Laval (LA ROCHELLE *et al.* 1981)

Mais tarde, esta técnica de amostragem foi modificada. LA ROCHELLE *et al.* (2002), citado por LEROUÉIL *et al.* (2002), utilizaram esta nova técnica na caracterização das propriedades mecânicas das argilas sensíveis de Quebec. Os autores descrevem a técnica de amostragem da seguinte forma. No procedimento original, o tubo escavador só era ativado após a cravação completa do tubo amostrador. Esta etapa foi modificada, pois o tubo escavador agora segue o tubo amostrador defasado de cerca de 5 cm, diminuindo assim as deformações induzidas no solo que está sendo amostrado. Além disto, a lama bentonítica foi substituída por uma lama mais densa de barite. Segundo os autores, esta mudança foi capaz de produzir amostras indeformadas de melhor qualidade que a técnica original.

Uma síntese das melhoras promovidas pelo amostrador Laval, em relação aos amostradores convencionais, pode ser observada na tabela 5.

## 2.2.6 Amostrador Sherbrooke

Até o presente momento foram descritos equipamentos que fazem o uso da cravação de um tubo amostrador contra o solo para a coleta de amostra indeformada. Neste item será apresentada uma técnica alternativa, na qual a cravação de um tubo amostrador (e sua influência na estrutura do solo amostrado) é abandonada.

Tabela 5: Melhorias oferecidas pelo amostrador Laval

<b>Alterações</b>	<b>Melhoria</b>
Amostrador afiado	
Folga interna eliminada (redução do índice de área)	Expansão volumétrica fica externa ao tubo
Tubo escavador Eliminação do pistão	Retirar amostras sem gerar sucção e reduz amolgamento
Seção constante Tubo rígido	Reduz distorção
Grande diâmetro	Permite obter diversos corpos de prova na mesma seção da amostra

Com uma proposta alternativa à cravação, a Divisão Geotécnica da Universidade de Sherbrooke no Canadá desenvolveu em 1975 uma técnica de amostragem indeformada em profundidade, com a utilização de um procedimento para esculpir amostras no interior de um pré-furo com 40 cm de diâmetro, surgindo assim o amostrador Sherbrooke. Esta técnica foi apresentada por LEFEBVRE e POULIN (1979).

Segundo LEFEBVRE e POULIN (1979), este equipamento é munido dos seguintes componentes e processos de funcionamento (ver figura 11). Os principais componentes são as 3 ferramentas de corte (facas) que, através de um movimento rotacional (de baixa velocidade, 5 rpm), fazem a escavação/remoção do solo com uma espessura de 5 cm entre a superfície lateral da amostra e a parede do furo. Estes processos são auxiliados pela circulação de água ou lama bentonítica através das hastes de circulação que cada uma das 3 facas possui (também favorecem a integridade do pré-furo). Terminada a etapa de esculpir a amostra, as facas são fechadas (esta etapa demora 5 min) pelas suas molas de acionamento, separando a amostra do terreno e fornecendo suporte para retirada da mesma do fundo do pré-furo. A retirada da amostra (bloco) é feita lentamente para permitir uma suave circulação da água ou lama bentonítica. A rotação do sistema é feita por um motor elétrico (podendo também ser manual), sendo que a velocidade de penetração das facas durante a escavação é controlada na superfície manualmente (esta etapa normalmente dura 25 min).

Do que foi acima exposto percebe-se que o amostrador Sherbrooke é uma técnica de extração de bloco mecanizada capaz de retirar amostras a profundidades superiores às viáveis através de escavações em trincheiras. As dimensões do bloco

amostrado por este sistema são de 25 cm de diâmetro e aproximadamente 35 cm de altura, fornecendo amostras de tamanho adequado para os ensaios de laboratório.

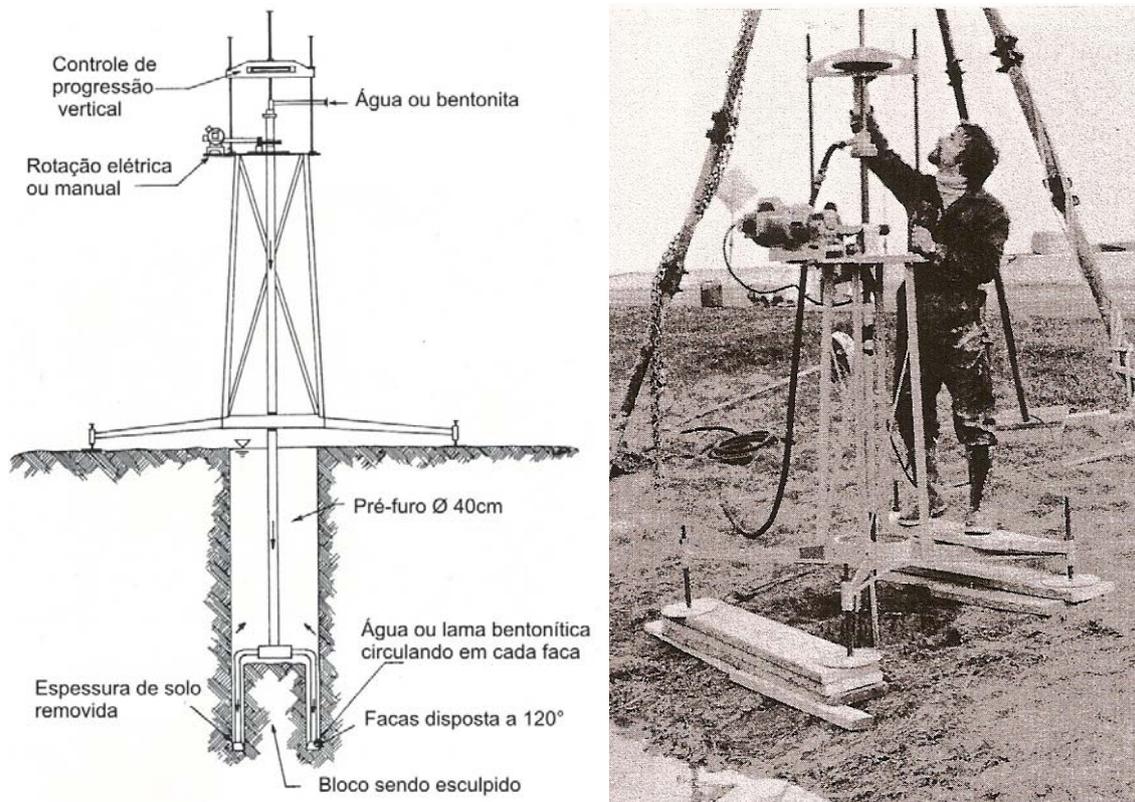


Figura 11: Amostrador Sherbrooke (a) figura esquemática e (b) operação do amostrador (adaptado de LEFEBVRE e POULIN, 1979)

### 2.3. FATORES QUE INTERFEREM NA QUALIDADE DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS

Nos tópicos anteriores foram apresentados os amostradores consagrados na engenharia geotécnica e os que são a evolução destes. Agora serão discutidos os fatores responsáveis por uma campanha de coleta de amostras indeformadas de alta qualidade.

O princípio central da extração de amostras indeformadas consiste em mantê-las o mais próximo possível das condições *in situ*. A alteração das condições originais durante a amostragem certamente conduzirá à incorreta determinação dos parâmetros geotécnicos do material analisado por meio de ensaios de laboratório. Esses

parâmetros são base para os projetos e obras geotécnicas e estão diretamente relacionados com seu sucesso.

Para que se entenda a problemática de retirar uma amostra indeformada de solo algumas questões devem ser observadas. Segundo LA ROCHELLE *et al.* (1981), a estrutura dos depósitos naturais de argila é consequência de diversos aspectos: ambiente de deposição, adensamento, história de tensões, envelhecimento, composição química, mineralogia, enrijecimento tixotrópico e cimentação. A estrutura da argila será resultado dos itens anteriores e deve ser mantida intacta para uma correta avaliação de suas propriedades geotécnicas.

As causas globais de amolgamento durante a amostragem, principalmente com o emprego de amostradores, citadas por LA ROCHELLE *et al.* (1981), são:

- perturbações no solo amostrado conseqüentes de operações realizadas a priori da amostragem propriamente dita. Podem ser amenizadas pelo emprego de boas técnicas de escavação e o emprego de lama bentonítica;
- surgimento de deformações no solo amostrado devidas à inserção do tubo amostrador, que dependem do tipo de equipamento utilizado;
- desenvolvimento de sucção e deformações no solo amostrado durante a recuperação do tubo amostrador. Assim como no item anterior, também são dependentes do tipo de equipamento adotado;
- alteração do estado de tensões no solo amostrado. É um problema inevitável e fica condicionada pela profundidade de amostragem e pelo tipo de solo.

Com o que foi explicado até agora, fica evidente a relevância da questão das deformações que são aplicadas ao solo durante a amostragem, e esta questão deve receber especial atenção. Nas linhas que se seguem serão demonstradas as características referentes aos componentes dos amostradores que são responsáveis pela qualidade final de uma amostra indeformada.

### **2.3.1 Forma de posicionamento do equipamento na cota desejada**

Existem duas técnicas distintas, apresentadas por OLIVEIRA (2002), para o posicionamento na profundidade de amostragem desejada. A primeira técnica é deslocamento contínuo do amostrador, utilizado para amostradores de pistão, no qual

estes são empurrados diretamente contra o solo tendo como consequência amolgamento acentuado. A segunda técnica é utilização de um pré-furo, também indicada pela norma ABNT NBR 9820/1997; a desvantagem consiste na dificuldade de manter a integridade do furo. Os deslocamentos no solo adjacente ao amostrador, causados por cada técnica, podem ser visualizados na figura 12.

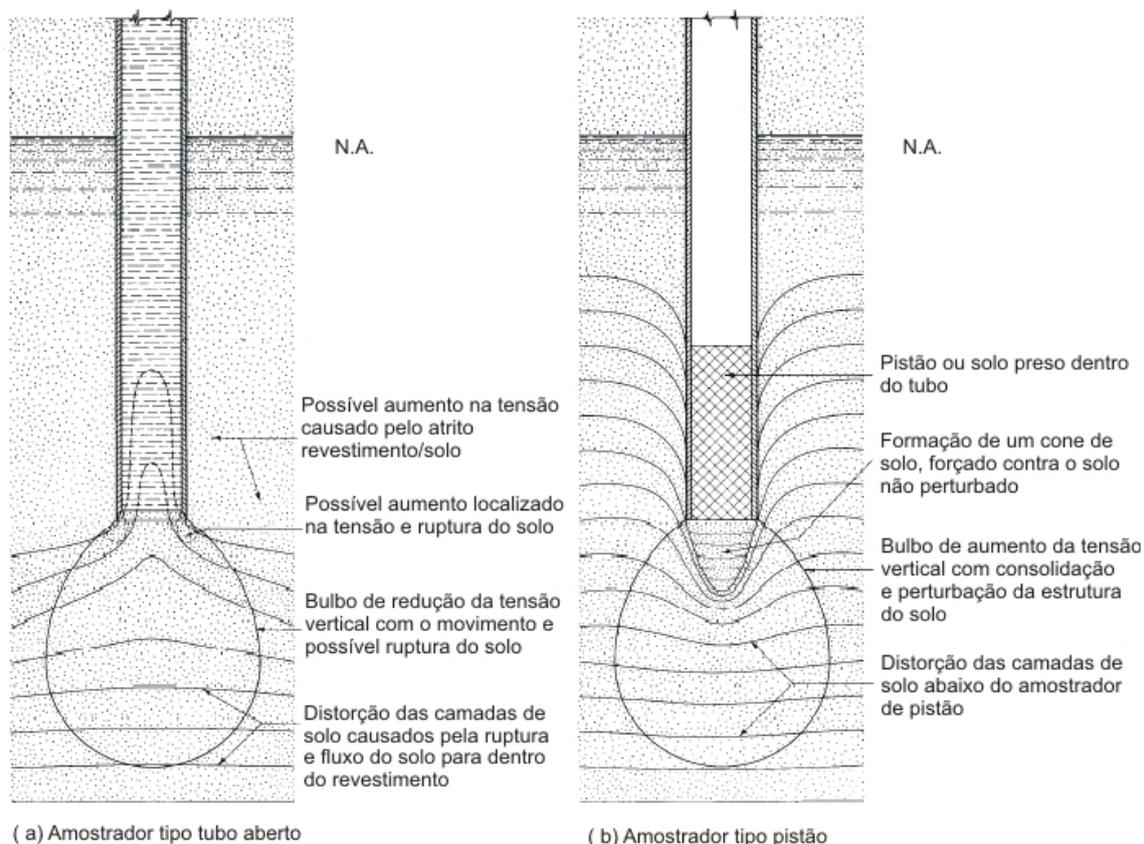


Figura 12: Deslocamentos no solo adjacente ao amostrador causados: (a) pela técnica do pré-furo e (b) pelo deslocamento contínuo do amostrador (adaptado de HVORSLEV 1949)

Após posicionados os equipamentos na profundidade de amostragem desejada, crava-se o tubo amostrador (nos equipamentos que o possuem). Segundo a norma ABNT NBR 9820/1997, tanto para o amostrador de tubo aberto quanto para o amostrador de pistão, a cravação deve ser feita de forma continuada e rápida, sem paradas ou rotações do cilindro, sendo vedada a cravação por ação dinâmica.

### 2.3.2 Espessura da parede do amostrador

Em uma visão ampla, quanto menor a espessura da parede do tubo amostrador, maior será a qualidade da amostra (HVORSLEV, 1949). Contudo, a

escolha de um tubo amostrador com parede muito fina pode trazer problemas durante a cravação. Se o solo possuir material granular grosseiro ou conchas (característico de muitos depósitos marinhos) podem surgir “dentes” na extremidade inferior biselada, comprometendo a qualidade da amostra, segundo SANDRONI (1977), citado por OLIVEIRA (2002).

A norma ABNT NBR 9820/1997 define a espessura da parede do amostrador com valores tabelados (tabela 1 da norma citada), que relacionam o diâmetro do amostrador e a folga interna (este item será abordado em um tópico adiante). As espessuras variam de 1,39 mm a 3,18 mm.

Este fator é característico a todos os equipamentos que possuem tubo amostrador, sendo os principais: (a) amostrador de tubo aberto, (b) amostrador de pistão convencional, (c) amostrador japonês e (d) amostrador Laval.

### **2.3.3 Diâmetro do amostrador**

De uma maneira geral, a literatura geotécnica considera que, quanto maior o diâmetro do tubo amostrador, melhor será a qualidade da amostra, sendo isto aplicável a todos os modelos de amostrador. Contudo isso fica restringido por outros fatores quer sejam: a espessura da parede e o formato da extremidade inferior de corte, exceto para o amostrador Sherbrooke.

Existem disponíveis os mais variados diâmetros de tubo amostrador. HVORSLEV (1949) comenta que os valores mais usuais são os diâmetros variando de 50 mm a 75 mm e, para casos especiais, 100 mm a 150 mm. Não há referência a diâmetros inferiores a 50 mm para obtenção de amostras indeformadas. A norma ABNT NBR 9820/1997 recomenda amostras com diâmetro de 152,4 mm e em casos excepcionais 75 mm. O efeito das técnicas de amostragem e dos diâmetros sobre a resistência ao cisalhamento não drenada é demonstrado na figura 13.

Na prática de engenharia rodoviária a norma ABNT NBR 9820/1997 também é amplamente utilizada e recomendada pela normatização da área referente a projeto sobre solos moles (DNER-PRO 381/98).

Dentro da questão do diâmetro do amostrador, há outro ponto importante a ser citado. Segundo SANDRONI (1977), citado por OLIVEIRA (2002), as deformações que ocorrem internamente ao tubo amostrador diminuem da periferia para o centro da amostra (local ideal para moldagem de corpos de prova para ensaios de laboratório) e

são relacionadas à espessura da parede do tubo. Essa região amolgada foi denominada de *zona anular de amolgamento*. Sendo assim, o volume relativo da zona amolgada será maior para os diâmetros de tubo menores. Baseado nessa premissa, o autor indica que diâmetros inferiores a 50 mm são indesejáveis e superiores a 150 mm também o são, pois apresentam dificuldades de manuseio e podem levar à ruptura da amostra durante a retirada do tubo do interior do pré-furo.

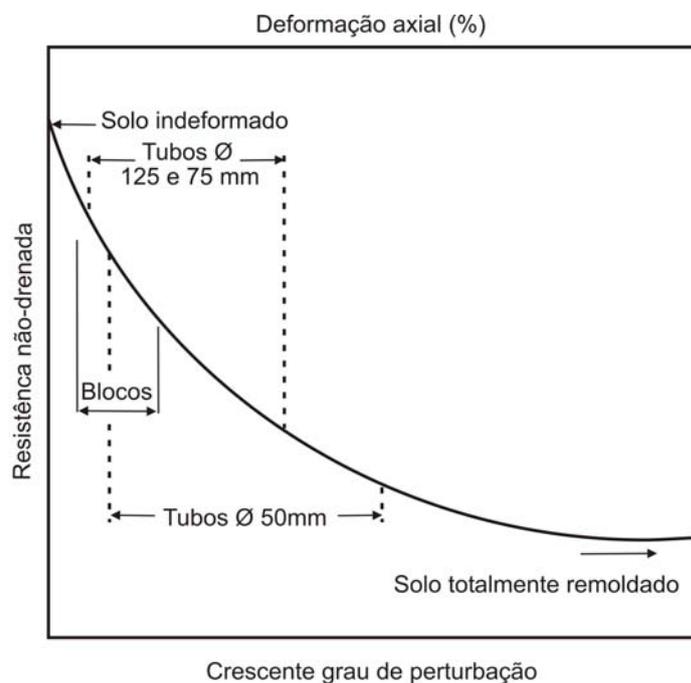


Figura 13: Efeitos da perturbação na resistência ao cisalhamento não-drenada para amostradores tubulares (de diversos diâmetros) e blocos (adaptado de BRESSANI 1983)

### 2.3.4 Folga interna ( $C_i$ ) e Índice de área ( $C_a$ )

A folga interna (ver figura 14) é a relação entre o diâmetro interno da extremidade biselada de corte ( $D_1$ ) e o diâmetro interno do tubo amostrador ( $D_3$ ). Segundo LA ROCHELLE *et al.* (1981), a folga interna ( $C_i$ ) é uma das principais causas de perturbações na estrutura original de um solo amostrado (sendo definida segundo a equação 5).

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1} \quad (\text{Equação 5})$$

Este fator é aplicável, em geral, aos seguintes tipos de equipamentos: amostrador aberto e amostrador de pistão.

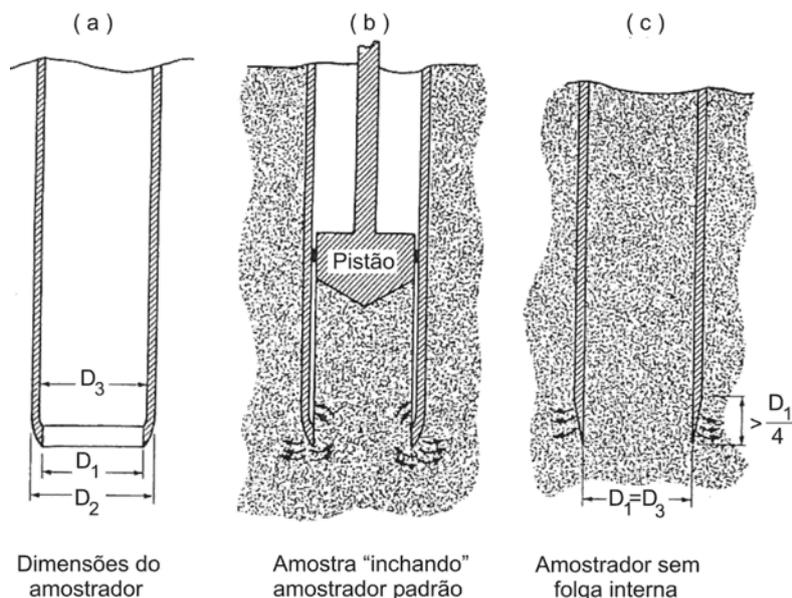


Figura 14: Relação de dimensões dos amostradores de tubo com e sem folga interna (adaptado de LA ROCHELLE *et al.* 1981)

O mecanismo de amolgamento é explicado por CLAYTON *et al.* (1995). A folga interna permite que a amostra de solo “inche” no interior do amostrador, surgindo, por conseqüência, uma deformação radial e alívio de tensão horizontal (pela ausência de confinamento lateral).

Os valores típicos  $C_i$  recomendados por HVORSLEV (1949) são de 0,75 % a 1,5 % dependendo do comprimento do amostrador (para amostradores mais longos pode-se usar valores superiores). A norma ABNT NBR 9820/1997 recomenda que esses valores devem ficar compreendidos entre 0,5 % e 1 % e o comprimento do amostrador deve ser de 6 a 10 vezes o diâmetro. HVORSLEV (1949) comenta que este comprimento é importante, pois em geral as extremidades das amostras são amolgadas (e devem ser descartadas) e amostras curtas são propensas a romper durante a extração do tubo amostrador de dentro do terreno.

Outro fator, segundo HVORSLEV (1949) e LA ROCHELLE *et al.* (1981), diz respeito à variação da seção transversal (i.e. os amostradores podem mudar de tamanho ou forma) ao longo do eixo dos tubos comerciais. LA ROCHELLE *et al.* (1981) afirmam que, especialmente em amostradores sem folga interna, os tubos

precisam ser cuidadosamente verificados quanto à uniformidade do diâmetro ao longo de seu comprimento e se, necessário, re-usinados.

Além desses cuidados com as dimensões do tubo amostrador, outro ponto sistematicamente citado na literatura fala do acabamento da superfície interna do tubo. Esta superfície deve ser lisa, isenta de irregularidades e limpa sendo assim da boa prática dispensar o uso de tubos oxidados mesmo com a utilização de fluido lubrificante, segundo HVORSLEV (1949).

O índice de área ( $C_a$ ) é a relação entre o diâmetro interno da extremidade biselada de corte ( $D_1$ ), quer seja chanfrada quer possua sapata de corte, e o máximo diâmetro externo do tubo amostrador ( $D_2$ ). Segundo CLAYTON *et al.* (1995), é um fator crítico no que se refere à perturbação da estrutura (sendo definido segundo a equação 6).

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \quad (\text{Equação 6})$$

Este fator é aplicável a todos os equipamentos que possuem tubo: amostrador de tubo aberto, amostrador de pistão, amostrador japonês e amostrador Laval.

HVORSLEV (1949) afirma que, para evitar o amolgamento do solo, essa relação deve ser reduzida ao máximo, indicando valores de 10 % a 15 %. Já a norma ABNT NBR 9820/1997 indica que este valor não deve ultrapassar 10 %.

Durante a cravação do tubo amostrador, impõe-se ao solo uma variação de volume, conseqüência do movimento causado pela extremidade do tubo. Este fenômeno será tanto mais evidente quanto maior for a espessura do tubo, a folga interna e o índice de área, segundo LA ROCHELLE *et al.* (1981).

### 2.3.5 Extremidade inferior biselada

Juntamente com a folga interna e o índice de área, a forma da extremidade inferior do tubo amostrador é um dos 3 fatores determinantes da qualidade da amostra indeformada, segundo diversos autores.

Como recomendação, HVORSLEV (1949) menciona que a extremidade inferior do tubo amostrador deve ser angulosa e afiada e o ângulo deve ser o mais suave

possível. A norma ABNT NBR 9820/1997 (ver figura 15) apresenta a forma da extremidade inferior deste tubo, conformada segundo 2 ângulos:

- $5^\circ < \alpha < 10^\circ$  (ângulo do bisel);
- $20^\circ < \beta < 30^\circ$  (bico ou chanfro adicional).

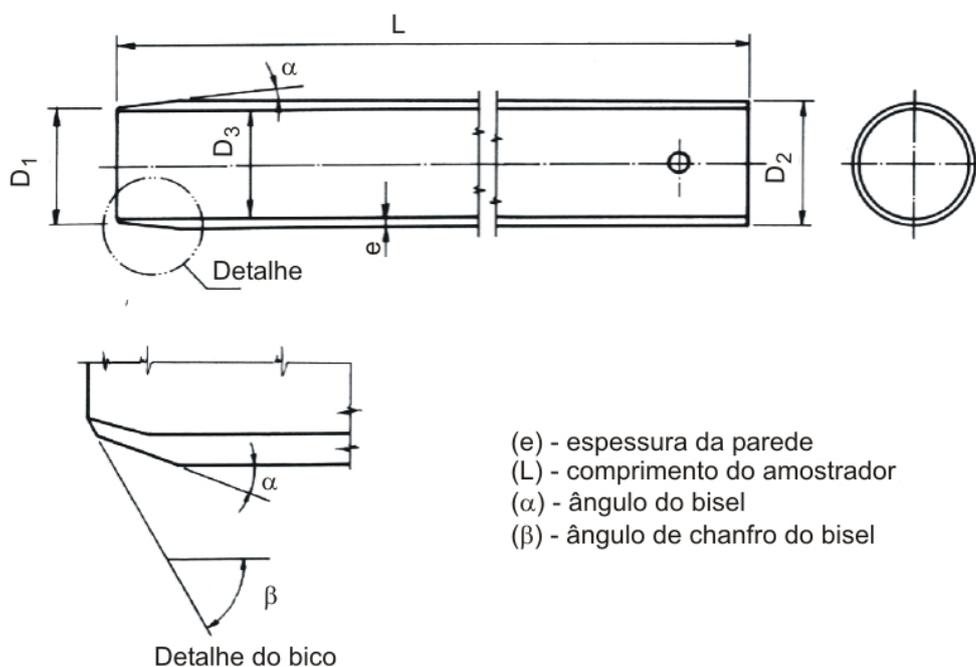


Figura 15: Formato da extremidade inferior biselada do tubo amostrador (adaptado da norma ABNT NBR 9820/1997)

Em LA ROCHELLE *et al.* (1981), é comentado que o ângulo suave obriga a mudança de volume, causada pela inserção do tubo amostrador no terreno, ocorrer externamente ao tubo, minimizando o efeito da sua espessura. O único modelo de equipamento que não necessita desta preocupação é o amostrador Sherbrooke.

### 2.3.6 Forma de extração das amostras de dentro dos tubos

Classicamente na engenharia geotécnica os amostradores mais empregados são os que possuem um tubo amostrador. Tão importante quanto a técnica de cravação e as características do tubo amostrador é a forma de extração da amostra de solo coletado de dentro deste tubo. Para a retirada da amostra, esta pode ser empurrada para fora do tubo (certa extensão de amostra sofrerá amolgamento) ou o tubo pode ser cortado transversalmente. A última alternativa é que apresenta melhores

resultados, e desde primeira metade do século passado já era indicada como opção para a boa prática de ensaios de laboratório, segundo HVORSLEV (1949).

Assim como o fator anterior (extremidade inferior biselada), o amostrador Sherbrooke é o único que dispensa esses cuidados com a extração, visto que o tubo amostrador é suprimido.

### **2.3.7 Preservação das amostras**

Observadas as questões anteriores, referentes aos requisitos e recomendações para o projeto de um amostrador, passa-se à etapa seguinte, consistindo do manuseio da amostra.

Para obter uma amostra indeformada de qualidade, é necessário observar o seguinte binário: amostrador de qualidade e correto manejo do solo coletado. A correta manipulação para preservar as características estruturais começa na identificação da amostra, acondicionamento (cuidados com a perda de umidade e integridade do solo amostrado), transporte do campo para o laboratório, estocagem (sendo que nos dois últimos é indispensável ter cuidado especial com a temperatura, vibrações e choques), retirada do solo do interior do cilindro (podendo ser realizada em campo ou no laboratório), moldagem do corpo de prova e instalação no equipamento de ensaio.

A norma ABNT NBR 9820/1997, no item 4.2 (manipulação da amostra), salienta diversos aspectos que devem ser observados no manuseio das amostras, salientando principalmente que estas devem ser conservadas com o mesmo posicionamento do campo, ou seja, na vertical e com a extremidade inferior voltada para baixo.

## **2.4. COMPARAÇÃO ENTRE AMOSTRADORES**

Nos itens anteriores foi feita uma apresentação de como é possível obter amostras indeformadas de solo (amostras em bloco ou com amostradores de parede fina) e os fatores que interferem na qualidade destas amostras. Agora se mostra relevante uma breve discussão sobre algumas pesquisas encontradas na literatura a respeito dos resultados obtidos pelas diferentes técnicas de amostragem, conseqüência de suas respectivas características, e a influência que estas têm sobre a qualidade das amostras indeformadas.

Na pesquisa sobre o comportamento geotécnico de argilas pré-adensadas. CHANDLER *et al.* (1992) estudaram a argila de Londres (fortemente pré-adensada) onde pesquisaram a variação da sucção em amostras obtidas com um amostrador de tubo aberto (amostrador U100, com diâmetro interno de 107 mm, e com folga interna de 2 mm) comparativamente com amostras de bloco. Os autores observaram que, nas amostras obtidas com tubo aberto, havia aumento da sucção e esta era tanto maior quanto mais elevada fosse a razão de pré-adensamento OCR. Analogamente, GEORGIANNOU e HIGHT (1994) também compararam as amostras obtidas por tubo amostrador com as obtidas por blocos ou por amostradores rotativos, onde a cravação do tubo era simulada no solo através de ensaios triaxiais seguindo uma trajetória de deformações semelhante à que a amostra experimenta durante a amostragem. Os locais investigados foram Vallericca (ao norte de Roma) e Londres. Estes pesquisadores observaram, como consequência da amostragem por tubo, uma redução na tensão efetiva (de aproximadamente 10%), uma redução na rigidez e um suave decréscimo na resistência ao cisalhamento de pico desses solos. Na argila de Vallericca houve uma redução de 5% na resistência ao cisalhamento não drenada enquanto que, na argila de Londres, a variabilidade natural mascarou qualquer redução de resistência.

Já na investigação sobre o comportamento geotécnico de argilas moles destacam-se os seguintes estudos. Uma grande contribuição à discussão sobre os efeitos da inserção de um amostrador no solo foi dada, nas últimas décadas, por BALIGH *et al.* (1987), onde estes autores apresentaram uma Aproximação de Amostragem Ideal. Em sua modelagem numérica, estes autores aproximaram o problema da amostragem indeformada em solo supondo o mergulho de um tubo amostrador simples (extremidade arredondada e com folga interna) em um fluido viscoso, o que permitiu a extensão dessa modelagem através da transferência dos resultados obtidos com fluido para um solo não drenado. A partir disto BALIGH *et al.* (1987) demonstraram os seguintes pontos:

- o solo coletado é submetido a uma complexa seqüência de deformações que dependem da sua posição no interior do tubo;
- no eixo central deste amostrador o solo fica sujeito a esforços de compressão e extensão axial;

- no interior do amostrador, a magnitude da máxima deformação de compressão é inversamente relacionada ao quociente  $B/t$  (diâmetro do tubo amostrador / espessura da parede do tubo);
- há na periferia da amostra uma região intensamente cisalhada, cuja extensão é determinada mais por  $t$  que por  $B$ .

Um texto clássico onde se faz a comparação entre diferentes tipos de amostradores é HIGHT e LEROUEIL (2002). Esses pesquisadores, revisando o trabalho de outros, apresentaram primeiramente a comparação entre: (a) amostrador Laval com diâmetro 200 mm e ângulo da extremidade biselada igual a  $5^\circ$ , (b) amostrador UK convencional com diâmetro 100 mm e ângulo da extremidade biselada igual a  $30^\circ$ , e (c) amostrador UK modificado com diâmetro 100 mm e ângulo da extremidade biselada igual a  $5^\circ$ . Neste estudo comparativo ficou evidente que (a) a ausência de folga interna minimiza a ocorrência de deformações de extensão durante o deslocamento da amostra dentro do tubo amostrador e (b) a máxima deformação no eixo central do amostrador é consideravelmente afetada pelo ângulo da extremidade biselada. Outra questão salientada no referido texto é que, tipicamente, amostradores de pistão com parede fina ( $B/t \sim 50$ ) fornecem amostras indeformadas de melhor qualidade que amostradores abertos de parede grossa ( $B/t = 12,5$  a  $22,2$ ).

No estudo apresentado por TANAKA *et al.* (1996) e que também foi revisado por HIGHT e LEROUEIL (2002), os autores apresentaram um estudo comparativo do desempenho de 6 diferentes amostradores, internacionalmente reconhecidos, os quais foram utilizados no depósito argiloso de Ariake no Japão, sendo eles:

- Sherbrooke: diâmetro 250 mm, e 350 mm de extensão;
- Laval: diâmetro 200 mm, e 660 mm de extensão, sem pistão, sem folga interna, ângulo da extremidade biselada  $5^\circ$  e espessura da parede do tubo amostrador de 4 mm;
- Japonês: diâmetro 75 mm, e 1000 mm de extensão, com pistão, sem folga interna, ângulo da extremidade biselada  $6^\circ$  e espessura da parede do tubo amostrador de 1,5 mm;
- NGI 54: diâmetro 54 mm, e 768 mm de extensão, com pistão e espessura da parede do tubo amostrador superior a 13 mm;

- ELE 100: diâmetro 101 mm, e 500 mm de extensão, com pistão, sem folga interna, ângulo da extremidade biselada 30° e espessura da parede do tubo amostrador de 1,7 mm;
- Shelby: diâmetro 72 mm, e 610 mm de extensão, sem pistão e espessura da parede do tubo amostrador de 1,65 mm;

Observando a figura 16, fica evidente que os amostradores Sherbrooke, Laval e Japonês são os que apresentam amostras de melhor qualidade. Contudo, TANAKA *et al.* (1996), *apud* LACASSE *et al.* (1985), comentam que, apesar da técnica de amostragem Sherbrooke apresentar resultado superior neste caso, esta técnica não é uma panacéia para todas as argilas, pois sua qualidade pode ser similar à atingida com amostradores de tubo eficientes. TANAKA *et al.* (1996) ainda fazem dois comentários relevantes: (a) afirmam que, em estudos realizados na Noruega e Japão, os amostradores de maior diâmetro não fornecem obrigatoriamente amostras melhores que amostradores de tubo eficientes, (b) os mesmos pesquisadores estudaram amostras de solos moles obtidas com o amostrador Japonês com pistão e com uma variação deste amostrador, mas sem pistão, onde - em ensaios de cisalhamento não drenados do tipo palheta de laboratório - obtiveram valores de  $S_u$  um pouco maiores com o amostrador de pistão comparativamente ao mesmo amostrador sem pistão.

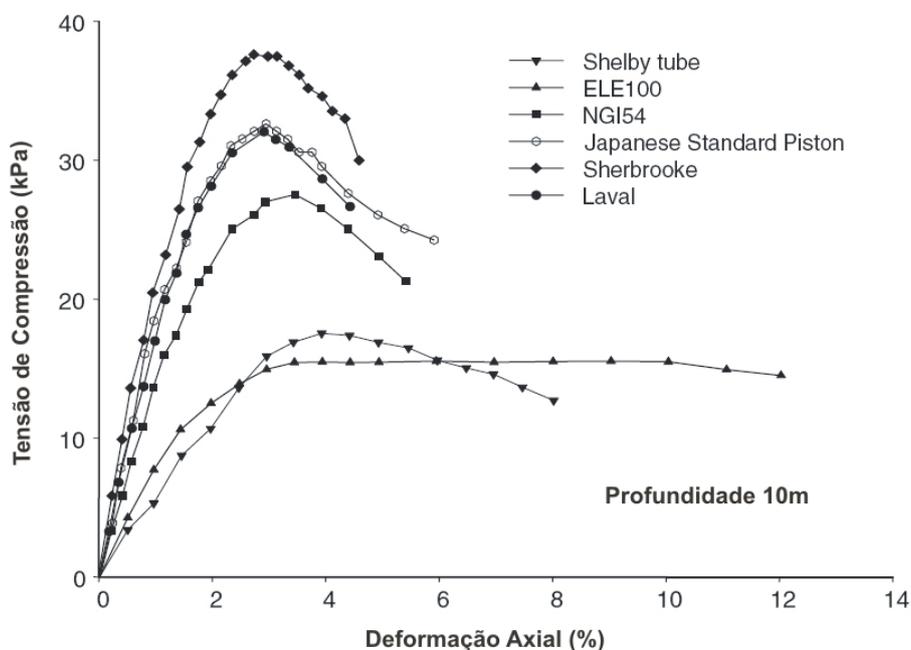


Figura 16: Ensaios de compressão simples no depósito de Ariake (adaptado de HIGHT e LEROUÉIL 2002)

Em síntese, HIGHT e LEROUEIL (2002) recomendam que, para argilas moles, deve-se primar pela utilização de amostradores de grande diâmetro, com parede fina, afiados, sem folga interna e de preferência longos. O objetivo é reduzir os efeitos associados (a) à perturbação do solo na base do pré-furo e (b) à sucção que a amostra fica sujeita no interior do amostrador durante a retirada do fundo da perfuração.

## 2.5. QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Pelo que foi discutido nos itens anteriores, ficou claro que nos últimos 60 anos houve uma atenção especial de diversos pesquisadores, em todo o mundo, sobre a obtenção de amostras indeformadas de qualidade e isso permitiu o avanço do conhecimento sobre o comportamento de determinados tipos de solos. Paralelamente desenvolveram-se métodos que buscavam perceber a qualidade das amostras obtidas. Um dos critérios é o proposto por LADD e LAMBE (1963), e também citados por BRESSANI (1983) e OLIVEIRA (2002).

LADD e LAMBE (1963) percebem a perturbação da amostra transformando essa grandeza em um valor numérico, através da equação 7.

$$Perturbação = \frac{\sigma'_r}{\sigma'_{ps}} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

$\sigma'_r$  Tensão residual após a amostragem;

$\sigma'_{ps}$  Tensão residual após a amostragem perfeita.

Quanto mais próximo da unidade for essa relação maior será a qualidade da amostra.

Para uma melhor compreensão do leitor, é necessário que se explique o conceito de amostragem perfeita. PINTO (2006) apresentou o processo de retirada de amostras do subsolo da seguinte maneira. Um dado volume de solo (amostra), a uma determinada profundidade, experimenta um estado de tensões *in situ* conseqüência desta profundidade, do peso específico do solo e do nível de água. Assim as tensões atuantes são: a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ), a tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) – sendo as

principais e em condição anisotrópica dadas pela equação 8 – e a poro-pressão ( $u$ ). Quando a amostra é retirada do seu ambiente (com perda de confinamento) as tensões totais caem a zero e a poro-pressão será reduzida de um valor idêntico à tensão total média, expressa pela equação 9.

$$\sigma'_h = K_0 \times \sigma'_v \quad (\text{Equação 8})$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad (\text{Equação 9})$$

Em uma amostragem perfeita (ver figura 17) esta é a única alteração no estado de tensões *in situ* que a amostra poderá experimentar, ou seja, é uma perturbação na estrutura apenas resultado da alteração do estado anisotrópico de tensões efetivas de campo para o estado isotrópico (com alívio das tensões cisalhantes). Esta amostragem é definida como perfeita, pois o alívio de tensões é impossível de ser eliminado com base no atual estado da arte.

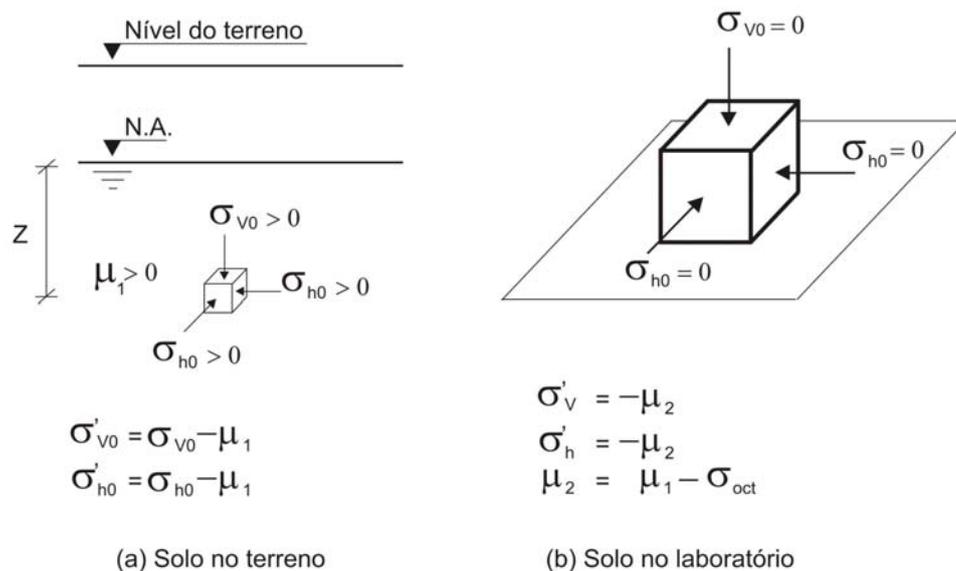


Figura 17: Redistribuição de tensões na amostragem perfeita (adaptado de Pinto 2006)

Definido o que é amostragem perfeita, agora se definirá a tensão residual após a amostragem real, que será consequência das outras formas de perturbação da estrutura além do alívio de tensões (incluindo o posicionamento do equipamento, a cravação do tubo amostrador, o procedimento de extrusão do solo amostrado ...).

A trajetória real das tensões efetivas, durante as etapas de uma amostragem fica ilustrada esquematicamente pela figura 18 apresentada por LADD e LAMBE (1963), e citado em BRESSANI (1983).

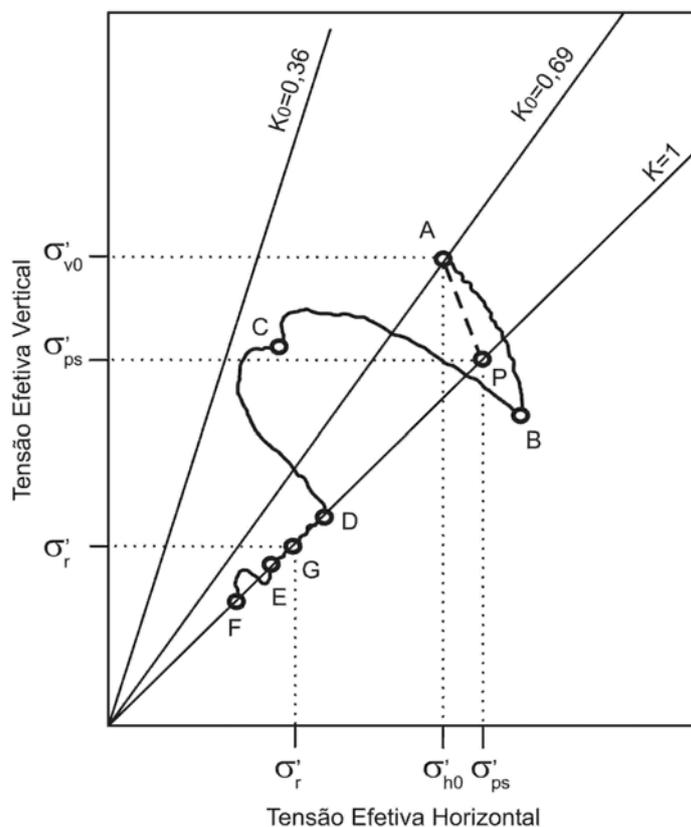


Figura 18: Possível trajetória de tensões efetivas durante a amostragem para a argila de Sarapuí (adaptado de BRESSANI 1983)

Na tabela 6 é explicada cada uma das etapas da possível trajetória de tensões efetivas durante a amostragem real de um solo argiloso.

O ponto P, da figura 18, é a representação do estado de tensões efetivas correspondente a uma amostragem perfeita, já o ponto G corresponde ao estado de tensões efetivas a que um corpo de prova está sujeito *a priori* do início do ensaio. Quanto maior a distância horizontal entre P e G menor será a qualidade da amostra. Em síntese: quanto maior a tensão residual menor o amolgamento do solo.

Tabela 6: Estágios e significado de cada ponto da possível trajetória de tensões efetivas de uma amostragem real

Estágio de Amostragem		Etapa de Trabalho	
A-C	Obtenção da amostra	A	Tensão in situ
		B	Final da cravação do tubo
C-D	Extrusão da amostra	C	Amostra retirada do terreno
		D	Final da extrusão
D-F	Estabilização da poro-pressão e moldagem do corpo de prova	E	Varição da tensão efetiva devido a pressão de cavitação e redistribuição de umidade
		F	Redução da tensão efetiva pela moldagem do corpo de prova e montagem na célula triaxial
F-G	Aplicação da tensão confinante	G	Tensão efetiva no início do ensaio UU (após aplicação da tensão confinante)

### 2.5.1 Outras questões referentes à qualidade das amostras e trajetórias de tensão

No tópico anterior introduziram-se questões que se referem à qualidade das amostras e às trajetórias de tensões durante a reconsolidação do corpo de prova às tensões efetivas de campo. A fim de melhor situar o leitor agora se fará uma maior concentração neste tema.

Vários estudos foram conduzidos, principalmente entre as décadas de 70 e 90, com o objetivo de (a) expandir o conhecimento no que diz respeito às trajetórias de tensões a que um solo pode ser submetido (até que se realizem os ensaios propriamente ditos) e (b) definir técnicas experimentais que auxiliem na solução dos problemas de amostragem já discutidos neste texto. Podem ser citadas algumas pesquisas relevantes neste aspecto, quais sejam: CLAYTON *et al.* (1992), HIGHT *et al.* (1992b), CLAYTON *et al.* (1998) e BALIGH *et al.* (1987).

A partir do estudo do depósito argiloso de Bothkennar, CLAYTON *et al.* (1992), utilizando amostradores Laval e Sherbrooke, realizaram ensaios triaxiais com trajetórias de tensões ou deformações controladas e medição local de deformações. Nesses ensaios, os autores impuseram deformações volumétricas e cisalhantes (de magnitudes variadas) às quais o solo pode ser submetido na amostragem a fim de

avaliar os efeitos que essas deformações podem causar nos parâmetros de rigidez e resistência ao cisalhamento do depósito em questão.

Três diferentes técnicas de ensaios triaxiais foram empregadas, e tinham por princípio básico os seguintes procedimentos: (a) reconsolidação dos corpos de prova (com trecho isotrópica e anisotrópica) até atingir a tensão efetiva média in situ estimada, (b) semelhante ao anterior, porém até atingir uma tensão efetiva média 2 vezes superior à tensão efetiva média in situ estimada, (c) aplicação prévia de trajetórias de deformação especiais (ciclos de deformação axial incluindo carregamento e descarregamento). Nesses ensaios, CLAYTON *et al.* (1992) aplicaram diferentes amplitudes de deformação axial ( $\pm 0,5\%$ ,  $\pm 1,0\%$  e  $\pm 2,0\%$ ) aos corpos de prova, em condições não drenadas, denominando este tipo de ensaio de Amostragem de Tubo Idealizada (ver figura 19).

Desses estudos, os autores concluíram:

- quanto maior a amplitude da deformação axial cíclica aplicada ao corpo de prova; (a) maior será a redução da tensão efetiva média – ou seja maior será o alívio das tensões efetivas in situ, (b) maior será a deformação axial durante a subsequente reconsolidação até a tensão efetiva in situ, (c) mais significativa é a redução da rigidez durante a posterior compressão triaxial, (d) assim como mais significativa é a redução na resistência ao cisalhamento não drenada de pico. Isto também é verificado em HIGHT *et al.* (1992b), ainda no depósito de Bothkennar, mesmo quando técnicas de amostragem cuidadosas são empregadas;
- as alterações na tensão efetiva média se devem principalmente (a) ao descarregamento da tensão desvio e (b) à trajetória cíclica de deformações aplicada. A primeira é inevitável e relativamente pequena, mas a última é responsável por uma substancial alteração na tensão efetiva média;

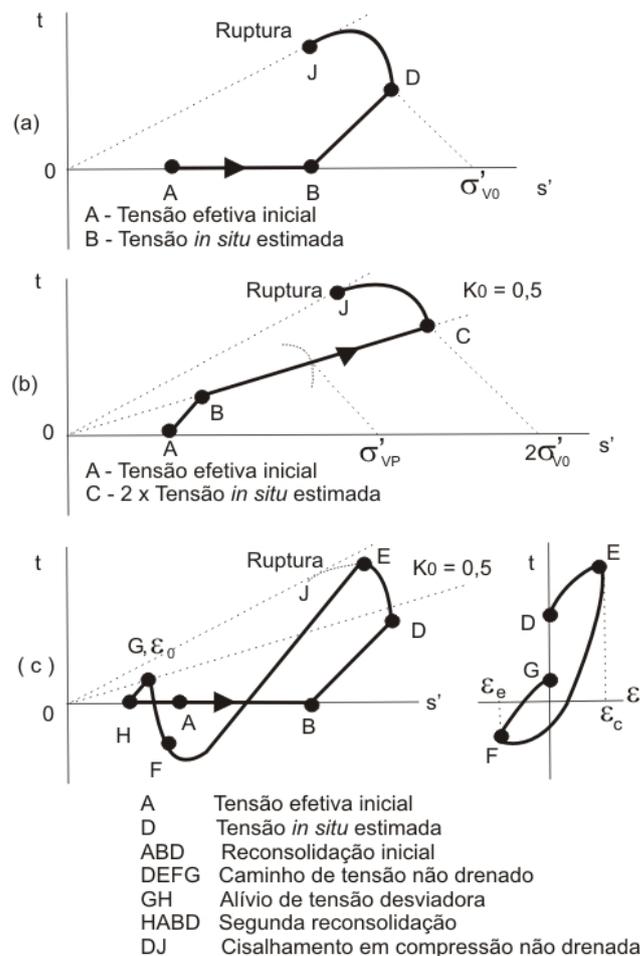


Figura 19: Trajetórias de tensão para (a) amostras indeformadas, (b) amostras reconsolidadas e (c) amostragem de tubo idealizada para ensaio de trajetória de deformação (adaptado de CLAYTON *et al.* 1992)

- em geral, a relação entre a variação na tensão efetiva média e a amplitude do ciclo de deformações, segundo CLAYTON *et al.* (1992), parece ser dependente do estado de tensões efetivas inicial do solo e de sua localização em relação à superfície de plastificação. Esta superfície é função da história de tensões, do envelhecimento e da cimentação do solo mole;
- durante a etapa de reconsolidação à tensão efetiva média *in situ* ocorrem deformações ao longo da trajetória de tensões aplicada, tanto no trecho isotrópico quanto no trecho anisotrópico de consolidação. Entretanto, a maior parte dessas deformações ocorre durante a aplicação da tensão desvio na condição drenada, sendo mais severas

quanto maior for a amplitude da deformação axial cíclica aplicada na etapa anterior da amostragem idealizada;

- no que tange à rigidez, os autores perceberam uma progressiva redução do módulo de deformabilidade do solo durante a etapa de compressão triaxial com o aumento da amplitude da deformação axial cíclica, previamente aplicada, a valores superiores a  $\pm 0,5\%$ . Quando isto ocorrer, a reconsolidação à tensão efetiva média in situ não será capaz de recuperar a rigidez original do solo;
- já no que diz respeito à ocorrência de retração da superfície de plastificação do solo mole, esta retração é significativa no caso de consolidação do corpo de prova a valores de tensão efetiva média muito elevados, que ultrapassem a superfície de plastificação anterior; isto pode ser verificado comparando o posterior cisalhamento não drenado. Esta retração, conseqüência da desestruturação, também foi observada por HIGHT *et al.* (1992b), onde esses autores comentam que amostradores ineficientes contribuem para retração da superfície de plastificação do solo mole;
- os autores observaram essa progressiva desestruturação do solo com microscopia eletrônica durante a pesquisa. A desestruturação observada é consistente com a retração progressiva da superfície de plastificação. Observando esse mecanismo na escala de partículas de argila, os poros inter-agregados (0,125 a 1,0  $\mu\text{m}$ ) e intra-agregados (0,005 a 0,125  $\mu\text{m}$ ) colapsam, começando pelos poros maiores e seguindo para os menores. Apesar disso os agregados de partículas permanecem intactos.

No que diz respeito a essas conclusões, os autores comentam as implicações para os procedimentos de amostragem e reconsolidação. Devido à amostragem, ocorre uma relevante redução de rigidez e resistência ao cisalhamento, pois este processo envolve redução de tensão efetiva média e aplicação de deformações cisalhantes ao solo que está sendo amostrado. A maior redução de tensão efetiva média é atribuída às deformações aplicadas durante a amostragem de tubo, sobrepondo-se às deformações devidas ao descarregamento da tensão desvio, também afirmado em HIGHT *et al.* (1992b). Sobre a reconsolidação, CLAYTON *et al.* (1992) afirmam que esta não parece ser particularmente danosa quando ocorrer

dentro da superfície de plastificação. Os autores agruparam os procedimentos de reconsolidação em ensaios triaxiais da seguinte maneira: (a) não reconsolidado, (b) reconsolidado isotropicamente à tensão efetiva média estimada *in situ*, (c) reconsolidado anisotropicamente – que geralmente envolve também um estágio isotrópico, (d) reconsolidado levando em conta a história de tensões e (e) reconsolidado além da superfície de plastificação – metodologia também empregada pelo processo SHANSEP.

Olhando de uma maneira ampla, os pesquisadores interpretaram que as deformações volumétricas durante a amostragem são provavelmente mais danosas à estrutura do solo que as deformações cisalhantes.

## 2.6. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

A partir da segunda metade do século XX, foram apresentados os importantes conceitos de plastificação e estado crítico, tendo como autores principais Roscoe, Schofield e Wroth, com estudos originados a partir do adensamento e cisalhamento de amostras de argilas reconstituídas (amolgadas), formando as bases da Mecânica dos Solos Moderna. Nesta dissertação se fará uma breve apresentação da Teoria do Estado Crítico (TEC), onde serão demonstrados os conceitos mais relevantes associados ao assunto.

### 2.6.1 Definição da Linha de Compressão Normal

É bem conhecida a forma da curva tensão-recalque que se obtém em argilas plásticas saturadas, já demonstradas no trabalho pioneiro de Terzaghi. A Linha de Compressão Normal (NCL) é a relação, obtida através do ensaio de adensamento isotrópico, que existe para um argila normalmente adensada no plano  $\ln p': \nu$ . Seu volume específico ( $\nu$ ) é definido como  $\nu = 1 + e$ , sendo “e” o índice de vazios em uma determinada tensão efetiva média ( $p'$ ) que pode ser calculada por  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$  (na condição isotrópica,  $p' = \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ). A NCL é a linha reta AC mostrada na figura 20, sendo expressa pela equação 10.

$$\nu = N - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

- $N$  É o valor de  $v$  quando  $p'=1$  kPa;  
 $\lambda$  Inclinação da NCL no gráfico logarítmico

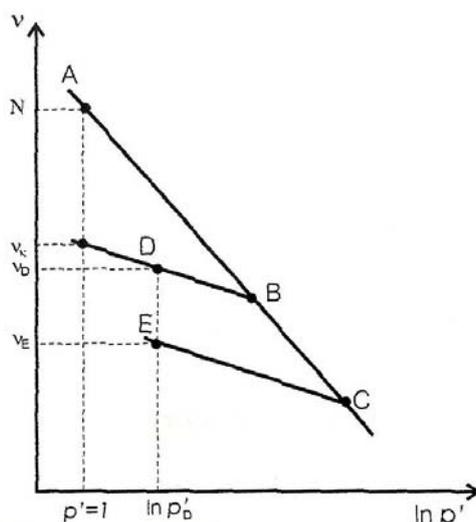


Figura 20: Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argilas (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

Observando a figura 20, percebe-se a presença de outras 2 linhas (BD e CE), conhecidas como linhas de expansão ou *swelling lines*. Essas linhas são obtidas por descarregamento a partir de um ponto sobre a NCL e, ao sofrerem recarga, voltam para a NCL, percorrendo o mesmo caminho até encontrar o valor de  $p'$  do início do descarregamento. Durante o descarregamento, o solo passa a uma condição de pré-adensamento, ocorrendo uma expansão, porém essa expansão é pequena, insuficiente para que o solo retorne à condição volumétrica inicial (ponto A), mesmo que se atinja a mesma tensão ( $p'=1$  kPa). A expressão que representa a variação de  $v$  na linha de expansão é a equação 11. Por outro lado, ao ser recarregado, o solo alcança novamente a NCL e volta a ter variações de volume específico para cada acréscimo de tensão ( $p'$ ), sendo governado pela equação 10.

$$v = v_k - k \ln p' \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

- $v_k$  É o valor de  $v$  quando  $p'=1$  kPa;

$k$  Inclinação da linha de expansão.

Sendo  $N$ ,  $\lambda$  e  $k$  constantes do solo.

Em síntese, segundo a TEC, após sofrer um descarregamento a partir da NCL (ou seja, estar à esquerda da linha de compressão normal), uma amostra encontra-se numa condição pré-adensada e ao ser recarregada, a amostra volta à NCL, não sendo possível situar-se a direita desta linha.

Como durante o recarregamento (DB) o solo percorre a mesma linha de descarregamento (BD) haverá nesse trecho deformações elásticas. Se carregado a partir de B até C e descarregado até E, pode-se afirmar que, entre D e E ocorreram deformações volumétricas plásticas. O valor dessas deformações pode ser obtido por:

$$\delta\varepsilon_v^p = \frac{v_D - v_E}{v_D} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

$v_D$  e  $v_E$  São os valores do volume específico para um mesmo  $p'$ .

Segundo SILVEIRA (2005), citando ATKINSON e BRANSBY (1978), os ensaios edométricos podem ser utilizados em substituição aos ensaios de compressão isotrópica, desde que se conheça a tensão efetiva horizontal, permitindo assim o cálculo de  $p'$ . A NCL e a linha de expansão, obtidas a partir de adensamento isotrópico, são paralelas às obtidas no ensaio edométrico. Dessa maneira, para ensaios edométricos, a equação 10 é adaptada para:

$$v = N_0 - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

$N_0$  Valor de  $v$  de uma amostra normalmente adensada quando  $p'=1$ .

Ainda segundo o mesmo autor, se o valor de  $K_0$  não variar durante o ensaio edométrico, é possível determinar o valor de  $C_c$  (índice de compressão), para solos normalmente adensados (NA) e não estruturados.

$$C_c = 2,303\lambda \quad (\text{Equação 14})$$

Apesar de durante o descarregamento  $K_0$  ser variável, é possível aproximar  $C_s$  (coeficiente de expansão) com uma adaptação da equação 15.

$$C_s = 2,303k$$

(Equação 15)

## 2.6.2 Linha do Estado Crítico

Se uma amostra sofrer cisalhamento em um equipamento triaxial após o adensamento, seu comportamento a grandes deformações tende ao estado último, independente da condição de drenagem, (DENARDIN, 2005 citando LEROUEIL e HIGHT, 2002). Neste estágio (grandes deformações) deixam de existir variações no índice de vazios, por consequência em  $\nu$ , e nas tensões efetivas. Na figura 21, são mostrados resultados de ensaios triaxiais, realizados em argilas NA, não drenados (a) e drenados (b).

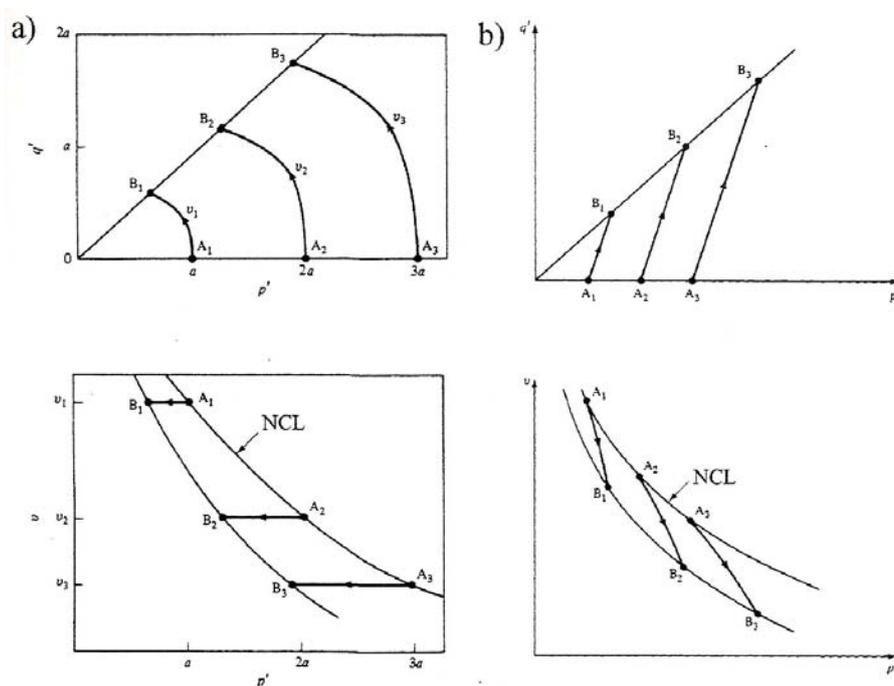


Figura 21: Trajetórias de tensões efetivas em argilas NA, (a) não drenadas e (b) drenadas (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

Notando a figura 21, observa-se que há um aumento das tensões cisalhantes, até que a trajetória de tensões efetivas toca a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações (CSL – Linha do Estado Crítico). No plano  $p':q$  esta envoltória é expressa pela equação 16:

$$q = Mp' \quad \text{(Equação 16)}$$

Onde:

$M$  Inclinação de CSL ( $q/p'$ ), sendo função do atrito interno na condição última.

Levando a trajetória de tensões efetivas para o plano  $p': v$  e unindo os pontos finais dos ensaios, obtém-se uma linha (CSL) semelhante à NCL, sendo ambas paralelas no plano  $\ln p': v$  (ou seja possuem o mesmo  $\lambda$ ). Matematicamente a CSL, no plano  $\ln p': v$ , pode ser expressa por:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 17})$$

Onde:

$\Gamma$  Valor de  $v$  quando  $p'=1$  na CSL.

Desta forma as constantes do solo passam a ser  $N$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $M$  e  $\Gamma$ . O valor de  $M$ , para compressão e extensão triaxiais, pode ser obtido respectivamente por:

$$M_c = \frac{6 \operatorname{sen} \emptyset}{3 - \operatorname{sen} \emptyset} \quad (\text{Equação 18})$$

$$M_e = \frac{6 \operatorname{sen} \emptyset}{3 + \operatorname{sen} \emptyset} \quad (\text{Equação 19})$$

Ao se representar os resultados no espaço  $p': v : q$  da figura 21 fica evidente que as trajetórias de tensões efetivas drenadas e não drenadas formam uma única superfície que se origina na NCL e termina na CSL (ver figura 22). Assim as amostras NA que tiveram consolidação isotrópica, passarão por essa superfície única, denominada de Superfície de Roscoe, conforme DENARDIN (2005) e SILVEIRA (2005), citando ATKINSON e BRANSBY (1978).

A partir da similaridade das curvas, é possível normalizar as trajetórias de tensões efetivas pela tensão efetiva média equivalente  $p'_e$  (corresponde à tensão efetiva média  $p'$  para um determinado volume específico  $v$  na NCL). Para ensaios não drenados, de volume constante,  $p'_e$  permanece o mesmo ao longo de todo o ensaio. Já para ensaios drenados, há variação de volume,  $p'_e$  deve ser calculado para cada variação de volume específico através da equação 20. Dessa maneira fica evidente a unicidade da Superfície de Roscoe. Esta superfície divide o plano normalizado em estados de tensões possíveis e impossíveis (ver figura 23).

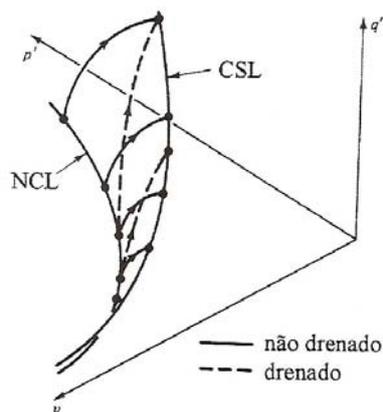


Figura 22: Família de trajetórias de tensões efetivas drenadas e não drenadas no espaço  $p':v:q$  (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

$$p'_e = e^{\left[ \frac{N-v}{\lambda} \right]} \quad (\text{Equação 20})$$

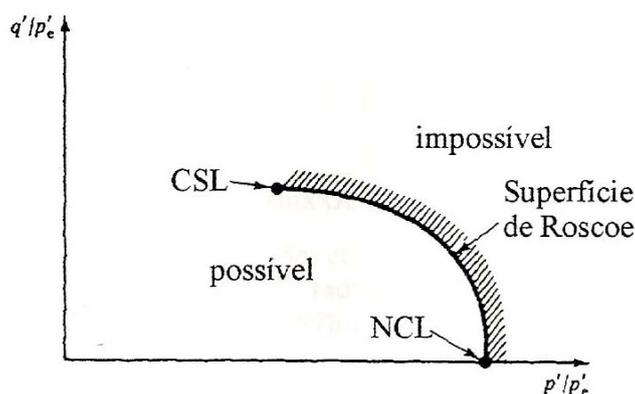


Figura 23: Superfície de Roscoe (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

### 2.6.3 Superfície de Hvorslev

Até o momento foram tratadas as questões referentes à argila NA. Quando se fala em amostras pré-adensadas (ponto D na figura 19) o comportamento tensão deformação é diferente; as amostras atingem pico de resistência ao cisalhamento acima da CSL (devido à taxa de expansão volumétrica) que acabam recaindo sobre ela a maiores deformações. Lançando-se esses resultados no plano normalizado ( $p'_e$  se refere à tensão efetiva média correspondente ao volume específico, porém na NCL) e unindo os pontos de pico, desenha-se uma reta à esquerda da Superfície de Roscoe

denominada de Superfície de Hvorslev. A união das superfícies determina o estado de tensões possíveis no plano normalizado ( $p'/p'_e:q/p'_e$ ) da figura 24 (a) e no espaço ( $p':v:q$ ) na figura 24 (b), conforme SILVEIRA (2005) e DENARDIN (2005) citando ATKINSON e BRANSBY (1978).

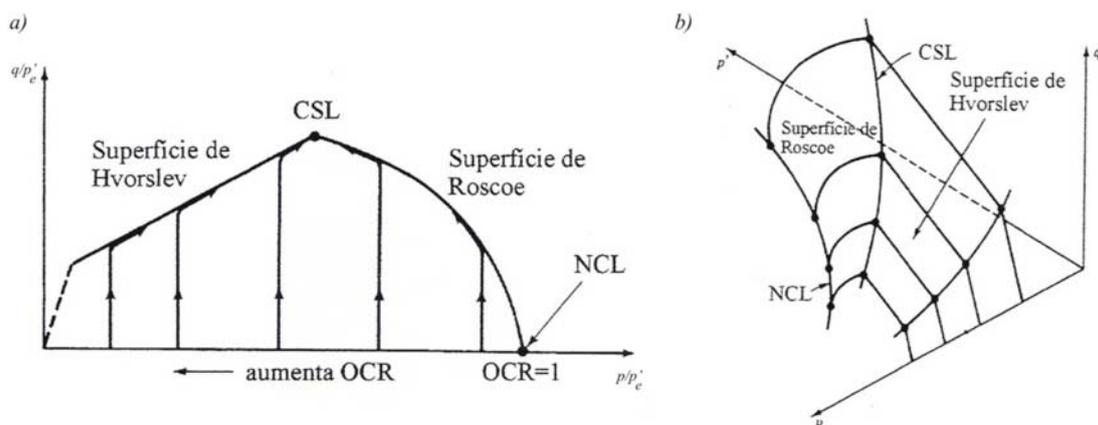


Figura 24: Superfícies de Roscoe e Hvorslev (a) no plano  $q/p'_e:p'/p'_e$  e (b) no plano  $p':v:q$  (adaptado de ATKINSON e BRANSBY 1978)

O solo, como já mencionado, possui um comportamento elástico sobre as linhas de expansão (*swelling lines*). As deformações plásticas passam a existir quando se atinge a tensão limite ou tensão de plastificação. Observando esse mecanismo no espaço  $p':v:q$  (figura 25), a linha de deformações elásticas é representada por BH, onde a partir desta gera-se a *elastic wall* (prolongamento de BH até encontrar as Superfícies de Roscoe e Hvorslev) representada por BHIJG, sendo que sua projeção no plano  $p':q$  é descrita por LMN. Essa projeção recebe o nome de Superfície de Plastificação (ou Curva do Estado Limite), e dentro desta superfície o domínio é elástico e comandado pela Lei de Hooke.

Observando a figura 26, percebe-se a existência de 3 linhas de expansão e, por conseqüência, existem 3 *elastic walls* diferentes associadas a cada uma delas, sendo  $AA < BB < CC$ . A deformação volumétrica que o solo sofreria, passando de um lugar qualquer da *elastic wall* AA para a BB ou CC pode ser calculada pela equação 12, e essa passagem gera uma expansão da Superfície de Plastificação, como apresentado na figura 26 (b). Relacionando a magnitude do incremento de tensão de plastificação e a magnitude da deformação plástica ocorridas na expansão da Superfície de Plastificação, obtém-se a Lei de Enrijecimento, conforme SILVEIRA (2005) citando ATKINSON e BRANSBY (1978).

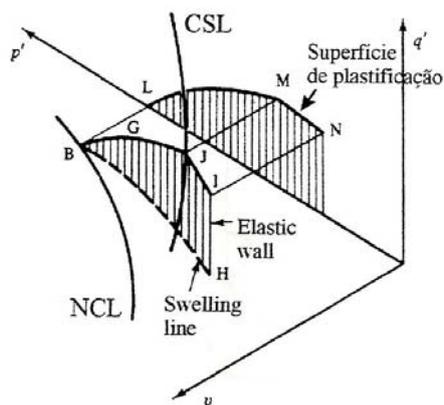


Figura 25: *Elastic wall* com sua correspondente superfície de plasticificação (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

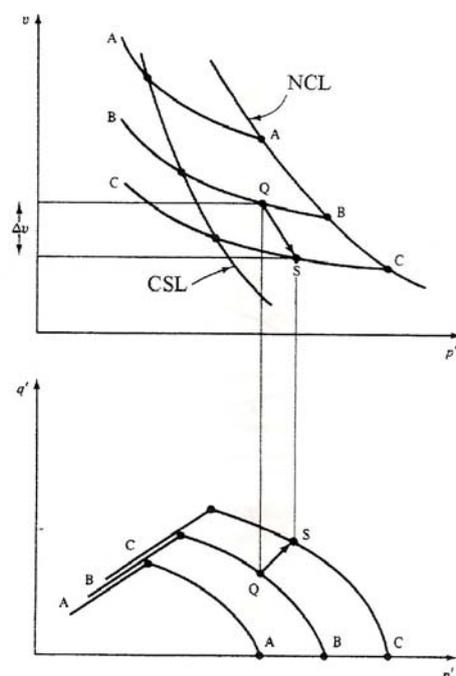


Figura 26: Famílias de curva de plasticificação (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

Ao se relacionar a direção do vetor deformações plásticas e a Superfície de Plasticificação obtém-se a Lei de Fluxo, e no caso de argilas NA o vetor é considerado normal à Superfície de Plasticificação, ver figura 27.

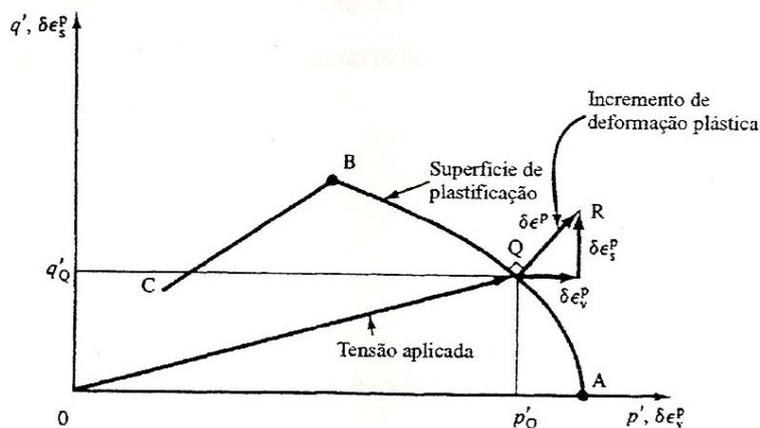


Figura 27: Incremento de deformação plástica, com lei de fluxo associada (adaptado ATKINSON e BRANSBY 1978)

Somando-se a Plastificação, a Lei do Enrijecimento e a Lei de Fluxo, forma-se a base da Teoria da Plasticidade.

#### 2.6.4 Teoria do Estado Crítico e Comportamento Real dos Solos

A Teoria do Estado Crítico certamente é uma ferramenta poderosa para a compreensão do comportamento dos solos. Apesar disto, certas nuances não são descritas pela TEC.

É comum os solos naturais apresentarem estrutura. Algumas das origens da estrutura em solos já foram discutidas no item “Argilas Sensíveis”. A identificação de solos estruturados pode ser feita através do seguinte mecanismo, segundo DENARDIN (2005) citando LEROUEIL e VAUGHAN (1990): a plastificação da estrutura pode ser identificada por uma descontinuidade nas curvas tensão-deformação quando a amostra é sujeita a um carregamento. Isto ocorre quando, em compressão (unidimensional ou isotrópica), após atingir a plastificação, há uma abrupta redução no índice de vazios com o aumento de  $p'$ . Até que se atinja a plastificação, o solo estruturado apresenta elevada rigidez, e a partir deste ponto há um severo comprometimento da estrutura (quebra de ligações e/ou alteração no arranjo de grãos).

Em SILVEIRA (2005), citando LEROUEIL (1997), apresentou-se esquematicamente o comportamento de um solo estruturado comparado ao de outro não estruturado. No plano  $\log p':e$ , apresentado na figura 28, é evidente que, para um mesmo índice de vazios, o solo estruturado é capaz de manter tensões maiores que o

solo não estruturado. Depois de se atingir a máxima tensão (plastificação), ambos os solos apresentam comportamentos semelhantes. Além disso, o efeito da estrutura no plano  $p':q$  se reflete numa ampliação da curva de plastificação.

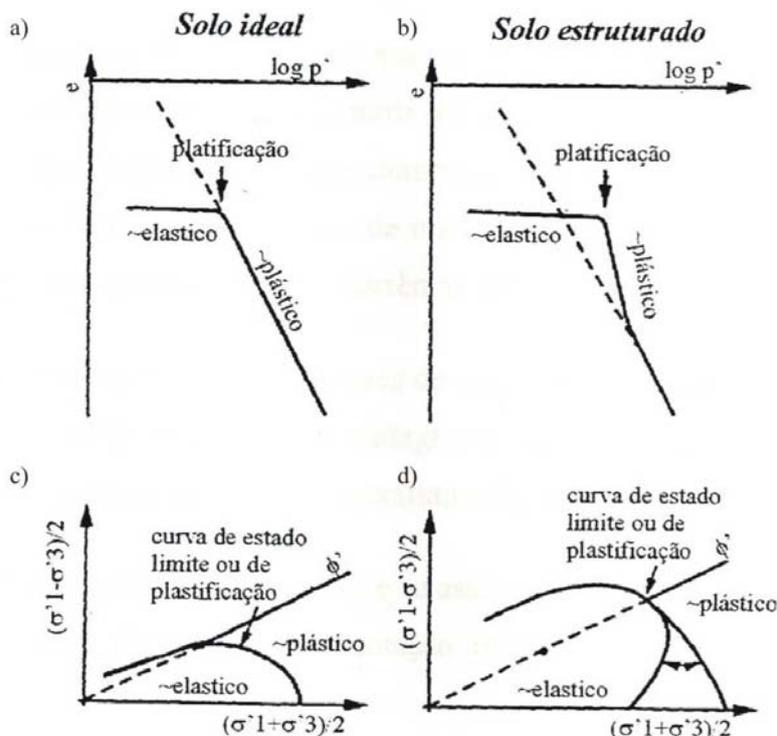


Figura 28: Comportamento esquemático de um solo ideal e de um solo estruturado (SILVEIRA 2005)

Observando a figura 28 (d), percebe-se que a curva do estado limite apresenta uma variação no seu trecho próximo ao eixo  $p'$ . Segundo DENARDIN (2005), citando LEROUEIL e VAUGHAN (1990), isso se deve ao fato que a curva de estado limite (ou de plastificação) para argilas com estrutura anisotrópica, como consequência do adensamento, apresenta tendência de centralização na trajetória  $K_0$  e, no caso de solos residuais e rochas brandas, há uma tendência de centralização no eixo isotrópico ( $p'$ ). Isso também é evidente na figura 29.

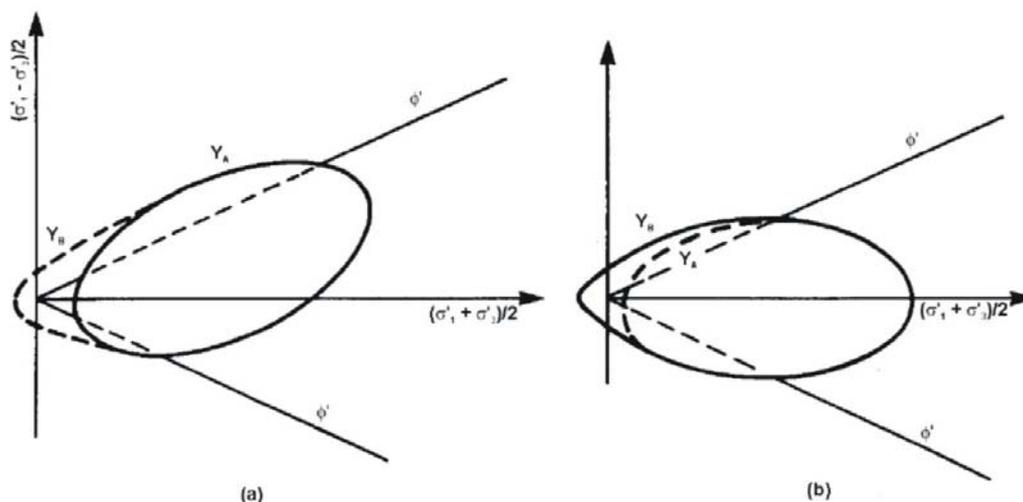


Figura 29: Superfícies de plastificação de materiais estruturados (a) argilas com estrutura anisotrópica e (b) rochas brandas e solos residuais (DENARDIN 2005)

Como já foi comentado anteriormente, dentro da curva do estado limite é admitido que o solo se comporte como material elástico. Contudo, o que se verifica na prática é que dentro desta superfície, além da existência das deformações elásticas também existem deformações plásticas. Essa constatação fez com que diversos estudos fossem realizados nesse nível de deformações, visto sua importância para projetos de engenharia, DENARDIN (2005) e SILVEIRA (2005) citando outros autores.

Outra questão diz respeito ao efeito da localização. Em LEROUEIL (1997), conforme citado em SILVEIRA (2005), são delineadas as diferenças das deformações entre amostras normalmente adensadas/levemente pré-adensadas e fortemente pré-adensadas. No primeiro caso, as deformações se distribuem mais uniformemente (o corpo de prova no ensaio triaxial assume forma de barril), e a variação do índice de vazios (ou volume específico) é mais representativa das deformações da amostra. Já no segundo caso, após atingir a máxima resistência, as deformações cisalhantes convergem para uma ou mais bandas de pequena espessura (localização), onde os movimentos podem funcionar como deslizamento entre dois blocos rígidos, no caso de maiores deformações. Em areias (com partículas arredondadas), apesar da dificuldade de medir o índice de vazios, normalmente é possível medir  $\emptyset$  de estado crítico. Quando as partículas possuem formas lamelares (argilas, por exemplo), no plano de cisalhamento haverá uma crescente orientação das mesmas, levando os valores de resistência a se aproximarem da condição de resistência residual.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste capítulo será feita uma apresentação do local de amostragem e do contexto geológico em que se insere o depósito em questão. Além disso, serão descritos (a) o novo amostrador, desenvolvido para esta dissertação, e (b) a campanha de amostragem realizada com o mesmo no depósito em estudo.

#### **3.1. DESCRIÇÃO DO LOCAL DE AMOSTRAGEM**

No capítulo anterior foram revisados os seguintes temas: (a) sensibilidade de argilas, (b) técnicas de amostragem e (c) algumas questões referentes aos ensaios geotécnicos de laboratório. Neste item será discutido o tema motivador do estudo a que esta dissertação se prontifica e será feita a descrição do depósito onde foi realizada a campanha de amostragem.

No final do ano de 2007 chegou ao conhecimento deste autor que nas obras de duplicação da rodovia BR 101 Sul no Rio Grande do Sul, no trecho entre os municípios de Torres e Osório, houve um evento geotécnico interessante. Próximo à cidade de Três Forquilhas, no km 38+200 desta rodovia (ver figura 30), houve uma ruptura durante a execução de um aterro sobre solo mole, ainda quando este se encontrava com altura reduzida. Motivado pelos resultados dos ensaios de campo (palheta de campo) realizados após o evento, onde estes indicaram a presença de um material de sensibilidade considerável ( $St \approx 20$ ), surgiu o tema sobre o qual a dissertação se debruça com a finalidade exclusiva de caracterizar a sensibilidade de tal material aparentemente tão atípico em comparação com outros depósitos brasileiros.

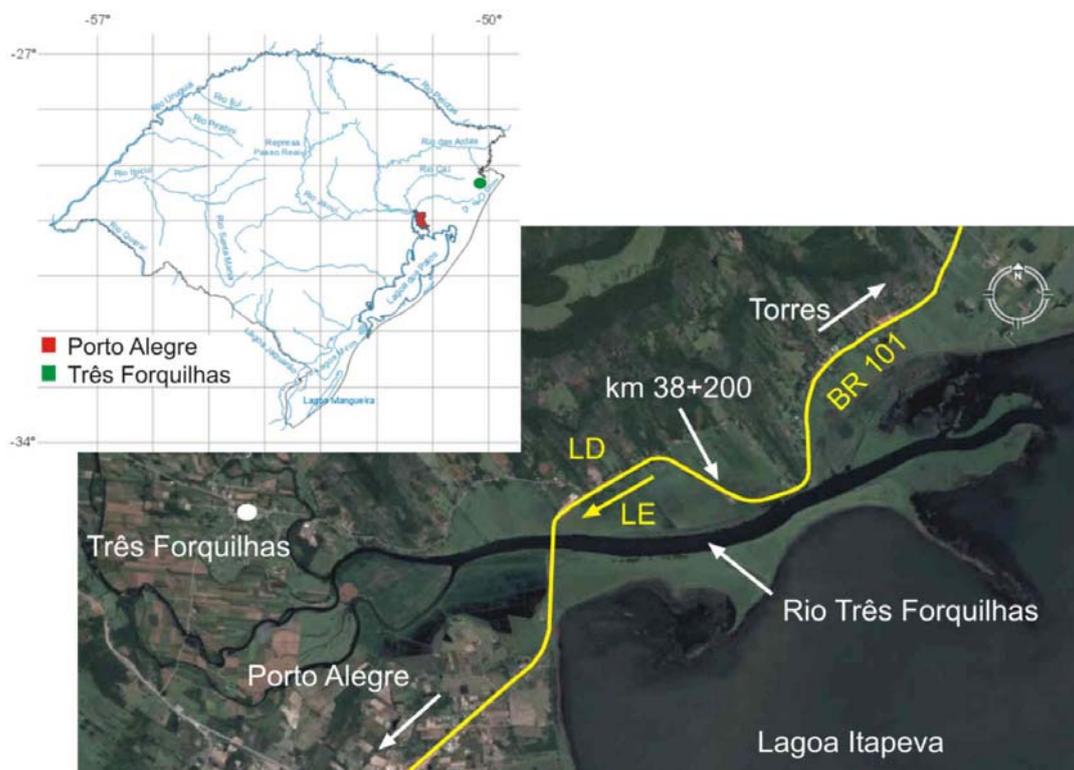


Figura 30: Localização da área de estudo e amostragem, no lado direito da rodovia BR 101, no km 38+200 (adaptado do Google Earth 2008) – 29° 32' 07" Sul e 50° 00' 48" Oeste

Observando a figura 30, fica evidente que o local em questão (km 38+200) se encontra entre a Lagoa Itapeva e os morros da Serra Geral, próximo ao Oceano Atlântico. Esta é uma rodovia de grande importância para o estado do Rio Grande do Sul e o Brasil, tanto no que se refere à economia (trata-se da artéria principal por onde a produção do Rio Grande do Sul, do Brasil e do Mercosul escoam) quanto ao lazer (possibilitando o acesso aos litorais gaúcho e catarinense).

Segundo MIRANDA (2008) o solo local é um depósito argiloso aluvionar, situado na margem esquerda do rio Três Forquilhas (que deságua na Lagoa Itapeva), desenvolvido entre os sopés das escarpas da Serra Geral e as lagoas litorâneas da Planície Costeira. É inserido na região geomorfológica das Terras Baixas (que compreende a Plataforma Continental, a Planície Costeira Externa e a Planície Costeira Interna, subdivididas em Planície Alúvio-Coluvionar e Planície Lagunar). O trecho da rodovia BR 101 de interesse maior para esta dissertação encontra-se na Planície Lagunar.

Ainda segundo a mesma autora, o sistema geomorfológico é consequência dos ciclos de variação do nível do mar (picos de transgressão/regressão), mesclando depósitos de areias eólicas e depósitos aluvionares, retrabalhados pelo vento. As características da Planície Costeira (produto dos processos de acumulação, basicamente, em ambientes de leques aluviais e do tipo laguna-barreira) são consequências de mudanças internas e externas (específicas de cada ambiente e pelas variações climáticas/flutuações do nível do mar, respectivamente). A lagoa Itapeva (parte dos grandes lagos) é margeada pelas rochas vulcânicas da Formação Serra Geral e pelos arenitos da Formação Botucatu.

Neste complexo sistema é onde se insere o trecho investigado (km 38+200) mostrando quão intrincados são os depósitos de solos da região. Na figura 31 e na tabela 7, evidenciam-se as características do depósito em questão (formado por sedimentos recentes).

Tabela 7: Caracterização das unidades geológicas do Mapa Geotécnico Reduzido (adaptado de MIRANDA 2008)

Unidade Geológica		Descrição
Simbologia	Denominação	
pedim	Depósitos de encostas	Unidade formada pelos depósitos de encostas. Incluindo ainda os depósitos de tálus e leques aluviais antigos e atuais.
sedim_rec	Depósitos lagunares, deltáicos e fluviais	Unidade formada pela fusão das unidades: depósitos arenosos de cristas de praias lagunares; depósitos deltáicos atuais constituídos por rios nos corpos lagunares atuais; depósitos de planícies e canais fluviais; depósitos lagunares associados aos depósitos fluviais e de retrabalhamento fluvial.
areias4	Depósitos eólicos e marinhos do Holoceno	Unidade formada pela fusão das unidades: Depósitos eólicos de dunas litorâneas que inclui retrabalhamento atual pelo vento de depósitos mais antigos; Depósitos marinhos praias que exclui cristas de praia parcialmente retrabalhados pelo vento.
areias3	Depósitos eólicos, marinhos e praias de inter-marés do Pleistoceno	Unidade formada pela fusão das unidades: Depósitos marinhos de praias parcialmente retrabalhados pelo vento; Depósitos eólicos de dunas litorâneas; Depósitos praias inter-marés parcialmente recobertas por depósitos eólicos.
bas	Rocha Basáltica	Formação Serra Geral
aren	Arenito Botucatu	Formação Botucatu

## Mapa Geotécnico Reduzido

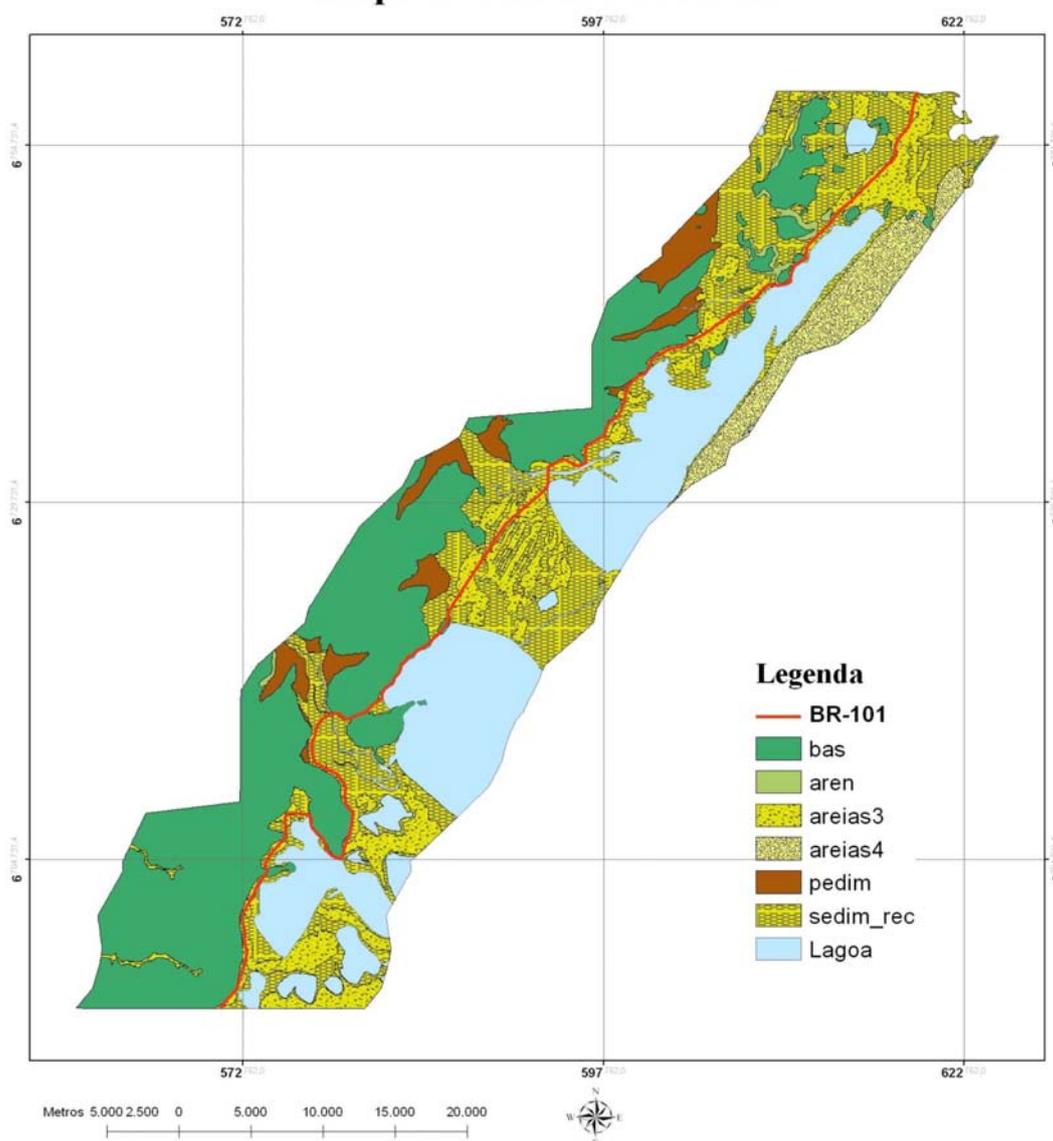


Figura 31: Mapa Geotécnico Reduzido das regiões adjacentes à rodovia BR 101 (MIRANDA 2008)

MIRANDA (2008) afirma que, na área investigada, há ocorrência de depósitos marinhos praias, recobertos por depósitos argilosos. Além disso, comenta que o sistema é constituído por sub-ambientes de lagoas, rios, deltas (flúvio-lagunares) e regiões alagadiças. Nesses sub-ambientes são verificados também depósitos de cascalhos e areias, além de matéria orgânica, podendo, superficialmente, haver sobre esses depósitos uma capa de solo hidromórfico pouco desenvolvido.

### 3.1.1 Caracterização do depósito em estudo e provável origem da sensibilidade

No capítulo 2 foram discutidos (a) os fatores governantes da sensibilidade das argilas e (b) os requisitos geotécnicos, hidrológicos e topográficos naturais para o surgimento da sensibilidade. No início deste capítulo fez-se uma descrição do local em estudo. Agora traçar-se-á um paralelo entre os dois temas, buscando explicar as possíveis causas do surgimento da estrutura metaestável na argila examinada.

Foi visto que o local é um depósito recente, inserido dentro de uma região com processos de deposição lagunar, deltáica e fluvial. Sabe-se que superficialmente há uma camada de solo hidromórfico orgânico (argila turfosa preta) que se sobrepõe a uma camada argilosa. Abaixo desta camada existe uma camada de solo granular (limite de sondagem). Isto pode ser visto no perfil estratigráfico, nas proximidades do km 38+200, conforme apresentado nas figuras 32 e 33. Aliado a isso também ficou claro que o oceano variou severamente sua cota no passado geológico da região, reforçando a teoria que possivelmente a argila foi depositada com contribuição de água salgada.

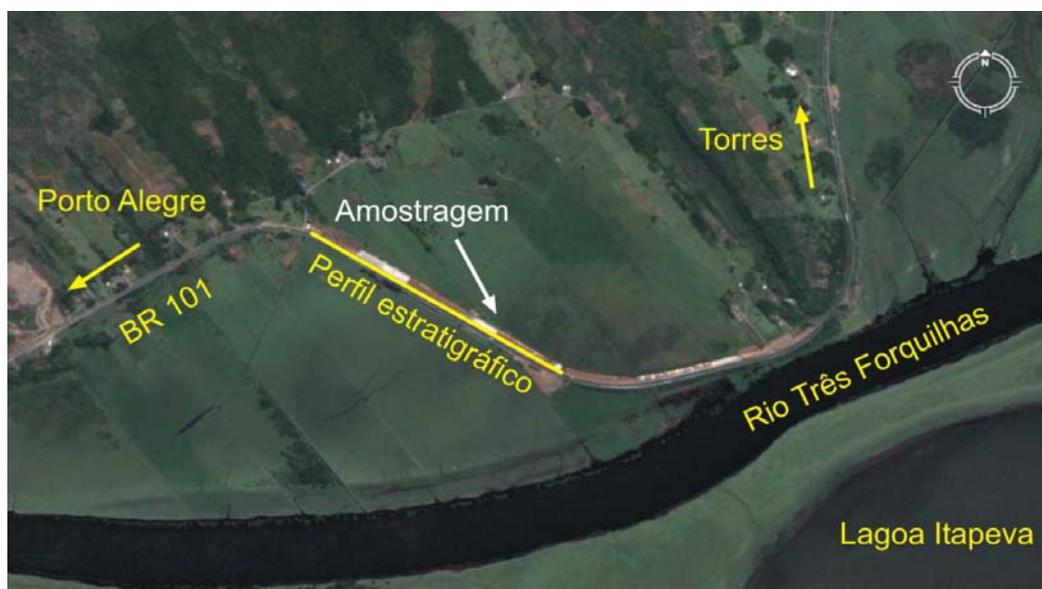


Figura 32: Localização do perfil estratigráfico do subsolo do rio Três Forquilhas (adaptado de MIRANDA 2008 e Google Earth 2008)

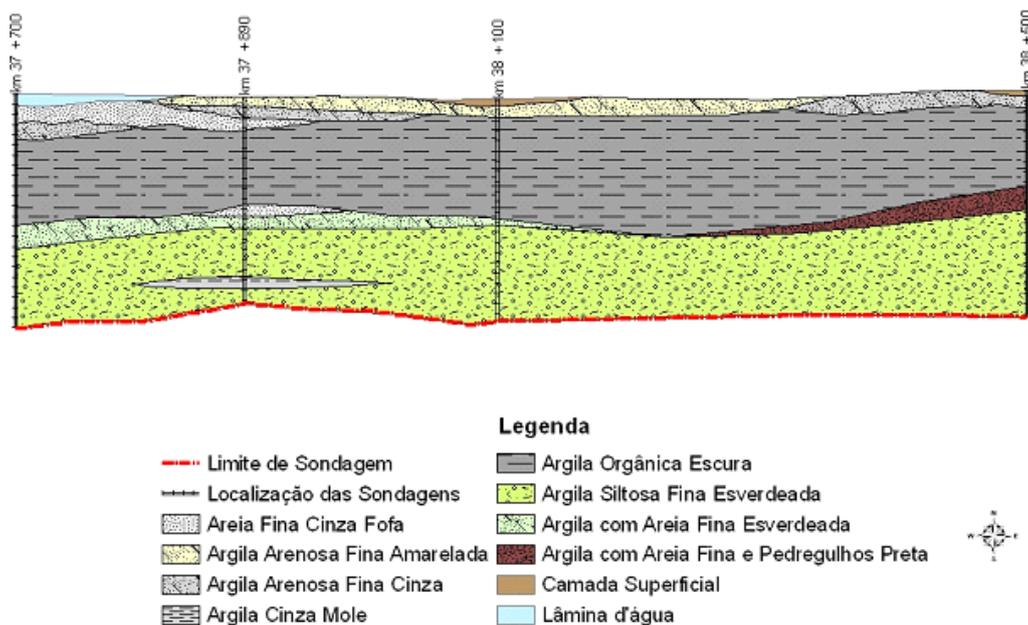


Figura 33: Perfil estratigráfico do subsolo do rio Três Forquilhas executado conforme MIRANDA (2008)

Agora é necessário fazer um parêntese. Como será visto nos capítulos que se seguem, foi encontrada na campanha da amostragem, realizada durante o programa experimental relatado nesta dissertação, uma camada arenosa em uma profundidade bem superior (entre 5 e 7 m) ao indicado tanto no perfil acima quanto nas sondagens SPT realizadas no trecho na época de projeto. As implicações que esta nova informação terá sobre esta dissertação serão discutidas mais adiante.

Adicionando-se ao processo de formação dessa argila em ambiente salino a região montanhosa adjacente (Serra Geral), o processo de formação da estrutura metaestável pode ter sido desencadeado pelas seguintes situações ou uma combinação destas: (a) as chuvas que precipitaram na região ao longo dos anos percolaram pelo solo argiloso até a camada granular promovendo lixiviação, (b) essa mesma chuva escoou superficialmente pelas encostas e infiltrou-se na camada drenante sobre a qual a argila descansa, removendo o sal por difusão e/ou percolação, mais uma vez promovendo lixiviação, (c) a camada drenante, conectada hidráulicamente ao Rio Três Forquilhas, permitiu a migração dos sais do depósito argiloso para o curso de água natural por difusão, (d) alteração nas forças interpartículas - governadas pelos cátions monovalentes e divalentes presentes na água salgada - tanto pela lixiviação destes quanto pela presença de matéria orgânica, aumentando a concentração de cátions monovalentes e por consequência a repulsão

entre partículas, (e) evidentemente há presença de matéria orgânica, o que poderia gerar ligações entre as partículas - cimentação - e ao deformar excessivamente essas ligações são rompidas contribuindo para a baixa resistência ao cisalhamento não drenada amolgada. Esta última alternativa é a menos provável, visto que as argilas cimentadas apresentam normalmente no estado indeformado elevada resistência ao cisalhamento não drenada, o que não foi verificado até agora para esta argila. Estes mecanismos ficam evidenciados na figura 34.

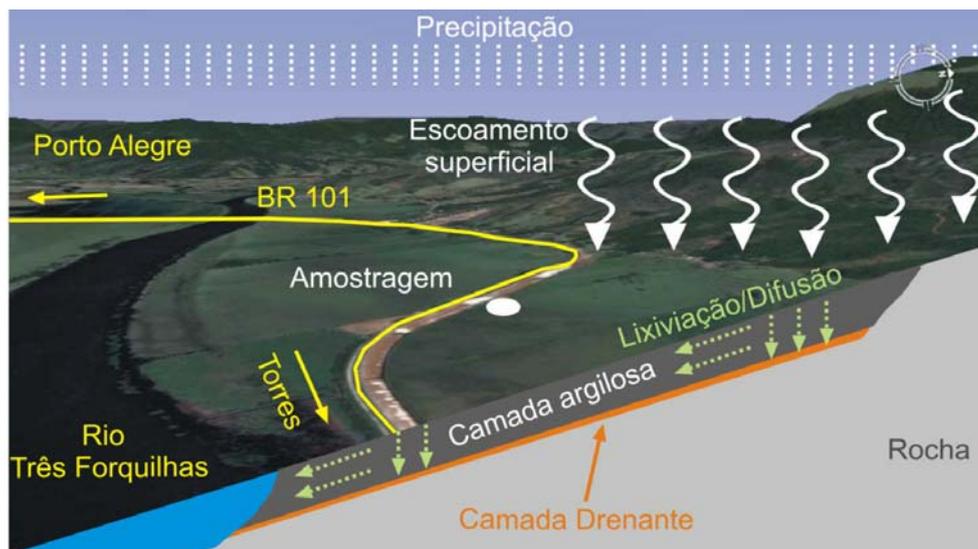


Figura 34: Visão esquemática do subsolo do terreno junto à rodovia BR-101, com indicação dos mecanismos que podem ter originado a estrutura metastável do depósito (adaptado do Google Earth 2008)

### 3.2. NOVO AMOSTRADOR E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

Como já foi extensivamente descrito, a obtenção de amostras que perturbem minimamente a estrutura de um solo mole é de extrema relevância para a obtenção de valores realistas dos parâmetros geotécnicos desses solos. Para realizar tal tarefa nesta dissertação - baseado no que foi descrito no item onde foram discutidos os tipos de amostradores e os fatores que interferem na qualidade das amostras - foi desenvolvido um novo amostrador de parede fina e pistão fixo, semelhante ao amostrador Japonês (porém com algumas modificações). Foram considerados outros fundamentos, também citados no desenvolvimento do amostrador Laval (tais como, um ângulo suave no chanfro de corte e a verificação da constância das dimensões do tubo amostrador).

No novo amostrador, apesar de ser um equipamento de pistão fixo, o posicionamento deste na profundidade desejada foi feito através de execução de um pré-furo, realizado por trado, revestido com tubo de PVC e preenchido com água (os procedimentos de operação adotados são descritos passo a passo no documento complementar desta dissertação). A espessura da parede do tubo amostrador de latão é fina, igual a 1,58 mm (similar à espessura do amostrador japonês, igual a 1,50 mm, construído em aço inoxidável), sendo coerente com os valores estipulados pela norma ABNT NBR 9820/1997 e com a experiência internacional. Com a utilização de um tubo de parede fina na construção do novo amostrador, obteve-se um índice de área de aproximadamente 8,8%, inferior ao máximo valor estipulado pela ABNT NBR 9820/1997 que é de 10% (ver figura 35), e uma relação B/t de aproximadamente 48. O projeto do novo amostrador está detalhado no documento complementar desta dissertação.

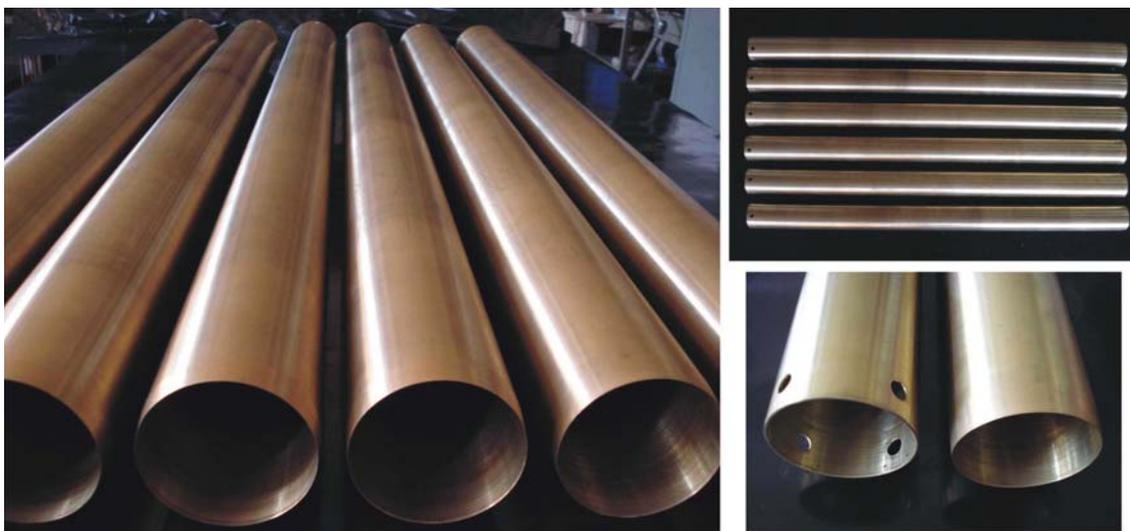


Figura 35: Tubos em latão do novo amostrador desenvolvido para esta dissertação

Já foi discutida neste texto a importante interferência que a folga interna tem sobre a qualidade da amostra. Assim, no novo amostrador, semelhantemente aos amostradores Japonês e Laval, optou-se por eliminar a folga interna ( $D_1=D_3$ ). Para facilitar a penetração do amostrador contra o solo mole não foi utilizada uma sapata de corte na extremidade inferior, mas usinou-se um chanfro com ângulo suave de  $6^\circ$ , o qual é idêntico ao amostrador Japonês e próximo ao chanfro utilizado no amostrador Laval (igual a  $5^\circ$ ). Esta alternativa obriga que a variação de volume (conseqüência do movimento do amostrador dentro do solo) ocorra externamente ao cilindro

preservando mais eficientemente a integridade da amostra. Outra característica do novo amostrador é o seu comprimento de 1 metro, onde serão descartados os 10 cm iniciais e finais, obtendo-se desta maneira 80 cm de amostra útil (semelhante ao amostrador Japonês).

Análogo ao amostrador japonês, o diâmetro aqui adotado é de 75 mm (apesar da recomendação da norma brasileira vigente indicar 100 mm e abrir exceções para 75 mm) visto que vários autores, tais como TANAKA *et al.* (1996b), TANAKA (2000) e HIGHT e LEROUEIL (2002), afirmam que obtiveram amostras de qualidade semelhante aos amostradores Laval e Sherbrooke (internacionalmente reconhecidos pela sua elevada qualidade na obtenção de amostras indeformadas). Além disto, este diâmetro menor favorece os trabalhos de amostragem tanto por questões de dimensões manuseáveis dos tubos amostradores quanto por questões de peso de solo coletado, reduzindo assim a possibilidade de amolgamento durante o manuseio.

Preocupado com as dificuldades de manuseio dos equipamentos de amostragem normalmente empregados, levou-se em consideração no projeto do amostrador a redução de peso. Isso faria com que a equipe de amostragem fosse menos exigida, pela diminuição de esforços durante o manuseio, reduzindo o erro humano ao longo dos trabalhos. Além do diâmetro do tubo amostrador ser menor ( $\varnothing$  75 mm), outras duas alternativas foram empregadas para redução de peso, sem que se comprometesse a qualidade das peças: (a) substituição do aço, na usinagem da cabeça de amostragem e do pistão do amostrador, por liga de alumínio e (b) redução das dimensões das hastes de cravação utilizadas para empurrar o tubo amostrador contra o solo (ver figura 36).

Os principais elementos e alternativas empregadas para redução de peso no novo equipamento de amostragem são descritos abaixo:

A cabeça de amostragem foi usinada a partir de um cilindro maciço de liga de alumínio. Nesta peça foram utilizados 4 parafusos (ao invés dos 2 normalmente empregados) para fixar o tubo amostrador. Visto que a cabeça de amostragem (executada em liga de alumínio) e o tubo amostrador (construído com latão) são menos resistentes que os materiais normalmente empregados, ao se dobrar os pontos de fixação se abrandam consideravelmente os esforços sobre esses elementos. Ainda no que tange à cabeça de amostragem, 2 furos com  $\varnothing$  8 mm foram executados para

que os resíduos e fluídos que penetrem entre o pistão e a cabeça de amostragem possam sair livremente durante a movimentação do tubo amostrador.

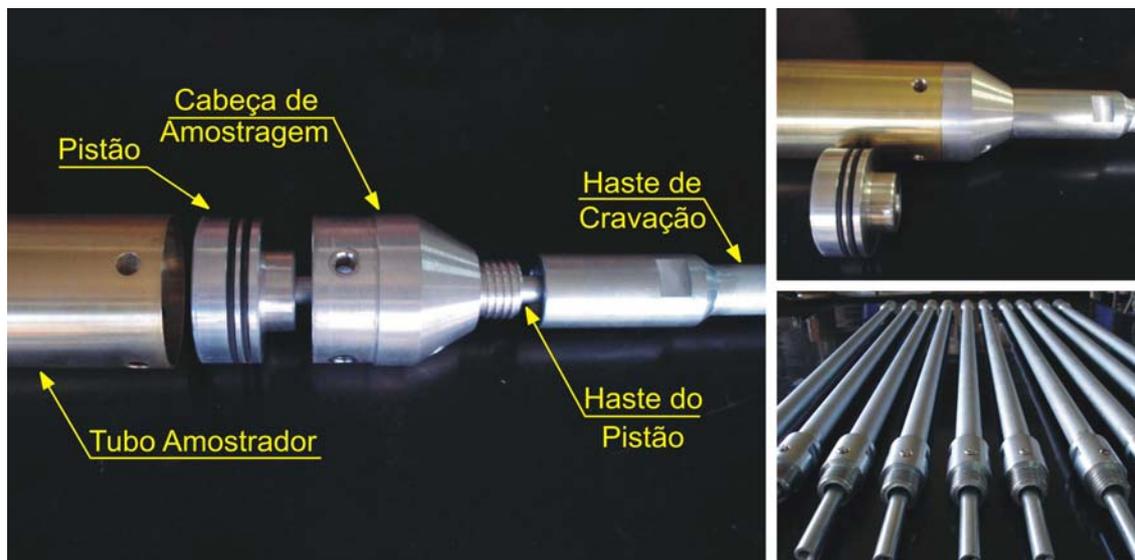


Figura 36: Peças do novo amostrador desenvolvido para esta dissertação

O pistão do amostrador foi usinado a partir da mesma peça maciça de liga de alumínio. Para aumentar as garantias, quanto à eficiência da vedação do pistão contra a superfície interna do tubo amostrador, utilizaram-se dois anéis de vedação (*O-rings*). Caso um deles seja danificado durante o uso do equipamento, o outro, possivelmente, compensará a falha que por ventura ocorra.

A haste de cravação é construída em aço. Normalmente essas hastes são bastante robustas, pois derivam dos equipamentos utilizados nos ensaios SPT. Contudo, para esta pesquisa (que envolve solos argilosos de baixa consistência), foram projetados elementos mais esbeltos. Apenas nas extremidades das hastes mantiveram-se peças mais pujantes (luvas de conexão), uma vez que é necessária a execução de roscas quadradas para cada conexão haste-luva (estas roscas são mais resistentes para utilização em trabalhos de campo onde a penetração de grãos de solo pode danificar roscas comuns). No entanto, as roscas quadradas exigem tubos com paredes mais grossas para sua execução.

A escolha deste tipo de construção, para o novo amostrador, também foi guiada pelo fato do mesmo de ser semelhante ao amostrador mais amplamente difundido na prática de engenharia geotécnica nacional, o amostrador de pistão "Shelby". Isto permite que, se comprovada a qualidade deste novo equipamento,

este possa ser utilizado pelas mesmas equipes de trabalho, sem que essas precisem alterar severamente seus métodos de trabalho de amostragem em argilas moles.

Após o término do processo de cravação, semelhante aos outros amostradores de tubo revisados nesta dissertação, o tubo amostrador é girado para separar a amostra do restante da massa de solo. Após serem removidos para a superfície, os tubos amostradores têm suas extremidades vedadas (com parafina, “panos” e filme plástico) para evitar perda de umidade e oferecer proteção mecânica. Ainda são revestidos por filme de polietileno de baixa densidade com bolhas de ar prensadas (“plástico bolha”), oferecendo proteção extra contra choques. Feito isso são colocados em uma caixa com fundo flutuante e revestida com material isolante térmico (ver figura 37) para serem transportados, na posição vertical, até o laboratório no interior de um veículo especialmente designado para este fim. Após a chegada ao laboratório, os tubos amostradores são conservados em ambiente com umidade e temperatura parcialmente controladas.

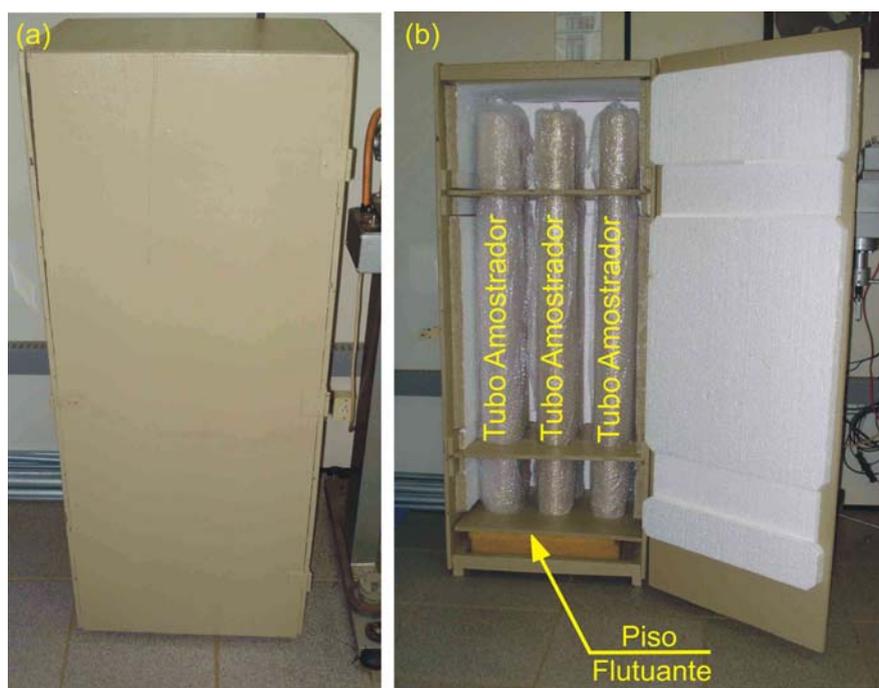


Figura 37: Caixa com fundo flutuante revestida com material isolante térmico (a) fechada e (b) aberta com tubos amostradores transportados na posição vertical

### 3.3. CAMPANHA DE AMOSTRAGEM

Neste tópico serão comentadas as questões envolvidas na campanha de amostragem realizada para a obtenção de amostras de solo para os ensaios de laboratório que foram realizados nesta dissertação com o objetivo de caracterizar a sensibilidade do depósito em estudo.

Como já comentado, os ensaios de campo indicavam que no km 38+200, da referida rodovia, existiria um depósito de argila com elevada sensibilidade. Contudo, nas vésperas da campanha de amostragem, um ciclone extra tropical (maio de 2008) chegou ao estado do Rio Grande do Sul, fazendo com que chuvas intensas (superando em muito os 300 mm no intervalo de poucos dias) precipitassem na região. Passadas aproximadamente 2 semanas do evento meteorológico singular, este autor visitou a região a ser amostrada (km 38+200 da rodovia) e constatou a impossibilidade de realizar os trabalhos de amostragem frente à lâmina de água ainda presente sobre o terreno. Por essas razões a amostragem precisou ser adiada por quase um mês e ainda assim o km 38+200 continuou alagado, deslocando-se dessa maneira a amostragem para o km 38+300 da rodovia. Isso não é um problema, visto que a região está inserida dentro de um mesmo grande depósito.

Dessa forma, no km 38+300 (lado direito da rodovia), foram executados 2 furos próximos (10 m de distância) para a retirada de amostras. Através de informações pessoais (AZAMBUJA, 2007), sabia-se que as profundidades onde se encontravam as maiores sensibilidades eram próximas dos 7 m. Dessa forma, os 2 furos foram abertos, com trados manuais, até a profundidade de 5 m, sendo esse trecho inicial revestido com tubo de PVC, para se realizar a amostragem até os 8 m de profundidade (3 amostras de 1 m de comprimento em cada furo).

No furo 1, foi executada a extração da primeira amostra (dos 5 m aos 6 m de profundidade – tubo 1). Durante a cravação do tubo 1, percebeu-se um aumento da resistência à cravação na profundidade de 5,65 m, interrompendo-se imediatamente a amostragem nessa profundidade, atribuindo-se inicialmente essa dificuldade ao fechamento dos furos na cabeça de amostragem que impossibilitariam a saída dos fluídos e resíduos que ficam entre a cabeça de amostragem e o pistão. Para a cravação do tubo 2, o restante do furo 1 (dos 5,65 m aos 6 m) foi re-aberto com trado manual, sendo que, durante a cravação deste tubo, não houve problemas, pois a cravação foi realizada até os 6,95 m de profundidade (parou-se a cravação 5 cm antes

do limite de 7 m como margem de segurança). Mais uma vez o restante do furo 1 foi re-aberto e limpo com trado manual até os 7 m de profundidade. No tubo 3 só foi possível cravar 40 cm (dos 7 m aos 7,40 m de profundidade), isso foi devido a uma grande dificuldade de cravação do tubo amostrador, causada pela presença de uma camada arenosa.

No furo 2, também iniciou-se a amostragem aos 5 m de profundidade. O tubo 4 foi cravado 70 cm (dos 5,0 m aos 5,70 m). Ao chegar nessa profundidade não foi possível continuar a cravação; o restante do furo foi então aberto e limpo com trados manuais até a profundidade de 6 m. O tubo 5, a exemplo do tubo 3 no furo 1, também só pode ser cravado cerca de 40 cm.

Como será visto no Capítulo 4 (Apresentação de Resultados), dos 5 tubos coletados apenas 2 possuíam amostras argilosas (tubo 1 e 2) e o restante dos tubos (3, 4 e 5) apenas amostras arenosas. As implicações disto sobre o planejamento dos ensaios de laboratório serão discutidas mais adiante.

Em campo, o amostrador desenvolvido nesta dissertação teve um excepcional desempenho: (a) não houve nenhuma perda de amostra, (b) o aspecto das extremidades das amostras obtidas era muito bom e (c) a extremidade biselada não foi danificada, o que favoreceu a boa qualidade das amostras.

### 3.4. ESTUDO EXPERIMENTAL

Para os estudos experimentais desenvolvidos nessa dissertação foram realizados os seguintes experimentos:

- Ensaios triaxiais, no total de 20 ensaios. Foram realizados 14 ensaios triaxiais não-consolidados e não-drenados (UU), com medida de poro-pressão (10 em amostras indeformadas e 4 em amostras amolgadas) e 6 ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e não-drenados (CIU), também com medida de poro-pressão;
- Ensaio de cone de laboratório (*fall cone test*), totalizando 340 ensaios. Foram realizados 100 ensaios em amostras indeformadas, 108 em amostras amolgadas e 132 para aferição da tixotropia;

- Ensaio de palheta de laboratório (*laboratory vane test*), no total de 36 ensaios. Foram realizados 18 ensaios em amostras indeformadas e 18 em amostras amolgadas;
- Ensaios de compressão confinada, no total de 2 ensaios. Foram realizados 1 ensaio no material argiloso e 1 no material arenoso (ambos em amostras reconstituídas);
- Ensaios de caracterização, totalizando 15 ensaios. Foram realizados 3 ensaios para a determinação dos limites de consistência, 6 para granulometria e 6 para a determinação do peso específico real dos grãos.

Os métodos que foram adotados para a realização destes ensaios serão detalhadamente descritos nos tópicos que se seguem.

### **3.4.1 Ensaios triaxiais**

Um dos ensaios adotados para a determinação tanto da resistência ao cisalhamento indeformada quanto amolgada e, por conseqüência, para a aferição da sensibilidade, foram os ensaios triaxiais. Os tipos de ensaios adotados foram: (a) ensaio UU, não consolidado e não drenado com medida de poro-pressão e (b) ensaio CIU, consolidado isotropicamente e não drenado com medida de poro-pressão. Abaixo serão descritas as questões mais relevantes envolvidas nos ensaios triaxiais realizados.

#### **3.4.1.1 Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa**

Consagradamente, os ensaios triaxiais são uma importante técnica para a obtenção de parâmetros geotécnicos como, por exemplo, parâmetros de resistência ao cisalhamento, módulo de elasticidade e coeficiente de adensamento vertical.

Os corpos de prova, normalmente empregados nestes ensaios, possuem geralmente 5 cm de diâmetro de 10 cm de altura (configurando uma relação 2:1) sendo estes envolvidos por uma membrana lateral (comumente de látex, opção adotada nesta dissertação). Estes corpos de prova são inseridos dentro de uma câmara triaxial (construída com parede lateral em acrílico) que, por sua vez, é preenchida com água desaerada para aplicação da pressão confinante ( $\sigma_c$ ). Nos ensaios UU, depois de montado o equipamento e aplicada a pressão confinante, procede-se imediatamente à aplicação do carregamento axial. Este carregamento é

feito através do movimento ascendente da câmara triaxial fazendo com que o pistão de cargas e o cabeçote reajam contra uma célula de carga, surgindo como conseqüência uma tensão desviadora vertical ( $\sigma_d$ ). Nessa configuração, o estado de tensões se constitui da seguinte maneira: tensão principal intermediária ( $\sigma_2=\sigma_3=\sigma_c$ ) e a tensão principal maior ( $\sigma_1=\sigma_d+\sigma_3$ ). A drenagem do solo envolto pela membrana de látex é feita por mangueiras conectadas a furos no cabeçote e na base do corpo de prova. Este arranjo permite a drenagem, com medição de variação volumétrica (fluxo para dentro e para fora da amostra), aplicar contrapressão, para saturação do corpo de prova, e, em ensaios não-drenados, medir a poro-pressão que é gerada durante o ensaio. Durante o ensaio são coletados os dados como tempo, força vertical aplicada, deslocamentos, poro-pressão e variação volumétrica.

#### 3.4.1.2 Descrição do equipamento empregado

Nos ensaios triaxiais, foi empregado o equipamento comercializado pela empresa *Wille Geotechnik GmbH*, com algumas adaptações necessárias para o solo utilizado neste estudo. A vista geral do equipamento é mostrada na figura 38.



Figura 38: Vista geral da prensa triaxial utilizada para os ensaios triaxiais

O equipamento é dotado de uma câmara triaxial capaz de acomodar amostras com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm, e de resistir a pressões da ordem de 1500 kPa. Conta com um microcomputador que controla a trajetória de tensões aplicada pelo equipamento e faz a coleta automática de dados a partir da

instrumentação através de um programa computacional desenvolvido pela empresa fabricante do equipamento. Uma síntese dos principais elementos do equipamento utilizado consiste de: (a) prensa de controle manual ou de servo-controle, (b) célula de carga externa com capacidade de 5 kN; (c) transdutor de pressão para medidas de poro-pressão, localizado na base da câmara triaxial, próximo ao corpo de prova (com capacidade de 1500 kPa e precisão de 1 kPa); (d) transdutor de deslocamento (com curso de aproximadamente 38 mm e precisão de 0,1 mm); (e) sistema hidro-pneumático composto por um compressor de ar e dois controladores de pressão, para aplicação das pressões confinantes e contra-pressão (com precisão de 1 kPa), localizados dentro de um sistema de controle de aplicações de pressões; (f) e uma bureta graduada instrumentada para medição da variação volumétrica.

Através da automatização, é possível aplicar as pressões desejadas nos ensaios (contra-pressão e pressão confinante) no momento desejado (inseridos os dados de entrada no programa de controle do equipamento). Existe um sistema auxiliar para armazenar e produzir, a partir de água destilada, a água desaerada necessária para o enchimento do sistema do equipamento e da câmara triaxial. Caso o usuário deseje um ensaio não automatizado, é possível fazer o controle manual das pressões, através de um painel de reguladores de pressão, que permite o controlar as pressões aplicadas durante o ensaio com leituras através de dois manômetros, com precisão de 1 kPa e duas buretas, com precisão de 0,1 ml. O cabeçote e o pistão de carga, utilizados nestes ensaios, foram aqueles sugeridos em BRESSANI (1995), onde o pistão possui uma ponta arredondada e o cabeçote é construído com apoio plano, desta forma minimizando o deslocamento lateral da amostra quando o pistão entra em contato com a superfície plana do cabeçote e melhorando a medida de deslocamentos do corpo de prova.

Para os ensaios realizados nesta dissertação, este equipamento sofreu algumas modificações que não permitiram a utilização do sistema automatizado. A célula de carga original do equipamento era de capacidade 5 kN, não apresentando a sensibilidade necessária. Para vencer este obstáculo foi utilizada uma célula de carga *Reaccion*, modelo *BCZA-100* (com capacidade de 1kN e precisão de 1 N), disposta externamente à câmara triaxial. Infelizmente o equipamento não permite a simples substituição de uma célula de carga pela outra; assim foi necessária a utilização de um sistema de aquisição automática de dados em paralelo ao equipamento original. O sistema de aquisição de dados em paralelo é composto por um equipamento *HBM*, modelo *Spider8*, ligado a um microcomputador com o software *HBM Catman V*, que

armazena os dados coletados pelo *Spider8*. Para evitar problemas de sincronização entre diferentes equipamentos, além de ligar a nova célula de carga ao *Spider8* também foram instalados um novo transdutor de deslocamentos *Gefran*, modelo *LTM50S* (com curso de 50 mm e precisão de 0,025 mm) e um novo transmissor de pressão *Ashcroft*, modelo *K1*, para as medidas de poro-pressão, (com capacidade de 1000 kPa e precisão de 2,5 kPa). Dessa maneira, o equipamento original fabricado pela empresa *Wille Geotechnik GmbH* foi utilizado para controle da prensa, controle das pressões aplicadas, medida da pressão confinante e variação volumétrica, enquanto o novo sistema em paralelo era utilizado para medir carga, deslocamento e poro-pressão, sendo ambos equipamentos sincronizados no início dos ensaios. Os arquivos de saída de dados, dos dois sistemas, podiam ser facilmente importados para as planilhas de cálculos utilizadas para o tratamento dos dados.

### **3.4.1.3 Preparação dos corpos de prova**

Para os ensaios triaxiais foram utilizados corpos de prova indeformados ou remoldados, todos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. As amostras foram obtidas de uma campanha de amostragem realizada com o novo amostrador desenvolvido para esta dissertação. Os corpos de prova indeformados foram retirados de dentro do tubo amostrador pelas técnicas de corte ou de extrusão (a influência sobre as medidas de resistência ao cisalhamento será apresentada no item “Apresentação dos Resultados”).

#### *Corpos de prova indeformados (técnica de corte do tubo)*

Os tubos amostradores foram construídos em latão para facilitar o corte. Para a obtenção de amostras com 10 cm de comprimento, os tubos amostradores foram cortados transversalmente em comprimentos de 13 cm, conforme a figura 39 a, (o que cria um excedente de 1,5 cm de solo em cada extremidade). Durante o corte transversal do tubo, cuidados especiais foram tomados para evitar a penetração da serra no solo. O tubo era girado a cada etapa de corte até que quase todo o perímetro fosse serrado. Era deixada apenas uma pequena parcela da circunferência sem cortar de modo a se ter um apoio entre os segmentos transversais. Os cortes foram executados com uma serra de meia esquadria, que permitia um corte guiado e preciso, além de facilitar a fixação do tubo amostrador, com grampos do tipo C de 20 cm, durante as etapas de corte.

Esses segmentos de tubo eram separados cortando-se o solo com um fio de aço montado em um arco de serra. A próxima etapa consistia na execução de dois cortes longitudinais nos tubos de latão, conforme a figura 39 b. O primeiro corte longitudinal era executado até atravessar pouco mais da metade da espessura da parede do tubo amostrador. Em seguida o tubo era girado 180° para executar o segundo corte longitudinal, o qual atravessava toda a espessura de parede do tubo. Isso gerava um segmento de tubo bipartido (figuras 40 a e b) com um dos lados apoiados pelo corte a meia espessura, o que evitava movimentos indesejados. Para evitar que a amostra ficasse aderida ao tubo, o solo era separado das paredes do tubo, com o auxílio do arco com fio de aço, o que permitia a abertura longitudinal do tubo por dobramento sobre a linha longitudinal semi-cortada.

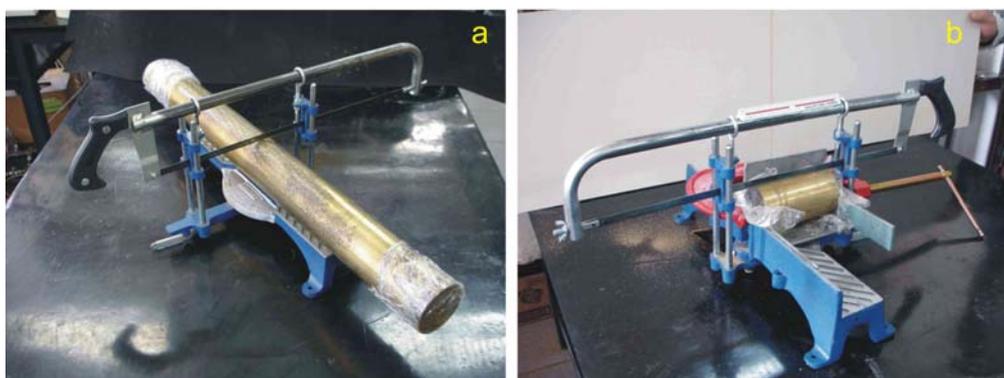


Figura 39: Corte do tubo amostrador (a) transversal e (b) longitudinal

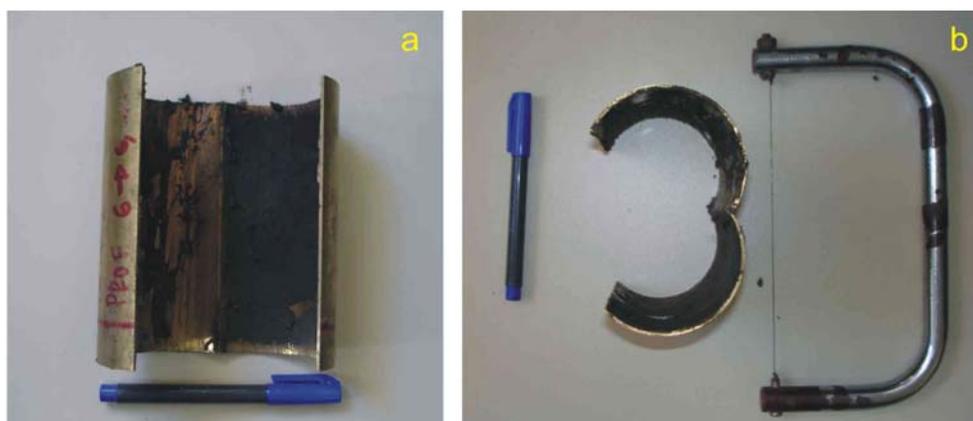


Figura 40: Tubo bipartido (a) vista de topo e (b) vista de perfil

### *Corpos de prova indeformados (técnica de extrusão)*

Os corpos de prova obtidos pela técnica de extrusão, a exemplo da técnica anterior, também foram preparados a partir de segmentos de tubo amostrador com 13 cm de comprimento. No entanto, os segmentos eram levados ao extrator de solo (figura 41 a) onde a amostra era empurrada por um pistão para fora do tubo (figura 41 b) no mesmo sentido de cravação do tubo durante a amostragem.



Figura 41: Extrusão do solo (a) extrator de solos e (b) amostra extrudada

Depois das amostras terem sido retiradas de dentro do tubo amostrador, independentemente da técnica utilizada, eram posicionadas em um torno manual onde o corpo de prova era cuidadosamente talhado, com o emprego de um arco com fio de aço, para conformá-lo no diâmetro desejado (5 cm), conforme a figura 42 a. Depois, a amostra era colocada num suporte metálico (“berço”) para se obter a altura final (10 cm) cortando as extremidades (ver figura 42 b). O solo excedente dessas etapas era acondicionado em sacos plásticos, devidamente identificados, para posterior realização de ensaios de caracterização (peso específico, granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade), de teor de umidade natural do solo e para a preparação de corpos de prova amolgados. A última etapa de moldagem consistia na medição das dimensões finais, com o auxílio de um paquímetro com resolução de 0,05 mm, e na pesagem do corpo de prova em uma balança com resolução de 0,01 gf.

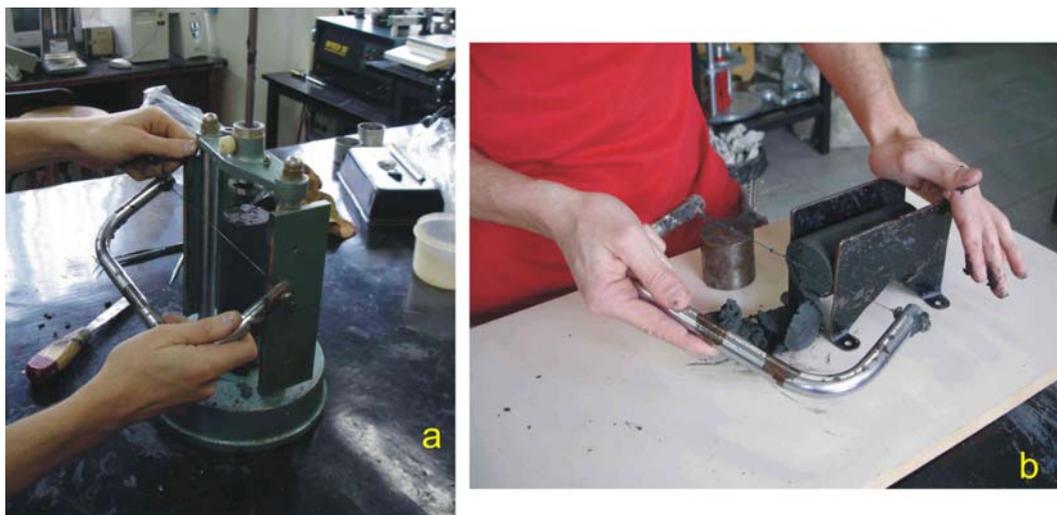


Figura 42: Preparação dos corpos de prova indeformados (a) torno para conformação diametral (b) “berço” para conformação longitudinal

É importante salientar que, em todas as etapas de trabalho, dava-se especial atenção para evitar choques, vibrações e perda de umidade, de forma a manter a qualidade da amostra.

#### *Corpos de prova amolgados*

As amostras amolgadas foram preparadas com o excedente de solo coletado durante a moldagem dos corpos de prova indeformados, mantendo-se a mesma umidade natural. Os procedimentos adotados serão descritos a seguir.

Para a moldagem das amostras foi utilizado o seguinte conjunto de equipamentos, conforme a figura 43: (a) tubo com diâmetro de 50 mm e 120 mm de comprimento, (b) pistão com diâmetro aproximado de 50 mm, (c) espátula, (d) arco com arame de aço e (e) “berço” metálico. Para a moldagem dos corpos de prova, preenchia-se o interior do tubo com o solo remoldado e, em seguida, empurrava-se o corpo de prova para fora, com emprego do pistão. O mesmo era cortado no comprimento desejado (10 cm) no “berço” metálico. Nos casos em que a consistência muito mole dos solos impedia o corte no “berço”, esta etapa era suprimida e a amostra era moldada dentro do tubo, sendo este preenchido com apenas 10 cm de solo. Neste caso o corpo de prova era extraído diretamente sobre o papel filtro e a pedra porosa montados no equipamento triaxial. A etapa final constava na determinação das dimensões do corpo de prova e sua pesagem. Aparas de solo eram utilizadas para determinação do teor de umidade.



Figura 43: Equipamentos utilizados para a moldagem das amostras amolgadas

#### 3.4.1.4 Montagem e procedimentos de ensaio

Nesta pesquisa foram realizados ensaios triaxiais UU (com medida de poro-pressão) e CIU. Os procedimentos adotados nos ensaios foram baseados principalmente nas normas internacionais (ATSM D 2850-95, ASTM D 4767-95 e BS 1377 *Part 8* – BSI 1990) além da longa experiência acumulada no LAGEO.

Além disto, BALDI *et al.* (1988) propuseram algumas técnicas e melhoramentos dos ensaios UU: (a) durante a moldagem dos corpos de prova gera-se um gradiente de poro-pressão na amostra; para evitar os efeitos desse gradiente nas medidas do ensaio, os autores aconselharam esperar um tempo entre a montagem e o início do ensaio para que esse gradiente se dissipe, (b) para evitar que a membrana absorva umidade do corpo de prova essa deve estar saturada - técnica também empregada para a pedra porosa e papel filtro; e (c) realizar os ensaios em velocidades baixas. Estas recomendações foram adotadas, fazendo os ensaios UU tornarem-se ensaios demorados, porém com qualidade bastante melhorada para a pesquisa.

Observadas as questões anteriores e com o corpo de prova confeccionado, os seguintes procedimentos foram adotados na montagem do ensaio: (a) posicionamento da pedra porosa e papel filtro sobre o pedestal da câmara triaxial, (b) colocação do corpo de prova (CP) sobre o papel filtro, (c) colocação de um disco de acrílico e um cabeçote de carga sobre o CP, (d) instalação da membrana de látex envolvendo o conjunto e fixação desta por anéis de vedação (*O-rings*), (e) fechamento da câmara triaxial com posicionamento do pistão de carga e (f) enchimento da câmara triaxial

com água destilada e desaerada. Após a montagem iniciavam-se os procedimentos de ensaio.

*Para ensaios UU (em corpos de provas indeformados ou amolgados)*

Entre o posicionamento do corpo de prova no equipamento triaxial e o início da fase de cisalhamento, esperava-se pelo menos 12 horas para estabilização do gradiente de poro-pressão. Esse intervalo de tempo era aproveitado para avaliar a saturação (através do parâmetro B) da seguinte maneira: primeiro se aplicava uma pressão confinante de 100 kPa externamente a corpo de prova e media-se a resposta da poro-pressão; em seguida aplicava-se 200 kPa e era repetido o processo. Com isso foi possível avaliar, enfim, a condição de saturação do corpo de prova. Passadas as 12 horas, iniciava-se a fase de cisalhamento.

*Para ensaios CIU (a partir do final dos ensaios UU)*

Os ensaios CIU foram executados para uma melhor determinação das envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas. Estes ensaios foram realizados como continuação dos ensaios UU, tendo em vista a restrita quantidade de amostras obtidas na campanha de amostragem. A técnica dos ensaios CIU era a seguinte: (a) iniciava-se o cisalhamento do corpo de prova no ensaio UU; quando a ruptura já estava bem caracterizada na curva de tensão desviadora *versus* deformação axial, normalmente a uma deformação axial da ordem de 4 %, a prensa era desligada e o cisalhamento interrompido; (b) a partir daí iniciava-se a fase de adensamento, através da aplicação de uma contrapressão com drenagem e manutenção da pressão confinante, medindo-se a variação volumétrica em função do tempo, o que permitia a identificação do final da fase de adensamento e a determinação de  $C_v$  (coeficiente de adensamento vertical) pelo método proposto por BISHOP e HENKEL (1957) e (c) finalmente iniciava-se a fase de cisalhamento do corpo de prova adensado.

Como será mostrado mais adiante, durante a campanha de amostragem observou-se que parte das amostras obtidas era de material arenoso e parte era de material argiloso. Isso fez com que diferentes velocidades de ensaio fossem adotadas. O material arenoso foi ensaiado a uma velocidade constante de 0,042 mm/min, inferior à calculada pela norma BS 1377 *part* 8, levando a uma duração máxima dos ensaios de 8 horas dependendo do nível de deformação axial desejado. Já para o material argiloso, a velocidade constante foi de 0,014 mm/min. Embora esta velocidade seja

superior à obtida pela norma BS 1377 *part* 8, ela foi adotada para que os ensaios não durassem mais de 24 horas.

Os ensaios CIU foram realizados até atingirem 20% de deformação axial considerando a altura inicial aquela ao final do adensamento. Após o término dos ensaios, os corpos de prova dos ensaios CIU eram cuidadosamente estocados em sacos plásticos para medição do teor de umidade.

#### 3.4.1.5 Análise de resultados

Ao término de cada ensaio, os arquivos (do equipamento original e do novo sistema) eram reunidos em um único arquivo. Os cálculos realizados para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento seguiram as recomendações das normas ASTM supracitadas, inclusive a correção da membrana devida à baixa resistência ao cisalhamento dos solos envolvidos. Para correção da área também foi adotado o procedimento sugerido nas referidas normas (equação 21), não se utilizando a correção da área em função da forma de ruptura, como sugerido por GERMAINE e LADD (1988), visto que para o nível de deformação axial onde ocorreu a ruptura das amostras (em torno de 2%) não havia diferença significativa nos valores calculados pelos diferentes métodos (figura 44). Para os ensaios CIU, a correção da área após adensamento foi feita segundo a norma ASTM D 4767-95 método A (correção em função da variação volumétrica durante a consolidação), conforme a equação 22.

$$A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon)} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

- $A$  Área corrigida em função da deformação axial ( $\varepsilon$ );
- $A_0$  Área calculada a partir das dimensões iniciais do corpo de prova.

$$A_c = (V_0 - \Delta V_{sat} - \Delta V_c) / H_c \quad (\text{Equação 22})$$

Onde:

- $A_c$  Área corrigida em função do adensamento;

- $V_0$  Volume inicial do corpo de prova;
- $\Delta V_{sat}$  Variação de volume na saturação (não houve essa etapa);
- $\Delta V_c$  Variação de volume durante a consolidação;
- $H_c$  Altura do corpo de prova após a saturação.

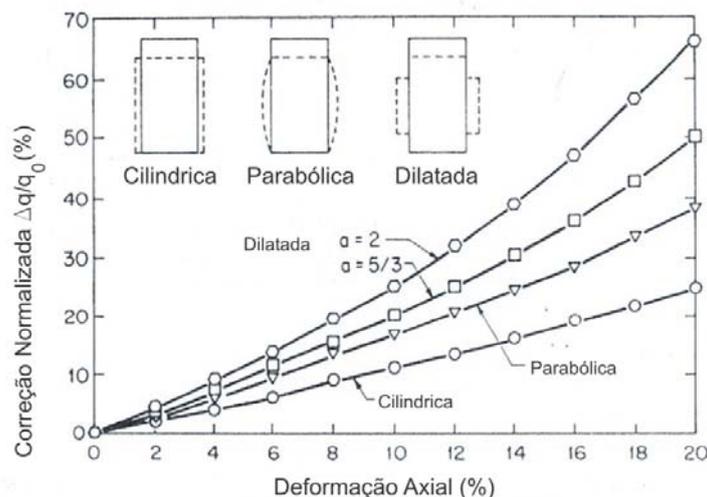


Figura 44: Influência da correção de área sobre a tensão cisalhante para ensaios de compressão a volume constante (adaptado de GERMAINE e LADD 1988)

Como a célula de carga utilizada nos ensaios se encontrava externamente à câmara triaxial, fez-se a seguinte abordagem para a determinação da leitura zero do ensaio: antes do início do cisalhamento, o pistão de cargas encontrava-se afastado do cabeçote (~10 mm); desta maneira a determinação do valor inicial zero foi feita através da observação da curva de deslocamento axial *versus* carga axial onde era evidente o momento em que o pistão de cargas tocava no cabeçote. O afastamento inicial entre o pistão de cargas e o cabeçote também é recomendação das normas ASTM citadas.

Para a determinação de  $C_v$  (coeficiente de adensamento vertical), a partir do adensamento das amostras, utilizou-se o método proposto por BISHOP e HENKEL (1957). Neste método, os autores propuseram a avaliação de  $C_v$  relacionando a variação volumétrica durante o adensamento com a raiz do tempo (figura 45), permitindo calcular  $C_v$  em função da condição de drenagem. No caso dos ensaios triaxiais realizados, a drenagem foi feita pela base do corpo de prova, assim o cálculo de  $C_v$  foi feito segundo a equação 23.

$$C_v = \frac{\Pi \times h^2}{t_{100}} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:

- $C_v$  Coeficiente de adensamento vertical;  
 $h$  Metade da altura da amostra [cm];  
 $t_{100}$  Tempo para ocorrer 100 % do adensamento [min ou s].

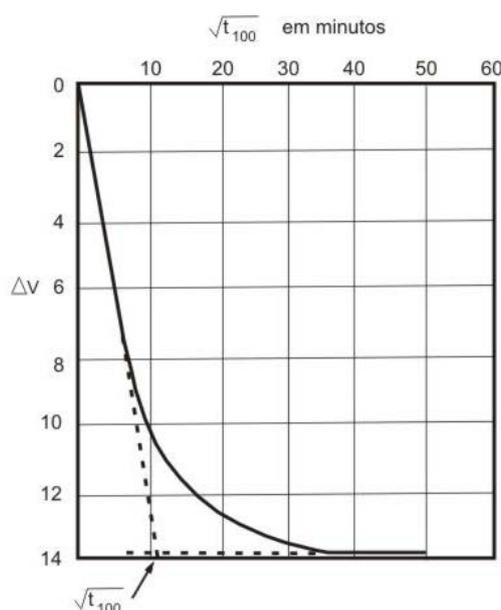


Figura 45: Relação entre variação de volume e a raiz do tempo (adaptado de BISHOP e HENKEL 1957)

### 3.4.2 Ensaio de cone de laboratório

Outro ensaio adotado com o objetivo de determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo (nas condições indeformada e amolgada) e da sensibilidade foi o ensaio de cone de laboratório (*fall cone test*). A seguir serão descritos os pontos mais relevantes envolvidos no conjunto de ensaios realizados com esse equipamento.

#### 3.4.2.1 Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa

Os ensaios de cone de laboratório não se encontram no escopo usual dos ensaios de laboratório da prática nacional. Em países da Escandinávia, por sua vez, são utilizados amplamente na investigação geotécnica, segundo SIG-P14 (1957). Os

principais aspectos, que fizeram com que esse ensaio fosse amplamente difundido na região citada, foram a simplicidade e a velocidade com que se obtêm os dados experimentais, sendo estes também os motivos de sua utilização neste trabalho. Além disto, os resultados obtidos por esse ensaio são muito próximos aos obtidos com ensaios de palheta de campo (*field vane test*), segundo SIG-P14 (1957). Dentro do planejamento desta dissertação, o uso do ensaio de cone de laboratório objetivava avaliar a sensibilidade do depósito juntamente com os consagrados ensaios triaxiais e de palheta de laboratório (que será apresentado mais adiante). Com isto seria possível realizar diversas medidas de resistência ao cisalhamento não drenada confiáveis dentro do reduzido espaço de tempo disponível e aproveitando ao máximo a pequena quantidade de amostras recolhidas em campo.

O funcionamento do ensaio de cone de laboratório pode ser descrito sucintamente como segue: um cone metálico (com peso e ângulo da ponta conhecidos) é colocado verticalmente sobre a amostra a ser ensaiada, com a ponta ligeiramente em contato com a superfície do solo. Ao se liberar o cone, este cai livremente e penetra na amostra até certa profundidade. Com a medida da profundidade de penetração é possível definir a resistência ao cisalhamento não drenada do corpo de prova, utilizando-se curvas de calibração dependentes do tipo de cone utilizado.

Para o uso do ensaio de cone de laboratório, um amplo estudo foi descrito em SIG-P14 (1957) no que tange a: (a) região perturbada pelo cone, (b) movimento do cone, (c) relação entre resistência ao cisalhamento não drenada e penetração do cone e (d) comparação a outros ensaios de laboratório e campo. Informações mais detalhadas podem ser encontradas em SIG-P14 (1957).

#### **3.4.2.2 Descrição do equipamento empregado**

Para os ensaios de cone de laboratório foi empregado o equipamento comercializado pela empresa *Geonor A/S*. Uma vista geral do equipamento em uso é mostrada na figura 46.

O equipamento é bastante simples, como pode ser observado na figura 46. Ligado à base do equipamento, existe uma haste metálica na qual se desloca verticalmente o sistema de suporte e gatilho dos cones. Este sistema de suporte possui um ímã que mantém os cones presos até o início do ensaio, o que permite liberá-los pela interrupção do campo magnético. A penetração do cone no solo pode

ser lida na escala presa ao sistema de suporte com o auxílio de uma lupa. Acompanham o equipamento 4 diferentes cones, sendo eles: (a) com peso de 400 gramas e 30° de ângulo de ponta, o que permite determinação de resistências ao cisalhamento não drenada na faixa de  $250 \text{ kPa} > Su > 18 \text{ kPa}$ , (b) 100 gramas e 30°, com intervalo de  $40 \text{ kPa} > Su > 4,5 \text{ kPa}$ , (c) 60 gramas e 60°, com intervalo de  $6 \text{ kPa} > Su > 0,67 \text{ kPa}$  e (d) 10 gramas e 60°, com intervalo de  $1 \text{ kPa} > Su > 0,063 \text{ kPa}$ . Para as medidas de resistência indeformada desta dissertação, adotou-se o cone de 100 gramas e 30° e, para medidas de resistência amolgada, o cone de 60 gramas e 60°, visto que esses se encaixam nos intervalos de  $Su$  esperados para o material em estudo.



Figura 46: Vista geral do equipamento de cone de laboratório utilizado nesta dissertação

### 3.4.2.3 Preparação dos corpos de prova

Foram realizadas medições de resistência ao cisalhamento não drenada nas condições indeformada e amolgada; isto tornou possível a determinação da sensibilidade também pelo ensaio de cone de laboratório. As amostras utilizadas, a exemplo dos ensaios triaxiais, foram obtidas pela campanha de amostragem realizada com o amostrador desenvolvido.

### *Amostras indeformadas*

As amostras indeformadas foram ensaiadas com o equipamento de cone de laboratório dentro do próprio tubo amostrador, eliminando desta maneira qualquer amolgamento extra, consequência da extração do solo do interior do tubo e da moldagem de um corpo de prova. A forma de obtenção das amostras indeformadas é bastante semelhante à utilizada para os ensaios triaxiais: o tubo era cortado transversalmente com 11 cm de comprimento (ao invés dos 13 cm anteriores) tomando-se os mesmos cuidados (isto é, girava-se o tubo a cada etapa de corte deixando uma pequena parcela da circunferência intacta e separando o solo pelo arco com fio de aço). Terminada a etapa de corte, as superfícies da amostra eram regularizadas, pela passagem sucessiva do arco com fio de aço até que estas se encontrassem lisas. Feito isso, protegiam-se as extremidades da amostra com filme plástico, até que iniciasse o ensaio de cone. Em todas as etapas deste trabalho, tomava-se cuidado para evitar choques, vibrações ou perda de umidade, para manter a qualidade da amostra.

Para que se pudesse realizar o maior número possível de ensaios em uma mesma amostra, a amostra assim preparada era utilizada tanto para os ensaios de cone quanto para os ensaios de palheta de laboratório, sempre com especial atenção para que a realização de um dos ensaios não interferisse nas medidas do outro.

### *Amostras amolgadas*

As amostras amolgadas foram preparadas com o solo que sobrava dos ensaios indeformados anteriormente apresentados. O preparo se deu da seguinte maneira: (a) com o auxílio de uma espátula o solo era retirado de dentro do tubo fatiado, (b) o solo era colocado dentro de um saco plástico, onde o manuseio intenso amolgava o solo sem perda de umidade, (c) feito isso, preenchia-se um pedaço do tubo amostrador de 5 cm de comprimento com este solo, tendo o cuidado de evitar a formação de vazios e (d) as superfícies eram regularizadas. Assim a amostra estava pronta para a medição da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada.

#### **3.4.2.4 Montagem e procedimentos de ensaio**

Como já comentado, os ensaios de cone e palheta de laboratório, na condição indeformada, eram feitos na mesma amostra. Estes ensaios eram realizados de ambos lados da amostra (lado 1 e lado 2), sendo que, em cada lado, eram realizados

3 ensaios de cone e 1 ensaio de palheta. Dessa forma, a fatia de tubo a ser ensaiada tinha a configuração mostrada na figura 47.

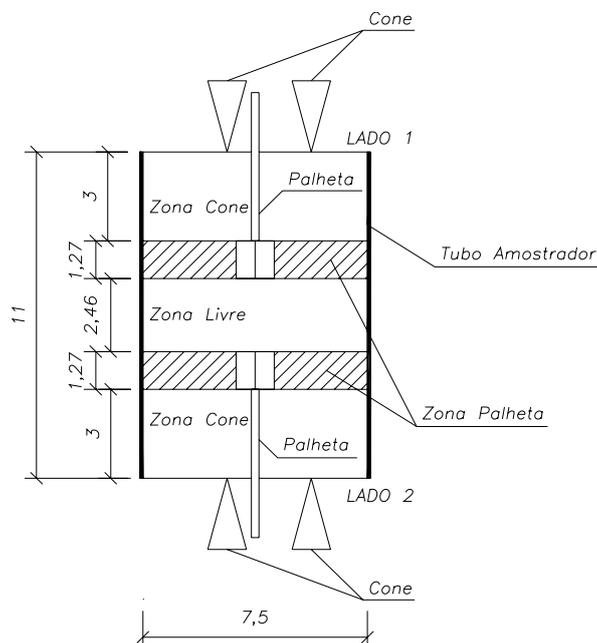


Figura 47: Configuração da amostra para ensaios de cone e palheta de laboratório, medidas em centímetros

A ordem em que os ensaios foram realizados era: (a) ensaio de cone indeformado no lado 1, (b) ensaio de palheta indeformado (e amolgado) no lado 1, (c) ensaio de cone indeformado no lado 2, (d) ensaio de palheta indeformado (e amolgado) no lado 2, (e) retirada de cápsulas para medição do teor de umidade natural do solo. Após a moldagem das amostras amolgadas eram feitos (f) ensaios de cone amolgados nos lados 1 e 2 - no tubo de 5 cm de comprimento e (g) retirada das cápsulas para medição do teor de umidade natural do solo. Com essa programação, era possível realizar os dois ensaios sem comprometimento da resistência ao cisalhamento não drenada medida.

Os passos adotados para a realização dos ensaios de cone de laboratório foram os seguintes. Primeiramente o equipamento era colocado sobre uma bancada firme e horizontal; em seguida escolhia-se o cone adequado para a medida de resistência a ser realizada (na condição indeformada, utilizou-se o cone de 100 gramas e 30° e, na condição amolgada, o cone de 60 gramas e 60°). O cone era preso ao equipamento ativando o imã e a amostra era posicionada debaixo do cone (segundo a configuração da figura 48). A seguir, a ponta do cone era colocada em

contato com a superfície da amostra e o cone era liberado, medindo-se em seguida sua penetração na escala graduada [realizavam-se três leituras: (a) instantânea, (b) depois de 5 segundos - segundo a norma BS 1377 *Part 2* - e (c) depois de 10 segundos]. Feito isso, o lado ensaiado era protegido com filme plástico e se repetiam os procedimentos de ensaio para a outra extremidade. Após a realização das medidas, na condição indeformada, do ensaio de cone e, nas condições indeformada e amolgada, do ensaio de palheta, em ambos os lados da amostra, esta era amolgada e remontada (segundo a técnica descrita acima) e, mais uma vez, se aplicavam os procedimentos citados neste parágrafo para determinação da penetração do cone.

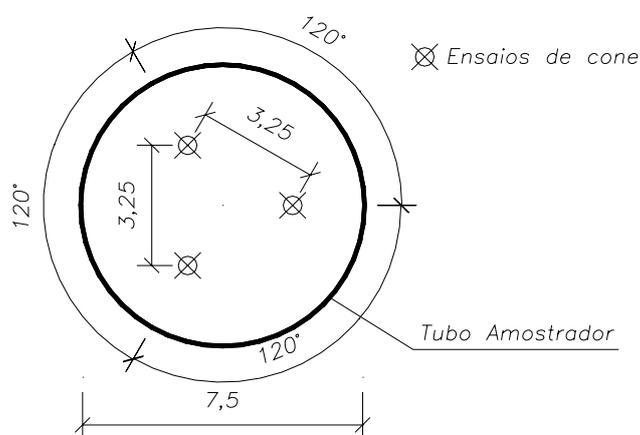


Figura 48: Posicionamento dos ensaios de cone de laboratório na amostra (medidas em centímetros)

Outro ensaio de cone de laboratório realizado nesta dissertação foi a medição de enrijecimento tixotrópico. Para tal tarefa, moldava-se uma amostra de solo dentro do tubo com 5 cm de comprimento (envolvido por filme plástico) e deixava-se em repouso (de 1 a 17 dias, dependendo do caso) dentro da caixa para transporte dos amostradores com recipientes de água colocados dentro desta caixa (reduzir a perda de umidade). A moldagem da amostra era idêntica à da amostra amolgada e os procedimentos do ensaio de cone eram idênticos aos apresentados acima.

#### 3.4.2.5 Análise de resultados

A análise dos resultados foi realizada segundo o manual do equipamento de cone de laboratório e a referência SIG-P14 (1957), publicação que acompanha o equipamento e que fornece sua calibração. A partir da tabela de calibração que relaciona a resistência ao cisalhamento não drenada, em função do cone adotado, e a penetração associada, foi possível definir as seguintes equações para os cálculos de

resistência ao cisalhamento não drenada (kPa), nas condições indeformada e amolgada em (equações 24 e 25 respectivamente):

Resistência ao cisalhamento não drenada, na condição indeformada (cone de 100 gramas e 30°).

$$S_{ur} = -0,5016 \sqrt{\frac{P}{31,937}} \quad (\text{Equação 24})$$

Resistência amolgada (cone de 60 gramas e 60°).

$$S_{ur} = -0,4879 \sqrt{\frac{P}{13,165}} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

$P$  Penetração (mm) medida durante o ensaio;

Com as medidas de penetração foi possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada, para cada ensaio, da seguinte forma: (a) era calculada a média entre as penetrações instantânea, após 5 segundos e após 10 segundos, com isso definindo-se a resistência ao cisalhamento não drenada do ensaio, (b) como em cada extremidade da amostra eram realizados 3 ensaios, a resistência ao cisalhamento não drenada de cada lado foi adotada como a média dos 3 ensaios. É importante frisar que as diferenças de penetração entre as leituras instantâneas, de 5 segundos e de 10 segundos foram muito pequenas, tipicamente com diferenças, em termos de resistência ao cisalhamento não drenada, inferiores a 0,5 kPa.

Na literatura internacional existe uma controvérsia sobre a aplicação direta das medições de resistência ao cisalhamento não drenada com o ensaio de palheta (seja de laboratório ou de campo) ou com o ensaio de cone de laboratório. Segundo LARSSON (1980) citando CADLING e ODENSTAD (1950), quando o ensaio de palheta foi introduzido, acreditava-se que nenhuma correção necessitava ser feita. Porém, logo perceberam que o fator de redução aplicado ao ensaio de cone de laboratório deveria ser aplicado ao ensaio de palheta também. Diversos autores citam os trabalhos de BJERRUM (1972 e 1973), onde aquele autor determinou fatores de redução nas medições, baseados em retroanálises. Em SCHNAID (2000) é explicado que, por questões como velocidade de carregamento e anisotropia, entre outras,

existe a necessidade da correção das medidas de resistência ao cisalhamento não drenada, como mostrado na figura 49 e segundo a equação 26.

$$Su_{\text{corrigido}} = \mu \times Su_{\text{vane ou fall cone}} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

$Su$  Resistência ao cisalhamento não drenada;

$\mu$  Fator de redução.

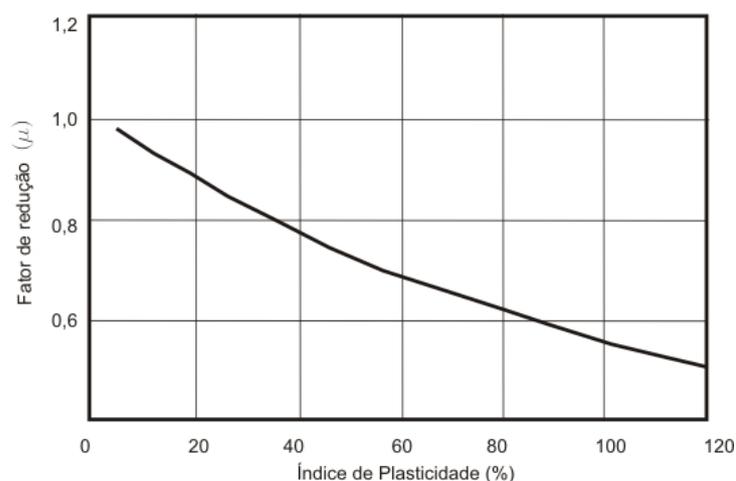


Figura 49: Fator de correção da resistência ao cisalhamento não drenada para projeto de aterros sobre argilas moles, segundo a relação média de AZZOUZ *et al.* 1983 (adaptado de SANDRONI 1993)

Apesar disso, não há um consenso sobre a aplicação do fator de redução. Contudo, em SANDRONI (1993) e ASTM D 4648-00, é recomendada a aplicação deste fator em função do índice plasticidade (IP). SANDRONI (1993) comenta que esse é um fator de redução empírico e, para sua utilização, o IP deve ser calculado segundo suas bases: os limites de plasticidade e de liquidez devem ser obtidos em ensaios sem secagem prévia, pois as diferenças do valor de IP obtidos com secagem prévia são muito grandes e, além disso, o fator de correção não inclui, no universo de casos, os materiais turfosos.

Nesta dissertação, foram aplicados fatores de redução aos resultados dos ensaios de cone e palheta de laboratório, sendo estes calculados segundo a figura 49, no caso de material argiloso. Para os ensaios realizados no material arenoso não foi

utilizado nenhum fator de correção. A razão fica evidente ao se observar a figura 49 onde, para valores baixos de IP (que é o caso do material arenoso), o fator de correção é igual a 1. Os ensaios de limites de consistência foram realizados por via úmida.

### **3.4.3 Ensaios de palheta de laboratório**

O terceiro e último ensaio utilizado para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada e da sensibilidade foi o ensaio de palheta de laboratório. O ensaio de palheta de laboratório tem funcionamento semelhante ao ensaio de palheta de campo, porém com dimensões reduzidas.

#### **3.4.3.1 Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa**

O objetivo deste ensaio é medir a resistência oferecida pelo solo (resistência ao cisalhamento não drenada) à rotação da palheta (*vane*) inserida no seu interior. Essa rotação gera um plano de cisalhamento na face do cilindro externo à palheta. A distribuição de tensões de cisalhamento é considerada uniforme ao longo do plano vertical do cilindro e, nos planos horizontais (topo e base do cilindro), a distribuição é considerada não uniforme (a máxima tensão de cisalhamento é atingida na borda externa reduzindo-se a zero no centro). Além disso, grande parte dos solos apresenta anisotropia de resistência ao cisalhamento, o que influencia o resultado dos ensaios devido às diferentes tensões que atuam no cilindro de corte. Esta característica está relacionada com o índice de plasticidade, pois quanto menos plástico o solo, maior será sua anisotropia. Contudo na maioria dos casos, assume-se um comportamento isotrópico do solo para fins de cálculo (SCHNAID, 2000).

Nesta dissertação foi suposto um comportamento isotrópico devido a que (a) os resultados de IP encontrados foram geralmente elevados e (b) o objetivo principal era avaliar a sensibilidade da resistência ao cisalhamento não drenada (média) do depósito.

O ensaio de palheta de laboratório, semelhante ao ensaio de ensaio de cone de laboratório, é um ensaio confiável para a determinação de resistência ao cisalhamento não-drenada, na condição indeformada ou amolgada, e para a determinação da sensibilidade. Além disso, também foi possível dentro de uma mesma amostra realizar dois ensaios, o que aumenta a quantidade de medições experimentais.

### 3.4.3.2 Descrição do equipamento empregado

Foi utilizado para os ensaios de palheta de laboratório o equipamento motorizado fabricado pela empresa *Wykeham Farrance Engineering Ltd*. Uma vista geral do equipamento é mostrada na figura 50.

Sucintamente o equipamento pode ser descrito como um pequeno motor elétrico que permite o giro de uma palheta a uma taxa de rotação constante de  $10^\circ/\text{min}$ . Este motor está apoiado em duas hastes metálicas, o que permite seu deslocamento vertical. Também ligado a esta haste há um braço metálico articulado que é utilizado para posicionamento e fixação da amostra, sendo que ela é presa ao braço por duas molas que funcionam como cintas de fixação. Junto ao motor existem duas escalas circulares graduadas que são utilizadas para medir a deflexão da mola que aplica o torque. Acompanha o equipamento um conjunto de 4 molas, sendo que, para os ensaios desta dissertação, foi adotada a mais flexível (adequada para medir as baixas resistências ao cisalhamento não drenadas envolvidas). A palheta possui uma altura de 12,7 mm e diâmetro de 12,7 mm (relação H:D de 1:1).



Figura 50: Vista geral do equipamento para ensaio de palheta de laboratório motorizado

### 3.4.3.3 Preparação das amostras

Como já comentado no item 3.4.2.4, em cada amostra indeformada foram realizados ensaios de cone e de palheta de laboratório; portanto, a preparação da

amostra é a mesma. Entretanto, para a medição da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada, há diferenças. Enquanto no ensaio de cone de laboratório o solo era retirado de dentro do tubo amostrador, amolgado e novamente moldado em um tubo com 5 cm de comprimento, no ensaio de palheta de laboratório, após o solo ter sido ensaiado na condição indeformada, o ensaio era continuado na mesma condição. Ao terminar o ensaio indeformado, a palheta do equipamento era girada rapidamente por 10 voltas completas para amolgar o solo. Em seguida iniciava-se a etapa do ensaio para aferição da resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada, conforme a norma ASTM D 4648-00.

A disposição da palheta em relação à amostra seguiu as determinações da norma ASTM D 4648-00: (a) as amostras devem ser ensaiadas dentro do próprio tubo amostrador; (b) a folga entre a palheta e a parede do tubo amostrador deve ser de, no mínimo, 2 vezes o diâmetro da palheta; (c) a palheta deve ficar paralela ao tubo amostrador; (d) a profundidade de inserção de palheta deve ser de no mínimo 1 vez a altura da mesma e (e) deve-se garantir que não há movimento na superfície da amostra (adotou-se 3 cm de penetração no solo). Estas indicações levaram à configuração mostrada na figura 47, não tendo sido observada movimentação de solo na superfície da amostra.

#### **3.4.3.4 Montagem e procedimentos de ensaio**

Os procedimentos adotados no ensaio de palheta de laboratório foram baseados no manual que acompanha o equipamento, na norma ASTM D 4648-00 e na norma ABNT NBR 10905/1989 - MB 3122 (norma para ensaio de palheta de campo): (a) o equipamento foi instalado sobre uma bancada horizontal e firme, (b) a amostra era fixada firmemente ao equipamento, (c) a palheta era cravada cuidadosamente, observando a profundidade de inserção previamente designada, (d) o ensaio era iniciado imediatamente (o tempo máximo segundo a norma ABNT NBR 10905/1989 - MB 3122 é de 5 minutos) pelo acionamento do motor, (e) as deflexões da mola eram lidas a cada 2° de deslocamento até que se atingisse a ruptura, caracterizada pelo salto do elemento transportador e (f) para identificar o torque pós-pico, o indicador era deslocado manualmente até encontrar o transportador (esta técnica foi desenvolvida durante esta pesquisa).

Para a medição de resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada, imediatamente após terminar o primeiro ensaio, aplicava-se rapidamente

10 revoluções completas na palheta e se repetiam os passos do ensaio indeformado. Nestes ensaios, entretanto, o comportamento pós-pico era de um patamar, sem redução de resistência.

Terminados estes ensaios, a palheta era retirada, a superfície da amostra era protegida com filme plástico, virada 180° no sentido vertical e repetiam-se os ensaios na outra extremidade (lado 2). Ao final dos ensaios era retirada uma amostra de solo para determinação do teor de umidade natural da região ensaiada em cada lado da amostra.

### 3.4.3.5 Análise de resultados

Os resultados foram analisados seguindo as orientações do manual do equipamento e das normas ASTM D 4648-00 e ABNT NBR 10905/1989 - MB 3122. A partir da calibração, que relaciona torque e deflexão da mola, foi possível definir as equações para os cálculos do torque associado a cada leitura de deflexão realizada no ensaio, conforme a equação 27:

$$M = \frac{(d - 6 \times 10^{-14})}{1160} \quad (\text{Equação 27})$$

Onde:

- $M$  Torque aplicado pela mola [N.m];  
 $d$  Deslocamento angular da mola a cada etapa do ensaio [°].

De posse dos valores de torque foi possível calcular a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada e amolgada para cada lado da amostra. A formulação adotada para o cálculo de  $S_u$  foi a sugerida em ABNT NBR 10905/1989 - MB 3122, que fornece o mesmo resultado da formulação proposta em ASTM D 4868-0. As condições de contorno utilizadas para determinar a equação a partir da norma ABNT NBR 10905/1989 - MB 3122 são: (a) relação entre diâmetro e altura de palheta é 1:1, (b) solo com comportamento isotrópico e (c) distribuição de tensões uniformes na face do cilindro de corte. Assim é definida a equação 28 para cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada (kPa):

$$S_u = \frac{1,5M}{\Pi D^3} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

$M$  Torque aplicado pela mola [kN.m];

$D$  Diâmetro da palheta [mm].

Como já discutido na análise de resultados do ensaio de cone de laboratório foi utilizado o fator de redução para a determinação dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada no material argiloso, com o método citado.

SCHNAID (2000), citando outros autores, mostrou uma formulação que permite estimar o grau de pré-adensamento (OCR) de uma argila a partir dos resultados do ensaio de palheta, segundo as equações 29 e 30. Nessa dissertação se fará uma estimativa do valor de OCR no material argiloso com base nessa formulação.

$$OCR = \alpha \frac{Su}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Equação 29})$$

$$\alpha = 22(IP)^{-0,48} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

$Su$  Resistência ao cisalhamento não drenada [kPa];

$\sigma'_{v0}$  Tensão vertical efetiva de campo [kPa];

$IP$  Índice de plasticidade [%].

### 3.4.4 Ensaio de adensamento

Nos ensaios de adensamento, também conhecidos como ensaios de compressão confinada ou edométricos, o solo recebe um carregamento vertical e segue uma trajetória de tensões efetivas com deformação lateral nula ( $K_0$ ) devida à restrição lateral imposta pelo anel metálico rígido. As questões mais importantes referentes a esse ensaio são discutidas nos tópicos abaixo.

#### 3.4.4.1 Aspectos, princípios e aplicação à pesquisa

O objetivo do ensaio foi determinar, conforme apresentado capítulo 2, a NCL (linha de compressão normal), tornando possível interpretar os resultados dos ensaios realizados segundo a Teoria do Estado Crítico, visto que, para um estudo mais aprofundado, seriam necessários mais ensaios (compressão isotrópica).

Foram realizados 2 ensaios de adensamento, sendo um no material argiloso e o outro no material arenoso. A descrição mais detalhada do solo coletado na campanha de amostragem realizada com o novo amostrador será feita mais adiante dentro deste capítulo. Todos os estágios de carga tiveram duração de pelo menos 24 horas (mais nos finais de semana) e os estágios de descarga tiveram duração de 1 hora.

#### **3.4.4.2 Descrição do equipamento empregado**

Os dois ensaios de adensamento foram realizados, simultaneamente, em duas prensas de compressão confinada existentes no LAGEO/UFRGS. Essas prensas foram fabricadas pela empresa *Wikeham Farrance Engineering Ltd*, modelo 24000, possuindo relógios comparadores com resolução de 0,00254 mm para medir as variações de altura do corpo de prova durante o ensaio. A figura 51 mostra uma vista geral do equipamento utilizado.



Figura 51: Vista geral das prensas de adensamento utilizadas

#### **3.4.4.3 Preparação dos corpos de prova**

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de adensamento foram feitos a partir de amostras reconstituídas do material excedente dos ensaios de resistência ao cisalhamento não drenada realizados, visto que não havia mais amostras indeformadas disponíveis.

Tanto as amostras amolgadas do material argiloso quanto do material arenoso foram reconstituídas segundo as recomendações de BURLAND (1990). Este autor definiu como amostras reconstituídas aquelas que são completamente remoldadas com um teor de umidade ( $w$ ) igual ou até 1,5 vezes superior ao limite de liquidez. Nesta pesquisa as amostras foram reconstituídas com um teor de umidade inicial ( $w_i$ ) igual a  $1,25 \cdot LL$ . Assim o material argiloso ( $LL_{\text{médio}} = 84\%$ ) foi moldado com  $w = 105\%$  e o material arenoso ( $LL = 26\%$ ), com  $w = 32\%$ . Com essa umidade alta as amostras, como esperado, ficaram com uma consistência muito mole tornando impossível a moldagem de corpos de prova para a realização de ensaios de compressão isotrópica no equipamento triaxial. Por essa razão optou-se por ensaios de compressão confinada, onde essa baixa consistência do solo reconstituído não dificultaria a preparação do corpo de prova.

#### **3.4.4.4 Montagem e procedimentos de ensaio**

Os ensaios foram realizados de acordo com a norma ABNT NBR 12007/1990. A montagem do ensaio seguiu os seguintes passos: (a) saturação da pedra porosa e do papel filtro, (b) moldagem do corpo de prova dentro do anel sobre o papel filtro inferior e posicionamento na pedra porosa, (c) colocação do papel filtro superior, pedra porosa e cabeçote, (d) inundação da câmara com água destilada, (e) ajuste do relógio comparador para a leitura inicial, (f) nivelamento do braço de alavanca e (g) aplicação das cargas.

Os estágios de carga utilizados nesses ensaios de adensamento foram de: 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa. A descarga foi realizada com os mesmos valores de carga. Como o objetivo do ensaio era apenas determinar a NCL, a única leitura realizada foi a de 24 horas. A exceção foi para a carga de 50 kPa onde foram feitas as leituras convencionais nos tempos de 7", 15", 30", 1', 2', 4', 8', 15,' 30', 1h, 2h, 4h, 8h e 24h.

#### **3.4.4.5 Análise de resultados**

As análises dos resultados dos ensaios de adensamento já são bastante conhecidas pelo público geotécnico, por essa razão não serão esmiuçados neste texto.

### **3.4.5 Ensaios de caracterização**

Para essa dissertação foram realizados ensaios de caracterização padronizados. Os ensaios realizados foram: (a) limites de liquidez, (b) limite de

plasticidade, (c) granulometria e (d) massa específica real dos grãos. Em todos os ensaios as amostras foram ensaiadas por via úmida (sem secagem prévia).

Como esses ensaios são bastante conhecidos, a seguir será feita uma breve apresentação dos tópicos mais relevantes envolvidos em cada ensaio. Caso seja de interesse do leitor, maiores informações poderão ser encontradas nas normas referentes a cada ensaio.

#### *Limites de liquidez e plasticidade.*

As técnicas de ensaios utilizadas basearam-se principalmente na norma ABNT NBR 6459/1984 e na norma ABNT NBR 7180/1984. Cabe enfatizar que, para utilizar o fator de redução proposto por BJERRUM (1973), é necessário realizar os ensaios de limites de consistência por via úmida pelos motivos já comentados.

#### *Granulometria*

A análise granulométrica seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 7181/1984. Foi utilizado agente defloculante, porém as amostras não foram secas previamente. Contudo as partículas mais grosseiras, tais como conchas e pedaços de madeira em decomposição, foram retiradas manualmente. Assim todo o material foi utilizado para o ensaio por sedimentação, sendo que, após essa etapa, o material foi lavado na peneira n<sup>o</sup> 200 (de abertura 0,075 mm) e seco na estufa, para proceder ao peneiramento do material retido.

A classificação dos solos foi feita a partir da granulometria e dos limites de consistência dos solos (quando estes puderam ser determinados) com base na Classificação Unificada (PINTO 2006) e na norma ABNT NBR 6502/1995. Resumidamente a classificação foi feita da seguinte forma: (a) primeiro era verificado o percentual passante na peneira n<sup>o</sup> 200 (0,075 mm), (b) quando esse percentual era maior que 50 % o solo era classificado como “granulação fina” e, associado à carta de plasticidade (figura 52), definia-se se era silte, argila ou matéria orgânica de alta ou baixa compressibilidade, (c) quando o percentual passante na peneira n<sup>o</sup> 200 era inferior a 50 %, esse era classificado como “granular” e, dependendo da fração dominante, foi denominado como areia ou pedregulho. Utilizou-se também o Coeficiente de Não Uniformidade CNU e o Coeficiente de Curvatura CC, segundo as equações 31 e 32, respectivamente definindo assim se o material era “bem ou mal graduado” e (d) para nomear o solo, segundo a norma ABNT NBR 6502/1995, quando

o percentual de grãos ultrapassa 10 % esse deve ser incluído no nome, se ficar entre 1 a 5 % é denominado “com vestígios” e se ficar entre 5 a 10% é denominado “com pouco”.

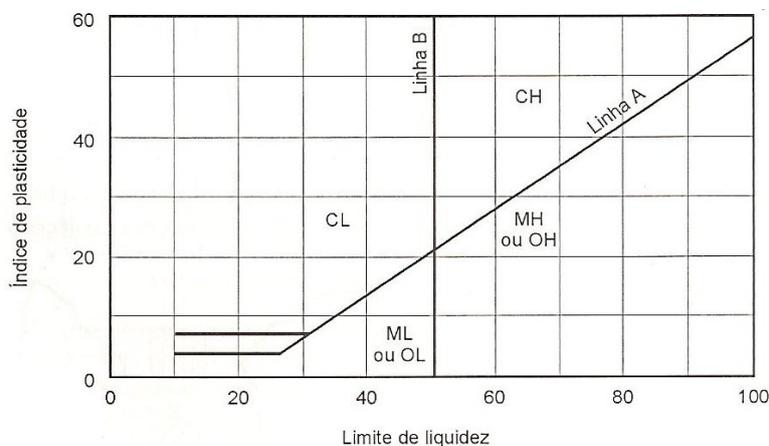


Figura 52: Carta de Plasticidade (PINTO 2006)

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Equação 31})$$

$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (\text{Equação 32})$$

Onde:

$D_{60}$  Diâmetro abaixo do qual estão presentes 60 % das partículas em peso;

$D_{30}$  Diâmetro abaixo do qual estão presentes 30 % das partículas em peso;

$D_{10}$  Diâmetro abaixo do qual estão presentes 10 % das partículas em peso.

Sendo que para areias:

- Bem graduadas,  $CNU > 6$  e  $1 \leq CC \leq 3$ ;
- Mal graduadas,  $CNU \leq 6$ .

### *Massa específica real dos grãos*

Os ensaios de massa específica real dos grãos foram baseados na norma ABNT NBR 6508/1984. A exemplo do ensaio de granulometria, também não houve secagem prévia e as partículas grosseiras foram removidas manualmente.

## **3.5. PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS**

Até o momento foi explicado como foram obtidas as amostras, através da campanha de amostragem, e como foram realizados os ensaios de laboratório utilizados nos experimentos desta dissertação. Agora será mostrada a organização dos ensaios para medição de resistência ao cisalhamento não drenada que foram feitos em cada tubo amostrador obtido. Será também apresentada a razão porque tais ensaios foram feitos com determinados tubos amostradores e a seqüência em que os tubos foram ensaiados.

Era esperado que a campanha de amostragem realizada fornecesse apenas amostras argilosas. Isso foi baseado nos ensaios SPT disponíveis na região, na época de projeto de duplicação da rodovia BR-101, e no perfil estratigráfico apresentado por MIRANDA (2008), conforme a figura 33. Entretanto, o que realmente aconteceu é que, ao serem abertos os tubos amostradores para a realização dos ensaios de laboratório, encontrou-se boa parte do material coletado com características arenosas ao invés da argila esperada (ver perfil estratigráfico da figura 53). Isso fez com que o planejamento dos ensaios para cada tubo amostrador tivesse que ser refeito no momento que o tubo foi aberto.

Com base na figura 53, agora serão descritos quais ensaios foram feitos em cada tubo amostrador e o motivo pelo qual foram feitos além da ordem em que se abriram os tubos:

- Como a técnica de corte longitudinal ainda não havia sido testada anteriormente, foram escolhidos os tubos de menor comprimento amostrado (amostras de mais baixa qualidade) para testar tanto as técnicas de corte, para retirada do solo de dentro de cada tubo, quanto para testar as técnicas de ensaio de cone de laboratório, de ensaio de palheta de laboratório e de ensaio triaxial;

- Como um dos objetivos desta dissertação é comparar as técnicas de corte e de extrusão, era necessário que se estabelecesse primeiramente qual técnica era a melhor para que pudesse ser adotada na preparação dos demais corpos de prova. O tubo amostrador escolhido para tal tarefa foi o tubo 4;
- Outro objetivo da pesquisa era comparar os resultados dos ensaios de de cone de laboratório, de palheta de laboratório e triaxial. Para fazer tal comparação foram escolhidos os tubos 1 e 2.

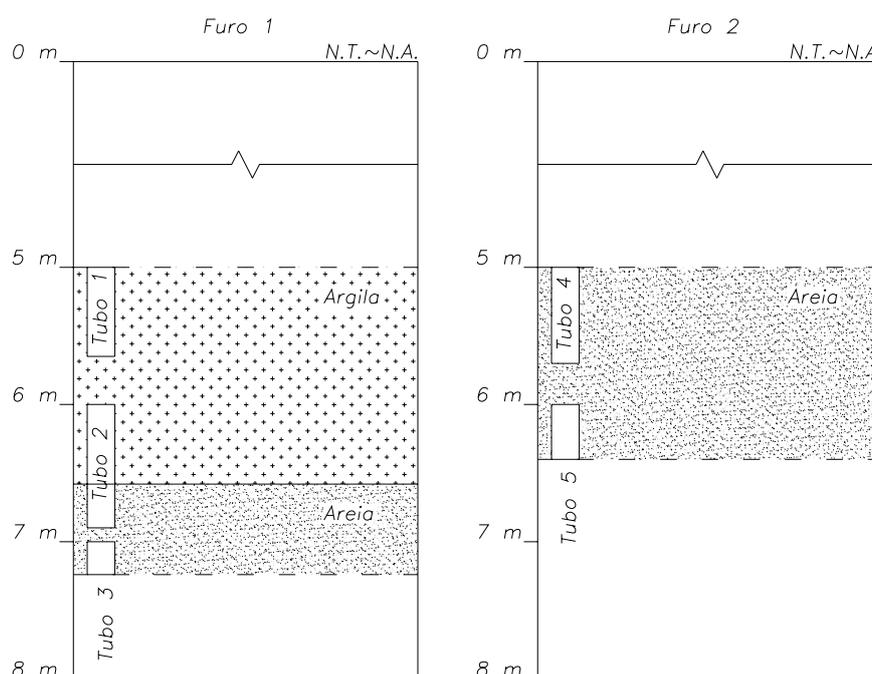


Figura 53: Perfil estratigráfico do subsolo para cada furo realizado na campanha de amostragem

A tabela 8 apresenta um resumo dos ensaios de laboratório realizados. A escolha dos ensaios a realizar em cada tubo amostrador foi feita com base na seqüência de abertura dos tubos, no comprimento das amostras indeformadas dentro de cada tubo e nos comprimentos dos corpos de prova (CP) necessários para cada ensaio.

Tabela 8: Ensaios de laboratório realizados em cada tubo amostrador e ordem de ensaios adotada

	Amostragem		Comprimento útil (cm)	Ensaios			Motivador	Ordem dos ensaios
	Tubo	Prof (m)		Triaxial	Vane	Cone		
Furo 1	1	5 a 5,65	45	1 CP	3 CP	Medir resistência e comparar Triaxial X Vane/Cone	5°	
	2	6 a 6,90	70	3 CP	3 CP	Medir resistência e comparar Triaxial X Vane/Cone	4°	
	3	7 a 7,24	4		2 CP	Testar os procedimentos do Vane/Cone e as técnicas de corte dos tubos	1°	
Furo 2	4	5 a 5,70	50	4 CP		Comparar corte X extrusão	3°	
	5	6 a 6,40	20	1 CP	1 CP	Fazer um primeiro teste em ensaio triaxial comparar com o Vane/Cone e testar técnica de corte dos tubos	2°	

Triaxial CP = 75 X 130 mm

Cone/Vane CP = 75 X 110 mm

Os 10 cm iniciais e finais dos tubos devem ser **desconsiderados** como amostra indeformada.

### 3.5.1 Outras considerações sobre os ensaios realizados e a análise dos resultados

Neste tópico serão discutidas algumas questões relevantes e alternativas adotadas nos ensaios para medição de resistência ao cisalhamento não drenada, e serão feitas considerações sobre as análises dos resultados.

Existe uma grande interrogação na aplicação dos ensaios de cone de laboratório e de palheta de laboratório em materiais arenosos. GEORGIANNOU *et al.* (1990) estudaram os efeitos da presença de argila no comportamento de areias. Os autores comentam que areias naturais freqüentemente possuem significativa quantidade de argila e silte. Citando a norma BS 5930, que define areias argilosas como sendo aquelas que possuem de 5 a 15% de argila, os autores também comentam que estes teores de argila influenciam o espaçamento da fração granular. Estudando a estrutura de areias argilosas, os mesmos autores, citando GEORGIANNOU (1988), afirmam, que com uma quantidade de 7 a 8% de argila (quantidade encontrada no solo arenoso investigado nessa dissertação) essas partículas argilosas tendem a se concentrar nos contatos dos grãos de areia (formando “pontes” de argila) e nas irregularidades na superfície desses grãos. Isto faz com que exista um aumento do índice de vazios com o aumento do teor de argila. Em

síntese, os grãos de areia são fixados por argila, na maioria dos contatos, e areias argilosas apresentam um índice de vazios granular maior que areias limpas, reduzindo dessa forma a estabilidade da estrutura. Além disso, os autores perceberam que, em contraste com a areia limpa, a areia argilosa exibe, durante o cisalhamento em compressão triaxial, fragilidade não drenada e liquefação em extensão triaxial. Por esta razão, nesta dissertação, mesmo nos solos com características mais arenosas, foram realizados ensaios de cone de laboratório e ensaios de palheta de laboratório, apesar de tais ensaios serem, classicamente, empregados em materiais com maior teor de argila. Estes ensaios foram feitos em paralelo aos ensaios triaxiais, o que permitiu a comparação dos resultados. Os resultados desses ensaios serão mostrados e discutidos nos Capítulos 4 e 5 respectivamente.

No que tange à dispersão dos resultados, a bibliografia cita que os ensaios de cone de laboratório e de palheta de laboratório podem apresentar alguma dispersão. Isso é explicado pelo fato que as amostras muitas vezes possuem conchas, pedaços de madeira em decomposição e vazios que interferem nas leituras. Nesta dissertação todos os resultados são apresentados, inclusive os que tiveram alguma dispersão.

A sensibilidade foi utilizada nesta dissertação para salientar a diferença entre as resistências ao cisalhamento não drenadas das argilas, nas condições indeformada e amolgada. Contudo a essência da sensibilidade é determinar a redução da resistência ao cisalhamento não drenada pela desestruturação. Sendo assim, a sensibilidade também é aplicável a solos arenosos que possuam diferenças de resistência ao cisalhamento não drenada nas condições indeformada e amolgada e dessa forma será tratada nesta dissertação de agora em diante.

## **4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS**

Nos capítulos anteriores apresentou-se a fundamentação geotécnica sobre a qual os ensaios de laboratório realizados se apoiaram, além dos métodos de cálculo utilizados para a análise de resultados. Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais obtidos nesta dissertação (ensaios de caracterização, ensaios de cone de laboratório, ensaios de palheta de laboratório e ensaios triaxiais) referentes a cada tubo amostrador individualmente e na seqüência em que foram ensaiados. No próximo capítulo será feita uma discussão dos resultados.

### **4.1. TUBO AMOSTRADOR 3**

Na seqüência dos trabalhos de amostragem, o tubo amostrador 3 foi retirado de dentro do furo 1 entre as profundidades de 7 m a 7,24 m. Este foi o primeiro tubo a ser ensaiado, para que fosse possível testar as técnicas de corte de tubo e os procedimentos dos ensaios em uma amostra de menor qualidade em função do pequeno comprimento. Ao se abrir o tubo, percebeu-se que todo o material contido era arenoso.

A forma como o tubo 3 foi aproveitado para a realização dos ensaios de laboratório é mostrada na figura 54. Com essa configuração, foram retiradas 2 amostras para realizar ensaios de cone e palheta de laboratório. Cabe lembrar que, apesar do solo deste tubo ser um material arenoso, os ensaios de cone e palheta de laboratório foram realizados, pois, como já discutido, os teores de argila e silte presentes influenciam consideravelmente o comportamento não drenado.

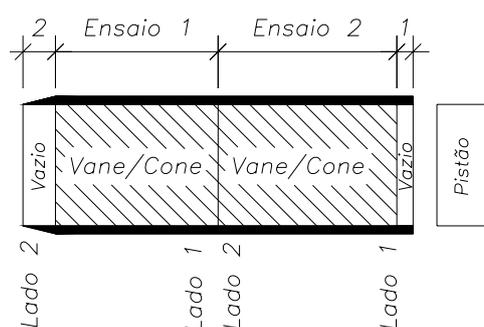


Figura 54: Disposição dos ensaios realizados no tubo 3

#### 4.1.1 Caracterização

O aspecto do solo ensaiado pode ser visto na figura 55. Percebe-se que a coloração do material é cinza clara.



Figura 55: Aspecto do solo do tubo 3, de cor cinza clara

A curva granulométrica do solo encontrado no tubo 3 é apresentada na figura 56. Observando esta figura, percebe-se que o material dominante é arenoso, as porcentagens podem ser resumidas como: 6 % de argila, 7 % de silte, 77 % de areia fina e 10 % de areia média. Segundo os métodos de classificação citados, essa areia possui  $CNU \approx 7,4$  e  $CC \approx 3,0$ . Desta maneira pode-se classificá-la como: areia bem graduada, cinza clara, com pouco de silte e argila.

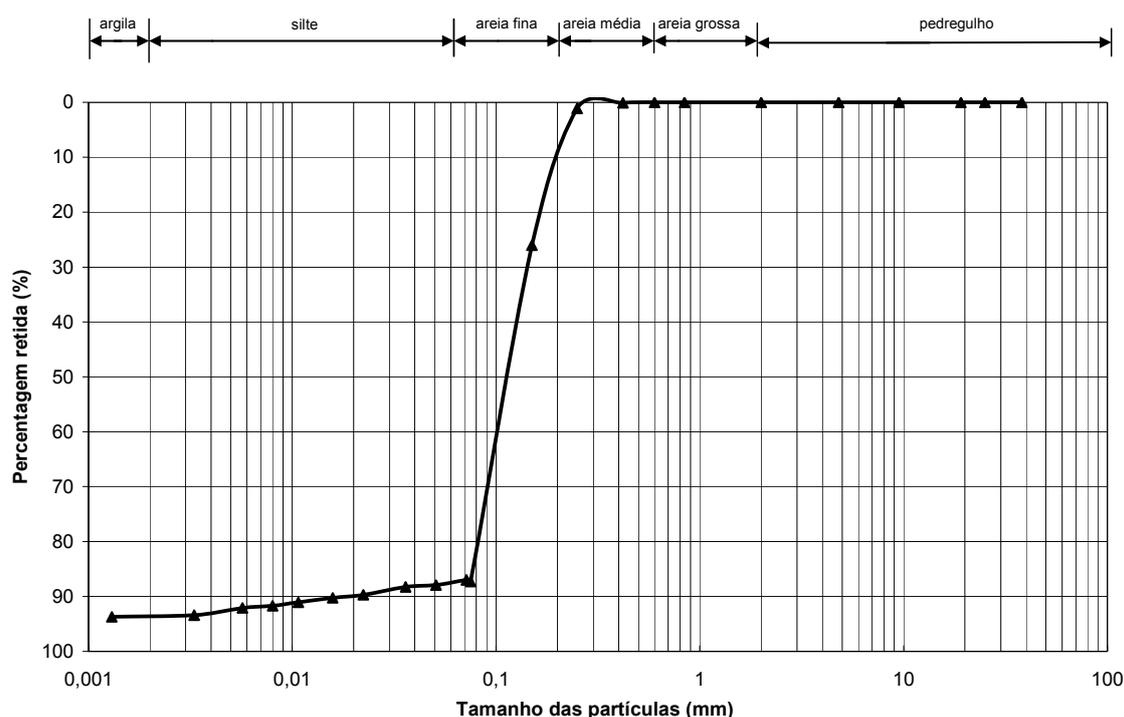


Figura 56: Distribuição granulométrica do solo do tubo 3

Para o solo do tubo 3 não foi possível determinar LL e LP; dessa forma o material coletado neste tubo é denominado como não plástico (NP). O ensaio de massa específica real dos grãos revelou que este material arenoso possui  $\gamma_s = 26,52$  kN/m<sup>3</sup>. Estas características são esperadas para materiais anerosos finos de grãos de quartzo, segundo PINTO (2006).

#### 4.1.2 Ensaio de cone de laboratório

Os resultados obtidos nos ensaios de cone de laboratório realizados no tubo 3 são apresentados na tabela 9, sem a utilização do fator de redução ( $\mu$ ) visto que este não é aplicável a solos predominantemente arenosos. Observando a figura 54, observa-se que 2 corpos de prova foram extraídos deste tubo (Ensaio 1 e Ensaio 2).

No que diz respeito aos valores de  $S_u$ , estes tiveram elevada dispersão tanto no Ensaio 1 quanto no Ensaio 2. Isso se deve ao fato que o lado 2 do Ensaio 1 e o lado 1 do Ensaio 2 apresentaram um espaço vazio entre a vedação do tubo e o solo, o que fez com a superfície do corpo de prova estivesse mais seca que o lado oposto (situado no meio do tubo amostrador, ver figura 54), produzindo assim uma medida de  $S_u$  maior. Além disso, em uma amostra de baixa qualidade, com esta do tubo 3, era esperada uma maior dispersão dos resultados.

Tabela 9: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidas pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 3

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	16,6	2,6	6,3
	Lado 2	57,6	2,7	21,3
Ensaio 2	Lado 1	46,0	7,0	6,5
	Lado 2	18,7	8,5	2,2
Média		34,7	5,2	9,0

Quanto aos valores de Sur do Ensaio 1, estes foram bastante próximos, assim como os do Ensaio 2 (conseqüência da homogeneização do solo anteriormente ao ensaio). Contudo, comparando os valores de Sur entre os Ensaio 1 e 2 percebe-se um aumento de Sur do segundo em relação ao primeiro. Isso pode ser atribuído às diferenças de umidade das amostras remoldadas. No Ensaio 1, obteve-se  $w = 20\%$  enquanto que, no Ensaio 2,  $w = 18,5\%$ .

Em relação à sensibilidade obtida nesses ensaios, se forem excluídos da análise os valores mais altos de Su, possivelmente afetados por interferências (como pedaços de madeira ou conchas), a sensibilidade medida foi de  $6,3 > St > 2,2$ . Estes baixos valores podem ter sido causados pela baixa qualidade da amostra do tubo 3. Como esta amostra apresentava um certo grau de amolgamento, as medidas de Su, nas condições indeformada e amolgada, se aproximam, gerando um baixo valor de St.

#### 4.1.3 Ensaio de palheta de laboratório

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de palheta de laboratório (tabela 10) realizados com os Ensaio 1 e 2 do tubo amostrador 3. Assim como nos ensaios de cone de laboratório, os resultados aqui apresentados não tiveram correção do fator de redução ( $\mu$ ) por serem solos arenosos.

Tabela 10: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidas pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo amostrador 3

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	7,0	0,0	-
	Lado 2	4,0	0,0	-
Ensaio 2	Lado 1	10,6	0,0	-
	Lado 2	3,3	0,0	-
Média		6,2	0,0	-

Observando-se os valores de Su medidos, esses tiveram uma dispersão menor que os resultados obtidos pelo ensaio de cone de laboratório. Isto pode ser parcialmente atribuído ao fato de que a palheta é cravada no interior da amostra de solo, e assim testa o solo que não sofreu qualquer ressecamento (figura 54). Comparando os valores de Su das tabelas 9 e 10, observa-se que os valores de Su obtidos nos materiais arenosos com os ensaios de cone de laboratório são maiores do que os obtidos com o ensaio de palheta de laboratório.

Em relação ao valor de Sur, na condição amolgada, o ensaio de palheta de laboratório não foi capaz de medi-lo (obteve-se um valor muito baixo, próximo de zero). Assim, a sensibilidade nos ensaios de palheta de laboratório, realizados na amostra de baixa qualidade do tubo 3, não pôde ser determinada. Estes valores tão baixos de Sur, obtidos no ensaio de palheta, podem ser atribuídos à geração de poro-pressão durante o ensaio, devida provavelmente à desestruturação do solo e à existência da fração fina (argila e silte).

## 4.2. TUBO AMOSTRADOR 5

O tubo amostrador 5 foi extraído do furo 2 entre as profundidades de 6 m e 6,40 m. Este foi o segundo tubo a ser ensaiado para: (a) testar a técnica de corte longitudinal e (b) avaliar as técnicas de preparação dos corpos de prova para ensaios triaxiais. A exemplo do que aconteceu no tubo 3, ao se abrir este amostrador, verificou-se que todo o solo nele contido era arenoso. Deste tubo foram retiradas amostras para ensaios de cone e palheta de laboratório e uma amostra para ensaio triaxial, como pode ser visto na figura 57.

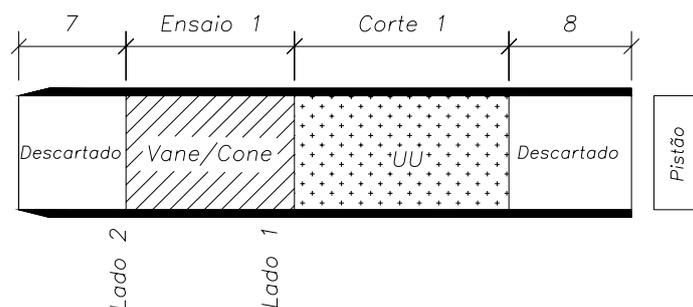


Figura 57: Disposição dos ensaios de laboratório realizados no tubo amostrador 5

Enquanto este tubo estava sendo cortado para os ensaios, foi encontrado um grande pedaço de madeira (dimensões de 6 x 2,5 x 1,5 cm) com cheiro forte e desagradável, na região de descarte próximo ao pistão. Ao se verificar a ponta afiada do tubo percebeu-se que esta estava levemente danificada. Esse dano provavelmente ocorreu durante a cravação, ao cortar o pedaço de madeira. Mesmo sendo um material arenoso, os ensaios de cone e palheta de laboratório foram realizados pelas razões já discutidas.

#### 4.2.1 Caracterização

A aparência do solo arenoso do tubo 5 é idêntica à do tubo 3, como mostrado na figura 55, inclusive a cor. O resultado do ensaio de granulometria é apresentado na figura 58, indicando que o material dominante é areia sendo os percentuais: 9 % argila, 6 % silte, 81 % areia fina e 4 % areia média. Pelos métodos de classificação apresentados, esse material possui  $CNU \approx 35$  e  $CC \approx 16,4$ . O solo pode ser classificado como: areia mal graduada, cinza clara, com pouca argila e silte.

Neste solo do tubo 5 também não se conseguiu determinar os limites de liquidez e plasticidade (NP). No ensaio para a determinação da massa específica real dos grãos, foi encontrado o valor de  $\gamma_s = 26,66 \text{ kN/m}^3$ .

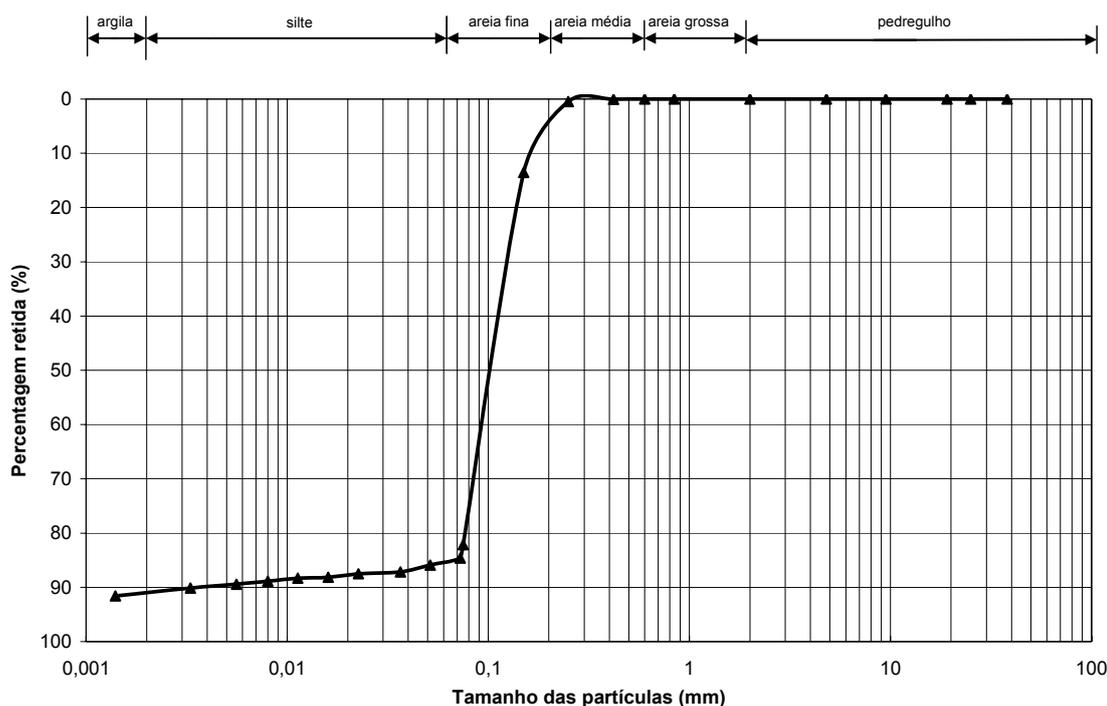


Figura 58: Distribuição granulométrica do solo do tubo amostrador 5

#### 4.2.2 Ensaios triaxiais

A opção aqui adotada para retirada do solo de dentro do tubo amostrador foi a técnica de corte longitudinal. Como seria a primeira vez a ser usada, utilizou-se o tubo 5, que era uma amostra de baixa qualidade, para testar os procedimentos.

O tubo foi cortado transversalmente e longitudinalmente obedecendo aos procedimentos de corte já apresentados no Capítulo 3. Depois de o solo estar separado do tubo, esse foi levado ao torno manual para talhar o corpo de prova no diâmetro de 5 cm, ficando evidente a presença de um plano de fraqueza no trecho inferior da amostra, fazendo que essa “embarrigasse”, como indicado na figura 59. Observando essa figura, fica claro que o solo é bastante heterogêneo, variando a cor entre tons de cinza claro a escuro com manchas amareladas, além de ter uma consistência muito mole. Quando o solo foi levado ao berço de moldagem para conformar o comprimento (10 cm), a amostra partiu-se no plano de fraqueza. O corpo de prova ficou com uma altura de aproximadamente 7,5 cm, muito curta para ser ensaiado, pois deixava o pistão de carga com pouco curso na câmara triaxial. Pelas razões acima comentadas, não foi realizado o ensaio triaxial no solo retirado deste

tubo, contudo as observações aqui feitas foram importantes para ensaios posteriores desta dissertação.



Figura 59: Amostra para ensaio triaxial retirada do tubo amostrador 5 no torno manual, mostrando o plano de fraqueza e o "embarrigamento"

### 4.2.3 Ensaio de cone de laboratório

Os resultados apresentados neste item referem-se aos ensaios de cone de laboratório realizados no solo retirado do tubo amostrador 5. Por se tratar de uma amostra predominantemente arenosa, o fator de redução ( $\mu$ ) não foi utilizado. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 11.

Tabela 11: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo amostrador 5

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	21,2	4,6	4,6
	Lado 2	29,9	3,3	9,0
Média		25,5	3,9	6,8

Os valores de Su tiveram alguma variabilidade. Essa diferença é esperada quando se analisa amostras com tamanha heterogeneidade, porém essa dispersão foi

de menor magnitude que a encontrada no tubo 3 porque nesta amostra não houve ressecamento. Infelizmente não foi possível comparar os resultados com o ensaio triaxial, pelas razões expostas. Os valores de Sur foram próximos, indicando que o amolgamento e a homogeneização antes do ensaio foram eficientes em reduzir a variabilidade do solo. Os valores de St obtidos no Ensaio 1 do tubo 5 foram de 4,6 e 9,0. Esses valores já não são tão baixos, pois o tubo 5 é um pouco mais longo (possui 40 cm), o que gera uma estrutura menos perturbada, mesmo com o pequeno dano sofrido na ponta do tubo amostrador, consequência do pedaço de madeira coletado.

#### 4.2.4 Ensaio de palheta de laboratório

Os valores de Su medidos no tubo amostrador 5 com o ensaio de palheta de laboratório (tabela 12), apresentaram novamente uma dispersão inferior aos ensaios de cone. Comparando os valores de Su, novamente os ensaios de palheta mediram valores de Su, na condição indeformada, menores no material arenoso que os ensaios de cone (tabelas 11 e 12). Da mesma forma que no ensaio de cone de laboratório interpretado anteriormente, aqui também não foi aplicado o fator de redução ( $\mu$ ).

Tabela 12: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo amostrador 5

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	8,7	1,0	8,7
	Lado 2	12,6	1,7	7,4
Média		10,6	1,3	8,0

Os valores da resistência amolgada (Sur) medidos neste ensaio tiveram uma dispersão reduzida e mostraram-se com valores bastante baixos, em torno de 1 kPa, porém mensuráveis, ao contrário do que aconteceu no tubo amostrador 3. Novamente os valores de Sur do ensaio de cone de laboratório foram maiores que os valores do ensaio de palheta. Os valores de St calculados foram 8,7 e 7,4. Esses valores são coerentes com os obtidos pelo ensaio de cone de laboratório, que chegaram a 9,0.

#### 4.2.5 Tixotropia

Os resultados dos ensaios de tixotropia realizados com material excedente do tubo amostrador 5 podem ser observados na figura 60. O ensaio foi levado apenas até 4 dias, pois o solo disponível acabou, impedindo que se continuasse o experimento.

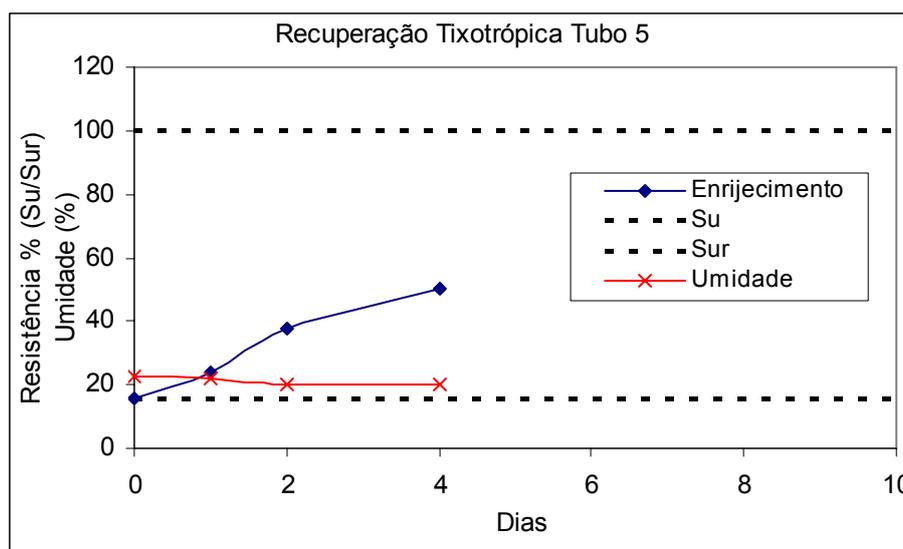


Figura 60: Recuperação tixotrópica do solo do tubo 5

Na figura 60 é observada uma considerável recuperação de Su (cerca de 50 % de Su é recuperada), apesar do material ser predominantemente arenoso. Como comentado no Capítulo 2, apesar da tixotropia estar relacionada principalmente a materiais argilosos, o que realmente define esse comportamento é a presença de argilomineirais, especialmente a montmorilonita. Esta verificação não foi feita.

#### 4.3. TUBO AMOSTRADOR 4

O tubo amostrador 4 foi retirado do segundo furo realizado na campanha de amostragem (furo 2), entre as profundidades de 5 m a 5,70 m. Este foi o terceiro tubo a ser ensaiado, tendo como objetivo comparar a técnica de corte longitudinal com a técnica de extrusão de solo, empregando ensaios triaxiais. Além dos ensaios para definir qual a melhor técnica para retirada do solo de dentro do amostrador, aqui foram preparados 2 corpos de prova com material remoldado para medir a sensibilidade. Neste tubo novamente todo o material coletado foi arenoso.

A maneira com que os ensaios foram arranjados no tubo 4 pode ser vista na figura 61. Foram cortadas 4 amostras para ensaios triaxiais, sendo que 2 corpos de prova foram obtidos pela técnica de extrusão (Extrudado 1 e 2) e 2 corpos de prova foram preparados a partir da técnica de corte longitudinal (Corte 1 e 2).

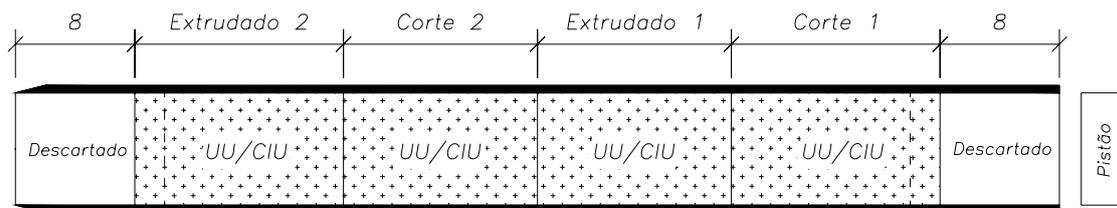


Figura 61: Disposição dos ensaios realizados no tubo 4

À medida que os segmentos de tubos eram abertos, foram encontrados conchas e pedaços de madeira em decomposição, em grande quantidade, o que dificultou sobremaneira o trabalho de moldagem.

Neste tubo é necessário mudar um pouco a forma de apresentação. Até o presente, os resultados de cada tubo foram demonstrados individualmente em seus respectivos itens, porém agora, por uma questão de conveniência, se apresentará o resultado de um dos ensaios triaxiais do tubo 2 junto com os do tubo 4. Isso foi feito porque esse ensaio do tubo 2 (Extrudado 3) foi em um material arenoso (diferente do restante do tubo 2 que é argiloso), enquadrando-se melhor com os ensaios realizados no tubo 4, onde o solo é arenoso e praticamente da mesma profundidade.

#### 4.3.1 Caracterização

A aparência do solo arenoso do tubo 4 é mostrada na figura 62, evidenciando o aspecto granular, de cor cinza clara, sendo os pontos brancos pedaços de conchas. O resultado do ensaio de granulometria (realizado com material da zona de descarte do tubo 4) é apresentado na figura 63. Os percentuais de cada fração são: 8 % argila, 5 % silte, 77 % areia fina e 10 % areia média. O solo possui  $CNU \approx 21,5$  e  $CC \approx 8,9$ , sendo classificado como: areia mal graduada, cinza clara, com pouca argila e silte.

Neste solo foi possível determinar  $LL = 26\%$ ,  $LP = 20\%$  e  $IP = 6\%$ . Esses valores são coerentes com os esperados para materiais com tamanha quantidade de areia, segundo PINTO (2006), citando as areias argilosas variegadas de São Paulo (com  $20\% < LL < 40\%$  e  $5\% < IP < 15\%$ ). A determinação da massa específica real dos grãos revelou  $\gamma_s = 26,53 \text{ kN/m}^3$ .



Figura 62: Aspecto do solo do tubo 4, cor cinza clara, pontos brancos evidenciando a presença de conchas

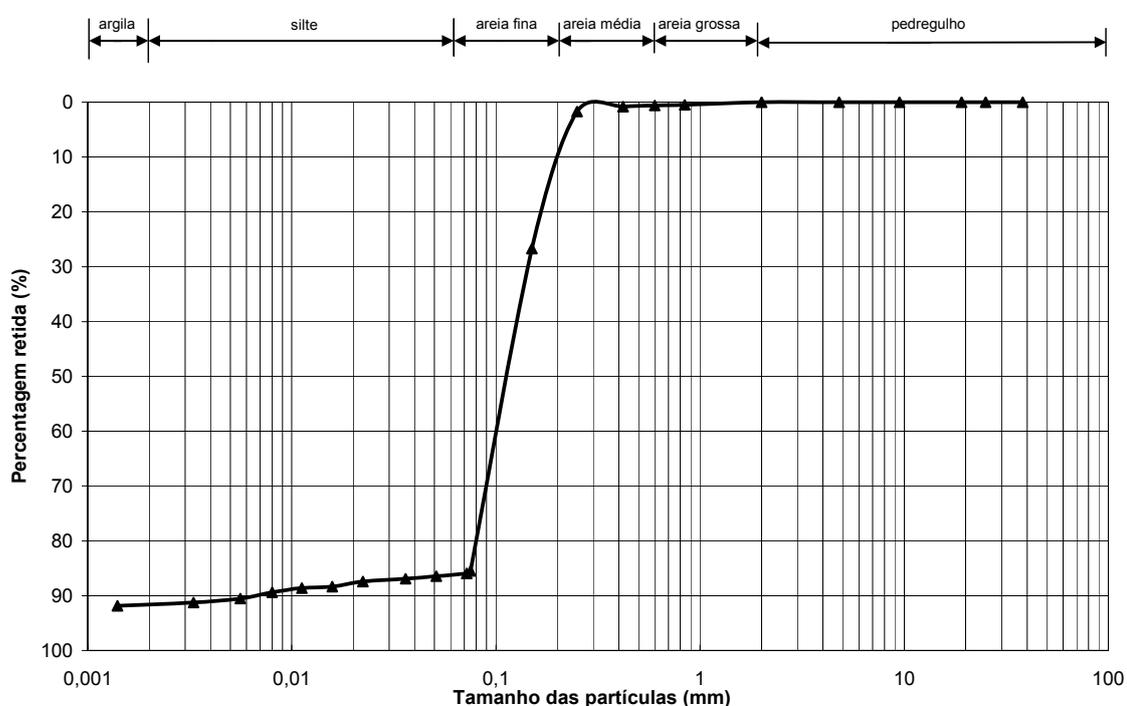


Figura 63: Distribuição granulométrica do solo do tubo 4

### 4.3.2 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais realizados a partir do tubo amostrador 4 foram feitos com 4 amostras indeformadas, sendo 2 cortadas longitudinalmente e 2 extrudadas (de uma fatia do tubo), além de ensaios triaxiais em 2 amostras reconstituídas a partir do excedente de solo gerado durante a moldagem dos corpos de prova indeformados. O ensaio triaxial do tubo 2 na amostra arenosa também será apresentado aqui por se

tratar de um solo arenoso de profundidade próxima à do tubo 4. As pressões confinantes efetivas utilizadas no adensamento dos ensaios triaxiais CIU foram estipuladas para que fosse possível determinar as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas em uma faixa além das tensões efetivas iniciais dos ensaios triaxiais UU, considerando essas tensões dos ensaios UU como sendo aproximadamente as de campo. A tabela 13 apresenta a organização dos ensaios triaxiais, a nomenclatura e algumas características iniciais dos corpos de prova. As tensões confinantes efetivas dos ensaios CIU são apresentadas na tabela com os valores programados; no entanto durante a etapa de adensamento as pressões variavam ligeiramente, fazendo com que a tensão efetiva confinante do início do ensaio fosse um pouco diferente (1 a 2 kPa) daquela estipulada.

Tabela 13: Organização, nomenclatura e características iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais dos tubos 4 e 2

Tubo	Amostra	Ensaio	Tensão confinante efetiva (kPa)	Nomenclatura	e	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>
4	Corte 1	UU	20,8	UU C 1	0,93	18,41	13,78
		CIU	100,0	CIU C 1 (100)	0,80	18,87	14,72
4	Corte 2	UU	15,0	UU C 2	1,13	17,14	12,48
		CIU	50,0	CIU C 2 (50)	1,12	17,46	12,50
4	Extrudado 1	UU	15,9	UU E 1	1,06	17,96	12,90
		CIU	30,0	CIU E 1 (30)	0,97	18,20	13,42
4	Extrudado 2	UU	11,8	UU E 2	1,00	18,00	13,25
		CIU	65,0	CIU E 2 (65)	0,91	18,41	13,84
4	Amolgado 1	UU	0,5	UU A 1	0,88	18,66	14,08
4	Amolgado 2	UU	1,3	UU A 2	0,90	19,07	13,95
2	Extrudado 3	UU	17,6	UU E 3 Tubo 2	1,13	17,15	12,31

Os ensaios triaxiais nos materiais arenosos foram feitos com velocidade constante de deslocamento axial de 0,042 mm/min, utilizando as correções de área e de membrana descritas no Capítulo 3. Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  foram calculados a partir das envoltórias de resistência ao cisalhamento traçadas no plano  $s'$  x  $t$ , onde as trajetórias de tensões efetivas foram plotadas conforme definido em LAMBE e WHITMAN (1969).

$$s' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2)}{2} \quad \text{(Equação 33)}$$

$$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad \text{(Equação 34)}$$

As amostras do tubo 4 eram arenosas, com muitas conchas e pedaços de madeira em decomposição, ambos com tamanho e quantidade variados, fazendo com que as amostras fossem bastante heterogêneas (figura 64). As amostras remoldadas foram obtidas pelo amolgamento do solo excedente da preparação dos corpos de prova indeformados: amolgado 1 com o excedente de solo do corte 1/extrudado 1 e amolgado 2 com o excedente de solo do corte 2/extrudado 2. O corpo de prova do tubo 2 (extrudado 3) também foi uma amostra bastante heterogênea com pedaços de madeira em decomposição, semelhante ao tubo 4.



Figura 64: Corpos de prova indeformados do tubo 4 (a) corte 1, (b) corte 2, (3) extrudado 1 e (4) extrudado 2

Os resultados gráficos dos ensaios triaxiais UU e CIU no material arenoso dos tubos 4 e 2 são apresentados nas figuras 65, 66 e 67. As trajetórias de tensões efetivas percorridas pelas amostras, nos ensaios triaxiais CIU, são características de areias fofas não-estruturadas (trajetórias de tensões efetivas curvadas para a esquerda). Contudo, as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais UU já são características de areias densas (ou, alternativamente, de areias fofas estruturadas).

Apesar de nos ensaios triaxiais UU a areia aparentar um comportamento de areia densa, pelas trajetórias de tensões efetivas, o comportamento de areia fofa estruturada é evidenciado pelas curvas  $\varepsilon_a \times t$ , onde as amostras (a) apresentam comportamento relativamente rígido, e (b) não apresentam pico de  $S_u$ . Após a ruptura, desenha-se um patamar com uma leve tendência descendente, o que é comprovado também pelas curvas  $\varepsilon_a$  versus  $u$  que mostram um aumento de  $u$  durante o cisalhamento até  $\varepsilon_a \approx 2\%$  onde, a partir deste ponto,  $u$  praticamente deixa de variar.

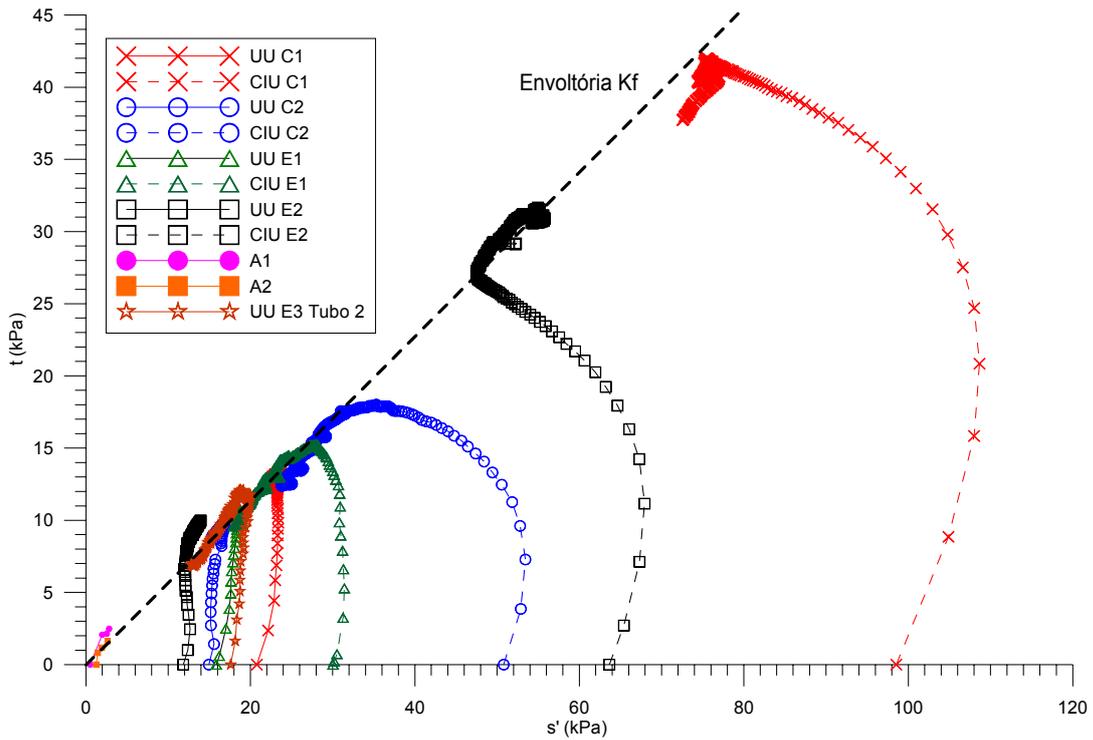


Figura 65: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais UU e CIU nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2

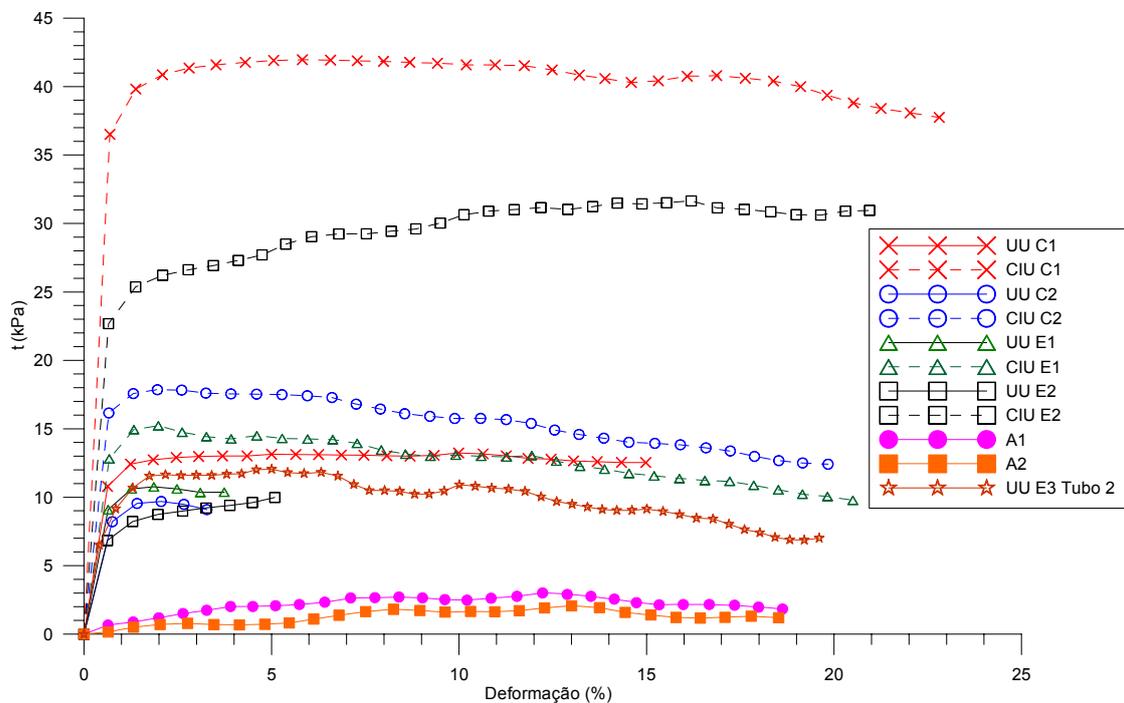


Figura 66: Gráficos de deformação axial *versus* tensão cisalhante para os ensaios triaxiais UU e CIU nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2

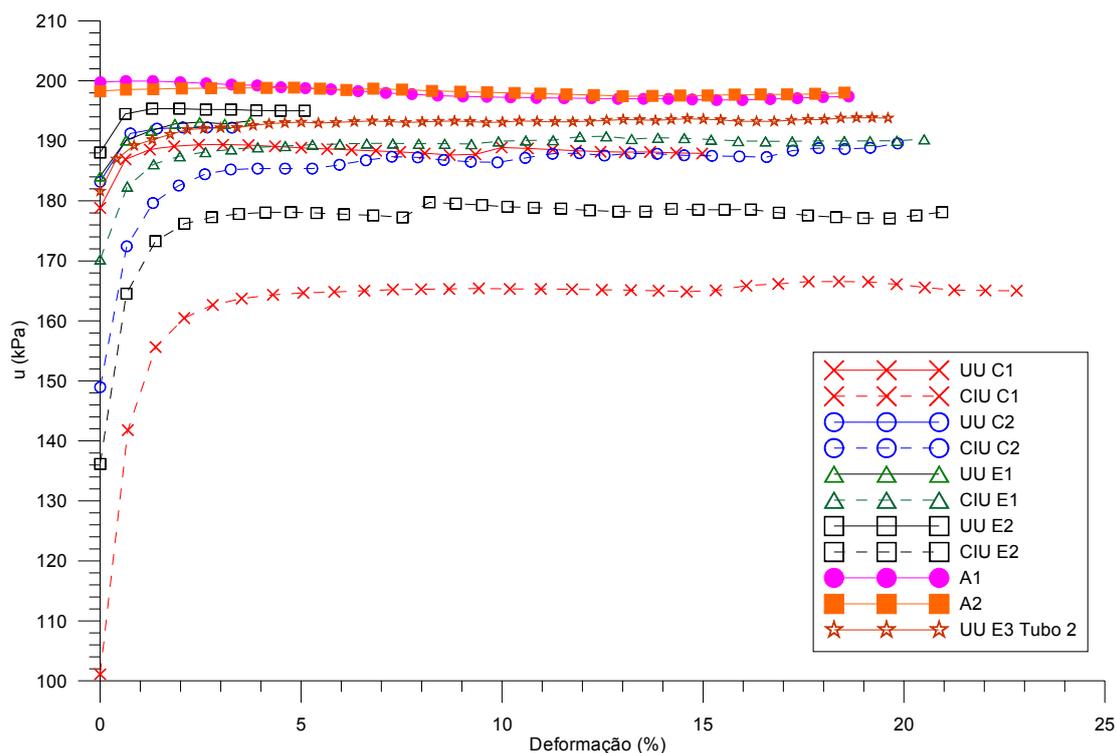


Figura 67: Gráficos de deformação axial *versus* poro-pressão para os ensaios triaxiais UU e CIU realizados nos materiais arenosos dos tubos 4 e 2

As trajetórias de tensões efetivas verticalizadas seguidas pelos ensaios triaxiais UU podem ser um indicativo da boa qualidade das amostras coletadas pelo novo amostrador desenvolvido para essa dissertação, especialmente quando se observa a forma das curvas  $\varepsilon_a \times t$ , que são “verticais” até  $\varepsilon_a \approx 2\%$ , também sugerindo que as amostras foram pouco perturbadas na amostragem. Essa forma da curva  $\varepsilon_a \times t$  sugere um comportamento mais rígido (isto é, estruturado) do solo arenoso analisado, onde a plastificação ocorre quando  $t_{máx}$  é atingida, coincidindo com a ruptura por cisalhamento.

A envoltória de resistência ao cisalhamento efetiva ( $k_f$ ) é representada pela linha tracejada da figura 65. Para esta envoltória calculou-se  $\phi' = 33,8^\circ$  e  $c' = 0$ . Esse ângulo de atrito interno baixo enquadra-se no esperado para areias fofas. As trajetórias de tensões efetivas das amostras amolgadas recaem sobre a envoltória de resistência ao cisalhamento indeformada. Isso é esperado para um material arenoso mostrando, como esperado, que o atrito interno não é afetado pelo amolgamento.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados na tabela 14.

Tabela 14: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais realizados nos tubos 4 e 2

Amostra	UU	CIU		St	Cv
	Su [kPa]	$\sigma_c$ [kPa]	Su [kPa]		[cm <sup>2</sup> /s]
Corte 1	13,2	100	42,0	13,2 / 3 = 4,4	1,36E-01
Extrudado 2	10,0	65	31,7	10 / 2,1 = 4,8	6,25E-02
Corte 2	9,8	50	18,0	9,8 / 2,1 = 4,7	7,84E-03
Extrudado 1	10,8	30	15,3	10,8 / 3 = 3,6	7,32E-03
Amolgado 1	3,0	-	-	-	-
Amolgado 2	2,1	-	-	-	-
Extrudado 3 Tubo 2	12,1	-	-	-	-

Os valores de Su das amostras arenosas, obtidos nos ensaios UU, são bastante próximos (ficando compreendidos em uma faixa de 13,2 a 9,8 kPa), apesar da heterogeneidade dos corpos de prova, mostrando que, independente da forma de retirada de solo de dentro do tubo amostrador (corte ou extrusão), Su não é alterada. Além da resistência não ser modificada, o comportamento de tensão de cisalhamento *versus* deformação axial e as trajetórias de tensões efetivas também não são alterados pela técnica adotada; por essa razão, deste ponto em diante, a técnica adotada para retirada do solo de dentro do tubo amostrador foi a de extrusão. A técnica de extrusão foi preferida à técnica de corte visto que esta última é mais trabalhosa e de difícil execução, definindo desta forma a melhor alternativa a ser empregada nos estudos realizados com o novo tubo amostrador.

As sensibilidades avaliadas através dos ensaios triaxiais foram baixas (4,8 a 3,6), muito abaixo dos valores indicados nos ensaios de campo (palheta) realizados durante a etapa de construção do aterro na BR 101.

#### 4.4. TUBO AMOSTRADOR 2

O tubo amostrador 2 foi retirado do primeiro furo executado para a amostragem (furo 1), obtido entre as profundidades de 6 m a 6,90 m. Diferente do que aconteceu nos 3 tubos anteriormente apresentados, no tubo 2 foram encontrados materiais argilosos e arenosos. Dessa forma parte do tubo produziu amostras argilosas e parte forneceu amostras arenosas, segundo a figura 68. Conforme o esquema apresentado

nesta figura, foram preparadas 3 amostras para ensaios triaxiais, indeformadas e extrudadas (e mais 2 amolgadas com material argiloso) e 3 para os ensaios de cone e palheta de laboratório. O arranjo dos ensaios realizados no tubo 2 pode ser visto na figura 68. Durante a preparação dos corpos de prova foram encontradas conchas e algumas pequenas lentes de areia no material argiloso, porém poucos pedaços de madeira em decomposição.

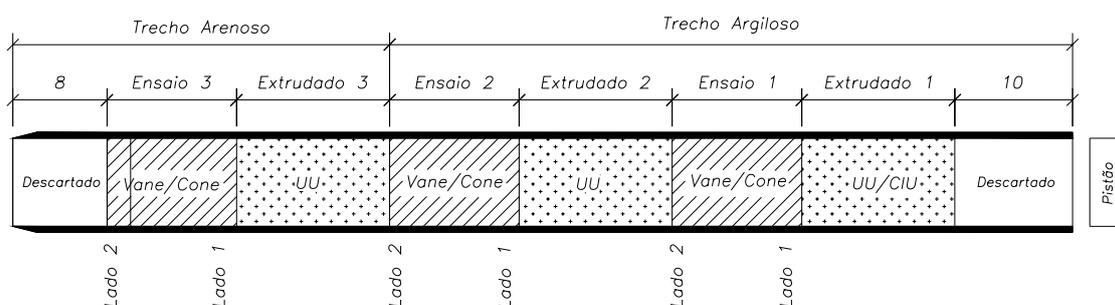


Figura 68: Disposição dos ensaios realizados no tubo 2

Como só foram obtidos dois corpos de prova argilosos do tubo 2 retirou-se outro do tubo 1, pois este ficava imediatamente acima do tubo 2. Dessa forma, nos resultados dos ensaios triaxiais do material argiloso do tubo 2 está incluído o resultado de um corpo de prova do tubo 1, para que fosse possível definir com maior confiabilidade as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas do material argiloso.

#### 4.4.1 Caracterização

O aspecto do solo argiloso do tubo 2 é mostrado na figura 69. Nesta imagem fica identificada a característica argilosa da amostra de cor cinza escura com uma pequena mancha clara que corresponde a uma lente de areia. A curva granulométrica do solo argiloso do tubo 2 é mostrada na figura 70. Os percentuais de cada fração são: 41 % argila, 21 % silte, 34 % areia fina e 4 % areia média.

Já o aspecto do solo arenoso do tubo 2 é idêntico ao dos demais solos arenosos, caracterizando-se como uma areia de cor cinza clara. A curva granulométrica é apresentada na figura 71, tendo os percentuais: 9 % argila, 7 % silte, 76 % areia fina e 8 % areia média. Este solo arenoso possui  $CNU \approx 34,3$  e  $CC \approx 17,2$ . Consiste, portanto, de areia mal graduada, cinza clara, com pouco de argila e silte.



Figura 69: Aspecto do trecho argiloso do tubo 2, de cor cinza escura com mancha clara identificando uma lente arenosa

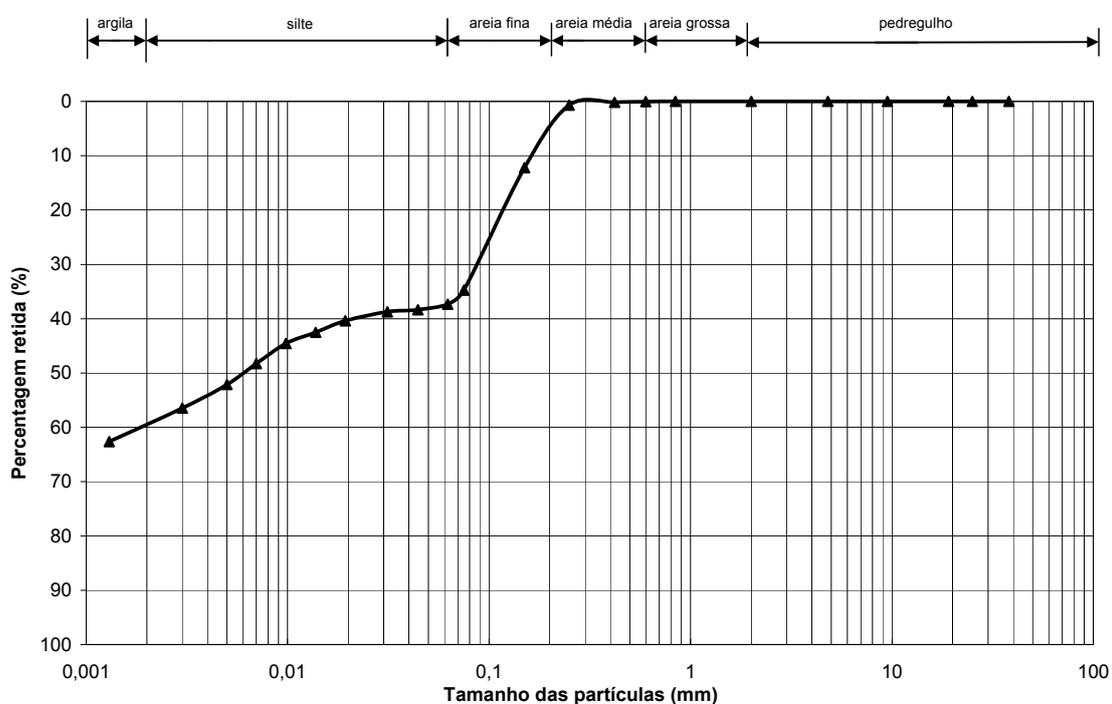


Figura 70: Distribuição granulométrica do solo argiloso do tubo 2

Os limites de consistência do solo argiloso do tubo 2 foram  $LL = 86 \%$ ,  $LP = 32 \%$  e  $IP = 54 \%$ . A classificação resulta em uma argila areno-siltosa, cinza escura, altamente compressível. Calculando o índice de liquidez ( $IL$ ) e a atividade da argila ( $A_t$ ), conforme as equações 2 e 3 respectivamente, e sabendo que  $w = 60,4 \%$ , os valores são:  $IL \approx 0,56$ , valor abaixo do esperado para argilas sensíveis e  $A_t \approx 1,33$ , valor acima do esperado para argilas sensíveis. Este último resultado é semelhante ao depósito de

Bothkennar, com  $A_t \approx 1,34$ , segundo NASH *et al.* (1992), onde  $St = 5$ . Não foi possível determinar os limites de Atterberg do solo arenoso do tubo 2 (solo não plástico).

A massa específica real dos grãos do solo argiloso foi  $\gamma_s = 26,20 \text{ kN/m}^3$  e, para o solo arenoso,  $\gamma_s = 26,22 \text{ kN/m}^3$ . O valor para o solo argiloso está acima do esperado, mas é justificável pela quantidade de areia presente (38 %).

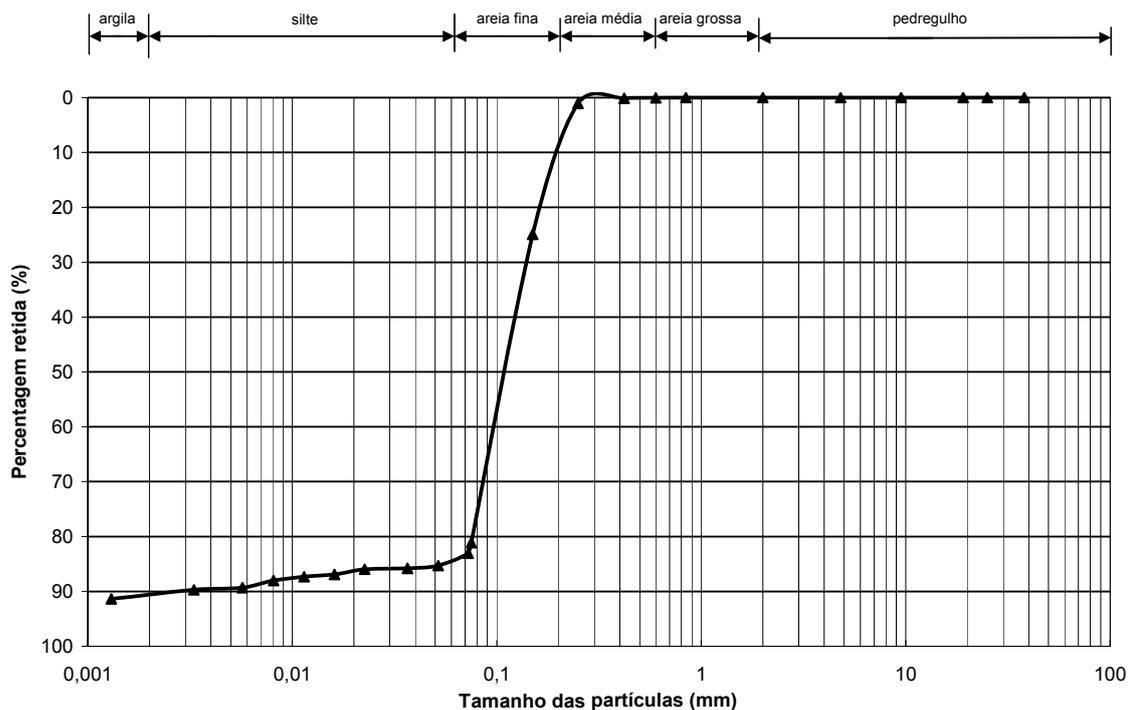


Figura 71: Distribuição granulométrica do solo arenoso do tubo 2

#### 4.4.2 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais realizados no solo do tubo 2 consistiram em ensaios UU e CIU, ambos com medida de poro-pressão. A partir do tubo 2 foram preparados 2 corpos de prova indeformados no material argiloso e 2 corpos de prova reconstituídos com o excedente da preparação das amostras indeformadas argilosas. Foi preparado, também, um terceiro corpo de prova com o solo argiloso do tubo 1 (que, como será visto, é todo argiloso). No ensaio CIU, as pressões confinantes empregadas foram aquelas que permitiram traçar as envoltórias de resistência ao cisalhamento para tensões efetivas superiores às de campo (as tensões efetivas dos ensaios UU foram consideradas como tensões *in situ*).

A tabela 15 mostra a organização dos ensaios triaxiais, juntamente com a nomenclatura empregada e algumas características iniciais dos corpos de prova. As tensões confinantes efetivas dos ensaios CIU são apresentadas na tabela com os valores programados.

Tabela 15: Organização, nomenclatura e características iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais dos tubos 2 e 1

Tubo	Amostra	Ensaio	Tensão confinante efetiva (kPa)	Nomenclatura	e	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>
2	Extrudado 1	UU	14,7	UU E1	1,97	15,37	8,82
		CIU	50,0	CIU E1 (50)	1,56	16,09	10,23
2	Extrudado 2	UU	14,9	UU E2	1,75	15,88	9,53
2	Amolgado 1	UU	3,5	UU A1	1,47	16,57	10,59
2	Amolgado 2	UU	4,0	UU A2	1,54	16,16	10,32
1	Extrudado 1	UU	8,1	UU E1 Tubo 1	2,40	14,49	7,60
		CIU	30,0	CIU E1 (30) Tubo 1	2,11	14,92	8,30

A velocidade de deslocamento axial dos ensaios triaxiais no material argiloso foi constante e igual a 0,014 mm/min. Foram utilizadas as correções de membrana e área indicadas no capítulo 3.

As amostras possuíam conchas, pequenas lentes de areia e alguns pedaços de madeira em decomposição. Esses elementos eram bem visíveis (figura 72), sendo os pontos brancos as conchas, as manchas claras são as lentes de areia e pontos escuros, pedaços de madeira em decomposição. Na figura 72 b, é mostrada uma grande concha inteira encontrada na amostra que foi cuidadosamente removida aos pedaços para evitar o comprometimento do corpo de prova. As amostras remoldadas foram constituídas a partir do solo excedente da preparação dos corpos de prova indeformados argilosos do tubo 2.

A opção escolhida para retirada das amostras de dentro do tubo amostrador, para utilização nos ensaios triaxiais descritos neste item, foi a extrusão a partir de uma seção transversal do tubo amostrador previamente fatiada, pois esta foi definida anteriormente como a melhor técnica.

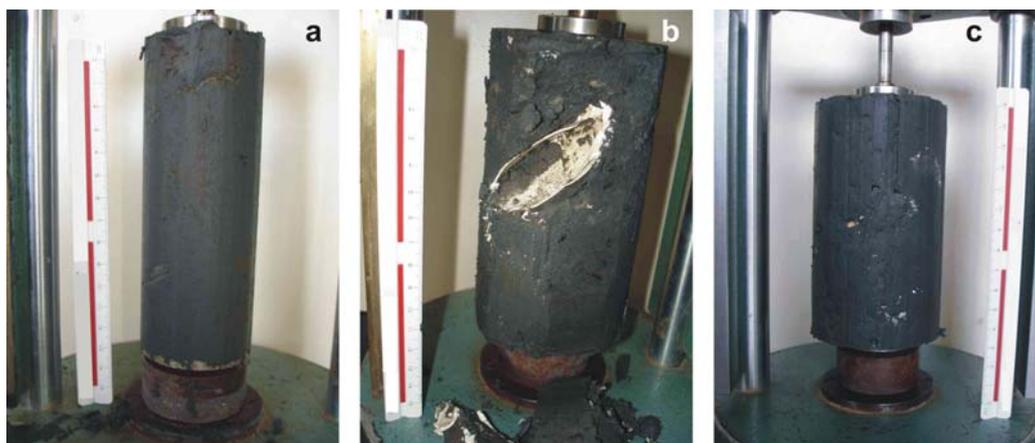


Figura 72: Corpos de prova indeformados do tubo 2 (a) extrudada 1, (b) extrudada 2 e do tubo 1 (c) extrudada 1

Os resultados dos ensaios triaxiais UU e CIU no solo argiloso dos tubos 2 e 1 são mostrados nas figuras 73, 74 e 75. As duas discontinuidades na curva de tensão de cisalhamento *versus* deformação axial da amostra A 2 foram consequência de falta de energia elétrica durante o ensaio.

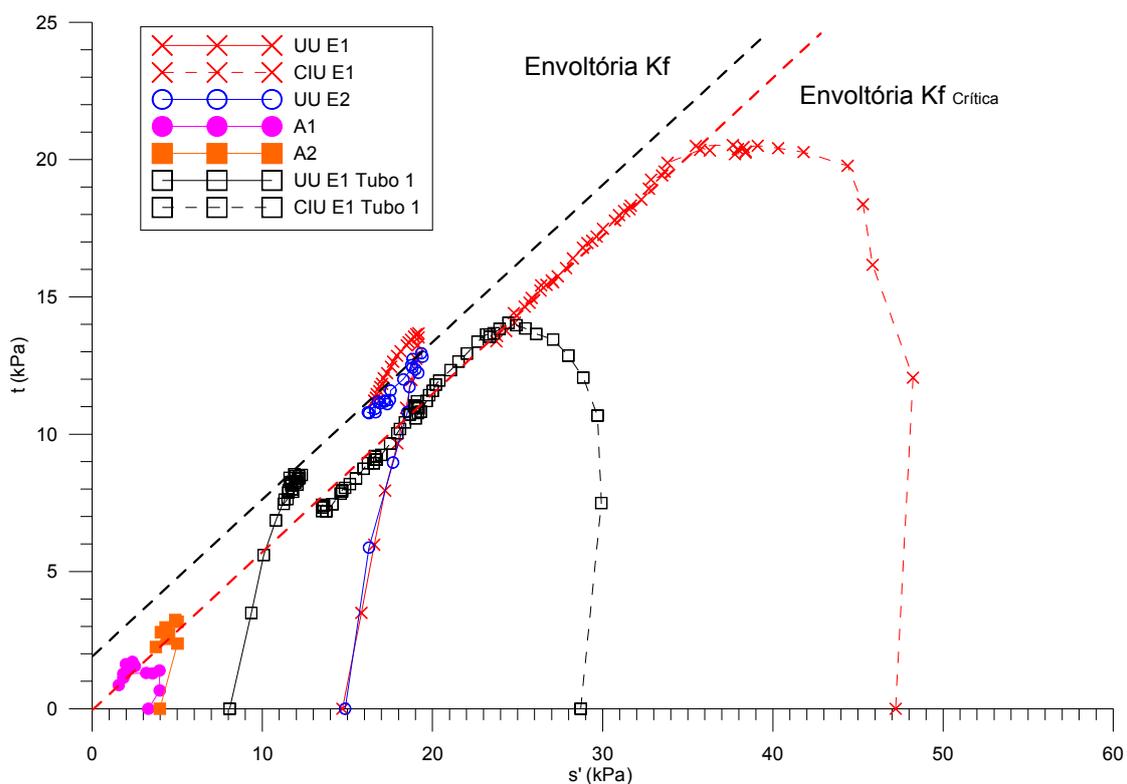


Figura 73: Trajetórias de tensões efetivas para os ensaios triaxiais UU e CIU no solo argiloso dos tubos 2 e 1

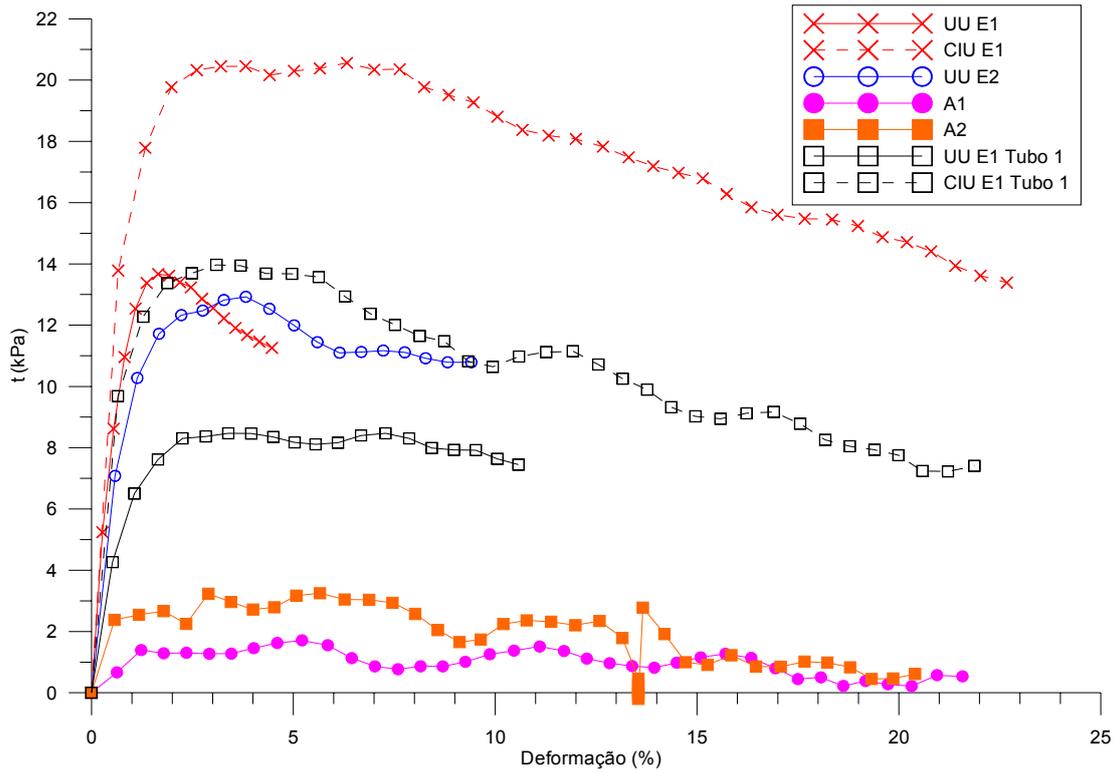


Figura 74: Gráfico de  $\epsilon_a \times t$  para os ensaios triaxiais UU e CIU no solo argiloso dos tubos 2 e 1

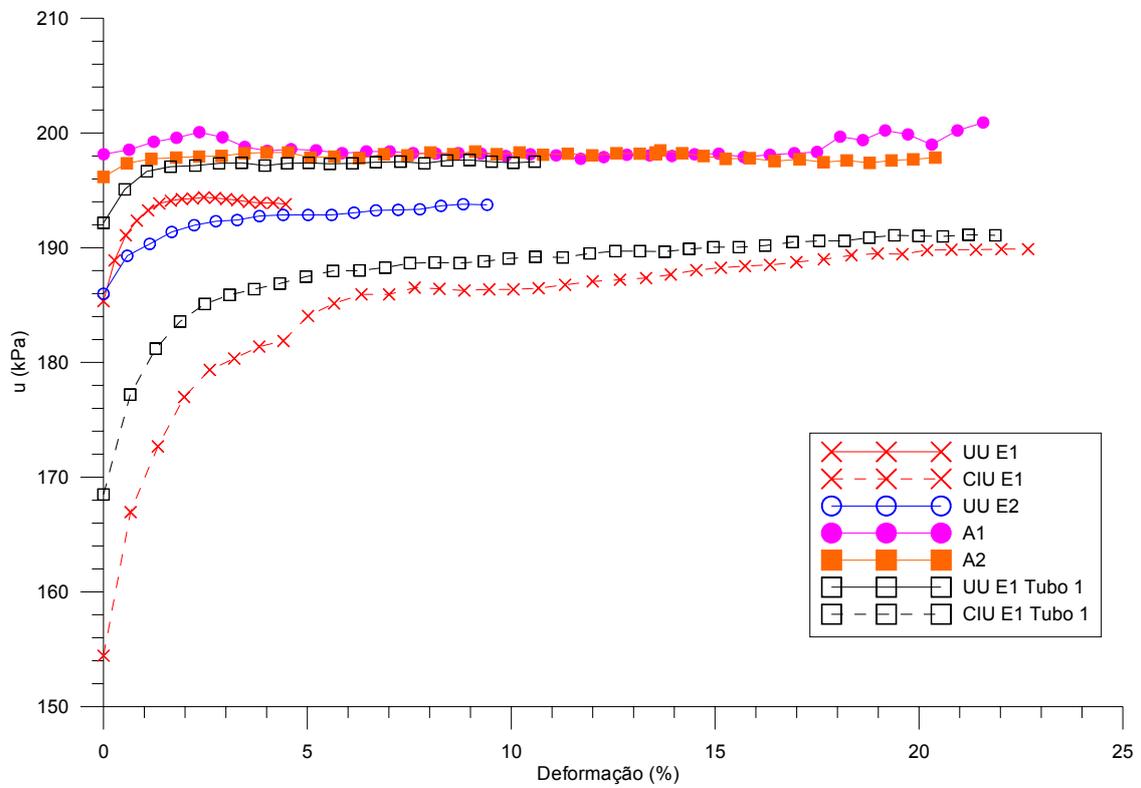


Figura 75: Gráficos de  $\epsilon_a \times u$  para os ensaios triaxiais UU e CIU dos tubos 2 e 1

As trajetórias de tensões efetivas apresentadas pelos ensaios CIU são características de argilas normalmente adensadas e não-estruturadas (trajetórias com suave, mas significativa, curvatura para a esquerda). Por outro lado, as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios UU mostraram um comportamento verticalizado típico de argilas NA estruturadas (pois  $OCR \approx 1$  nos solos argilosos ensaiados).

É interessante observar o comportamento das curvas  $\varepsilon_a \times t$  dos ensaios UU. Os corpos de prova indeformados apresentaram curvas também coerentes com um comportamento NA estruturado, isto é, bastante rígidas, com uma ligeira queda de  $S_u$  após o pico. Simultaneamente, houve um suave aumento de  $u$  durante o cisalhamento (mostrado nas curvas de  $\varepsilon_a \times u$ ). Já no caso dos ensaios CIU, as curvas  $\varepsilon_a \times t$  não apresentaram um pico bem definido e a deformação axial até a ruptura é acompanhada pela geração de um significativo aumento de poro-pressão, característico do comportamento mais dúctil do solo argiloso NA não estruturado.

Além disto, as trajetórias de tensões efetivas verticalizadas dos ensaios UU sugerem que as amostras coletadas pelo novo amostrador são de boa qualidade. Isso é reforçado pelo comportamento tensão-deformação, em que as curvas  $\varepsilon_a \times t$  apresentam uma característica bastante rígida até o pico, coincidindo a plastificação com a máxima tensão de cisalhamento.

Observando a figura 73, é bastante nítido que é possível traçar 2 envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas, uma para os ensaios UU indeformados e outra para os ensaios CIU e UU amolgados ( $K_f$  crítica). Nestes últimos, a estrutura natural foi danificada pelo aumento de pressão confinante efetiva (CIU) ou destruída pelo amolgamento (UU amolgado), previamente à fase de cisalhamento. A existência dessas duas envoltórias pode ser explicada pelo fato de, nos ensaios UU, existir um comportamento claramente do tipo NA estruturado, fazendo que se atinja o pico de resistência acima da envoltória definida para o solo argiloso na condição NA não-estruturada. As linhas tracejadas da figura 73 representam as envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas do solo argiloso. A envoltória para a condição NA estruturada (i.e. indeformada) apresenta  $c' = 2,4$  kPa e  $\phi' = 34,2^\circ$ . Para a condição última, obtém-se  $\phi' = 34,7^\circ$  correspondente a  $M = 1,40$  (segundo a equação 18).

Para as amostras amolgadas, as trajetórias de tensões efetivas atingem, e após seguem, a envoltória de resistência ao cisalhamento efetiva definida para a

condição última. Para um material remoldado normalmente adensado este comportamento é esperado.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados na tabela 16. Observando esta tabela percebe-se: (a) os valores de  $S_u$ , obtidos nos ensaios UU para o solo indeformado do tubo 2, são muito próximos (entre 13,7 e 13,0 kPa; para o ensaio UU no tubo 1 obteve-se  $S_u = 8,6$  kPa) e (b) as sensibilidades medidas foram da ordem de 5,0 (veja discussão adiante dos resultados dos ensaios de cone e palheta de laboratório).

Tabela 16: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais realizados no tubo 2 e 1

Amostra	UU	CIU		St	Cv
	Su [kPa]	$\sigma_c$ [kPa]	Su [kPa]		[cm <sup>2</sup> /s]
Extrudado 1	13,7	50	18,0	$13,7 / 2,6 = 5,3$	3,47E-04
Extrudado 2	13,0	-	-	$13,0 / 2,6 = 5,0$	-
Amolgado 1	1,8*	-	-	-	-
Amolgado 2	3,4*	-	-	-	-
Extrudado 1 Tubo 1	8,6	30	12,7	-	5,60E-04

\* Sur médio =  $(1,8 + 3,4) / 2 = 2,6$

#### 4.4.3 Ensaio de cone de laboratório

Observando a figura 68, percebe-se que três amostras para ensaios de cone e palheta de laboratório foram retiradas do tubo 2, sendo duas em material argiloso (Ensaio 1 e 2) e uma em material arenoso (Ensaio 3). Nas amostras argilosas foi utilizado o fator de redução  $\mu = 0,70$  com base no valor de  $IP = 54,7$  %. Já para a amostra arenosa não foi utilizada correção alguma. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 17.

Os valores de  $S_u$  medidos no solo argiloso foram bastante próximos, com pequena dispersão (entre 13,5 e 17 kPa). Estes valores comparam-se relativamente bem aos valores determinados nos ensaios triaxiais UU realizados neste material (que mediram  $S_u$  de 13,7 e 13,0 kPa). Assim, os resultados dos ensaios de cone de laboratório, com a aplicação do fator de redução, mostraram uma boa adequação para a medição de  $S_u$  neste material argiloso.

Entretanto, no material arenoso, os resultados dos ensaios de cone de laboratório apresentaram maior dispersão ( $18 \text{ kPa} < S_u < 33,5 \text{ kPa}$ ). Uma explicação para isso é que o lado 2 da amostra (com menor valor de  $S_u$ ) estava dentro da zona de descarte (região parcialmente amolgada) de espessura igual 2 cm (ver figura 68); dessa maneira seria natural medir  $S_u$  menor. Por outro lado, esse valor menor de  $S_u$  é mais próximo àquele obtido pelo ensaio triaxial, Extrudado 3, realizado nesse mesmo material ( $S_u = 12,1 \text{ kPa}$ ) o que leva a crer que o valor que está incorreto é o do lado 1.

Tabela 17: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 2 (com correção de Azzouz no solo argiloso)

Amostra/Lado		$S_u$ (kPa)	$S_{ur}$ (kPa)	$S_t$
Ensaio 1	Lado 1	13,5	1,9	7,1
	Lado 2	13,3	1,9	7,0
Ensaio 2	Lado 1	16,7	1,3	12,8
	Lado 2	16,7	1,5	11,1
Ensaio 3*	Lado 1	33,5	1,0	33,5
	Lado 2	18,3	1,1	16,6
Média		15,0	1,6	9,5
Média*		25,9	1,0	25,5

\* Material arenoso

Os valores de  $S_{ur}$  no material argiloso, tanto no Ensaio 1 quanto no Ensaio 2, foram muito próximos (dispersão reduzida). Quando comparados com os valores de  $S_{ur}$ , na condição amolgada, obtidos no ensaio triaxial (1,8 e 3,4 kPa), os valores do ensaio de cone de laboratório foram um pouco menores, levando ao cálculo de sensibilidades maiores do que as obtidas no ensaio triaxial. A sensibilidade medida no material arenoso foi muito alta (16,6), mesmo considerando apenas o resultado do lado 2. Esse valor é muito próximo aos valores de campo obtidos nessa profundidade (em torno de 20). Assim, a maior queda de  $S_u$  por amolgamento foi observada no material arenoso, não no solo argiloso como era esperado.

#### 4.4.4 Ensaio de palheta de laboratório

Os resultados obtidos das amostras argilosas foram calculados com o mesmo fator de redução ( $\mu = 0,70$ ) utilizado para os ensaios de cone de laboratório. Os resultados destes ensaios encontram-se na tabela 18. Examinando-se os valores de

Su obtidos no solo argiloso, observa-se uma grande semelhança entre os valores obtidos pelo ensaio de palheta, com pequena dispersão.

Comparando-se os valores de Su obtidos dos ensaios de palheta de laboratório com os valores de Su dos ensaios de cone de laboratório e dos ensaios triaxiais, os resultados de modo geral são próximos. A maioria dos valores de Su obtidos com os três ensaios fica compreendida na faixa de 13 a 15 kPa, mostrando que os ensaios de palheta e cone de laboratório são bastante confiáveis para se obter valores de Su, com a vantagem de serem mais rápidos e simples que o ensaio triaxial.

Tabela 18: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo 2 (com a correção de Azzouz no solo argiloso)

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	14,6	3,2	4,6
	Lado 2	17,4	4,8	3,6
Ensaio 2	Lado 1	13,1	2,2	5,9
	Lado 2	12,7	1,1	11,5
Ensaio 3*	Lado 1	12,9	0,7	18,4
	Lado 2	11,3	0,4	28,2
Média		14,4	2,8	6,4
Média*		12,1	0,5	23,3

\* Material arenoso

O mesmo comportamento ocorreu para o material arenoso (Ensaio 3), com valores de Su obtidos nos ensaios de palheta de laboratório bastante próximos e com pequena dispersão. Esse valores foram praticamente idênticos aos obtidos pelo ensaio triaxial neste mesmo material arenoso (12,1 kPa), contudo bem menores do que os resultados dos ensaios de cone de laboratório.

Os valores de Sur do ensaio de palheta de laboratório tiveram uma dispersão moderada (variando de 1,1 a 4,8 kPa) e foram, na maioria das vezes, superiores aos obtidos pelo ensaio triaxial e pelo ensaio de cone de laboratório. Por essa razão a sensibilidade do material argiloso, medida pelo ensaio de palheta de laboratório, foi muito variável, ficando na faixa de 3,6 a 11,9. A sensibilidade do material arenoso, calculada com o ensaio de palheta de laboratório, foi bastante alta (28,2 e 18,4), a

exemplo do que aconteceu no ensaio de cone de laboratório. Isto confirma que o material arenoso apresenta a maior queda  $S_u$  por amolgamento.

Utilizando as hipóteses descritas no capítulo 3, foi feita uma estimativa do valor do OCR, com os seguintes valores: (a)  $\gamma_{sat} = 15,6 \text{ kN/m}^3$ , (b) profundidade média do material argiloso de 6,29 m (tubo 2), (c) nível de água coincidente com o nível do terreno, (d) e  $IP = 55 \%$ . Com os valores de  $S_u$  medidos no ensaio de palheta de laboratório, o valor de OCR foi calculado na faixa de 1,2 a 1,6 ( $\alpha = 3,2$ ).

#### 4.4.5 Tixotropia

O ensaio para avaliação do enrijecimento tixotrópico foi realizado apenas no solo argiloso do tubo 2, com as aparas obtidas da preparação dos corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais, sendo os resultados mostrados na figura 76.

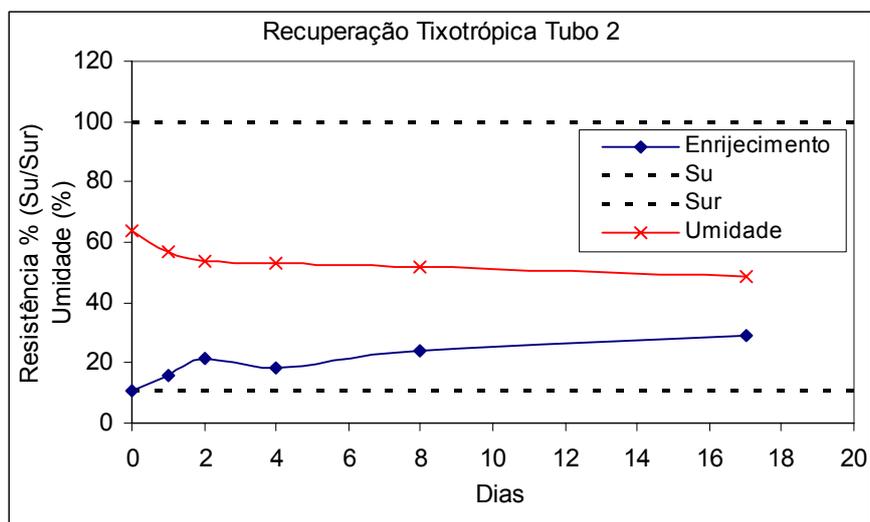


Figura 76: Recuperação tixotrópica do solo do tubo 2, trecho argiloso

Estes resultados mostram que a recuperação de  $S_u$  desse solo argiloso é moderada (29 % aos 17 dias) ou parcialmente tixotrópica. Para entender se essa característica é condizente com o esperado, seria necessário um estudo mais minucioso na fração fina desse material para identificar a presença de argilominerais ativos (ensaio de difração de raio X). Além disso, o teor de umidade do solo está abaixo do limite de liquidez (86,2 %) e segundo SKEMPTON e NORTHEY (1952) a recuperação tixotrópica será tanto menos visível quanto menor for o teor de umidade em relação ao limite de liquidez. Dessa forma, a baixa recuperação tixotrópica se

explica pelo reduzido valor de  $IL = 0,56$  ou parte da recuperação observada pode ser atribuída à perda de umidade durante o ensaio.

#### 4.5. TUBO AMOSTRADOR 1

O tubo amostrador 1 foi o primeiro a ser cravado no terreno e foi retirado entre as profundidades de 5 m a 5,65 m. Esse foi o último tubo a ser aberto e a amostra recolhida por este amostrador foi toda argilosa, de cor cinza escuro. Conforme o esquema apresentado na figura 77, a amostra foi cortada para ensaios triaxiais (Extrudado 1) e seções para ensaios de cone e palheta de laboratório (Ensaio 1, 2 e 3). Nesta amostra também foram encontradas pequenas conchas, mas não foram encontrados pedaços de madeira.

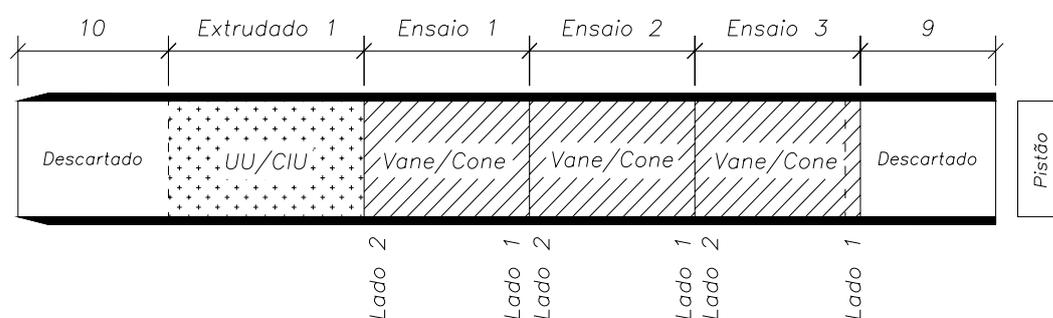


Figura 77: Croquis dos cortes e utilização da amostra do tubo 1

Os resultados do ensaio triaxial realizado neste tubo já foram apresentados em conjunto com os ensaios triaxiais do solo argiloso do tubo 2. A resistência ao cisalhamento não-drenada, obtida do ensaio UU ( $S_u = 8,6$  kPa), será utilizada para comparação com os ensaios de cone e palheta de laboratório.

##### 4.5.1 Caracterização

O resultado do ensaio de granulometria mostra uma predominância da fração fina (curva granulométrica da figura 78). Os percentuais das frações que compõem esse solo são resumidos como: 45 % argila, 27 % silte, 28 % areia fina. Este foi o único solo nesta dissertação em que não se encontrou areia média.

Os limites de Atterberg do material argiloso analisado são sintetizados como:  $LL = 81\%$ ,  $LP = 32\%$  e  $IP = 49\%$ , o que classifica o solo como uma argila areno-siltosa, cinza escura, altamente compressível. Determinando o índice de liquidez ( $IL$ ) e a

atividade do material argiloso ( $A_t$ ), conforme as equações 2 e 3 respectivamente, e de posse de  $w = 98,4\%$ , os valores são:  $IL \approx 1,35$ , valor esperado para argilas sensíveis ( $IL > 1$ ), contudo  $A_t \approx 1,09$  é superior aos valores comuns a argilas sensíveis (ver Capítulo 2). A massa específica real dos grãos do solo foi  $\gamma_s = 25,89 \text{ kN/m}^3$ .

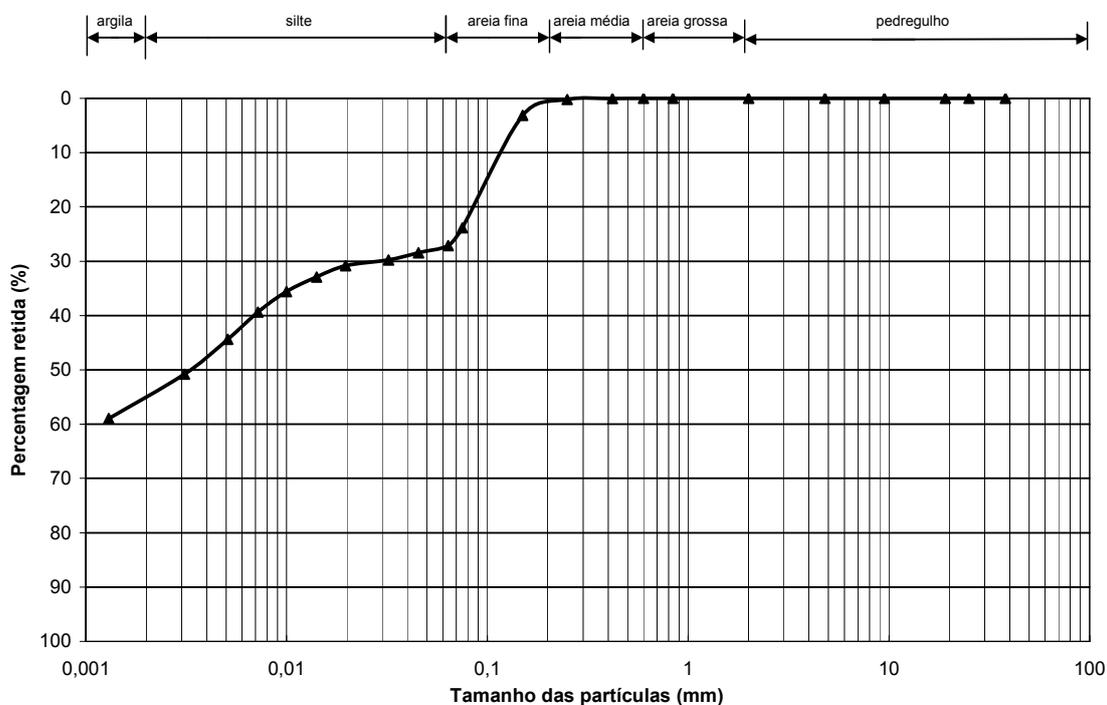


Figura 78: Distribuição granulométrica do solo argiloso do tubo 1

#### 4.5.2 Ensaios triaxiais

O ensaio triaxial realizado no solo argiloso do tubo 1 foi analisado juntamente com o material argiloso do tubo 2.

#### 4.5.3 Ensaios de cone de laboratório

Os resultados dos ensaios de cone de laboratório, realizados no tubo 1, estão sintetizados na tabela 19. Estes resultados foram corrigidos pela aplicação do fator de redução  $\mu = 0,72$  com base no índice de plasticidade ( $IP = 49,1 \%$ ).

Tabela 19: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de cone de laboratório para o tubo 1 (com correção de Azzouz)

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	6,1	1,2	5,1
	Lado 2	7,6	1,1	6,9
Ensaio 2	Lado 1	5,0	0,6	8,3
	Lado 2	5,5	0,6	9,2
Ensaio 3	Lado 1	6,8	0,6	11,3
	Lado 2	5,0	0,6	8,3
Média		6,0	0,8	8,2

Os valores de Su medidos com o ensaio de cone de laboratório apresentaram pequena dispersão com  $5 \text{ kPa} < Su < 7,6 \text{ kPa}$ . Comparando com o ensaio triaxial UU ( $Su = 8,6 \text{ kPa}$ ), os resultados de cone corrigidos forneceram Su um pouco menor, na maioria dos casos não inferior a 2 kPa. Os ensaios de cone de laboratório mostraram-se, portanto, uma boa ferramenta para determinação de Su do solo argiloso. Embora o lado 1 da amostra 3 estivesse cerca de 1 cm dentro da zona amolgada (ver figura 77), o valor de Su determinado não ficou abaixo dos demais resultados.

Os valores de Sur tiveram variação muito pequena (0,6 kPa). A maioria dos valores de Sur, na condição amolgada, foram inferiores a 1 kPa, especialmente nas amostras 2 e 3 que, durante a remoldagem, ficaram com uma consistência muito mole. Por essa razão, a sensibilidade calculada foi na maioria dos casos superior a 8, chegando a 11.

#### 4.5.4 Ensaio de palheta de laboratório

No presente tópico serão comentados os resultados obtidos pelos ensaios de palheta de laboratório executados no tubo 1. Aqui também foi aplicada a correção de Azzouz sobre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada ( $\mu = 0,72$ ) e estas são apresentadas na tabela 20.

Os resultados de Su ficaram em uma faixa variando de 6,5 a 10,7 kPa com dispersão moderada. Comparando os ensaios triaxiais UU, de cone de laboratório e de palheta de laboratório, os valores de Su tiveram uma nítida coerência. No geral, os valores de Su do ensaio de cone de laboratório (5 a 7,6 kPa) foram um pouco menores que o valor de Su do ensaio triaxial UU (8,6 kPa) enquanto os valores de Su obtidos

com o ensaio de palheta de laboratório (6,5 a 10,7 kPa) determinaram uma média de 8,4 kPa, igual na prática ao valor obtido com o ensaio UU. Isto mostra que os ensaios de cone e palheta de laboratório são bons instrumentos para determinação de  $S_u$ , além de confirmar que os métodos experimentais utilizados foram adequados para este material.

Tabela 20: Valores de resistência ao cisalhamento não drenada e de sensibilidade obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório para o tubo 1 (com correção de Azzouz)

Amostra/Lado		Su (kPa)	Sur (kPa)	St
Ensaio 1	Lado 1	8,9	2,2	4,0
	Lado 2	9,4	2,0	4,7
Ensaio 2	Lado 1	6,5	1,5	4,3
	Lado 2	6,6	1,3	5,1
Ensaio 3	Lado 1	10,7	1,9	5,6
	Lado 2	8,5	1,8	4,7
Média		8,4	1,8	4,7

Na condição amolgada (Sur), os resultados obtidos com o ensaio de palheta de laboratório foram muito próximos, de 1,3 a 2,2 kPa (média de 1,8 kPa), embora um pouco superiores aos obtidos com o ensaio de cone de laboratório (de 0,6 a 1,2 kPa, média ~1,0 kPa), mas as sensibilidades médias calculadas para os ensaios de palheta de laboratório foram semelhantes às do ensaio de cone.

Com base no que foi apresentado no Capítulo 3, agora se estimará o valor de OCR do material argiloso do tubo 1. Aliando a formulação citada às condições de contorno: (a) peso específico da argila de 14,5 kN/m<sup>3</sup>, (b) profundidade média do material argiloso dentro do tubo 1 de 5,32 m, (c) nível de água coincidente com o nível do terreno, (d) e índice de plasticidade de 49,1 % pode-se estimar o valor de OCR. O valor de  $\alpha$  dessa forma será 3,4, com ele pode-se determinar OCR aliado aos valores de  $S_u$  obtidos com o ensaio de palheta de laboratório. O valor de OCR ficou em torno de 1,0. Pela trajetória de tensões efetivas, seguidas no ensaio triaxial UU com o material argiloso, era esperado que  $OCR > 1$ , o que não se confirmou pela estimativa a partir dos valores do ensaio de palheta de laboratório. Isto reforça a hipótese que o solo argiloso investigado não é PA, mas do tipo NA estruturado.

#### 4.6. ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA EM AMOSTRAS RECONSTITUÍDAS

Foram ensaiadas duas amostras em compressão confinada, uma no material argiloso e outra no material arenoso. A amostra argilosa ensaiada em compressão confinada é resultante da mistura do solo argiloso dos tubos 1 e 2 e a amostra arenosa resultou da mistura do solo arenoso dos tubos 3, 4 e 5. Foram preferidos os ensaios de compressão confinada aos ensaios de compressão isotrópica pelas condições das amostras trabalhadas. Os corpos de prova analisados foram obtidos de amostras remoldadas e preparadas com  $w_i = 1,25 \cdot LL$ , conforme recomendado em BURLAND (1990). A consistência das amostras era muito mole, impossibilitando a preparação de corpos de prova para ensaios de compressão isotrópica. Os dados das amostras são mostrados na tabela 21.

Tabela 21: Dados das amostras dos ensaios de compressão confinada

Amostra	d (cm)	h (cm)	Teor de umidade inicial (%)	Índice de vazios inicial
Argila	5,0	1,9	104,7	2,79
Areia	5,0	1,9	32,0	0,88

O objetivo principal do ensaio de compressão confinada era determinar uma NCL. Por essa razão, não foram realizadas as leituras de adensamento com o tempo nesses ensaios, apenas as leituras de 24 horas, com exceção do carregamento vertical de 50 kPa onde as leituras intermediárias foram realizadas.

A curva de compressibilidade do material argiloso no ensaio edométrico foi plotada em um gráfico de índice de vazios ( $e$ ) *versus* tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) em escala logarítmica, conforme a figura 79.

$$Cs \text{ ou } Cc = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma'_2 - \log \sigma'_1} \quad (\text{Equação 35})$$

Como esperado, a curva de compressibilidade apresentou apenas a reta virgem, visto que o corpo de prova ensaiado era de uma amostra reconstituída. O coeficiente de adensamento vertical ( $C_v$ ), para a etapa de carregamento de 50 kPa, foi

calculado segundo os métodos de Casagrande (altura da amostra *versus* logaritmo do tempo, conforme a equação 36) e Taylor (altura da amostra *versus* raiz do tempo, conforme a equação 37). O coeficiente de adensamento secundário ( $C_\alpha$ ) foi calculado em função da deformação neste trecho e do tempo associado a esta deformação, conforme a equação 38.

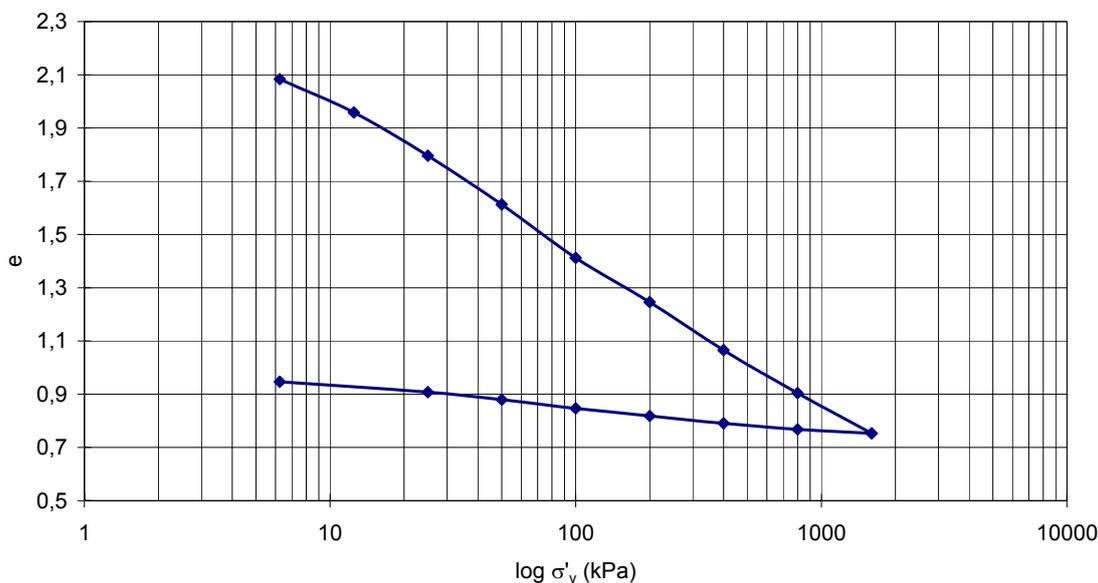


Figura 79: Curva de compressibilidade para o solo argiloso reconstituído com  $w_i = 1,25 \cdot LL$

$$C_v = \frac{0,197 \times H_d^2}{t_{50}} \quad (\text{Equação 36})$$

$$C_v = \frac{0,848 \times H_d^2}{t_{90}} \quad (\text{Equação 37})$$

$$C_\alpha = \frac{\Delta H}{\Delta \log t} \quad (\text{Equação 38})$$

Assim como no material argiloso, no material arenoso a curva de compressibilidade no ensaio edométrico foi plotada no plano índice de vazios *versus*  $\sigma'_v$ , conforme a figura 80. Novamente, a curva de compressibilidade apresentou um comportamento de reta virgem. Os métodos empregados para a determinação dos coeficientes de adensamento vertical e coeficiente de adensamento secundário foram os mesmos empregados no material argiloso.

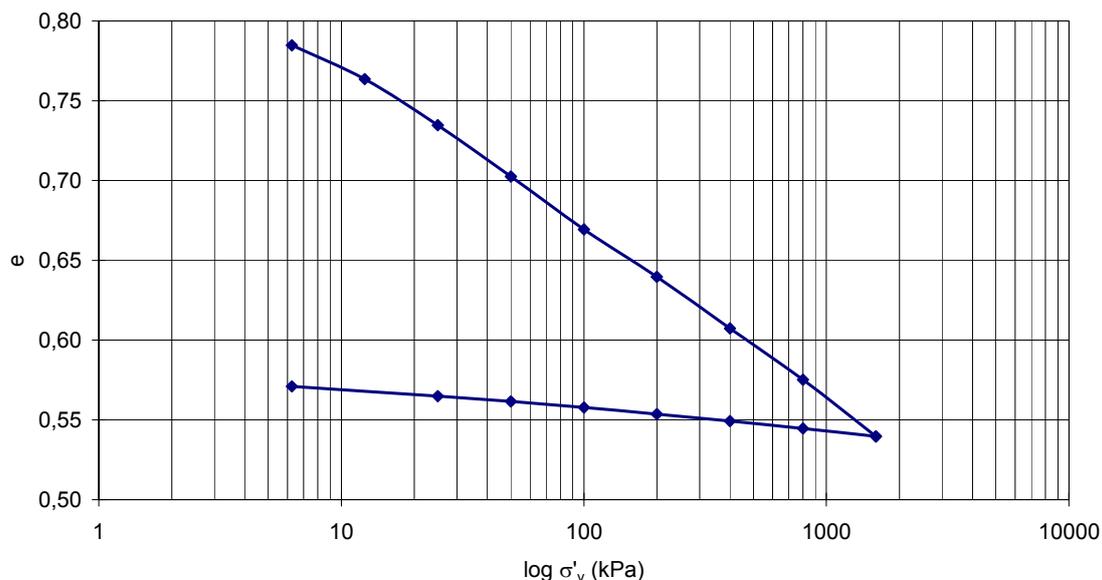


Figura 80: Curva de compressibilidade para o solo arenoso reconstituído com  $w_i = 1,25$  LL

Os resultados obtidos no material argiloso e no material arenoso são sintetizados na tabela 22, podendo-se realçar que: (a) a inclinação da reta virgem no material argiloso é bem maior que no material arenoso, visto a elevada compressibilidade do solo argiloso ensaiado, (b) o material arenoso tem seu valor de  $C_v$  influenciado pela fração fina do solo, já que os valores usuais em areias são bem maiores.

Tabela 22: Resultados obtidos no ensaio de compressão confinada no solo argiloso e arenoso

Amostra	$C_c$	$C_s$	Taylor $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	Casagrande $C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$C_\alpha$
Argiloso	0,58	0,10	4,11E-04	3,68E-04	1,02E-02
Arenoso	0,10	0,01	7,79E-03	4,98E-03	2,66E-03

## 5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados obtidos nesta dissertação para os solos argilosos e para os solos arenosos serão discutidos e comparados.

### 5.1. COMPRESSIBILIDADE

Para que fosse possível determinar a NCL dos solos investigados nesta dissertação foram realizados ensaios de compressão confinada. Esses ensaios foram utilizados, ao invés dos ensaios de compressão isotrópica, devido à baixa consistência das amostras testadas (amostras reconstituídas  $w = 1,25 \cdot LL$ ). Desta forma foi determinada uma NCL para o material argiloso e outra para o material arenoso, dentro da faixa de tensões praticadas na engenharia.

Os resultados obtidos são apresentados no plano  $\ln p'$  versus volume específico ( $v = 1 + e$ ), onde  $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h) / 3$ . A determinação de  $\sigma'_h$  foi feita considerando  $K_0 = 1 - \tan \phi'$  (os ângulos de atrito interno utilizados foram aqueles determinados nos ensaios triaxiais; para o solo argiloso utilizou-se  $\phi' = 34,7^\circ$  e, para o solo arenoso,  $\phi' = 33,8^\circ$ ). Além da NCL, também foi traçada uma linha de expansão (*swelling line*), obtida com o descarregamento dos corpos de prova. Realizou-se uma comparação da NCL com as fases de consolidação realizadas para os ensaios triaxiais CIU, sendo que, para o solo argiloso, foram utilizadas as amostras “CIU E1 (50)” e “CIU E1 (30) Tubo1” e, para o solo arenoso, as amostras “CIU C1 (100)”, “CIU C2 (50)”, “CIU E1 (30)” e “CIU E2 (65)”. Os resultados gráficos podem ser visualizados na figura 81, sendo também representadas as equações da NCL e da linha de expansão de cada solo.

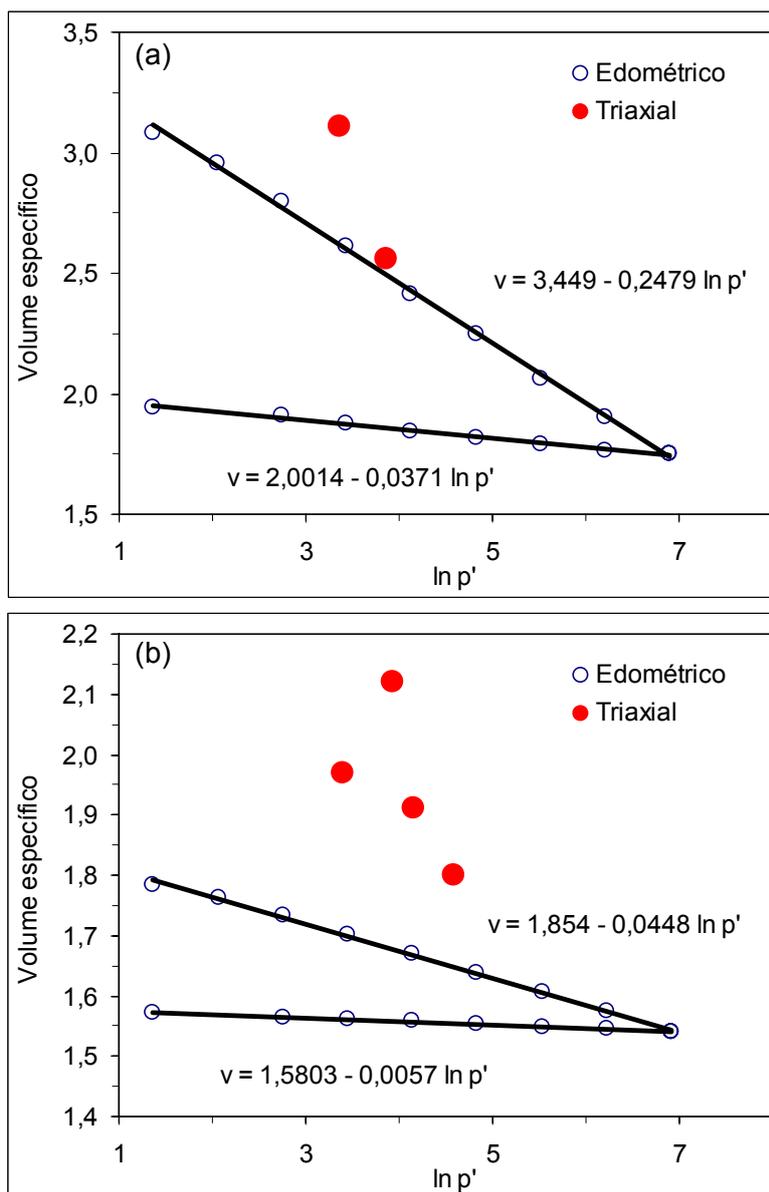


Figura 81: NCL, linha de expansão e resultados obtidos após o adensamento de ensaios triaxiais CIU, para (a) solos argilosos e (b) solos arenosos

Sabendo que  $N_0$ ,  $\lambda$  e  $k$  são constantes do solo (segundo proposto pela Teoria do Estado Crítico, TEC) e observando as retas derivadas dos ensaios acima, percebe-se que:

- Para o solo argiloso, os valores das constantes do solo são  $N_0 = 3,449$ ,  $\lambda = 0,2479$  e  $k = 0,0371$ . Calculando o índice de compressão ( $C_c$ ) e o coeficiente de expansão ( $C_s$ ), pelas equações propostas pela TEC (equações 14 e 15, respectivamente), obtêm-se  $C_c = 0,57$  e  $C_s = 0,08$ ,

que são semelhantes aos valores calculados diretamente do ensaio edométrico ( $C_c = 0,58$  e  $C_s = 0,10$ );

- Para o solo arenoso, as constantes do solo são  $N_0 = 1,854$ ,  $\lambda = 0,0448$  e  $k = 0,0057$ . Utilizando a TEC para o cálculo de  $C_c$  e  $C_s$ , obtêm-se 0,10 e 0,01, valores idênticos aos calculados diretamente do ensaio edométrico.

A Teoria do Estado Crítico indica que as curvas (ou retas na escala logarítmica) obtidas nos ensaios de compressão confinada são paralelas às obtidas nos ensaios de compressão isotrópica, mas não coincidentes. Aliado a isto, a presença de estruturação das amostras ensaiadas no equipamento triaxial (consolidação isotrópica) explica a diferença encontrada entre a NCL determinada nos ensaios edométricos e os pontos iniciais ( $\nu$  versus  $\ln p'$ ) obtidos nos ensaios de compressão isotrópica realizados. Para investigar com maior detalhe a influência da estrutura no comportamento destes solos, seria necessária a execução de (a) ensaios edométricos em amostras indeformadas, o que permitiria identificar a presença de estrutura e (b) ensaios de compressão isotrópica em material remoldado.

## 5.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Primeiramente serão apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos ( $c'$  e  $\phi'$ ) obtidos através das envoltórias de ruptura apresentadas no Capítulo 4, calculados a partir dos valores de “a” e “ $\alpha$ ” dessas envoltórias. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos encontram-se sintetizados na tabela 23.

Tabela 23: Parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos para os solos argilosos e arenosos

Amostra	c (kPa)	$\phi'$ (°)
<b>Argila-Est. Crítico</b>	0	34,7
<b>Argila</b>	2,4	34,2
<b>Areia</b>	0	33,8

O limite superior das envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas nos ensaios triaxiais é referente ao material argiloso e o limite inferior diz respeito ao material arenoso. Apesar dos materiais ensaiados serem distintos (argiloso e arenoso),

as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas e, por conseqüência, os valores de ângulo de atrito interno e coesão efetivos, são muito próximos. O elevado ângulo de atrito interno medido no solo argiloso (34,2 e 34,7°) pode ser explicado pelo elevado percentual de areia presente nas amostras argilosas coletadas (tubo 1, com 28 % de areia fina, e tubo 2, com 34 % de areia fina e 4 % de areia média), fazendo os valores de ângulo de atrito interno no material argiloso e no material arenoso serem praticamente idênticos.

Examinando a envoltória de resistência ao cisalhamento de limite superior, obtida dos ensaios triaxiais UU realizados em amostras indeformadas argilosas, observa-se que esta envoltória ficou um pouco acima da envoltória da “argila - estado crítico” (obtida a partir dos ensaios triaxiais CIU e em amostras amolgadas). Isto pode ser interpretado como um comportamento normalmente adensado estruturado.

Uma comparação entre os três ensaios utilizados nesta dissertação e o ensaio de campo (palheta com diâmetro de 65 mm e altura de 130 mm realizada com velocidade de  $6 \pm 0,6^\circ/\text{min}$ ) para determinar  $S_u$ , nas condições indeformada e amolgada, dos solos envolvidos pode ser visualizada na figura 82 (relembrando que todos os valores das resistências ao cisalhamento não drenada no material argiloso foram corrigidos). Para a montagem desta figura, foram utilizadas as medidas de  $S_u$  e  $S_{ur}$  obtidas a partir dos ensaios de cone de laboratório, dos ensaios de palheta de laboratório e dos ensaios triaxiais UU, nas condições indeformada e amolgada, com as amostras retiradas do furo 1 (tubos 1 e 2), sendo o tubo 3 e 5 descartados por se tratarem de amostras de baixa qualidade e o tubo 4 foi utilizado para comparação das técnicas de corte e extrusão.

Analisando os valores de resistência ao cisalhamento não drenada indeformada ( $S_u$ ) apresentados e, utilizando o ensaio triaxial UU como ensaio de referência, tanto os resultados obtidos com os ensaios de cone de laboratório quanto os resultados obtidos com os ensaios de palheta de laboratório mostraram-se bastante próximos aos resultados dos ensaios triaxiais, sendo os valores obtidos com os ensaios de cone um pouco menores e os valores obtidos com os ensaios de palheta muito próximos aos triaxiais. De maneira geral, pode-se afirmar que: (a) os resultados obtidos com os ensaios de cone e palheta de laboratório mostraram que ambos são uma importante ferramenta para a rápida avaliação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso e (b) a aplicação do fator de redução ( $\mu$ ) nos resultados dos ensaios de cone e palheta de laboratório é uma necessidade.

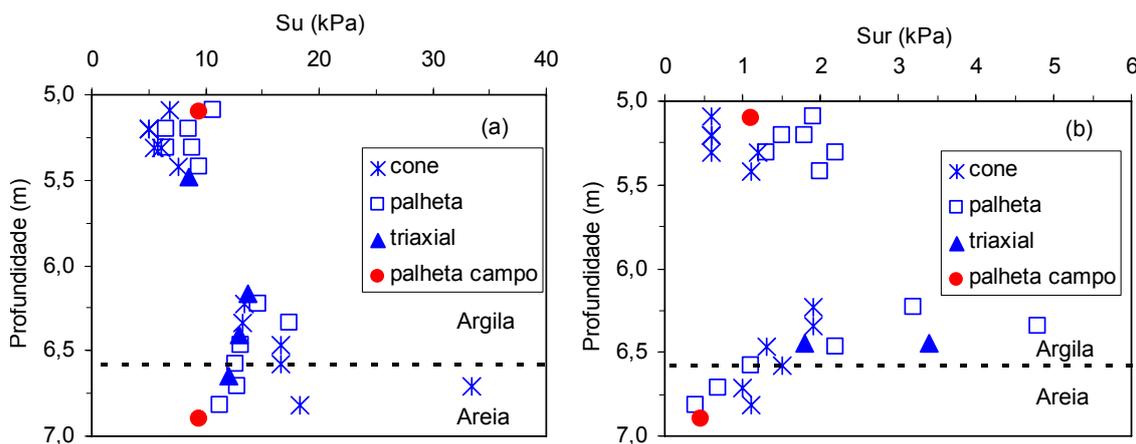


Figura 82: Comparação entre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada no furo 1, determinadas pelos diferentes ensaios utilizados nas condições (a) indeformada e (b) amolgada

Quanto aos valores de  $S_u$  do material arenoso, os ensaios de palheta de laboratório produziram resultados mais próximos aos obtidos com os ensaios triaxiais UU, além dos ensaios de palheta apresentarem uma dispersão menor de resultados em comparação aos ensaios de cone. Isto pode ser devido ao fato que o ensaio de cone de laboratório realiza medidas na superfície das amostras, mais expostas ao amolgamento e à variabilidade do solo durante a preparação do corpo de prova. Além disto, sofrem a influência de variações de resistência à penetração, causadas por pequenos pedaços de madeira e conchas que possam estar presentes, embora não visíveis. Entretanto é preciso frisar que a quantidade pequena de amostra arenosa de qualidade não permitiu um maior número de ensaios, o que requer cautela na análise dos dados.

Examinando as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada ( $S_{ur}$ ), os resultados dos ensaios de cone de laboratório tiveram uma pequena dispersão. Os resultados de  $S_{ur}$  obtidos pelos ensaios de cone e palheta de laboratório foram sistematicamente menores que os ensaios triaxiais UU, apresentando resultados mais próximos aos obtidos pelos ensaios de campo realizados durante a etapa de execução do projeto. Isto sugere que o ensaio triaxial pode não ser uma boa ferramenta para determinação de  $S_{ur}$ , sendo necessário estudar esta condição.

Unindo as figuras 82 (a) e 82 (b), obtém-se uma figura onde os valores de resistência ao cisalhamento não drenada, nas condições indeformada e amolgada, são lançados em um mesmo gráfico, ficando nítida a grande diferença de resistência indeformada nas duas condições e os baixos valores de resistência amolgada  $S_u$  determinados no depósito em estudo (figura 83). Nesta figura, o valor anômalo  $S_u = 33,5$  kPa, obtido pelo ensaio de cone de laboratório no material arenoso foi suprimido. Comparando os valores obtidos experimentalmente no solo argiloso com a correlação de Mesri -  $(S_u)_{proj} = 0,22 \times \sigma'_a$  - PINTO (2006), e considerando o solo com  $OCR = 1,0$  ( $\sigma'_a = \sigma'_v$ ) dos 5 aos 6 m de profundidade e  $OCR = 1,4$  a partir dos 6 m de profundidade, percebe-se que a maioria dos valores de  $S_u$  encontram-se muito próximos da correlação de Mesri, mostrando o aspecto muito mole do solo argiloso.

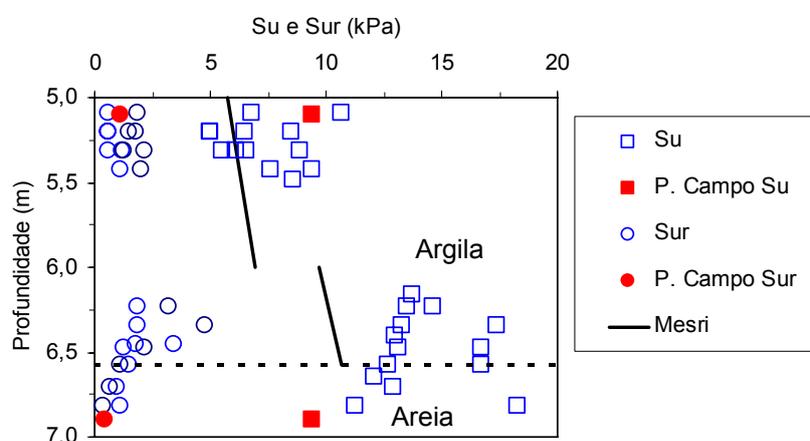


Figura 83: Comparação entre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada, nas condições indeformada e amolgada, no furo 1

Um importante fenômeno foi observado nos ensaios efetuados na camada arenosa. Os menores valores de  $S_{ur}$  foram determinados nesta camada, sendo muito reduzidos ( $< 1,0$  kPa). Considerando que a quantidade de argila e silte presente neste material é de aproximadamente 15%, isto poderia criar condições para um comportamento não-drenado, com aumento de poro-pressão quando o solo é solicitado e redução da resistência ao cisalhamento não drenada medida. Isso é coerente com os valores determinados pelo ensaio de SPT realizados na região durante a etapa de projeto, com valores de  $N(SPT) = 0$ , tipicamente. Isto pode ser explicado se, durante a cravação do amostrador do ensaio SPT, forem produzidas poro-pressões positivas elevadas.

### 5.3. MEDIDAS DE SENSIBILIDADE

Neste item serão comentadas as questões referentes às medidas de sensibilidade avaliadas na campanha de ensaios de laboratório realizadas nesta dissertação.

Inicialmente era esperado que o valor da sensibilidade no material argiloso fosse em torno de 20 (valor obtido nos ensaios de campo realizados durante a construção do aterro sobre o depósito em questão). Porém, o que ocorreu durante a campanha de amostragem foi que uma parte do solo coletado, inesperadamente, era arenoso, e a mais alta sensibilidade foi encontrada neste material (assim como nos ensaios de campo nessa mesma profundidade) e não no solo argiloso. Essa maior sensibilidade no material arenoso fica evidente na figura 84, onde também é mostrado um comparativo das medidas de  $S_u$  obtidas pelas diferentes técnicas de ensaio. Esta figura foi montada a partir das figuras 82 e 83, anteriormente apresentadas.

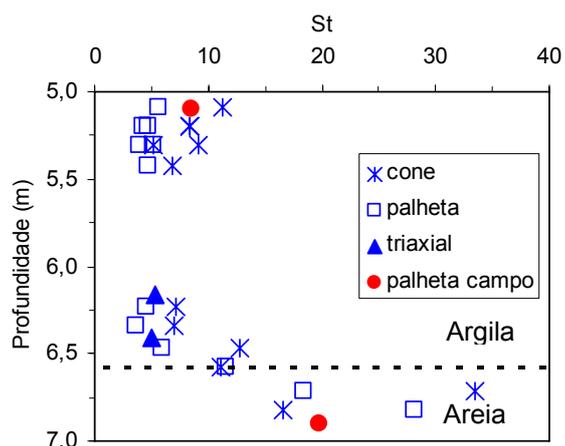


Figura 84: Comparação entre as medidas de sensibilidade ( $S_t$ ) do solo do furo 1 obtidas pelos diferentes métodos de ensaio

Fica evidente que as sensibilidades do material argiloso estão bem abaixo dos valores medidos em campo e que as maiores sensibilidades estão na camada arenosa. Comparando os métodos de ensaio, é nítido que os ensaios triaxiais UU se encontram próximos ao limite inferior de sensibilidade. Isto era esperado visto que os valores de  $S_u$  nesses ensaios foram maiores que os medidos pelos ensaios de cone e palheta de laboratório. As sensibilidades calculadas para o material arenoso do tubo 4 (que foi todo ensaiado no triaxial para comparar as técnicas de corte e extrusão) foram comparativamente baixas (3,6 a 4,8).

Os valores de sensibilidade calculados e os indicadores de sensibilidade (índice de liquidez e atividade) foram comparados. Utilizando a proposta de MITCHELL (1976), que relaciona o índice de liquidez IL *versus* as sensibilidades medidas para um depósito marinho norueguês, foi montada a figura 85 com os valores de IL *versus* sensibilidade para o material argiloso do depósito em estudo. Estão representados os solos argilosos do tubo 1 (IL = 1,35) e do tubo 2 (IL = 0,56) e as sensibilidades St calculadas nos ensaios respectivos.

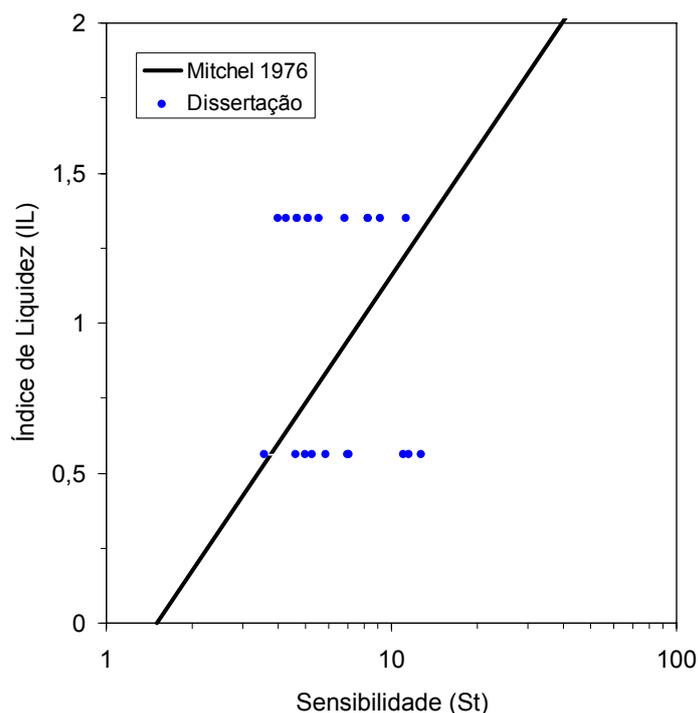


Figura 85: Sensibilidade *versus* índice de liquidez do solo argiloso coletado pelos tubos 1 e 2 (linha proposta por Mitchell, 1976)

A partir da análise dos dados da figura 85, os seguintes comentários podem ser feitos: (a) os valores de sensibilidade determinados no material argiloso do tubo 1 não foram todos maiores que os determinados para o tubo 2 ( $IL_{\text{tubo 1}} \gg IL_{\text{tubo 2}}$ ), como esperado; (b) para o material argiloso de mais alto IL, a totalidade dos pontos experimentais ficou abaixo do valor previsto pela correlação proposta por MITCHELL (1976), muito embora este material argiloso foi possivelmente depositado em água salgada e (c) a sensibilidade determinada para o material do tubo 2 ( $IL=0,56$ ) resultou em valores bem acima do indicado pela correlação proposta.

É conhecido que atividade e sensibilidade são inversamente proporcionais e que as *quick clays* podem ter valores de  $A_t \approx 0,15$ , o que indicaria que baixas sensibilidades são coerentes com os valores de atividade calculados para o tubo 1 ( $A_t = 1,09$ ) e tubo 2 ( $A_t = 1,33$ ). Novamente, este dado tirado da literatura (MITCHELL 1976) está de acordo com os dados de sensibilidade do Tubo 1 e Tubo 2.

#### 5.4. TIXOTROPIA

Neste item será apresentado um comparativo entre o enrijecimento tixotrópico do material arenoso (tubo 5) e do material argiloso (tubo 2), conforme a figura 86. Nesta figura o valor de 100% representa o valor de  $S_u$  medido, para cada material, no ensaio de cone de laboratório. Os demais valores são as resistências ao cisalhamento não drenada  $S_u$ , em percentual, medidos também com o ensaio de cone, após certo período de tempo. Como se pode observar, o material arenoso apresentou um ganho de resistência mais acentuado do que o material argiloso, alcançando valores de cerca de 50%. O ensaio não foi continuado por problemas de falta de material (para controle da umidade).

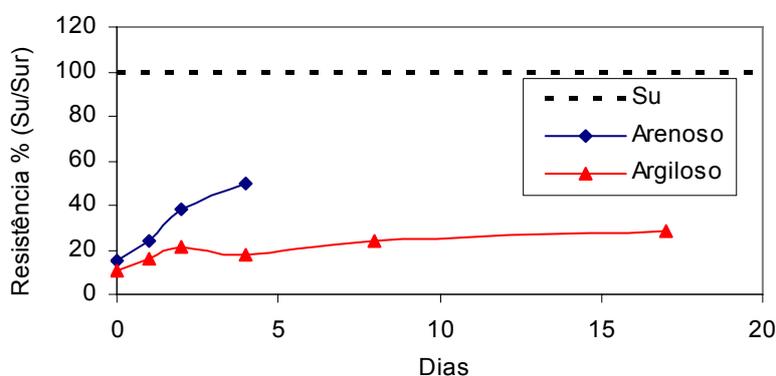


Figura 86: Recuperação de resistência ao cisalhamento não drenada com o tempo (tixotropia) para o material arenoso do tubo 5 e o material argiloso do tubo 2

O enrijecimento tixotrópico é um fenômeno característico de argilas e intimamente ligado ao argilomineral presente no solo. Argilominerais expansivos (montmorilonitas do grupo das esmectitas, por exemplo) apresentam acentuado e rápido enrijecimento tixotrópico, conforme SKEMPTON e NORTHEY (1952).

Normalmente seria esperado que o solo argiloso do tubo 2 apresentasse uma recuperação tixotrópica superior à do solo arenoso do tubo 5, o que não foi verificado. É de salientar que, nos dois casos, o teor de umidade natural se encontra abaixo do LL, o que, embora possa explicar a baixa recuperação tixotrópica do material argiloso, é contraditório ao enrijecimento do material arenoso.

Com os ensaios realizados nessa dissertação não há como explicar tal fenômeno. Seriam necessários estudos adicionais que investigassem a mineralogia da fração argilosa de cada um dos materiais, a composição química da água presente nos solos e sua estrutura/arranjo interno.

## 5.5. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DAS AMOSTRAS

Serão discutidas agora questões referentes à qualidade das amostras. Fazendo uma análise qualitativa dos resultados dos ensaios realizados nas amostras coletadas pelo novo amostrador desenvolvido para esta dissertação, pode-se afirmar:

- As trajetórias de tensões efetivas seguidas pelas amostras indeformadas (ensaios triaxiais UU), tanto nos solos argilosos quanto nos arenosos, apresentam-se verticalizadas e parecem ter sido pouco afetadas pela amostragem. É interessante observar também as curvas de deformação axial *versus* tensão de cisalhamento que se apresentam relativamente bem conformadas até atingir a ruptura;
- Os valores de resistência ao cisalhamento não-drenada obtidos pelos ensaios de laboratório foram muito semelhantes aos valores de  $S_u$  medidos pelo ensaio de palheta de campo executado na época de construção do aterro, sendo às vezes até um pouco superior.

Estas características permitem indicar que a técnica de cortar o tubo amostrador em fatias para retirar o solo apresentou bons resultados, independentemente da alternativa adotada para a retirada da amostra: por corte longitudinal ou por extrusão. Assim, recomenda-se utilizar o corte em fatias seguido de extrusão por ser mais rápida e prática, com resultados semelhantes ao outro sistema com corte longitudinal.

O novo amostrador utilizado tem grande semelhança com o amostrador Japonês, que na literatura internacional é reconhecido como um dos melhores, sendo

de fácil utilização em campo (reduzindo choques e vibrações). A comparação com os amostradores do tipo Shelby com pistão, até então utilizados nas amostragens realizadas pelo LAGEO, foi favorável, pois nenhuma amostra foi perdida durante a retirada do amostrador do fundo do furo e as extremidades das amostras apresentavam excelente aspecto.

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA AS FUTURAS PESQUISAS

Neste capítulo final serão comentadas as conclusões retiradas dos estudos realizados nesta dissertação e as sugestões para trabalhos futuros.

### 6.1. CONCLUSÕES

O objetivo central desta pesquisa era testar e determinar a sensibilidade atípica de um depósito argiloso, considerando dados de outros materiais do Brasil. Contudo, ao realizar a amostragem, em parte da profundidade foi encontrado um material arenoso, contrariando os dados de sondagens executadas na época de projeto no local de estudo. Dessa forma, foram realizados ensaios em dois tipos de materiais, argiloso e arenoso.

A sensibilidade determinada no material argiloso ficou dentro da faixa determinada para outros depósitos argilosos no Brasil (3,6 a 12,8). Entretanto, o material arenoso apresentou os maiores valores de sensibilidade, que são coerentes com a sensibilidade determinada nos ensaios de palheta de campo ( $St \approx 20$ ), ensaios realizados pelas empresas envolvidas no projeto/construção do aterro sobre o depósito em questão.

Este comportamento anômalo do solo arenoso (não drenado) pode ser explicado pela presença de silte e argila ( $\approx 15\%$ ). Essa fração é capaz de impedir a drenagem e gerar poro-pressão e, por conseqüência, resultar em valores tão baixos de  $S_u$  e, especialmente,  $S_{ur}$ . Isto deve ter acontecido tanto nos ensaios de laboratório realizados nesta dissertação como nos ensaios de campo: ensaio de palheta de campo e ensaio SPT (com  $N(SPT) = 0$ ).

Em relação às medidas de resistência ao cisalhamento não drenada na condição indeformada ( $S_u$ ), obtidas no material argiloso, os 3 ensaios de laboratório

(cone, palheta e triaxial UU) forneceram valores muito próximos. No caso do material arenoso, os ensaios de cone de laboratório forneceram valores de resistência ao cisalhamento não drenada acima dos valores medidos nos ensaios de palheta de laboratório e nos ensaios triaxiais UU (estes últimos produziram resultados semelhantes). Nas medidas de resistência ao cisalhamento não drenada, na condição amolgada, no solo argiloso (Sur), o ensaio triaxial UU forneceu valores acima dos medidos pelos ensaios de cone e palheta de laboratório e pelo ensaio de palheta de campo, o que indica que o ensaio triaxial UU não é adequado para determinar Sur. Em síntese, os ensaios de cone e palheta de laboratório são bons métodos de ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada, apesar de apresentarem uma dispersão intrínseca. Mesmo com o restrito número de resultados de resistência ao cisalhamento não-drenada obtidos nesta dissertação, esses resultados são bastante coerentes entre si.

O material argiloso estudado pode ser classificado como muito mole, segundo a classificação apresentada em PINTO (2006), pois apresenta resistência ao cisalhamento não drenada, na maioria das vezes, inferior 12,5 kPa e consistente  $N(SPT) = 0$ .

A aplicação do fator de redução ( $\mu$ ) sobre as medidas de resistência ao cisalhamento não drenada, obtidas pelos ensaios de cone e palheta de laboratório, mostrou-se válida para os casos estudados, visto que, com a aplicação desse fator, os valores de resistência aferidos nesses dois ensaios ficaram bastante semelhantes aos ensaios triaxiais.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento efetivas, obtidas dos ensaios triaxiais, foram bastante semelhantes para os dois materiais ( $\phi'$  entre 33,8 e 34,7°), o que em parte pode ser explicado pela grande fração arenosa presente no material argiloso. No material argiloso foi possível traçar duas envoltórias de resistência ao cisalhamento, uma passando pela origem, denominada aqui de “envoltória crítica” e outra, um pouco acima desta (para  $c' = 2,4$  kPa), originada dos ensaios em amostras indeformadas (ensaio triaxial UU), indicando um comportamento do tipo normalmente adensado estruturado destas amostras.

Comparando a NCL, obtida a partir de ensaios de compressão confinada em amostras reconstituídas, com os ensaios de consolidação triaxial (CIU) foi percebido que os pontos ( $v$  versus  $\ln p'$ ) referentes aos ensaios triaxiais se situam acima da

NCL, tanto para o solo arenoso quanto para o argiloso, o que pode ser outro importante indicativo de estruturação do material *in situ*. Isso pode ser atribuído a duas razões: (a) a NCL do adensamento isotrópico não é a mesma obtida do adensamento edométrico, embora sejam paralelas; (b) a presença de alguma estrutura no material.

Inesperadamente foi verificado um enrijecimento tixotrópico no material arenoso superior àquele medido no argiloso. Sem a realização de ensaios mais específicos, não foi possível determinar a origem desse comportamento. É possível que existam argilominerais expansivos dentro da fração fina da areia.

O novo amostrador desenvolvido mostrou-se uma importante ferramenta para obtenção de amostras em profundidade de solos com baixa consistência, sem a necessidade de grandes alterações nas técnicas de trabalho utilizadas para os amostradores de pistão normalmente empregados na prática geotécnica, porém com eficiência superior (sem perdas de amostra e com maior qualidade). Todas as amostras apresentaram excelente aspecto, percebidos durante as etapas de trabalho em campo e em laboratório, e resultados que indicam boa qualidade.

Outro dos objetivos centrais desta dissertação era comparar a qualidade das amostras obtidas através do corte ou extrusão (a partir do tubo amostrador fatiado), visto que a extrusão ao longo de todo o comprimento do tubo sabidamente gera amostras de qualidade inferior. Não foi percebida nenhuma diferença nos ensaios triaxiais utilizando as duas técnicas, porém a técnica de extrusão aplicada ao tubo fatiado mostrou-se mais rápida e prática em relação ao corte longitudinal dessas fatias.

## 6.2. SUGESTÕES

Apesar de o amostrador desenvolvido nesta dissertação ter se comportado muito bem durante a campanha de amostragem, foi percebido que alguns melhoramentos poderiam ser empregados: (a) o parafuso que prende a haste do pistão ao invés de ser construído com fenda deve utilizar cabeça sextavada, pois isto otimiza em muito a etapa de travamento desta haste; (b) utilizar um pistão para cada tubo amostrador para deixá-lo na extremidade superior do tubo, eliminando assim a etapa de sua remoção e auxiliando na vedação e (c) aumentar de 2 para 4 o número de furos de  $\varnothing = 8$  mm na cabeça de amostragem para que os fluídos e resíduos saiam com maior facilidade.

Executar uma nova campanha de amostragem desde a superfície até uma profundidade maior que 8 m, se possível, visto que na campanha realizada nesta pesquisa isto não foi conseguido. Dessa maneira seria possível determinar o perfil estratigráfico em uma faixa maior de profundidade, além de ter mais amostras para realização de ensaios complementares.

Realizar ensaios triaxiais CIU em amostras indeformadas (nesta dissertação os ensaios CIU foram todos feitos a partir de amostras testadas no ensaio UU), utilizando a deformação volumétrica atingida na reconsolidação para quantificar a qualidade das amostras produzidas pelo novo amostrador.

Efetuar ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas para identificar a presença de estrutura nos solos analisados.

Realizar ensaios de consolidação isotrópica em amostras reconstituídas para comparar a NCL do ensaio edométrico com a de compressão isotrópica.

Fazer ensaios de difração de raios X nas amostras coletadas a fim de determinar os argilominerais presentes nos solos envolvidos, especialmente no material arenoso, onde foi verificada elevada recuperação tixotrópica. Além disso, determinar o percentual de matéria orgânica presente nos solos (com a utilização de fornos de alta temperatura) e as características da água presente.

Continuar os estudos sobre as diferenças nas amostras obtidas por corte longitudinal e extrusão a partir de fatias de tubo amostrador e comparar com amostras extrudadas a partir de um tubo amostrador inteiro (sem fatiá-lo), a fim de determinar qual é o grau de comprometimento da qualidade das amostras.

Estudar qual o valor de resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$  a ser utilizado em projetos de aterros sobre materiais que apresentam elevada sensibilidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Uncoliated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils: **ASTM D 2850**. Estados Unidos da América, 1995, 5p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils: **ASTM D 4767**. Estados Unidos da América, 1995, 10p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil. **ASTM D 4648**. Estados Unidos da América, 2000, 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica. **NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984-a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem: **NBR 9820**. Rio de Janeiro, 1997-a, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação da Massa Específica. **NBR 6508**. Rio de Janeiro, 1984-a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. **NBR 7180**. Rio de Janeiro, 1984-a, 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Determinação do Limite de Liquidez. **NBR 6459**. Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. **NBR 12007**. Rio de Janeiro, 1990-a, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. **NBR 6457**. Rio de Janeiro, 1986-a, 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solos – Rochas e Solos. **NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995-a, 18p.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils – an Introduction to Critical State Soil Mechanics**. Ed. McGraw-Hill Book Company, United Kingdom, 1978.

AZAMBUJA, M. A. **Comunicação Pessoal**. 2007.

BALDI, G.; HIGHT, D. W.; THOMAS, G. E. **A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods.** In SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, Kentucky, ASTM STP 977, p. 219-263, 1988.

BALIGH, M.M.; AZZOUZ, A.S.; CHIN, C.T. **Disturbance Due to Ideal Tube Sampling.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Estados Unidos da América, v.113, n.GT7, p. 739-757, 1987.

BASHAR, M. A.; SIDDIQUE, A.; SAFIULLAH, A. M. M. **Sampling Disturbance Effects in Reconstituted Coastal Soils.** Soils and Foundations, Japão, v.40, n.5, p. 49-63, 2000.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.** 1ªed., Edward Arnold LTD, Londres, 1957.

BRESSANI, L. A. **Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão-Deformação-Resistência da Argila de Sarapuí/RJ.** Porto Alegre, 1983, 230p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

BRESSANI, L. A.; **External Measurement of Axial Strains in the Triaxial Test.** ASTM, Geotechnical Testing Journal, Estados Unidos da América, v.18, n.2, p. 226-240, 1995.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – Part 8: Shear Strength Test (Effective Stress): **BS 1377: Part 8:** London, 1990, 30p.

BURLAND, J. B. **On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays.** Géotechnique, Reino Unido, v.40, n.3, p. 329-378, 1990.

CARVALHO, N. F. **Características Geotécnicas da Argila Mole da Rodovia Br 101 em Santa Catarina.** Rio de Janeiro, 2000, 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ.

CHANDLER, R.J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P.J. **Sample Disturbance in London Clay.** Géotechnique, Reino Unido, v.42, n.4, p. 577-585, 1992.

CLAYTON, C. R. I.; HIGHT, D. W.; HOPPER, R. J. **Progressive Destructuring of Bothkennar Clay. Implications for Sampling and Reconsolidation Procedures.** Géotechnique. Reino Unido, v.42, n.2, p. 219-239, 1992.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M. C.; SIMONS, N. E. **Site Investigation.** 2ªed., University of Surrey Press, Londres, 1995.

CLAYTON, C. R. I.; SIDDIQUE, A.; HOPPER, R. J. **Effects of Sampler Design on Tube Sampling Disturbance – Numerical and Analytical Investigations.** Géotechnique. Reino Unido, v.48, n.6, p. 847-867, 1998.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. **Geotechnical Properties of Recife Soft Clays**. Solos e Rochas. São Paulo, v.23, n.3, p. 177-203, 2000.

DENARDIN, P. A. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Saprolítico de Basalto de Teutonia, RS**. Porto Alegre, 2005, 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

FONTES, E. F. F.; FONTES P. F. F. **Glossário de Termos e Expressões em Ciência do Solo**. Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1982.

GEORGIANNOU, V. N.; BURLAND, J.B.; HIGHT, D. W. **The Undrained Behaviour of Clayey Sands in Triaxial Compression and Extension**. Géotechnique, Reino Unido, v.40, n.3, p. 431-449, 1990.

GEORGIANNOU, V.N.; HIGHT, D.W. **The Effects of Centre-Line Tube Sampling Strains on the Undrained Behaviour of Two Over-Consolidated Clays**. ASTM, Geotechnical Testing Journal, Estados Unidos da América, v.17, n.4, p. 475-487, 1994.

GERMAINE, J. T.; LADD, C. C. **Triaxial Test of Saturated Cohesive Soils**. In SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, Kentucky, ASTM STP 977, p. 421-459, 1988.

HANSBO, S. **A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-Cone Test**. Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings 14, Stockholm, 47p., 1957.

HIGHT, D. W.; BIKE, R.; BUTCHER, A. P.; CLAYTON, C. R. I.; SMITH, P. R. **Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing**. Géotechnique. Reino Unido, v.42, n.2, p. 199-217, 1992b.

HIGHT, D. W.; BOND, A. J.; LEGGE, J. D. **Characterization of the Bothkennar Clay: an Overview**. Géotechnique, London, v.42, n.2, p. 303-347, 1992.

HIGHT, D. W.; LEROUÉIL, S. **Characterization of Soils for Engineering Purposes**. In SYMPOSIUM ON CHARACTERIZATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS, Singapura, v.1, p. 255-360, 2002.

HVORSLEV, M. J. **Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes**. 1ª ed, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi, 1949.

JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY. Standard of Japanese Geotechnical Society for Soil Sampling – Standards and Explanations-,” (English Version). **JGS 1221**. Japão, 1998.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUÉIL, S. **Causes of Sampling Disturbance and Design of a New Sampler for Sensitive Soils**. Canadian Geotechnical Journal, Canadá, v.18, p. 52-66, 1981.

LADD, C. C.; LAMBE, T. W. **The Strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Tests**. In SYMPOSIUM ON LABORATORY SHEAR TESTING OF SOILS, 1963, Ottawa, ASTM, p. 342-371, 1964.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley e Sons Inc., New York, 1979.

LARSSON, R. **Undrained Shear in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Soft Clay**. Canadian Geotechnical Journal, Canadá, v.17, n.4, p 591-602, 1980.

LEFEBVRE, G.; POULIN, C. **A New Method of Sampling in Sensitive Clay**. Canadian Geotechnical Journal, Canada, v.16, p. 226-233, 1979.

LEROUEIL, S.; HAMOUCHE, K.; TAVENAS, F.; BOUDALI, M.; LOCAT, J.; VIRELY, D.; ROY, M.; La ROCHELLE, P.; LEBLOND, P. **Geotechnical Characterization and Properties of a Sensitive Clay from Québec**. In SYMPOSIUM ON CHARACTERISATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS, Singapura, v.1, p. 363-394, 2002.

LUNNE, T.; LONG, M.; FORSBERG, C.F. **Characterization and Engineering Properties of Onsoy Clay**. In SYMPOSIUM ON CHARACTERIZATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS, Singapura, v.1, p. 395-427, 2002.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Norma Rodoviária – Projeto de aterros sobre solos moles para obras rodoviárias. **PRO 381/98**. Rio de Janeiro, 1998-a, 34p.

MIRANDA, T. C. **Mapeamento das Unidades Geotécnicas e Desenvolvimento de um Sistema de Informações Geográficas para Área de Abrangência da Rodovia BR-101/RS**. Porto Alegre, 2008, 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 1ª ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, 1976.

NASH, D. F. T.; POWELL, J. J. M.; LLOYD, I. M. **Initial Investigations of the Soft Clay Test Site at Bothkennar**. Géotechnique. Reino Unido, v.42, n.2, p. 163-181, 1992.

OLIVEIRA, J. T. R. **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de Argilas Moles**. Rio de Janeiro, 2002, 272p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programas de Pós-Graduação de Engenharia da UFRJ.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ªed., Terratek, Rio de Janeiro, 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ªed., Oficina de Textos, São Paulo, 2006.

RANKKA, K.; ANDERSSON-SKÖLD, Y.; HULTÉN, C.; LARSSON, R.; LEROUX, V.; DAHLIN, T. **Quick clay in Sweden**. Swedish Geotechnical Institute, Report 65, Linköping, 148p., 2004.

ROSENQVIST, I. Th. **Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays**. Géotechnique, Reino Unido, v.3, n.5, p. 195-200, 1953.

SANDRONI, S. S. **Sobre o Uso dos Ensaios de Palheta no Projeto de Aterros Sobre Argilas Moles**. Solos e Rochas. São Paulo, v.16, n.3, p 207-213, 1993.

SCHNAID, F. **Ensaios de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**, 1ªed., Oficina de Textos, São Paulo, 2000.

SILVEIRA, F. G. **Investigação do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Gnaiss da Cidade de Porto Alegre**. Porto Alegre, 2005, 159p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

SKEMPTON, A. W. **The Colloidal Activity of Clay**. In PROCEEDINGS OF THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, Zurich, v.1, p. 57-61, 1953.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. **The Sensitivity of Clays**. Géotechnique. Reino Unido, v.3, n.1, p. 30-53, 1952.

SOARES, J. M. D. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre**. Porto Alegre, 1997, 300p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

TANAKA, H. **Sample Quality of Cohesive Soils: Lessons from Three Sites, Ariake, Bothkennar and Drammen**. Soils and Foundations, Japão, v.40, n.4, p. 57-74, 2000.

TANAKA, H.; SHARMA, P.; TSUCHIDA, T.; TANAKA, M. **Comparative Study on Sample Quality Using Several Types of Samplers**. Soils and Foundations, Japão, v.36, n.2, p. 57-67, 1996b.

TANAKA, H.; SHIWAKOTI, D. R.; TANAKA, M. **Aplicability of SHANSEP Method to Six Different Natural Clays, Using Triaxial and Direct Shear Tests**. Soils and Foundations, Japão, v.43, n.3, p. 43-55, 2003.

TANAKA, H.; TANAKA, M. **Main Factors Governing Residual Effective Stress for Cohesive Soils Sampled by Tube Sampling**. Soils and Foundations, Japão, v.46, n.2, p. 209-219, 2006.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SENSIBILIDADE DE  
UM DEPÓSITO SEDIMENTAR DO RIO GRANDE DO SUL  
COM O USO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO –  
DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Fábio Bertuol

Porto Alegre  
2009

## ÍNDICE

1. APRESENTAÇÃO	3
1.1. ORGANIZAÇÃO	3
2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES	4
2.1. PROCEDIMENTOS DE AMOSTRAGEM E OPERAÇÃO DO NOVO AMOSTRADOR	4
2.2. PROJETO DO NOVO AMOSTRADOR DESENVOLVIDO PARA A DISSERTAÇÃO	13

## **1. APRESENTAÇÃO**

Para a dissertação intitulada Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o Uso de Ensaios de Laboratório foi criado um volume com documentos complementares. Estes documentos versam sobre as técnicas empregadas durante a campanha de amostragem para obtenção de amostras indeformadas de qualidade associada ao manual de operação do novo amostrador construída para esta dissertação bem como o projeto do novo amostrador.

### **1.1. ORGANIZAÇÃO**

O volume de documentos complementares se constitui de 2 Capítulos:

- Capítulo 1, uma menção dos propósitos da criação do volume de documentos complementares;
- Capítulo 2, é apresentado as técnicas de amostragens/manual de operação do novo amostrados e projeto do novo amostrador.

## 2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

### 2.1. PROCEDIMENTOS DE AMOSTRAGEM E OPERAÇÃO DO NOVO AMOSTRADOR

Este manual de procedimentos é dividido em duas partes: (1) a primeira parte se refere aos procedimentos de abertura de um pré-furo para execução da amostragem indeformada de solos moles, (2) a segunda parte apresenta as técnicas de amostragem/manuseio recomendáveis para utilização do amostrador desenvolvido para esta dissertação.

O manual deverá ser lido por todos os membros da equipe responsável pela amostragem, a fim de tornar claros os procedimentos para que se tenha uma campanha de amostragem de sucesso. Os passos mostrados neste manual devem ser seguidos rigorosamente.

#### 1ª. PARTE - EXECUÇÃO DO PRÉ-FURO

Nesta etapa serão realizados os trabalhos referentes à escavação de um pré-furo, executado com trado manual, para posicionamento do equipamento de amostragem na profundidade desejada. Os materiais necessários para os trabalhos são listados a seguir (\* indica materiais opcionais a serem utilizados durante esta etapa):

Tábuas (6 peças);	Trado Ø 8,5 cm (para escavar além do comprimento revestido);
Toco de madeira (2 peças);	Trado chato Ø 8,5 cm (para limpeza do fundo do pré-furo);
Chave de grifa;	Hastes de operação em profundidade do trado;
Trado Ø 12 cm (para escavar o comprimento do pré-furo a ser revestido);	Haste de rotação do trado;

Tubos de PVC Ø 10 cm (para revestimento do furo);

Giz para marcação das hastes de operação em profundidade;

\*Sacos para eventual coleta de solo durante a perfuração;

\*Etiquetas/Canetas para catalogar eventuais sacos coletados;

Recipientes para transporte de água (para manter N.A. dentro do furo);

\*Sacos de bentonita (quando substituir a função da água no pré-furo);

\*Recipiente para mistura de bentonita;

Recipientes para lançar água ou calda de bentonita dentro do pré-furo.

Procedimentos a serem adotados durante a escavação do pré-furo. A seguir serão enumerados os passos que a boa prática de engenharia geotécnica recomenda para realização de uma campanha de amostragem de qualidade.

1. Pegar as tábuas e posicioná-las em torno do local do furo a ser executado.
2. Pegar tocos de madeira.
3. Pegar o trado Ø 12 cm.
4. Pegar as hastes de operação do trado em profundidade (módulos de 1 m) e a haste de rotação do trado.
5. Pegar a chave de grifa para apoiar nos tocos de madeira.

*Com o objetivo de facilitar a conexão das hastes de operação do trado em profundidade, enquanto estas são posicionadas verticalmente e conectadas ao trado dentro do furo já iniciado.*

6. Pegar os recipientes para transporte de água.
7. Pegar elemento para lançar água dentro do furo.
8. Escavar suavemente o pré-furo com o trado até a profundidade inicial a ser revestida (4 m).

*Os pré-furos serão escavados até a profundidade final de 5 m. Quando estes forem executados no dia anterior à amostragem propriamente dita (técnica que será adotada nesta campanha), a escavação do 1 m restante deve ser feita momentos antes de iniciar a amostragem (no dia seguinte) para evitar que o*

*solo mole no fundo do pré-furo executado fique exposto por um tempo demasiadamente longo (já que a expansão, as deformações plásticas e a ruptura deste solo demoram um tempo razoável para seu pleno desenvolvimento).*

**9.** Preencher o pré-furo com água até o nível do terreno em cada etapa de escavação.

**10.** Cortar o tubo de PVC Ø 10 cm (barra comercial de 6 m) com 5,20 m de comprimento (isto é, 5 m para revestimento do pré-furo executado mais 20 cm para ficar acima do nível do terreno).

**11.** Posicionar o tubo de PVC Ø 10 cm dentro do furo já escavado (com 4 m de profundidade).

**12.** No dia seguinte, momentos antes da amostragem, pegar o trado Ø 8,5 cm e continuar a escavação do pré-furo até que se atinja 4,90 m de profundidade.

*Dois hastes extras deverão ser utilizadas no conjunto de hastes de operação do trado em profundidade a fim de compensar os 1,20 m de tubo de revestimento acima do terreno neste momento.*

**12.1.** Pegar duas hastes extras de operação em profundidade.

**12.2.** Continuar o processo de escavação do pré-furo até a profundidade desejada.

**13.** Terminar a escavação a 4,90 m, ou seja, 10 cm antes da profundidade de amostragem desejada (5 m).

**14.** Substituir o trado Ø 8,5 cm pelo trado chato Ø 8,5 cm para escavação/limpeza cuidadosa dos 10 cm restantes do pré-furo e para remoção de material indesejado.

**15.** Empurrar o restante do tubo de revestimento de PVC Ø 10 cm até os 5 m de profundidade.

**16.** Limpar o fundo do furo novamente com o trado chato Ø 8,5 cm, para remover o solo que eventualmente cai no furo após o tubo de revestimento ser empurrado até a profundidade de 5 m.

**17.** A cada etapa de escavação completar o nível de água até o nível do terreno.

18. Terminadas as tarefas anteriores, recolher os materiais que não mais serão utilizados nos trabalhos.

## 2ª. PARTE - EXECUÇÃO DA AMOSTRAGEM

Neste capítulo deverão ser observadas cuidadosamente as etapas abaixo citadas, com o intuito de cumprir com êxito o objetivo destes trabalhos: obter amostras indeformadas de solos moles de alta qualidade que permitam determinar corretamente os parâmetros geotécnicos do solo prospectado através de ensaios de laboratório. Os materiais necessários para os trabalhos são listados a seguir (\* indica materiais opcionais a serem utilizados durante esta etapa):

Tábuas (6 peças);	Espátulas
Toco de madeira (2 peças);	Queimador a gás;
Lona plástica;	Panela, Pistão;
Etiquetas/Canetas para catalogar o amostrador e eventuais sacos coletados;	Cabeça de amostragem e parafusos de fixação;
Recipientes para transporte de água (para manter o N.A. dentro do pré-furo – Galões/Balde);	Hastes de controle do posicionamento do pistão;
Elementos para lançar água ou calda de bentonita dentro do furo;	Hastes de cravação do tubo amostrador (módulos de 89 cm e de 1 m);
*Sacos de bentonita (quando substitui a função da água no pré-furo);	Chaves de boca # 32 (para fixar e soltar as hastes de cravação);
*Recipiente para mistura da bentonita com água;	Chaves para fixação/manuseio das hastes de cravação;
Tubos amostradores (inicialmente só os de latão);	Chave de grifa (2 unidades);
Papel filme;	Chaves de fenda, Chaves Allen;
Tampas plásticas;	Estopa, Panos;
Parafina;	Papel, Caneta e Prancheta para anotações;
Material para manuseio da parafina;	Óleo lubrificante (para passar na parede externa do amostrador).

Procedimentos a serem adotados durante o posicionamento do tubo amostrador.

1. Pegar 1 tubo amostrador.
2. Pegar 1 pistão.
3. Pegar 1 cabeça de amostragem (com seus 4 parafusos de fixação).
4. Pegar 2 hastes de controle do posicionamento do pistão.
5. Pegar 1 haste de cravação com módulo de 89 cm.
6. Conectar todas as peças citadas na ordem que se segue abaixo.
  - 6.1. Pegar 1 haste de controle do posicionamento do pistão e colocar dentro da haste de cravação.
  - 6.2. Pegar o conjunto anterior e conectar à cabeça de amostragem.
  - 6.3. Pegar o conjunto anterior e conectar o pistão à haste de controle do posicionamento.
  - 6.4. Pegar o conjunto anterior e conectar ao tubo amostrador.
  - 6.5. Posicionar os parafusos de fixação.
  - 6.6. Empurrar o pistão, com a segunda haste que é conectada à primeira, até que este chegue à extremidade inferior afiada do tubo amostrador.

*Garantir que a face inferior do pistão fique alinhada com a extremidade inferior do amostrador. Ter cuidado para que o pistão não ultrapasse este limite, visto que existe a possibilidade de que a pressão exercida pelos O-rings sobre as paredes do tubo amostrador danifique a ponta enfraquecida deste, conseqüência do chanfro realizado.*
7. Girar o parafuso da haste de cravação até que a haste de controle do posicionamento do pistão seja travada.
8. Com o auxílio de uma estopa, espalhar óleo na parede externa do amostrador.
9. Pegar os tocos e chaves para fixação/manuseio das hastes de cravação.

**10.** Posicionar o equipamento dentro do tubo de revestimento, com o auxílio dos tocos e das chaves para fixação/manuseio.

**11.** Pegar as chaves de boca # 32.

**12.** Pegar outra haste de cravação e outra haste de controle do posicionamento do pistão e conectar ao conjunto posicionado dentro do tubo de revestimento.

**13.** Apertar, com o auxílio das chaves de boca # 32, as hastes de cravação.

*Observa que as hastes de controle do posicionamento do pistão e as hastes de cravação fiquem bem conectadas.*

**14.** Girar o parafuso da haste de cravação (desta última haste de cravação adicionado) até que a haste de controle do posicionamento do pistão seja travada.

**15.** Soltar o parafuso da haste de cravação anterior (a haste mais inferior) para que a haste de posicionamento do pistão esteja livre.

*Se estes cuidados não forem tomados, o pistão não ficará livre durante a cravação do tubo amostrador e será necessário remover o conjunto do pré-furo e verificar onde ocorreu o engano e iniciar o processo novamente.*

**16.** Repetir os passos 12 a 15 até que se atinja o fundo do pré-furo executado pelo trado.

*Tomando cuidado para que acima do terreno esteja sobrando comprimento suficiente (do conjunto haste de controle do posicionamento do pistão e haste de cravação) para possibilitar a realização da etapa de cravação que se segue, ou seja, 2 módulos de 1 metro acima do terreno.*

Procedimentos a serem adotados durante a cravação do tubo amostrador. Com os passos anteriores todos rigorosamente cumpridos, começa a etapa de cravação propriamente dita.

**1.** Marcar a distância de 1 m, acima do tubo de revestimento, com giz na haste de cravação.

**2.** Pegar a chave de grifa e fixá-la à haste de controle do posicionamento do pistão.

3. Soltar o último parafuso do tubo de cravação que ainda segura a haste de controle do posicionamento do pistão.

*Assim o pistão poderá ser mantido estacionário na cota desejada enquanto o tubo amostrador é cravado estaticamente no interior do solo.*

*Agora o equipamento está pronto para realizar a cravação do tubo amostrador contra o solo.*

*Atenção: para evitar que o conjunto pistão/cabeça de amostragem aplique um esforço vertical indesejado sobre o topo da amostra durante a cravação do 1 m do tubo amostrador, deve-se deixar uma folga de 2 cm entre o pistão e o topo da amostra de solo dentro do tubo amostrador. Isso deve ser feito marcando-se 98 cm na haste de cravação do tubo amostrador, que será a distância que esta deverá ser empurrada para baixo.*

4. Forçar a haste de cravação estaticamente na direção vertical e no sentido descendente, com um movimento rápido de velocidade constante sem girar o conjunto, impedindo que a haste de controle do posicionamento do pistão se desloque.

5. Após cravar o amostrador:

- 5.1. Travar a haste de controle do posicionamento do pistão através do parafuso do tubo de cravação.

- 5.2. Travar o conjunto inteiro, na superfície, com o auxílio das chaves para fixação/manuseio ou com a chave de grifa.

6. Deixar o conjunto em repouso por um tempo de 20 a 30 minutos.

7. Derreter parafina para vedação das extremidades do tubo amostrador.

Procedimentos a serem adotados durante a remoção do tubo amostrador do fundo do pré-furo. Depois de observado o tempo de repouso do equipamento será necessário retirar o conjunto do fundo da perfuração. Ainda com o sistema travado seguir os seguintes passos:

1. Girar o tubo de cravação 2 voltas completas.
2. Trazer o conjunto para a superfície segundo a seguinte seqüência.

**2.1.** Verificar se o parafuso da haste de cravação está travando a haste de controle do posicionamento do pistão.

**2.2.** Começar a trazer para cima o amostrador.

*Este movimento deve ser feito lentamente e à velocidade constante. Evitar movimentos acelerados, choques e vibrações.*

**2.2.1.** Quando 2 módulos de 1 m estiverem acima do nível do terreno travar o parafuso da haste de cravação mais inferior e soltar os parafusos acima desta.

**2.2.2.** Com o auxílio das chaves de boca # 32 soltar os módulos acima no nível do terreno.

*Os dois passos anteriores devem ser feitos com cuidado, evitando trancos no sistema, porém devem ser feitos o mais rápido possível para reduzir a possibilidade de perda da amostra.*

**2.2.3.** Repetir os 2 passos anteriores até que o amostrador esteja na superfície.

*Observar que o último módulo (módulo de 89 cm) não seja desconectado da cabeça de amostragem; isto facilitará a retirada do tubo amostrador de dentro do pré-furo revestido e evitará o desgaste excessivo da rosca em alumínio da cabeça de amostragem.*

Procedimentos de desmontagem do amostrador após a retirada deste do pré-furo revestido:

1. O amostrador deve ser deitado sobre a lona plástica.
2. A parede externa do tubo amostrador deve ser limpa com auxílio de um pano e água.
3. Verificar se o parafuso da haste de cravação está solto para permitir o livre movimento da haste.
4. Soltar os 4 parafusos de fixação da cabeça de amostragem.

5. Retirar a cabeça de amostragem e a haste de cravação recolocando os parafusos de fixação na cabeça de amostragem.
6. Com a chave Allen soltar o parafuso da válvula de alívio do pistão.
7. Puxar o pistão, com auxílio da haste, até que este esteja livre.
8. Recolocar o parafuso da válvula de alívio novamente no pistão.

Procedimentos de manuseio e estocagem do amostrador após a retirada deste do pré-furo revestido:

1. Identificar imediatamente o tubo amostrador.

*Os dados devem ser: (1) pré-furo de onde foi retirado, (2) profundidade de amostragem e (3) número do tubo amostrador, segundo o exemplo abaixo.*

Furo X Prof X m Tubo X

*No papel da prancheta anotar qualquer informação extra ou anomalia, como por exemplo: (1) danos no tubo amostrador, (2) data e hora da amostragem, etc.*

2. Retirar, com espátula, das extremidades do tubo amostrador qualquer porção de solo que esteja com umidade muito elevada ou que esteja claramente amolgado.
3. Preencher o espaço resultante, em cada extremidade do tubo, com parafina derretida (evitar temperaturas muito elevadas na parafina derretida; na temperatura ideal deverá haver uma pequena quantidade de parafina solidificada sobrenadando).
4. Colocar tampa plástica, em cada extremidade do amostrador, ainda com a parafina quente.

*Isto deve ser feito para garantir que a parafina irá se moldar à superfície da tampa plástica.*

5. Esperar que os elementos esfriem e revestir as extremidades do tubo amostrador com filme plástico.
6. Enrolar o tubo amostrador no plástico bolha.

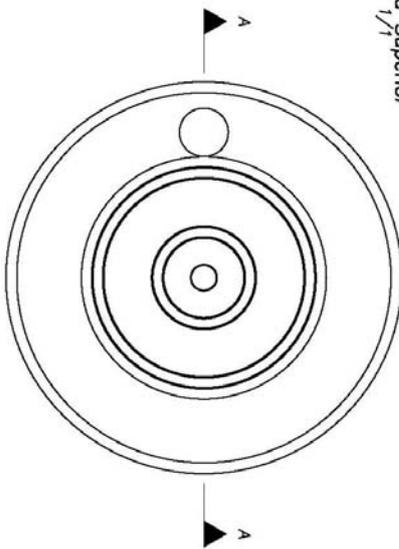
7. Transportar o tubo amostrador com seu eixo alinhado na direção vertical, com a parte afiada voltada para baixo, até a caixa de transporte de amostradores, com cuidado.
8. Para reiniciar os trabalhos, todos os elementos devem estar limpos (especialmente as roscas de conexões) e organizados no local de trabalho.
9. O tubo de revestimento poderá ser removido ao final dos trabalhos no pré-furo em questão com o auxílio de chaves de grifa, se for possível.

## **2.2. PROJETO DO NOVO AMOSTRADOR DESENVOLVIDO PARA A DISSERTAÇÃO**

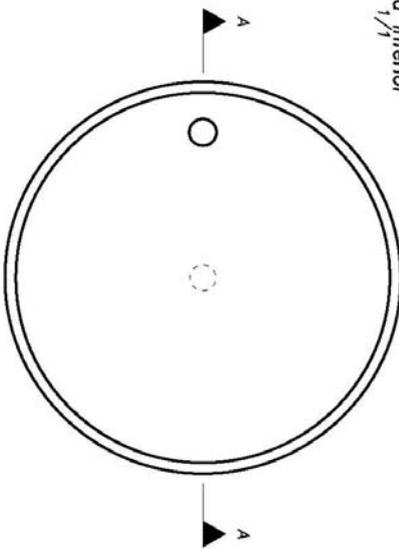
São apresentados neste texto o detalhamento das peças do novo amostrador. As figuras aqui se encontram em escala deformada em relação aquelas indicadas em cada desenho.

DETALHAMENTO DO PISTÃO – 1 peça (folha 1 de 1)

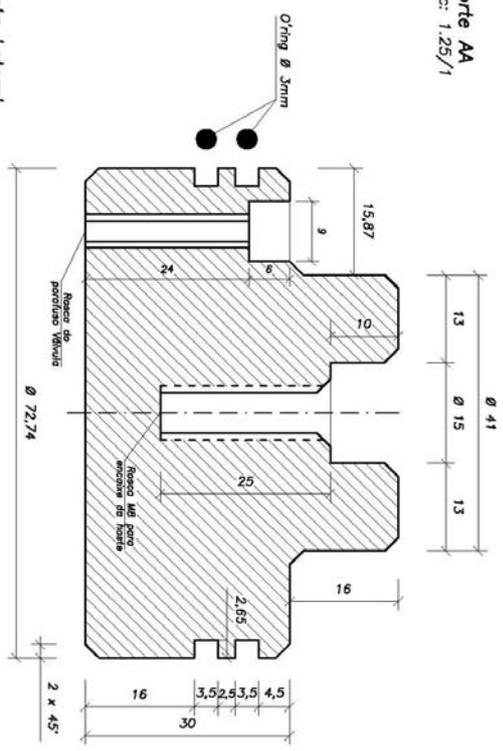
Vista Superior  
Esc: 1/1



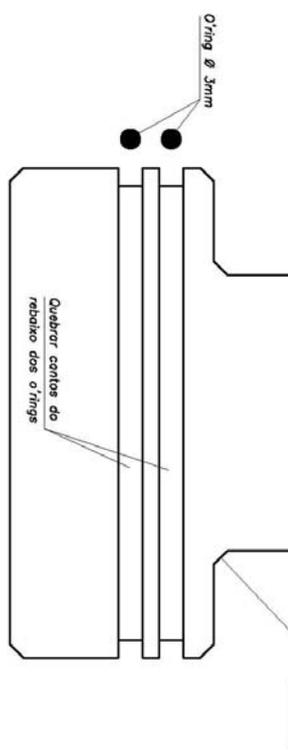
Vista Inferior  
Esc: 1/1



Corte AA  
Esc: 1,25/1



Vista Lateral  
Esc: 1,25/1



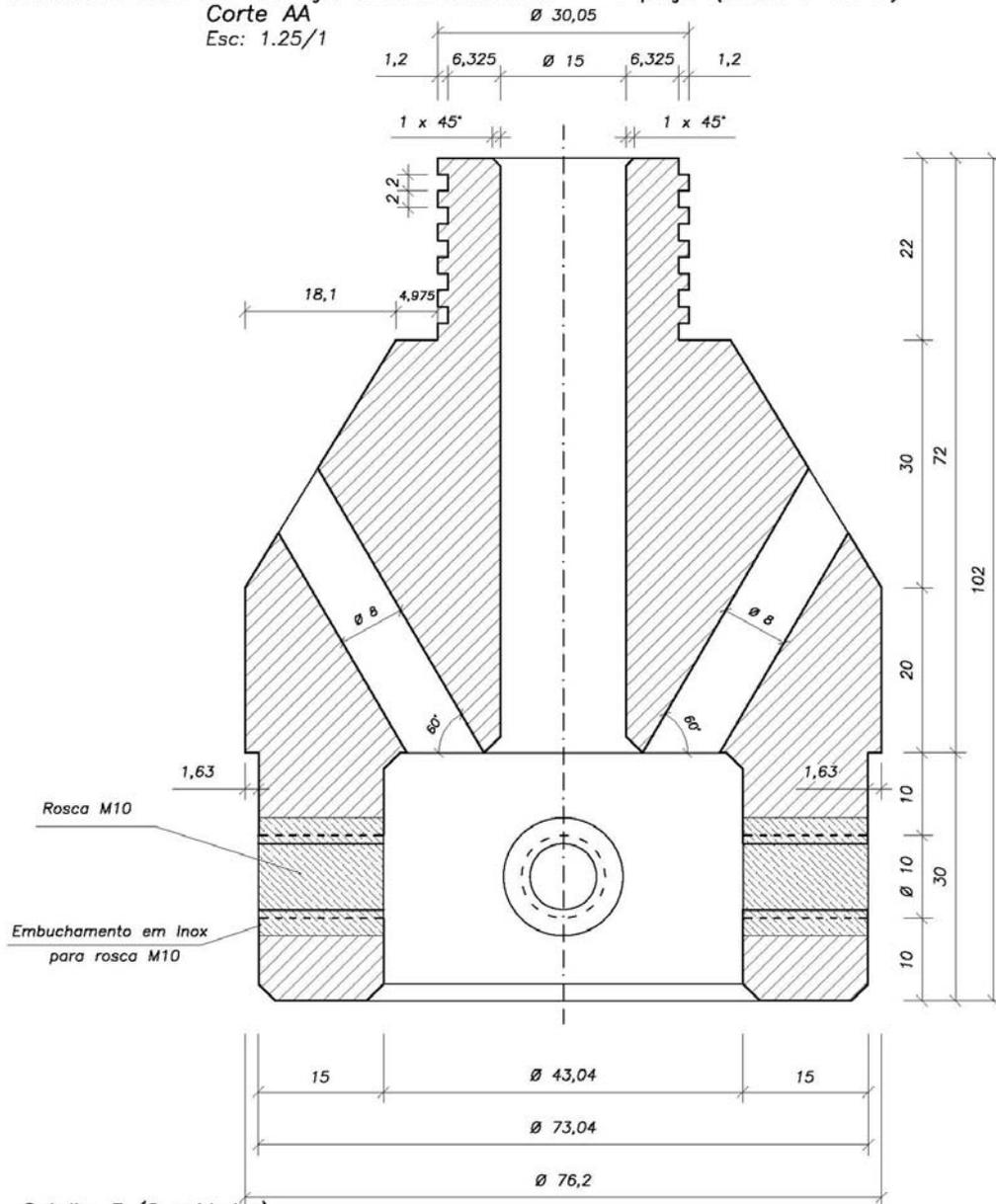
Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Quando não indicadas, chanfros são 2 x 45°

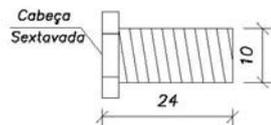
01

DETALHAMENTO DA CABEÇA DE AMOSTRAGEM – 1 peça (folha 1 de 2)

Corte AA  
Esc: 1.25/1



**Detalhe 3 (6 unidades)**  
Parafuso milimétrico Ø10mm  
para fixar tubo amostrador  
Vista lateral  
Esc: 2/1



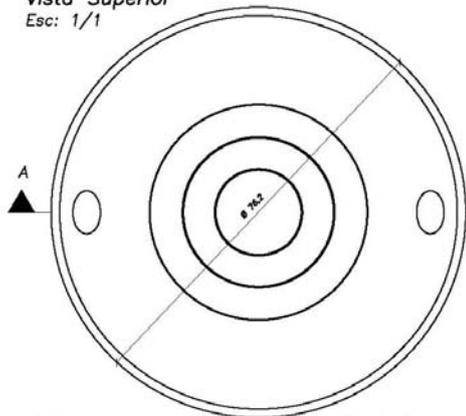
Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Quando não indicados, chanfros são 2 x 45°
4. Os filetes das roscas quadradas devem ser chanfrados

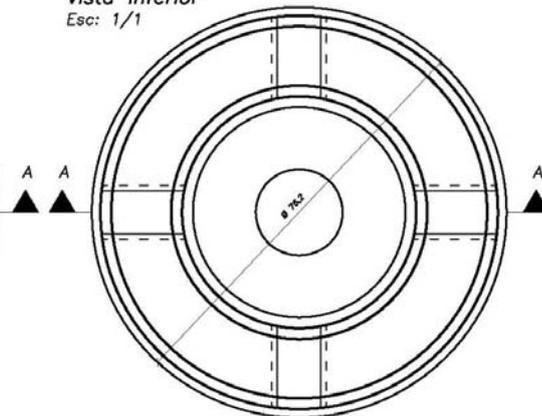
02

## DETALHAMENTO DA CABEÇA DE AMOSTRAGEM (folha 2 de 2)

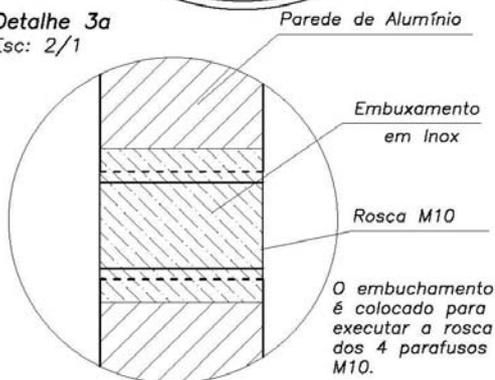
Vista Superior  
Esc: 1/1



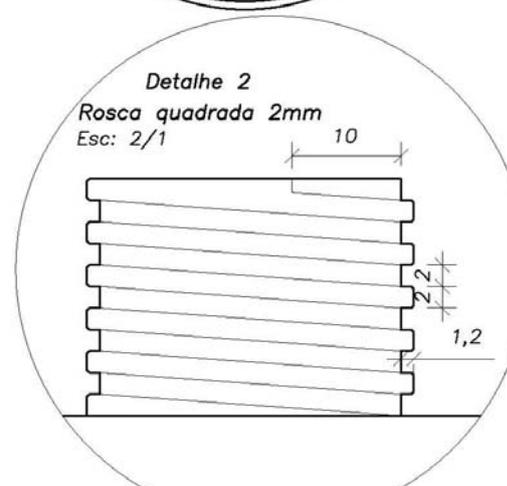
Vista Inferior  
Esc: 1/1



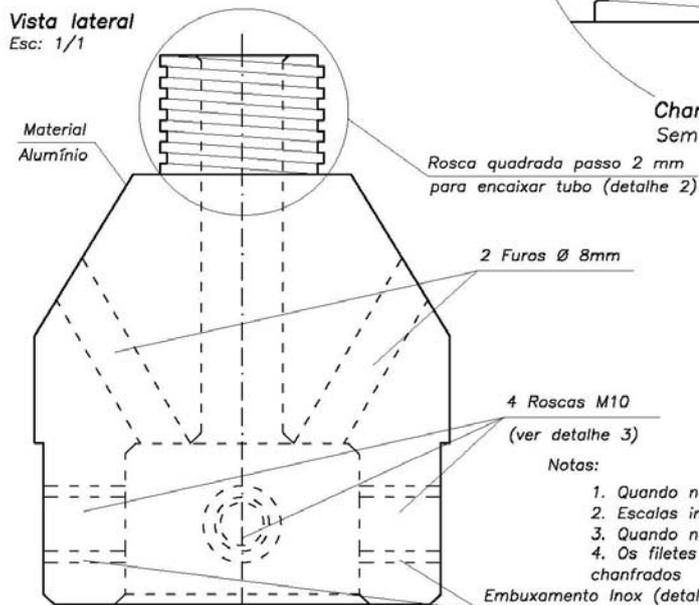
Detalhe 3a  
Esc: 2/1



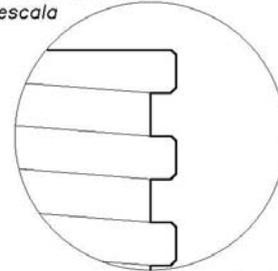
Detalhe 2  
Rosca quadrada 2mm  
Esc: 2/1



Vista lateral  
Esc: 1/1



Chanfros dos filetes  
Sem escala



03

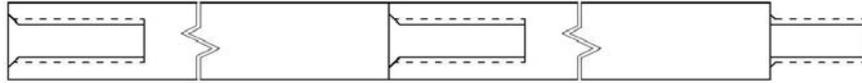
Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Quando não indicados, chanfros são 2 x 45°
4. Os filetes das reças quadradas devem ser chanfrados

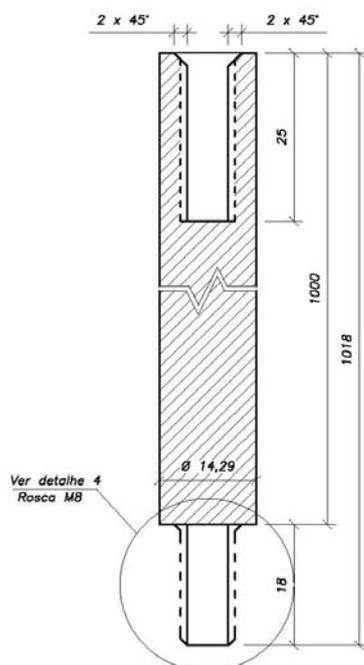
DETALHAMENTO DAS HASTES DO PISTÃO (folha 1 de 1)

Materail para usinagem tubos de Aço

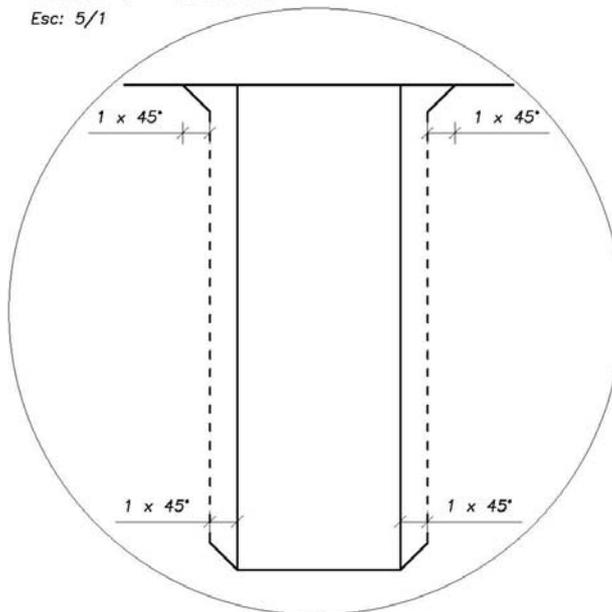
Vista Geral  
Esc: 1/1



Hastes de 1 metro (11 barras)  
Esc: 1.25/1  
Barra Ø 14,29mm trefiladas



Detalhe 4 – rosca M8  
Esc: 5/1



04

Notas:

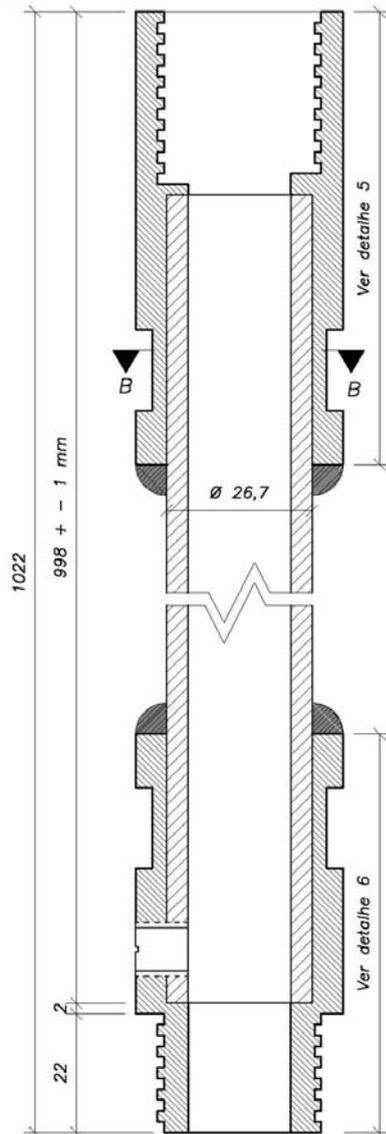
1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Observar folga para zincagem galvânica
4. Quando não indicados, chanfros são 2 x 45°

## DETALHAMENTO DAS HASTE PARA CRAVAÇÃO (folha 1 de 3)

Materail para usinagem: Aço

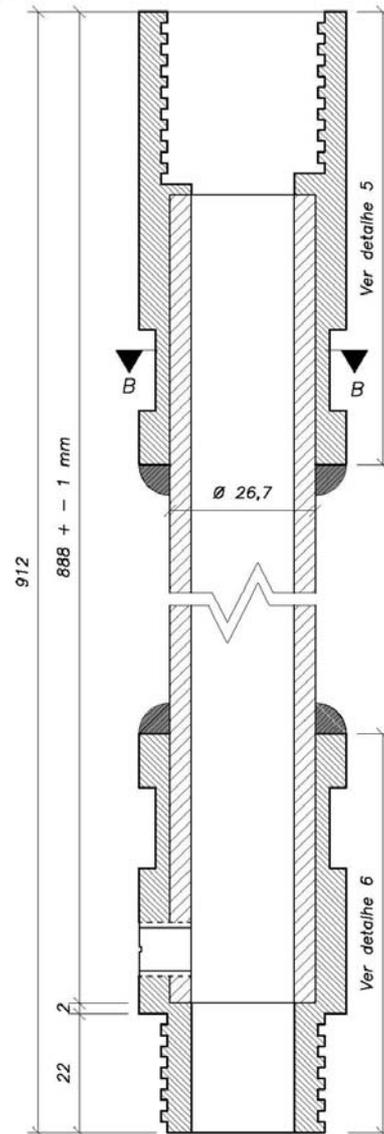
Tubo 1 (8 peças)

Esc: 1/1



Tubo 2 (2 peças)

Esc: 1/1



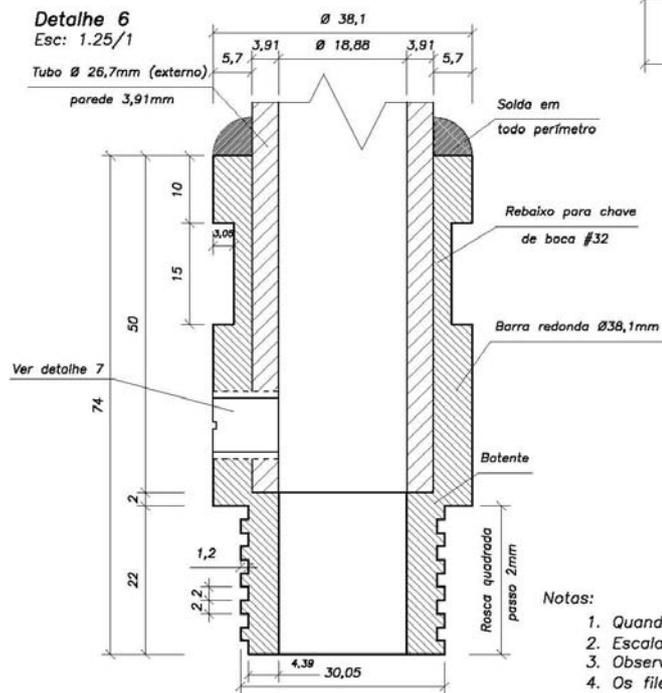
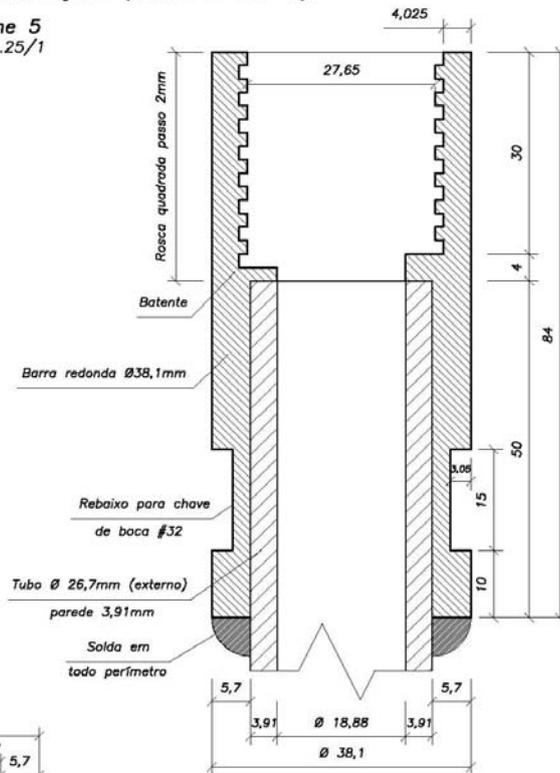
05

Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Observar folga para zincagem galvânica
4. Os filetes das roscas quadradas devem ser chanfrados
5. Quando não indicados, chanfros são 2 x 45°

## DETALHAMENTO DAS HASTE PARA CRAVAÇÃO (folha 2 de 3)

Detalhe 5  
Esc: 1.25/1

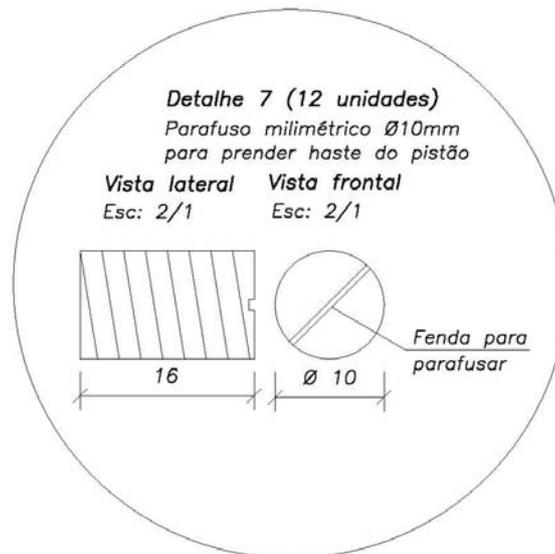


## Notas:

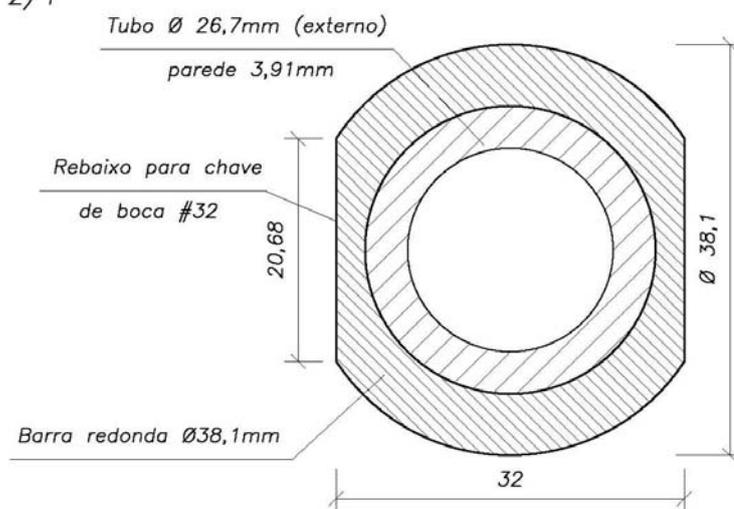
1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Observar folga para zincagem galvânica
4. Os filetes das roscas quadradas devem ser chanfrados
5. Quando não indicados, chanfros são 2 x 45°

06

DETALHAMENTO DAS HASTES PARA CRAVAÇÃO (folha 3 de 3)



**Corte BB**  
 Esc: 2/1

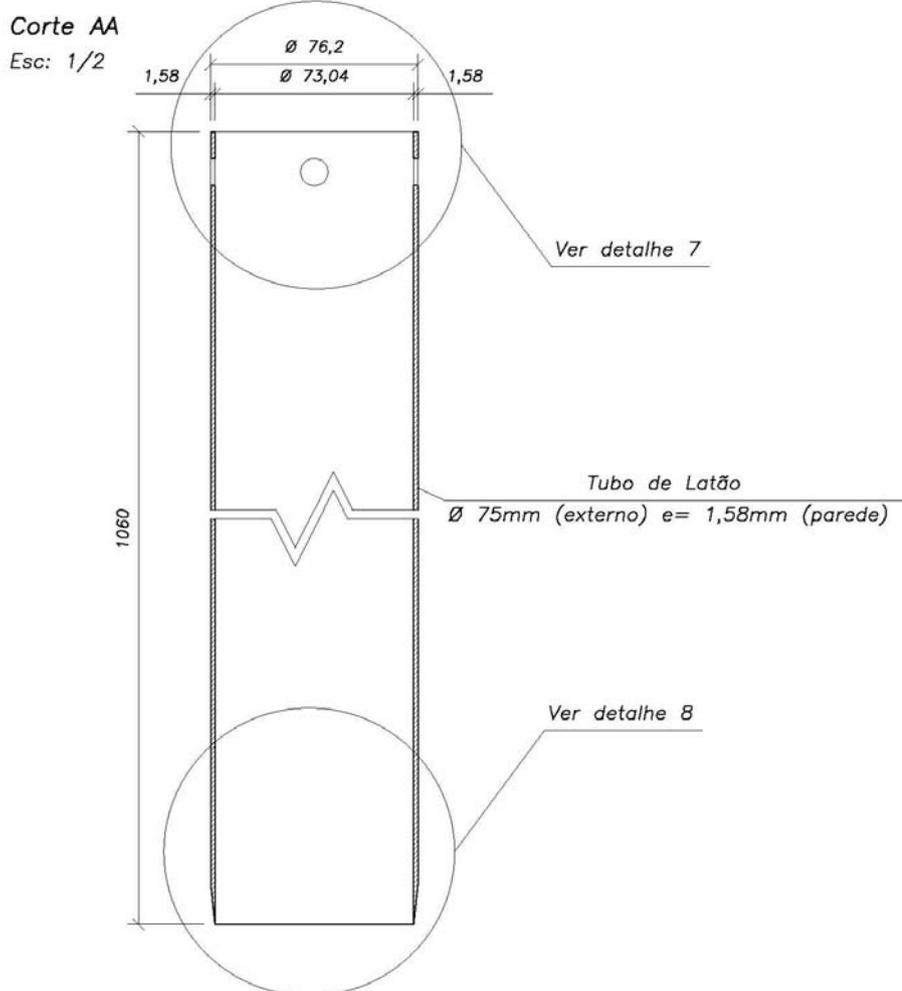


07

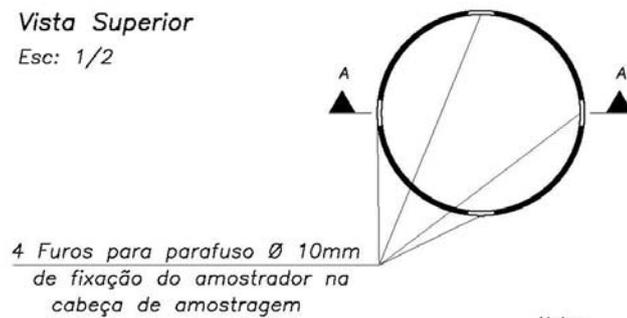
Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas
3. Observar folga para zincagem galvânica

DETALHAMENTO DO TUBO AMOSTRADOR – 6 Peças (folha 1 de 2)



Vista Superior  
Esc: 1/2



Notas:

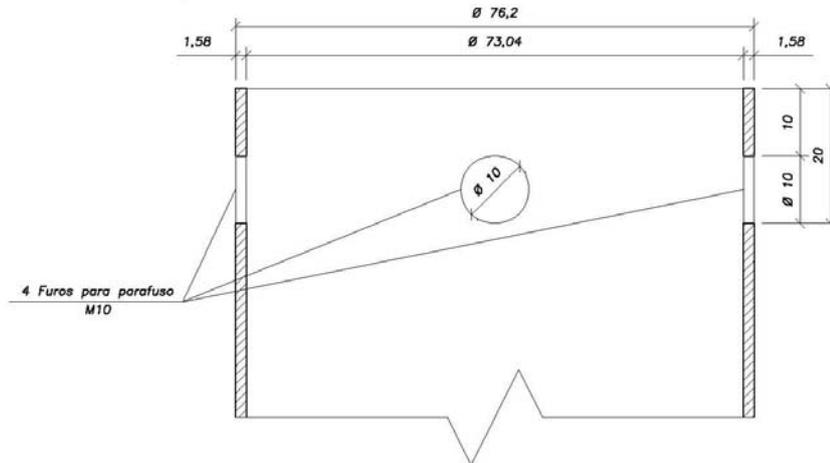
1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas

08

DETALHAMENTO DO TUBO AMOSTRADOR (folha 2 de 2)

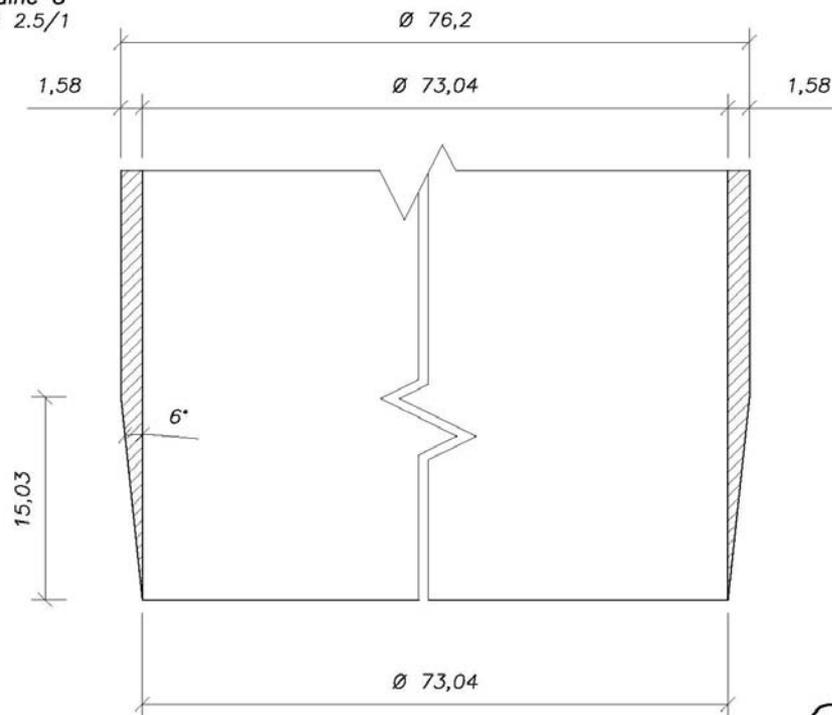
Detalhe 7

Esc: 1.25/1



Detalhe 8

Esc: 2.5/1



Notas:

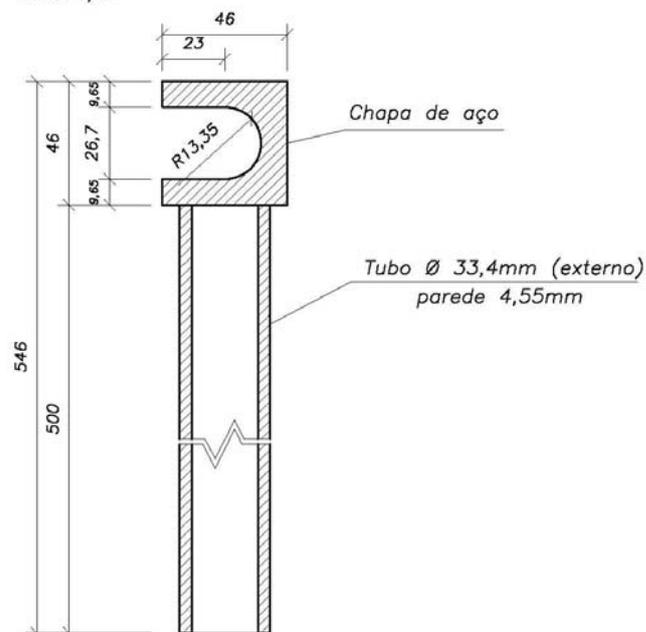
1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas

09

## DETALHAMENTO DA CHAVE (folha 1 de 1)

Chave para suporte – 2 peças

Esc: 1/2



Notas:

1. Quando não indicadas, medidas em mm
2. Escalas indicadas

10