



PESQUISA

**CARACTERIZAÇÃO PRELIMINAR DE DEPÓSITOS DE ARGILAS
SEDIMENTARES MOLES NA REGIÃO METROPOLITANA DE PORTO
ALEGRE E ESTUDO PRELIMINAR DE MELHORIAS DESSES SOLOS
POR MEIO DA ADIÇÃO DE CAL**

RELATÓRIO FINAL

Eng° Civil Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London, U.K.

Eng° Civil Orientador: Washington Peres Núñez
Dr. em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Eng° Civil Leonardo Andres Schmitt
Mestrando em Engenharia Civil

Dezembro de 2009

SUMÁRIO

1) INTRODUÇÃO.....	2
2) OBJETIVOS	3
2.1) Objetivos gerais.....	3
3) JUSTIFICATIVA.....	4
4) ATIVIDADES DESENVOLVIDAS.....	5
4.1) Revisão bibliográfica.....	5
4.1.1) Solos Moles.....	5
4.1.2) Amostradores Para Retirada de Solos Moles.....	7
4.2) Análise de fotos aéreas.....	9
4.3) Locação dos furos de sondagem do tipo SPT.....	12
4.4) Acompanhamento da execução das sondagens.....	13
4.5) Coletas de amostras deformadas para descrição tátil-visual.....	14
4.6) Estabelecer perfis preliminares longitudinais do subsolo.....	16
4.7) Análise dos resultados de sondagem do tipo SPT.....	23
4.8) Retirada de Amostras Indeformadas.....	23
4.9) Ensaio de Laboratório.....	31
4.9.1) Ensaio de Caracterização.....	31
4.9.1.1) Análise granulométrica.....	31
4.9.1.2) Limites de Atterberg.....	33
4.9.1.3) Peso específico real dos grãos.....	35
4.9.2) Ensaio de Adensamento.....	36
4.9.3) Ensaio Triaxial.....	43
5) CONCLUSÕES.....	48
6) REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50

1- INTRODUÇÃO

Obra: Duplicação da BR-116 – ELDORADO DO SUL/GUAÍBA

Instituição Responsável pelo Estudo: UFRGS

O estudo do subsolo de uma obra deste porte é de suma importância, visto que permite uma definição da estratigrafia do terreno e uma estimativa realista das propriedades dos materiais envolvidos necessárias no dimensionamento de pavimentos. Devido à certeza da ocorrência de solos argilosos de baixa consistência na Região Metropolitana de Porto Alegre, os estudos referentes à caracterização e compressibilidade destes materiais são essenciais para obtenção dos parâmetros necessários a um projeto confiável e econômico.

O terreno em estudo está localizado ao longo da faixa de domínio da BR-116, na Região Metropolitana de Porto Alegre, entre os municípios de Eldorado do Sul e Guaíba, compreendendo um trecho de aproximadamente 8,2 Km.

As sondagens do tipo SPT fornecem dados necessários para a determinação dos perfis longitudinais do subsolo. Através das sondagens determina-se o tipo de material e a sua resistência a uma determinada profundidade. A determinação dos pontos para realização das sondagens foi feita através da análise de fotos aéreas da região em estudo.

A retirada de amostras indeformadas de boa qualidade é uma das principais dificuldades encontradas para obtenção do material ensaiado em laboratório. Segundo informações da literatura, os amostradores que permitem a obtenção das melhores amostras indeformadas são: Laval, Sherbrooke e Japonês. Nesta pesquisa será utilizado o amostrador Japonês com algumas alterações, realizadas na tese de mestrado de Bertuol (2009), que diminuem a possibilidade de amolgamento das amostras.

Os ensaios de laboratório estimam o comportamento dos materiais argilosos. Neste projeto serão abordados ensaios que determinam a caracterização geotécnica e o comportamento esperado de deformabilidade e velocidade de adensamento dos

solos, além dos efeitos da adição de cal na plasticidade, compressibilidade e resistência deste material.

2- OBJETIVOS

2.1 – Objetivos gerais

Estudar materiais sedimentares argilosos moles presentes em regiões vizinhas a traçados de rodovias, na Região Metropolitana de Porto Alegre, RS.

Os solos que serão investigados e amostrados em campos são solos compressíveis que podem, sob carregamento do aterro da futura ampliação, sofrerem grandes recalques, levando o pavimento da ampliação a sofrer deformações acentuadas que poderão vir a comprometê-lo seriamente.

Os principais objetivos a serem atingidos na execução do projeto são:

- a) realizar a análise de dados disponíveis e revisão bibliográfica de temas abordados no projeto;
- b) estudar o padrão de deposição das áreas, a partir da análise de fotos aéreas e imagens de satélite, realizar inspeção em campo e estabelecer um programa de investigação preliminar de locação de sondagens exploratórias tipo SPT;
- c) analisar os resultados das sondagens em termos de tipo de materiais presentes, caracterização geotécnica (umidades, limites de plasticidade, descrição tátil-visual), comportamento médio esperado (deformabilidade e velocidades de adensamento);
- d) estabelecer perfis longitudinais preliminares de subsolos com as profundidades típicas dos pacotes sedimentares de areias e argilas;
- e) obter amostras deformadas de diversas posições consideradas representativas do subsolo da região e realizar ensaios de caracterização de comportamento;

- f) obter amostras indeformadas e realizar ensaios de adensamento nos materiais argilosos amostrados e estabelecer os parâmetros básicos de análise de comportamento das futuras obras de engenharia geotécnica;
- g) reavaliar os perfis básicos do subsolo e definir locais adicionais de sondagens e coleta de amostras para estudos complementares a realizar-se futuramente.
- h) avaliar os efeitos da adição de cal na redução da plasticidade, na melhoria na trabalhabilidade, na redução da compressibilidade e no aumento da resistência dos solos moles em questão.

3 – JUSTIFICATIVA

Tendo em vista a presença de solos sedimentares de baixa consistência em áreas próximas ao traçado de rodovias na Região Metropolitana de Porto Alegre, há necessidade de caracterizar geotecnicamente esses depósitos de materiais flúvio-lacustres, principalmente junto ao lago do Guaíba (conhecido como rio Guaíba). O delta formado por 5 rios sofreu a influência de várias oscilações do nível marinho no passado geológico recente (o estuário tem seu nível de água atual em torno de 1,0-2,0m (cota absoluta). Geralmente, este tipo de ambiente tende a depositar de forma alternada materiais argilosos de consistência muito mole a média com areias de diferentes densidades. Este tipo de pacote sedimentar, presente em muitas áreas sedimentares brasileiras, se não for tratado adequadamente com obras geotécnicas antes da colocação dos aterros, pode vir a causar grandes recalques totais e diferenciais, podendo comprometer seriamente o pavimento construído sobre o aterro.

Tendo em vista os problemas que podem advir dos recalques das camadas argilosas presentes no subsolo da região, é imprescindível que sejam investigadas a presença de camadas argilosas compressíveis, sua espessura e extensão e suas características geotécnicas. Com isto será possível estimar recalques e tempos de adensamento,

prever possíveis remoções de materiais moles ou buscar alternativas para sua melhoria ou controle do comportamento.

O estudo permitirá estabelecer a magnitude dos problemas que poderão ocorrer durante obras de pavimentação na Região, indicando a provável extensão dos materiais e determinando a magnitude dos recalques esperados e do tempo para sua estabilização.

Igualmente, considerando-se a experiência universal na melhoria do comportamento de solos argilosos, inclusive argilas moles, através da adição de cal, entende-se oportuno à realização de um estudo preliminar sobre os efeitos da adição de cal na redução da plasticidade, na melhoria da trabalhabilidade, na redução da compressibilidade e no aumento da resistência dos solos em foco.

4 – ATIVIDADES DESENVOLVIDAS

4.1 – Revisão bibliográfica

Revisão de bibliografia e análise de dados disponíveis: a primeira etapa do projeto foi destinada à leitura, compreensão e organização dos dados e conteúdos abordados.

4.1.1 – Solos Moles

A definição dada por Terzaghi (1967) é que solo mole é aquele que apresenta uma resistência não-drenada inferior a 50 kPa. Hallal (2003) relata que complementando a definição de Terzaghi (1967), Hight et al. (1987) afirmam que este tipo de solo também deve se apresentar como normalmente adensado ou levemente pré-adensado, excetuando-se a camada superficial, apresentando tensões totais verticais inferiores a 100-150 kPa. Segundo o autor, mais tarde, Amaryan (1993) classifica como solos moles alguns solos orgânicos e os organominerais com litificação pobre,

característicos de formação em meios aquosos ou úmidos, com processos de decomposição microbiológicos e bioquímicos de matéria orgânica, limitando ainda a resistência não-drenada destes solos a 100 kPa.

Este tipo de material é conhecido pela baixa resistência e alta compressibilidade. Há predominância de partículas siltosas ou argilosas, e a sua formação geológica é recente. Geralmente se encontram em estado normalmente adensado ou ligeiramente pré-adensado, com algumas exceções, principalmente nas partes superficiais, devido à oscilação do lençol freático ou à sobrecarga provocada pela existência de aterros ou de camadas sobrejacentes.

Segundo Oliveira (2002), os materiais argilosos provenientes de sedimentos de diferentes procedências, dão origem a solos do tipo Glei. Estes solos ocorrem em áreas mal-drenadas, onde o lençol freático fica próximo à superfície na maior parte do ano, áreas sujeitas a enchentes periódicas decorrentes dos cursos de água ou pelo avanço das marés. Distribuem-se em várzeas, em planícies fluviais e fluviolacustres e também em planícies marinhas, fluviomarinhas e fluviolacustre marinhas, próximas à orla marítima.

Klamt et al (1985) comentam que em geral, os solos Glei estão associados a Planossolos e, nestas associações, os solos Glei ocupam as microdepressões ou as partes mais baixas da paisagem, enquanto que os Planossolos ocorrem nas pequenas elevações cujo desnível alcança, no máximo, 1,5 metros. Segundo o autor os solos Glei são solos hidromórficos pouco evoluídos. Apresentam superficialmente elevados teores de matéria orgânica e características morfológicas no perfil, típicas de condições redutoras (cores cinzentas), proporcionadas pela influência do lençol freático próximo ou mesmo aflorante a superfície. A Figura 1 mostra a ocorrência destes materiais no estado do Rio Grande do Sul.

- 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.

A figura 2 demonstra que os amostradores Sherbrooke, Japonês e Laval são os que apresentam amostras de melhor qualidade. Contudo, TANAKA et al. (1996), 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. Os autores 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.

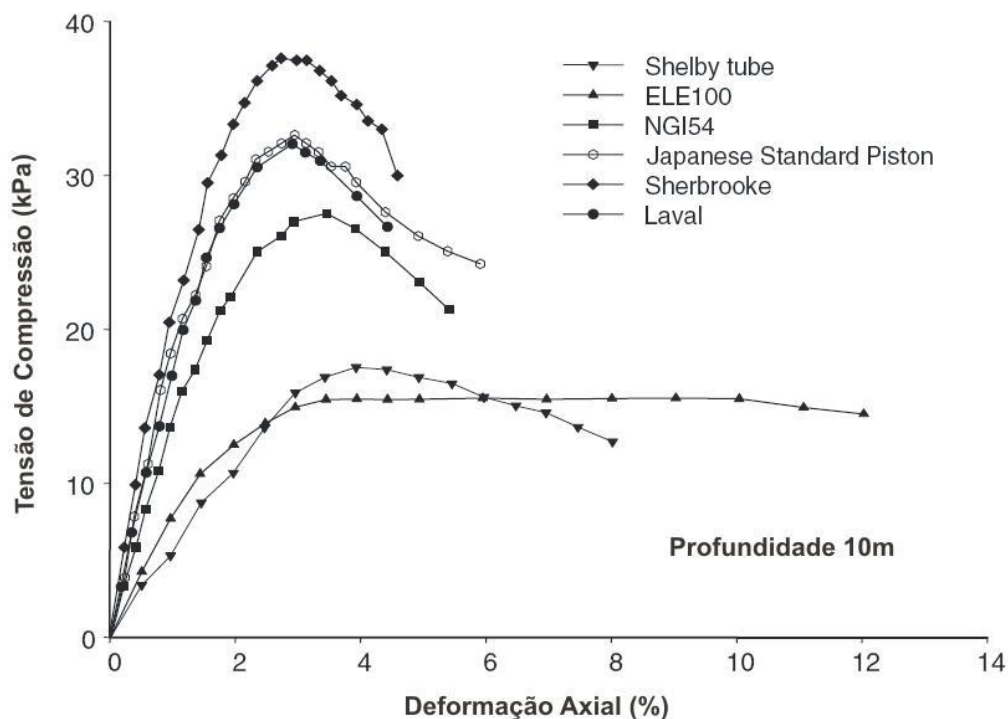


Figura 2: Ensaios de compressão simples no depósito de Ariake – adaptado de HIGHT e LEROUÉIL 2002 - (Bertuol, 2009).

Em síntese, HIGHT e LEROUÉIL (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.

4.2 – Análise de fotos aéreas

Análise de fotos aéreas e inspeção de campo – possível determinação de unidades geomorfológicas: foi realizada inspeção em campo e análise das fotos aéreas para que fosse conhecida a área de estudo. As fotos a seguir mostram algumas imagens aéreas analisadas.



Figura 3 – Imagem aérea próxima à cidade de Guaíba.



Figura 4 – Imagem aérea em torno do canal Celupa.



Figura 5 – Imagem aérea em torno do arroio do Conde.



Figura 6 – Imagem aérea próxima à saída da BR-290.

4.3 – Locação dos furos de sondagem do tipo SPT

Planejamento e locação de furos de sondagens preliminares tipo SPT: Através da análise das fotos aéreas e imagem de satélite foi estabelecido o programa de investigação preliminar com o planejamento de 5 ensaios do tipo SPT. A locação dos furos de sondagem foi determinada em campo, aproximando ao máximo os pontos do planejamento pelas fotos aéreas. A figura 7 nos mostra o planejamento dos furos de sondagens. O furo 1 está localizado no Km 293+360, o furo 2 no Km 292+940, o furo 3 no Km 292+650, o furo 4 no Km 292+340 e o furo 5 no Km 292, todos na margem direita da rodovia BR – 116, sentido Guaíba – Porto Alegre.

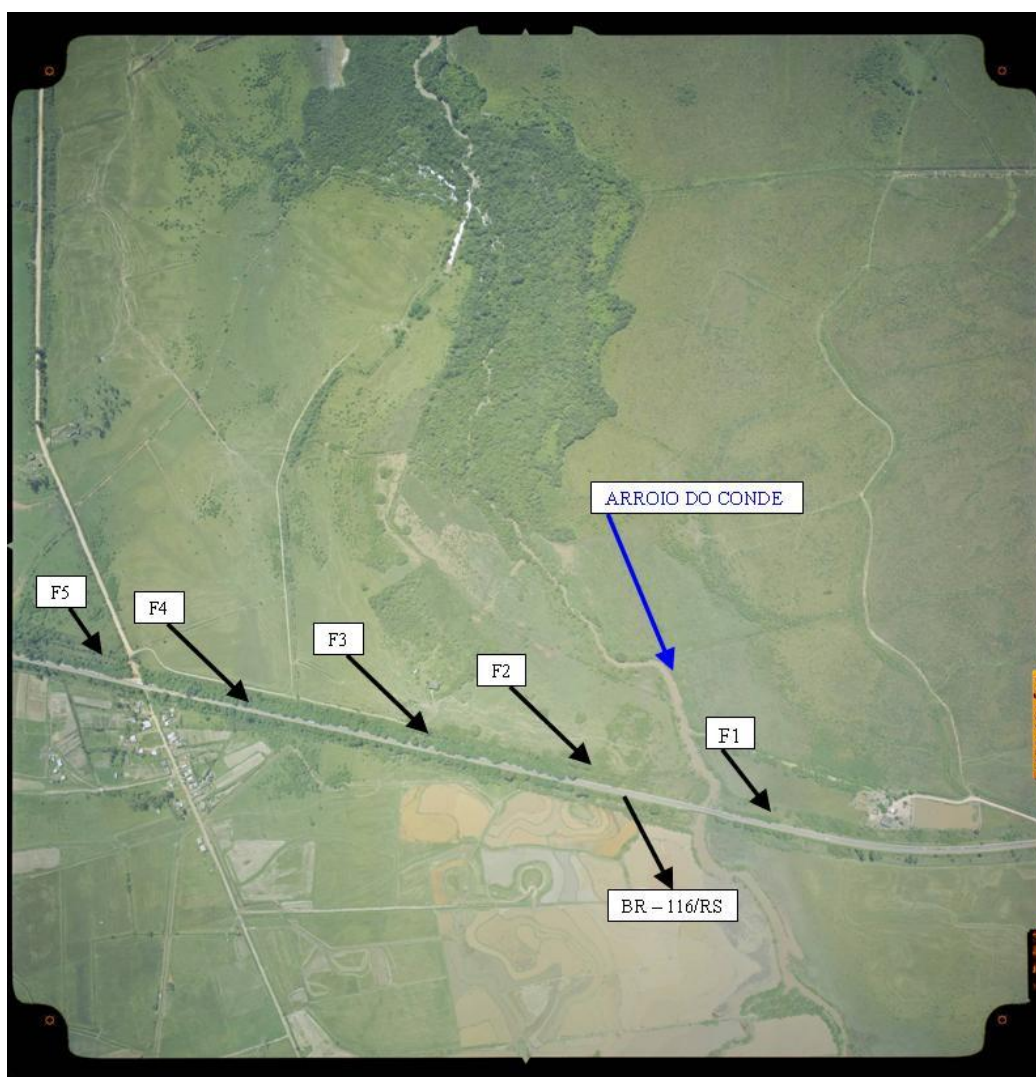


Figura 7 – Planejamento dos 5 furos de sondagens.

4.4 – Acompanhamento da execução das sondagens

O acompanhamento da execução dos 5 furos de sondagens foi realizado no período de 07/04/2009 a 22/04/2009, onde foram perfurados 93,15 metros. A empresa executora dos furos de sondagens foi a GEOPROSPEC, onde trabalharam no local 2 equipes de sondagem com 3 pessoas em cada equipe. As figuras 8 e 9 mostram a execução dos furos 1 e 5 respectivamente.



Figura 8 – Execução do furo 1.



Figura 9 – Execução do furo 5.

4.5 – Coleta de amostras deformadas para descrição tátil-visual

As amostras coletadas no amostrador e eventualmente na bica de lavagem quando não havia recuperação de amostra no amostrador, foram devidamente armazenadas em sacos plásticos e identificadas conforme a norma, sendo informado o número do furo a data da retirada da amostra, o número de golpes (NSPT) da amostra e a profundidade na qual foi obtida para serem posteriormente conduzidas e armazenadas no Laboratório.

As figuras 10 e 11 mostram materiais coletados nos furos de sondagem.



Figura 10 – Argila encontrada no furo 1 de 1,00 a 1,45 metros.



Figura 11 – Areia encontrada no furo 3 de 7,00 a 7,45 metros.

4.6 – Estabelecer perfis preliminares longitudinais do subsolo

Através dos resultados obtidos e das amostras coletadas na execução dos 5 pontos de sondagens foram determinados os perfis preliminares longitudinais do subsolo com as profundidades típicas do pacote sedimentar da areias e argilas.

A execução do furo 1 foi realizada no período de 16/04/2009 a 22/04/2009, onde foram perfurados 17,35 metros. O furo 1 está localizado no Km 293+360, na direita do sentido Guaíba-Porto Alegre, da BR-116. Neste furo de sondagem ocorreu a predominância de uma areia média de cor amarela e cinza de medianamente a muito compacta. Foram encontradas camadas de argila entre as camadas de areia. Até os 3,60 metros foi encontrada uma camada de argila de consistência mole à média. Foram encontradas camadas de argila arenosa dura entre 11,50 e 13,90 metros e próximo aos 16,00 metros de profundidade. O nível da água após 24 horas foi medido e anotado como 2,48 metros de profundidade.

A execução do furo 2 foi realizada no período de 11/04/2009 a 15/04/2009, onde foram perfurados 19,45 metros. O furo 2 está localizado no Km 292+940, na direita do sentido Guaíba-Porto Alegre, da BR-116. Neste furo de sondagem ocorreu a predominância de uma areia média de cor cinza de medianamente compacta a compacta. Foram encontradas camadas de argila entre as camadas de areia. Até os 5,15 metros foi encontrada uma camada de argila arenosa de consistência média. Foi encontrada outra camada de argila arenosa de consistência rija a partir dos 16,80 metros. O nível da água após 24 horas foi medido e anotado como 2,24 metros de profundidade.


A execução do furo 3 foi realizada no período de 09/04/2009 a 11/04/2009, onde foram perfurados 19,45 metros. O furo 3 está localizado no Km 292+650, na direita do sentido Guaíba-Porto Alegre, da BR-116. Neste furo de sondagem ocorreu a predominância de uma areia fina e média de cor cinza de compacta a muito compacta. Foram encontradas camadas de argila entre as camadas de areia. Até os 6,80 metros foi encontrada uma camada de argila pouco arenosa de consistência média a rija. Foi encontrada outra camada de argila pouco arenosa de consistência


rija entre 17,50 e 18,75 metros. O nível da água após 24 horas foi medido e anotado como 1,86 metros de profundidade.


A execução do furo 4 foi realizada no período de 07/04/2009 a 08/04/2009, onde foram perfurados 17,45 metros. O furo 4 está localizado no Km 292+340, na direita do sentido Guaíba-Porto Alegre, da BR-116. Neste furo de sondagem ocorreu a predominância de uma areia fina e média de cor cinza de compactidade média a muito compacta. Foram encontradas camadas de argila entre as camadas de areia. Até os 4,80 metros foi encontrada uma camada de argila pouco arenosa de consistência média. Foi encontrada outra camada de argila pouco arenosa de consistência rija à dura entre 14,90 e 17,40 metros. O nível da água após 24 horas foi medido e anotado como 1,54 metros de profundidade.


A execução do furo 5 foi realizada no período de 07/04/2009 a 11/04/2009, onde foram perfurados 19,45 metros. O furo 5 está localizado no Km 292, na direita do sentido Guaíba-Porto Alegre, da BR-116. Neste furo de sondagem ocorreu a predominância de uma areia média de cor amarela de compactidade média a compacta. Foi encontrada uma camada de argila arenosa de consistência média à rija até os 5,25 metros. O nível da água após 24 horas foi medido e anotado como 1,47 metros de profundidade.


A seguir serão apresentados os 5 relatórios de sondagens elaborados pela empresa GEOPROSPEC.

 GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais		RESULTADO DE SONDAGEM					
		OBRA: BR-116 Duplicação LOCALIZAÇÃO: BR-116 Km 293 Guaíba - RS CONTRATANTE: CONCEPA Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A.					
PERFIL DE SONDAGEM Nº SP01		COTA (m):			DATA INÍCIO: 16/04/09 TÉRMINO: 16/04/09		
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY			PESO = 65 Kg		AMOST. Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVEST. Ø INT. 3"
1º e 2º _____ 2º e 3º -----						Classificação do Material (sondagem a percussão)	
1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	50	
							1
4	3						2
3	3						3
6	5						4
20	25						5
20	29						6
13	17						7
15	19						8
14	13						9
15	21						10
19	27						11
16	21						12
25	33						13
21	29						14
21	27						15
27	28						16
36	20/5						17
43	15/5						18
							19
							20
SONDADOR: SÉRGIO DOS SANTOS		PROF. (m)	N.A	COTA RN		PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA
RESPONSÁVEL: GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO		NA(m)	INICIAL: Não Detectado FINAL (24h): 2,48 m			Coordenadas:	
					OBSERVAÇÕES:		

 GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais				RESULTADO DE SONDAGEM OBRA: BR-116 Duplicação LOCALIZAÇÃO: BR-116 Km 293 - Eldorado do Sul - RS CONTRATANTE: CONCEPA Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A.						
PERFIL DE SONDAGEM Nº SP02				COTA (m):			DATA INÍCIO: 11/04/09 TÉRMINO: 11/04/09			
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY			PESO = 65 Kg ALT. DE QUEDA=75 cm		AMOST. Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVEST. Ø INT. 3"	
1º e 2º _____ 2º e 3º -----				PROF. (m)	NÍVEL D'ÁGUA	COTA EM REL. RN	Class. Geológica	PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA (m)	Classificação do Material (sondagem a percussão)
1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20							
6	8									
6	7									
7	8									
6	6									
7	9								5,15	Argila arenosa, de consistência média, de cor cinza parda e amarela.
8	12								6,15	Areia média, medianamente compacta, de cor amarela.
9	14									
14	17									
19	21									
20	21									
12	46									
15	17								12,00	Areia média, compacta, de cor cinza.
15	17								13,20	Areia fina e média pouco argilosa, medianamente compacta, de cor parda.
15	19									
13	23								15,00	Areia de granulometria variada, compacta de cor amarela.
16	27									
17	36								16,80	Areia média, compacta, de cor cinza.
13	15									
7	11									
9	13								20,00	Argila arenosa, de consistência rija, de cor cinza escuro.
SONDADOR: SÉRGIO DOS SANTOS				PROF. (m)	N.A.	COTA RN		PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA	Classificação do Material
RESPONSÁVEL: GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO				NA(m) INICIAL: Não Detectado FINAL (24h): 2,24 m			Coordenadas:		OBSERVAÇÕES:	

 GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais				RESULTADO DE SONDAGEM OBRA: BR-116 Duplicação LOCALIZAÇÃO: BR-116 entre km 292 e 293 - Eldorado do Sul - RS CONTRATANTE: CONCEPA Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A.			
PERFIL DE SONDAGEM Nº SP03				COTA (m):		DATA INÍCIO: 09/04/09 TÉRMINO: 11/04/09	
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR				<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY		PESO = 65 Kg ALT. DE QUEDA=75 cm	
1º e 2º _____ 2º e 3º -----				<input type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY		AMOST. Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVEST. Ø INT. 3"	
1ª e 2ª 2ª e 3ª 10 20 30 40 50				PROF. (m) NÍVEL D'ÁGUA COTA EM REL. RN Class. Geológica PERFIL LITOLÓGICO		Classificação do Material (sondagem a percussão)	
8 7 6 6 5 6 6 7 9 11 10 13 12 15 16 31 28 34 36 26 41 38 51 - 23 29 24 27 34 37 46 - 22 30 27 21 14 17 28 39				1,86 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20		0,50 2,60 6,80 9,40 13,10 17,50 19,65 20,00	
SONDADOR: SÉRGIO DOS SANTOS				PROF. (m) N.A. COTA RN		PROF. CAMADA Classificação do Material	
RESPONSÁVEL: GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO				NA(m) INICIAL: 1,89 m FINAL (24h): 1,86 m		Coordenadas: OBSERVAÇÕES:	

 GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais		RESULTADO DE SONDAGEM OBRA: BR-116 Duplicação LOCALIZAÇÃO: BR-116 Km 292 - Eldorado do Sul - RS CONTRATANTE: CONCEPA Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A.						
PERFIL DE SONDAGEM Nº SP04		COTA (m):			DATA INÍCIO: 07/04/09 TÉRMINO: 08/04/09			
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY			PESO = 65 Kg ALT. DE QUEDA=75 cm		AMOST. Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVEST. Ø INT. 3"	
1º e 2º _____ 2º e 3º -----		PROF. (m) 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20	NÍVEL D'ÁGUA 1,54	COTA EM REL. RN	Class. Geológica	PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA (m) 0,90 2,40 6,35 6,90 8,75 11,70 14,90 17,40 17,50	Classificação do Material (sondagem a percussão)
1ª e 2ª	2ª e 3ª							
6	6							Aterro de argila siltosa pouco arenosa, de consistência média, de cor cinza.
5	6							Argila pouco arenosa, de consistência média, de cor cinza.
6	7							Argila pouco arenosa, de consistência rija, de cor cinza amarronada.
7	9							
8	8							
15	13							Areia fina e média, medianamente compacta, pouco argilosa de cor cinza.
11	13							Areia fina e média, compacta, de cor cinza.
22	27							
22	17							Areia fina, compacta, de cor cinza.
38	37							
32	—							Areia fina e média, compacta, de cor cinza.
34	37							
22	30							Argila pouco arenosa, de consistência rija, de cor cinza.
27/13	—							
—	—							Areia fina, compacta, de cor cinza.
12	13							
11	12							Impenetrável ao SPT, de acordo com os critérios de paralização do item 6.4 da Norma ABNT NBR 6484.
22	35							
—	—							
SONDADOR: SÉRGIO DOS SANTOS		PROF. (m) N.A.	COTA RN	PERFIL LITOLÓGICO		PROF. CAMADA	Classificação do Material	
RESPONSÁVEL: GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO		NA(m) INICIAL: 1,53 m FINAL (24h): 1,54 m		Coordenadas:		OBSERVAÇÕES:		

 GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais		RESULTADO DE SONDAGEM												
OBRA: BR-116 Duplicação LOCALIZAÇÃO: BR-116 Km 292 - Eldorado do Sul - RS CONTRATANTE: CONCEPA Concessionária da Rodovia Osório Porto Alegre S/A.														
PERFIL DE SONDAGEM Nº SP05		COTA (m):				DATA INÍCIO: 07/04/09 TÉRMINO: 11/04/09								
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		<input checked="" type="checkbox"/> AMOSTRA SPT <input type="checkbox"/> AMOSTRA SHELBY				PESO = 65 Kg ALT. DE QUEDA=75 cm								
1º e 2º _____ 2º e 3º -----						AMOST. Ø INT. 1 3/8" (34,8 mm) Ø EXT. 2" (50,8 mm) REVEST. Ø INT. 3"								
1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40	50	PROF. (m)	NÍVEL	D'ÁGUA	COTA EM REL. RN	Class. Geológica	PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA (m)	Classificação do Material (sondagem a percussão)
7	10						1	1,47					1,55	Aterro de argila arenosa, consistência média, de cor variada.
8	10						2							
10	12						3							
7	9						4							
8	8						5						5,25	
9	11						6							
12	16						7							
9	10						8							
10	14						9						9,10	
13	21						10							
12	46						11							
10	17						12							
16	23						13							
22	29						14							
21	32						15							
15	21						16							
21	30						17							
22	28						18							
22	29						19							
21	28						20						20,00	
SONDADOR: SÉRGIO DOS SANTOS							PROF. (m)	N.A		COTA RN		PERFIL LITOLÓGICO	PROF. CAMADA	Classificação do Material
RESPONSÁVEL: GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO		NA(m)				INICIAL: 1,82 m FINAL (24h): 1,47 m		Coordenadas:		OBSERVAÇÕES:				

4.7 – Análise dos resultados de sondagem do tipo SPT

Foi encontrada uma camada de argila, com espessura variando de 3,60 a 6,30 m a partir da cota inicial dos furos de sondagem até uma profundidade de 6,80 m. O ponto crítico, local onde foi encontrado o material de menor resistência foi no furo 1. Este furo de sondagem apresenta uma camada de argila arenosa com NSPT variando de 3 a 5 desde a cota da boca do furo até os 3,60 metros. A observação de um material de menor resistência foi o fator determinante na escolha deste local para retirada de amostras indeformadas.

4.8 – Retirada de amostras indeformadas

A execução da sondagem para retirada de amostras indeformadas inicia com a execução do pré-furo, realizado com trados manuais, até a profundidade desejada, neste caso 1m. Em cada etapa da escavação, o pré-furo deve ser preenchido com água até o nível do terreno. Podem ser utilizados tubos de PVC para o revestimento do pré-furo, evitando o desmoronamento de solo. Ao ser atingida a cota de amostragem, a limpeza do fundo do furo deve ser realizada com o trado de limpeza. Com o furo limpo deve-se posicionar o conjunto na cota desejada e o parafuso que segura a haste de controle do pistão deve ser solto, para que o pistão seja mantido estacionário na cota desejada. A haste de cravação deve ser forçada contínua e manualmente, sem percussão, na direção vertical e no sentido descendente, com um movimento rápido de velocidade constante sem girar o conjunto. Deve-se ter um controle rigoroso do comprimento de cravação, para que não ultrapasse o seu comprimento útil.

Após o término do processo de cravação, o conjunto deve ser deixado em repouso, aproximadamente 30 minutos. Em seguida, o tubo amostrador deve ser girado, duas voltas completas, 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. O último passo é o acondicionamento dos tubos amostradores,

colocados na uma caixa com fundo flutuante e revestida com material isolante térmico para serem transportados, na posição vertical, até o laboratório. A Figura 12 mostra em ordem alguns passos para retirada de amostras indeformadas.



Figura 12 – Execução da retirada de amostras indeformadas.

Devido à dificuldade da cravação neste local, foi retirado apenas um tubo amostrador com 50 cm de solo, cota de 1,00 a 1,50 m. Com trados manuais o furo foi aberto até a profundidade de 2 metros, onde ocorreu uma nova tentativa de cravação, novamente sem sucesso. Através da análise de sondagens antigas, um novo local foi determinado para retirada de amostras indeformadas. Este novo local se encontra a aproximadamente 200 metros do local antigo, como pode ser visto na figura 13. Neste local foram retirados 2 tubos amostradores com amostras indeformadas. O primeiro de 1,00 a 1,90 metros e o segundo de 2,10 a 2,70 m.

Um período de chuvas intensas, dificultou a retirada de amostras dentro de um cronograma pré-estabelecido, devido ao local de amostragem situar-se em uma região baixa, onde facilmente ocorrem inundações.



Figura 13 – Localização da retirada de amostras indeformadas.

4.8.1 – Amostrador Utilizado

A descrição do amostrador utilizado para retirada das amostras indeformadas será feita a partir de informações obtidas na dissertação de mestrado de Bertuol (2009), onde o amostrador foi projetado.

Este amostrador constituído de parede fina e pistão fixo é semelhante ao amostrador Japonês (porém com algumas modificações). Foram considerados outros fundamentos, como um ângulo suave no chanfro de corte e a verificação da constância das dimensões do tubo amostrador, citados no desenvolvimento do amostrador Laval. O tubo amostrador é de latão, sua espessura é de 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. Esta espessura o caracteriza como sendo um amostrador de parede fina, espessura da parede inferior a 2,5% do diâmetro do tubo. Com a utilização de um tubo de parede fina, 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 14), e uma relação B/t de aproximadamente 48.

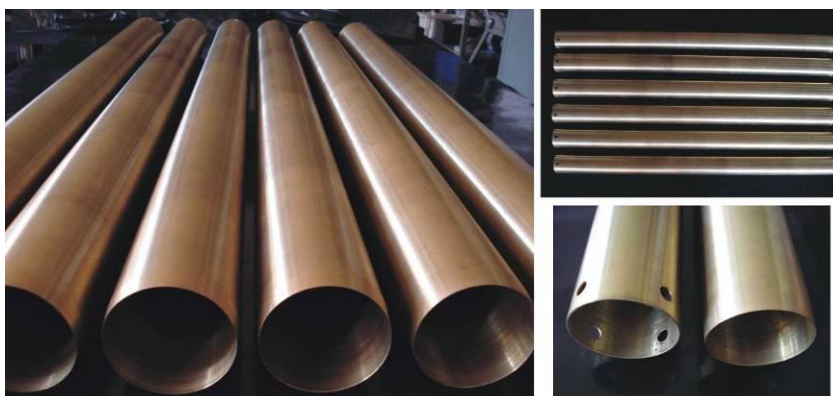


Figura 14: Tubos em latão do amostrador utilizados (Bertuol, 2009).

Devido a grande interferência que a folga interna tem sobre a qualidade da amostra, foi determinado que o diâmetro interno da extremidade biselada de corte fosse igual ao diâmetro interno do tubo amostrador, para se eliminar a folga interna, do mesmo modo que os amostradores Japonês e Laval. Para facilitar a penetração do amostrador contra o solo mole usinou-se um chanfro com ângulo suave de 6°, o qual é idêntico ao amostrador Japonês e próximo ao chanfro utilizado no amostrador Laval (igual a 5°). Outra característica do novo amostrador é o seu comprimento de 1,06 metros, onde serão descartados os 10 cm iniciais e finais, obtendo-se desta maneira 80 cm de amostra útil. Os detalhes de projeto do encaixe e chanfro do tubo amostrador podem ser visualizados na Figura 15.

Apesar da recomendação da norma brasileira vigente indicar diâmetros de 100 mm, apenas abrindo exceções para 75 mm, o diâmetro aqui adotado é de 75 mm, análogo ao amostrador japonês, visto que vários autores, tais como TANAKA et al. (1996b) e TANAKA (2000), 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 e perdas de amostras.

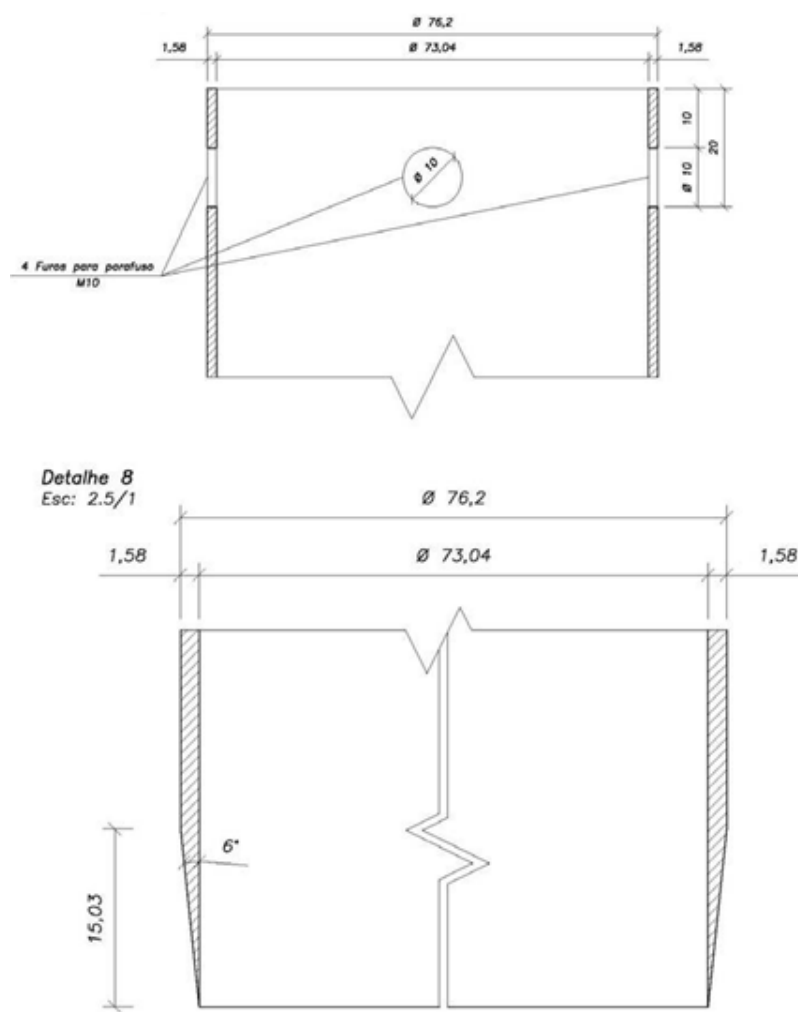


Figura 15: Detalhes do tubo amostrador (BERTUOL, 2009).

Para facilitar o manuseio dos equipamentos de amostragem, levou-se em consideração no projeto do amostrador a redução de peso. Além do diâmetro do tubo amostrador ser menor ($\varnothing 75$ mm), outras duas alternativas foram empregadas para redução de peso, sem que se comprometesse à 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 16).

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. Devido a utilização de materiais menos resistentes, liga de alumínio ao invés do aço foram utilizados 4 parafusos (ao invés dos 2 normalmente empregados) para fixar o tubo amostrador. Ainda no que tange à cabeça de amostragem, 2 furos com Ø 8 mm foram executados para que os resíduos e fluidos que penetrem entre o pistão e a cabeça de amostragem possam sair livremente durante a movimentação do tubo amostrador. A Figura 17 mostra os detalhes de projeto da cabeça de amostragem.

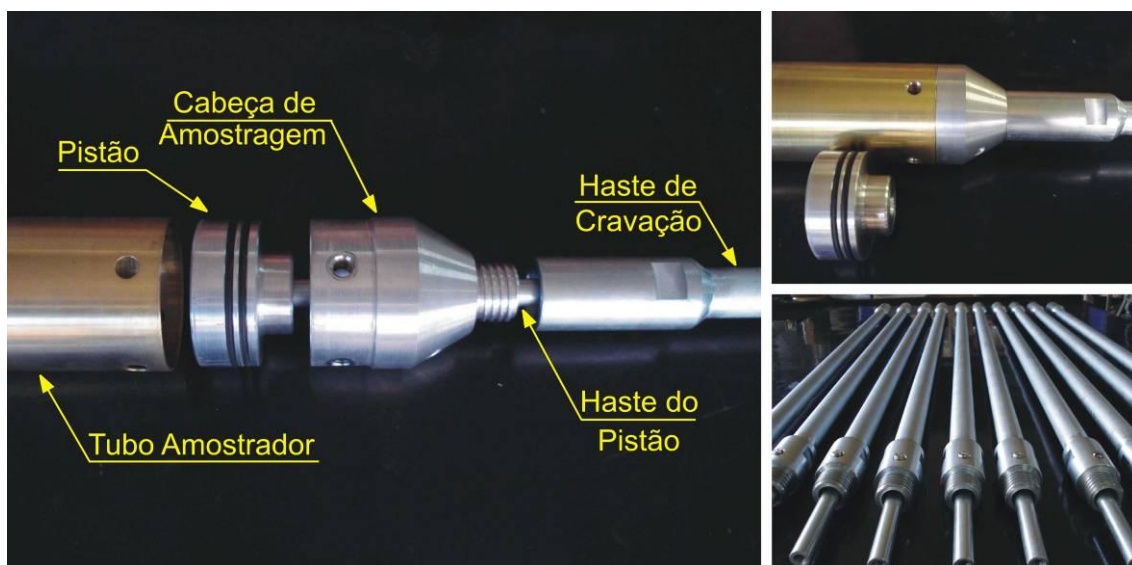


Figura 16: Peças do novo amostrador desenvolvido para esta pesquisa (Bertuol, 2009).

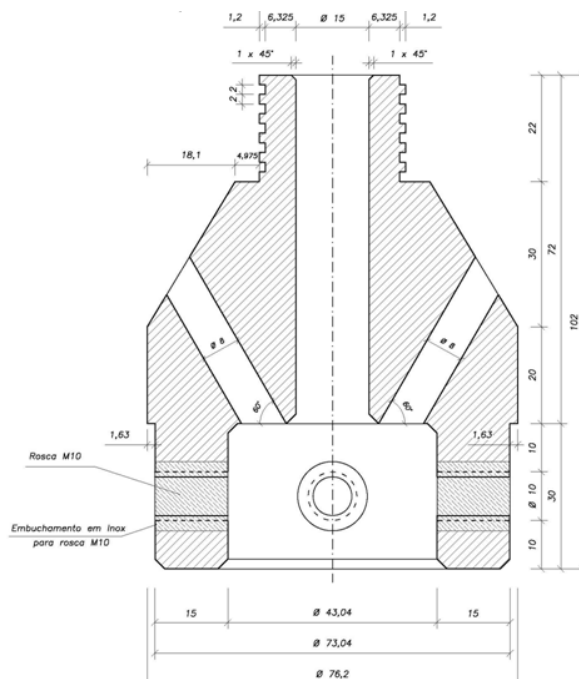


Figura 17 - Detalhes de projeto da cabeça de amostragem. (Bertuol, 2009).

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 Figura 18 mostra os detalhes de projeto do pistão.

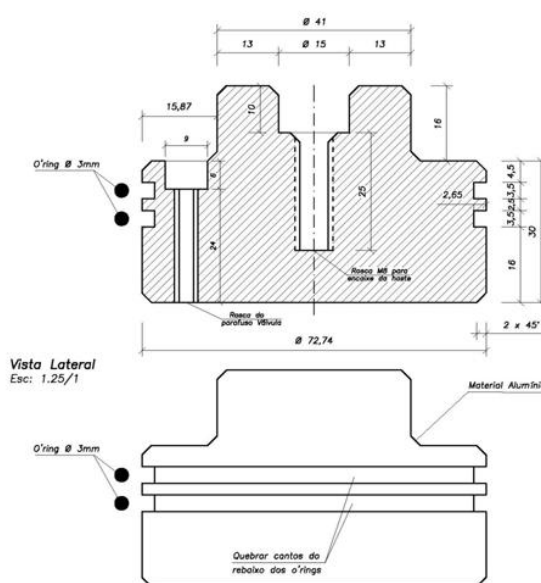


Figura 18 - Detalhes de projeto do pistão (Bertuol, 2009).

A haste de cravação é construída em aço, porém mais esbeltas que as hastes normalmente utilizadas, as mesmas utilizadas nos ensaios SPT. Apenas nas extremidades das hastes mantiveram-se peças mais robustas (luvas de conexão), uma vez que é necessária a execução de rosca quadradas, rosca mais resistentes, para cada conexão haste-luva. No entanto, as rosca 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.

Além do amostrador, foi desenvolvida na dissertação de mestrado de Bertuol (2009) uma caixa com fundo flutuante (Figura 19) e revestida com material isolante térmico para o transporte seguro das amostras ao laboratório.

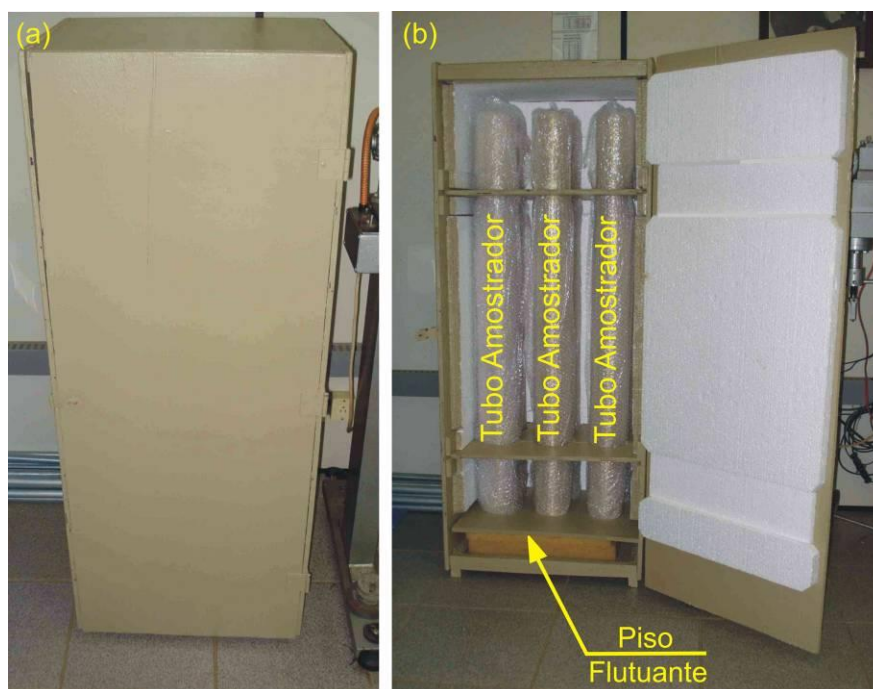


Figura 19: Caixa com fundo flutuante revestida com material isolante térmico (a) fechada e (b) aberta com tubos amostradores transportados na posição vertical (Bertuol, 2009).

4.9 – Ensaios de laboratório

4.9.1 – Ensaios de caracterização

A partir da chegada das amostras ao laboratório, as mesmas eram expostas ao ar para secagem, destorroadas e guardadas para a realização da campanha de ensaios de caracterização. Estas etapas foram realizadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/86 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização).

4.9.1.1 Análise granulométrica

Foi realizada a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação dos solos, seguindo à norma ABNT NBR 7181/84 (Solo – Análise granulométrica). Os resultados são expressos em função da escala granulométrica da ABNT dada pela NBR 6502/95 (Rochas e Solos). A Figura 20 ilustra os ensaios de peneiramento (esquerda) e sedimentação (direita).



Figura 20 - Ensaio de peneiramento (esquerda) e ensaio de sedimentação (direita).

4.9.1.1.1 Resultados

A curva granulométrica do solo encontrado no tubo 1, do furo 1, é apresentada na Figura 21. Observando esta figura, percebe-se que o material dominante é argiloso. As porcentagens do material são divididas em: 49 % de argila, 40 % de silte, 10 % de areia fina e 1 % de areia média.

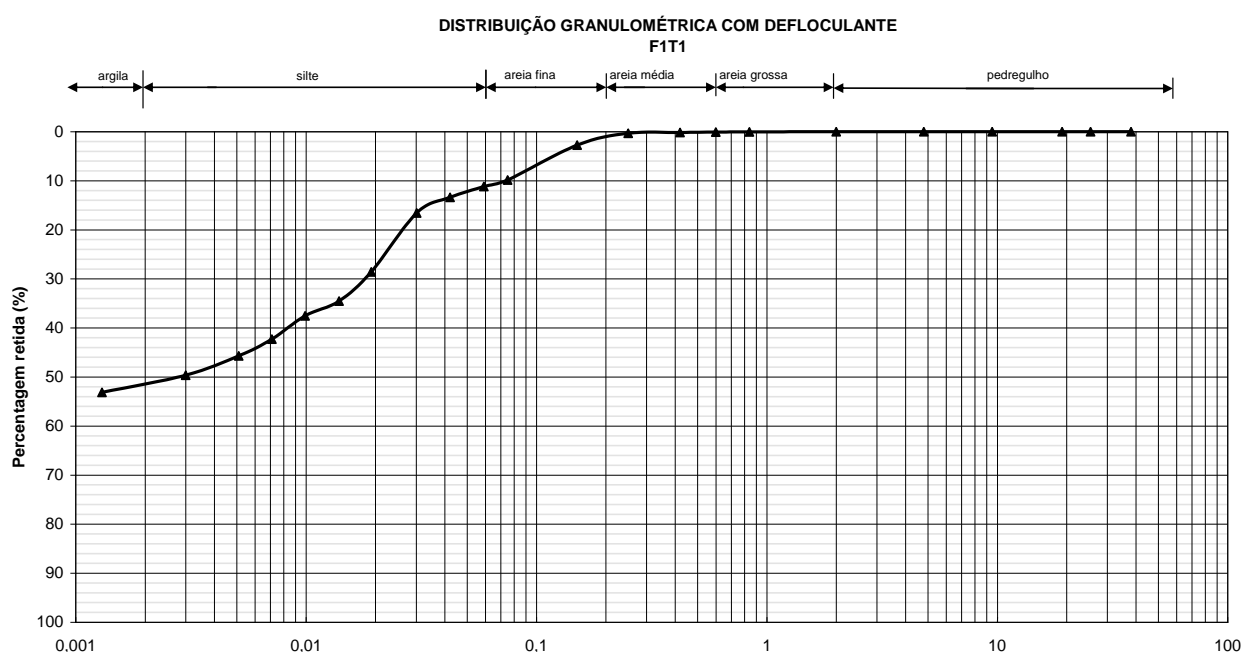


Figura 21: Distribuição granulométrica do tubo1 furo1.

Semelhante ao resultado apresentado, a Figura 22 representa a curva granulométrica do solo encontrado no tubo 1, do furo 2, com 49 % de argila, 38 % de silte, 12 % de areia fina e 1 % de areia média.

solo com 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento sem fissurar. Determina-se o teor de umidade no qual um cilindro de solo executado com a palma da mão, por meio de movimentos regulares de vaivém, sobre uma placa de vidro fosco, começa a fissurar ao atingir dimensões padrões conforme ilustra a (Figura 23-direita).

Os ensaios de limites de liquidez e limite de plasticidade também foram realizados com a mistura solo cal para determinação de melhorias na plasticidade e trabalhabilidade dos solos. A cal utilizada neste estudo é dolomítica hidratada, de procedência da fábrica localizada em Caçapava do Sul, chamada Cal Primor Extra (Dagoberto Barcelos).

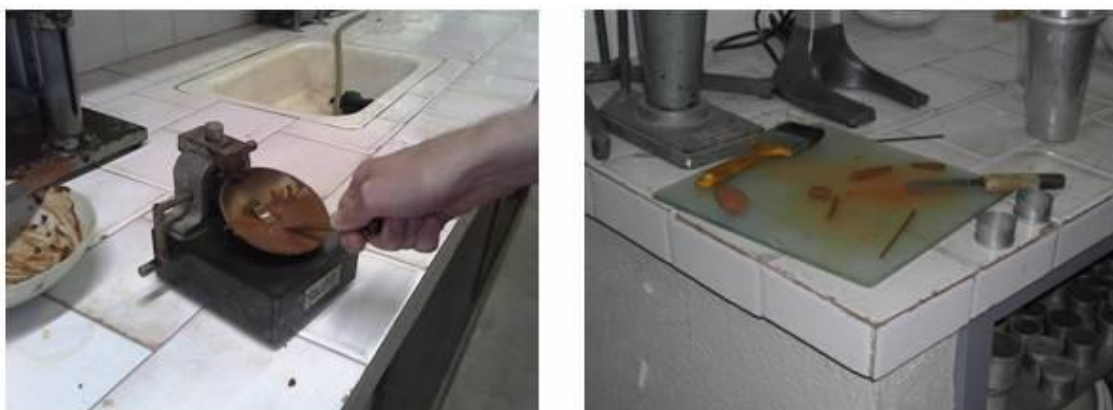


Figura 23 – Ensaio para determinar o limite de liquidez (esquerda) e limite de plasticidade (direita).

4.9.1.2.1 Resultados

Devido ao grande número de ensaios de limites de Atterberg realizados, e da quantidade de material coletado, foram misturados os solos do furo 1 tubo 1 e do furo 2 tubo 1. A semelhança entre o material pode ser vista nas curvas granulométricas apresentadas no item 4.9.1.1.1. Os limites foram realizados com o solo natural e com 1%, 3%, 5% e 7% de cal em relação ao peso de solo seco, com tempo de cura de 1 hora e 1% e 3% com 14 dias de cura. A Tabela 1 mostra a influência do teor de cal no resultado dos limites.

Tabela 1: Resultados dos limites de Atterberg com a variação do teor de cal

TEOR DE CAL (%)	LL (%)	LP (%)	IP(%)
SOLO NATURAL	66,3	29,2	37,1
1	68	25,3	42,7
3	61,3	31,6	29,7
5	49	36,4	12,6
7	49,8	39	10,8

Pode-se observar que ocorre uma elevada redução no Índice de Plasticidade até a mistura com 5% de cal, de 37,1% do solo natural a 12,6 % solo-cal, tornando a mistura mais friável e melhorando a sua trabalhabilidade. Com o teor de 7% ainda ocorre uma pequena redução no Índice de Plasticidade, como pode ser visto na Figura 24. Ainda nesta figura pode-se observar que o tempo de cura do solo com a cal não influencia nos resultados dos limites. Foram realizados limites com as misturas de solo e 1% e 3% depois de 14 dias de cura.

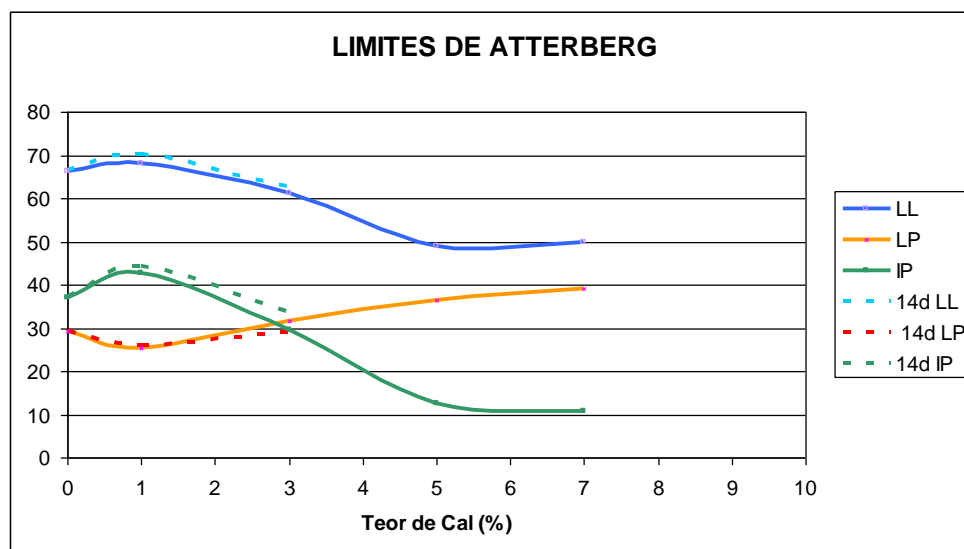


Figura 24: Influência do teor de cal e tempo de cura nos Limites de Atterberg.

4.9.1.3 Peso específico real dos grãos

O ensaio foi realizado pelo método do picnômetro, conforme a norma ABNT NBR 6508/84 (Grãos de solo que passam pela peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica). Com este método pode-se determinar a relação entre o peso e o

volume dos sólidos, o que define o valor do peso específico real dos grãos. A Figura 25 ilustra o ensaio.



Figura 25 – Ensaio do Picnômetro.

4.9.1.3.1 Resultados

A determinação da massa específica real dos grãos revelou $\gamma_s = 25,38 \text{ kN/m}^3$ para o solo do tubo 1 furo 1 e $\gamma_s = 25,50 \text{ kN/m}^3$ para o solo do tubo 2 furo 1.

4.9.2 – Ensaios de adensamento

Nestes ensaios a amostra de solo é colocada dentro de um anel metálico rígido, que restringe o deslocamento lateral, e carregada verticalmente, ou seja, é um ensaio de compressão seguindo uma trajetória de tensões efetivas K_0 . Os ensaios de adensamento foram implementados principalmente para o estudo do adensamento de argilas, determinando-se a partir destes ensaios o coeficiente de adensamento C_v e o índice de compressão C_c do solo. Este ensaio também é conhecido como ensaio de compressão confinada ou ensaio edométrico.

4.9.2.1 Descrição do equipamento

Foram utilizadas as prensas existentes no LAGEOTEC/UFRGS. Essas prensas foram fabricadas pela empresa Wikeham Farrance Engineering Ltd, modelo 24000, possuindo relógios comparadores com resolução de $0,001''$ ($0,00254 \text{ mm}$) para medir

as variações de altura do corpo de prova. A Figura 26 ilustra o equipamento com detalhe da câmara de compressão confinada desmontada (mostrando a câmara, a pedra porosa inferior, o cabeçote com pedra porosa superior, o anel metálico, a peça metálica de fixação do anel e as porcas para montagem da peça metálica de fixação do anel na câmara).



Figura 26: Prensa utilizada para a execução dos ensaios de compressão confinada e detalhe da câmara de compressão confinada (desmontada) (Silveira, 2005).

4.9.2.2 Preparação dos corpos de prova

O anel moldador dos corpos de prova para os ensaios de adensamento devem ser os próprios anéis do ensaio de adensamento. São peças de aço inoxidável, dotadas de extremidades biseladas. Estes anéis devem ser introduzidos na amostra através de uma lenta cravação manual, enquanto a mesma é talhada com o auxílio de um arco com fio de aço até que se obtenha um diâmetro próximo ao do corpo de prova. Este procedimento pode ser observado na Figura 27.



Figura 27: Moldagem dos corpos de prova para ensaios de adensamento.

4.9.2.3 Procedimento de ensaio

Os ensaios devem ser realizados de acordo com a norma ABNT NBR 12007/1990. A montagem do ensaio deve seguir 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.

4.9.2.4 Resultados

Foram realizados ensaios de adensamento em corpos de prova indeformados do tubo 1 furo 1 e do tubo 2 furo 1, além de um ensaio remoldado do solo do tubo 2 furo 1 misturado com 5% de cal, com tempo de 3 dias de cura. A tensão de pré-adensamento foi calculada pelo método de Pacheco Silva. As curvas da variação do índice de vazios versus log da tensão vertical, para cada amostra, assim como a determinação das tensões de pré-adensamento serão apresentadas a seguir. Os resultados serão apresentados na seguinte ordem: solo do furo 1 tubo 1, solo do furo 2 tubo 1 e mistura do solo furo 2 tubo 1 com 5 % de cal.

➤ Furo 1 tubo 1

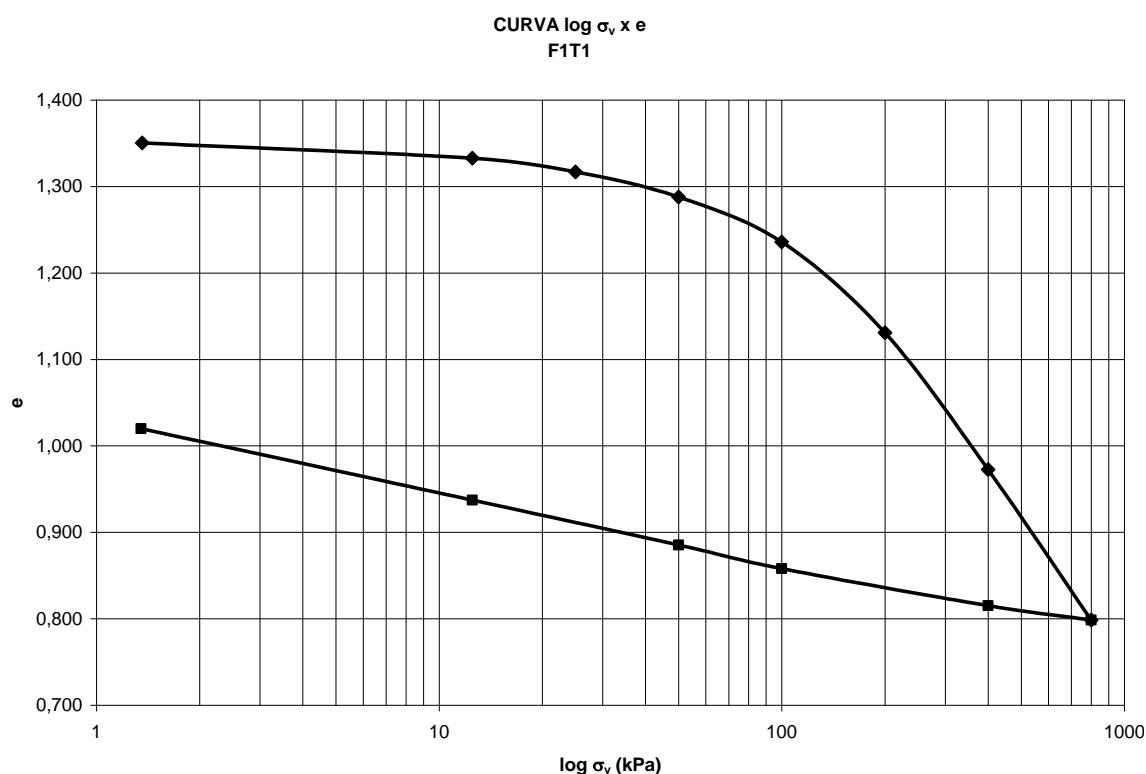


Figura 28: Curva da variação do índice de vazios versus log da tensão vertical da amostra indeformada do furo1 tubo1.

Para a amostra extraída do furo 1 tubo 1 foi calculada a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), pelo método de Pacheco Silva, os índices de recompressão (Cr), de compressão (Cc) e de descarga (Cd), através da variação do índice de vazios sobre a variação do logaritmo da tensão vertical, além do coeficiente de adensamento (C_v), método de Taylor, e coeficientes de variação volumétrica (m_v), de compressibilidade (a_v) e de permeabilidade (k). A tensão de pré-adensamento encontrada foi de $\sigma'_{vm} = 120$ kPa, o índice de recompressão $Cr = 0,05312$, o índice de compressão $Cc = 0,5252$ e o índice de descarga $Cd = 0,0876$. Os outros valores calculados serão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 2: Parâmetros de compressibilidade em função da variação da tensão vertical.

Tensão (kPa)	cv (cm ² /s)	av (1/kPa)	mv (1/kPa)	K (m/s)
1,36				
12,5	0,0008163	0,0016	0,0007	5,4E-08
25,00	0,0012214	0,0013	0,0006	6,6E-08
50,00	0,0005377	0,0012	0,0005	2,7E-08
100,00	0,0004352	0,0010	0,0005	2,0E-08
200,00	0,0001976	0,0011	0,0005	9,6E-09
400,00	0,0001639	0,0008	0,0004	6,4E-09
800,00	0,0001270	0,0004	0,0002	3,0E-09

Nesta amostra o coeficiente de adensamento teve uma variação de $1,27 \times 10^{-4}$ cm²/s a $12,21 \times 10^{-4}$ cm²/s, sendo a média $5,0 \times 10^{-4}$, enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de 3×10^{-9} m/s a $6,6 \times 10^{-8}$ m/s, com a média de $2,65 \times 10^{-8}$ m/s.

➤ Furo 2 tubo 1

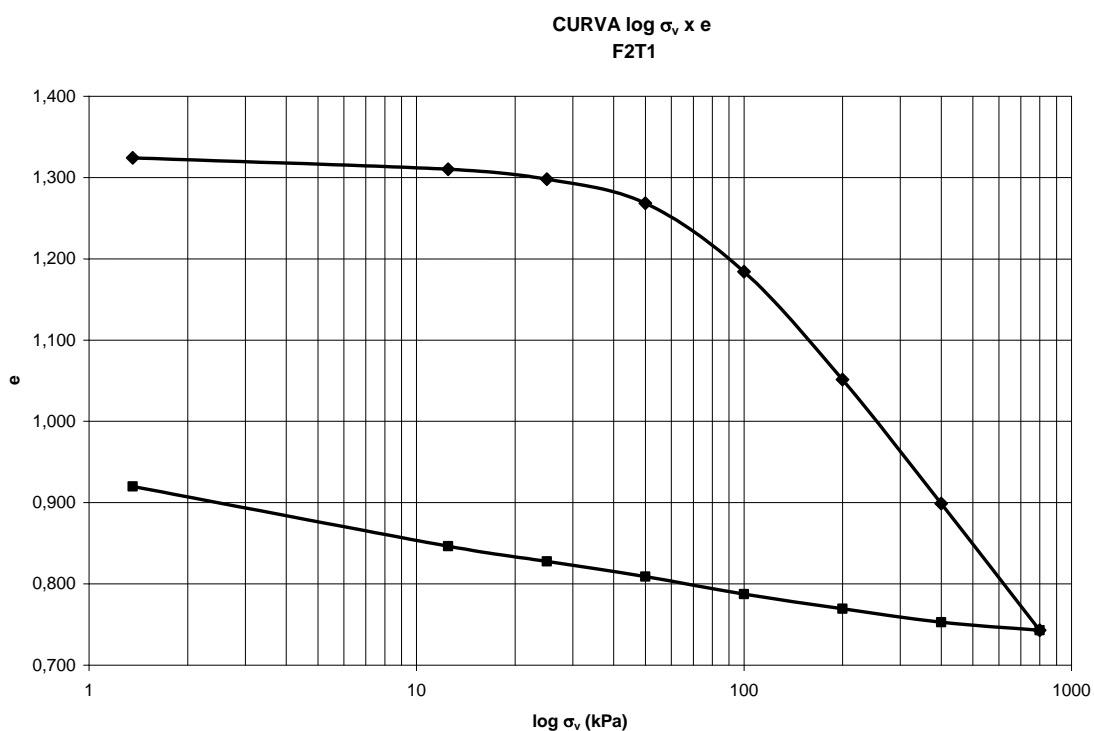


Figura 29: Curva da variação do índice de vazios versus log da tensão vertical da amostra indeformada do furo2 tubo1.

Para a amostra extraída do furo 2 tubo 1 foi calculada a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), pelo método de Pacheco Silva, os índices de recompressão (C_r), de compressão (C_c) e de descarga (C_d), através da variação do índice de vazios sobre a variação do logaritmo da tensão vertical, além do coeficiente de adensamento (C_v),

método de Taylor, e coeficientes de variação volumétrica (m_v), de compressibilidade (a_v) e de permeabilidade (k). A tensão de pré-adensamento encontrada foi de $\sigma'_{vm} = 76$ kPa, o índice de recompressão $C_r = 0,02069$, o índice de compressão $C_c = 0,5068$ e o índice de descarga $C_d = 0,0621$. Os outros valores calculados serão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 3: Parâmetros de compressibilidade em função da variação da tensão vertical.

Tensão (kPa)	cv (cm ² /s)	av (1/kPa)	mv (1/kPa)	K (m/s)
1,36				
12,5	0,0106733	0,0012	0,0005	5,6E-07
25,00	0,0088898	0,0010	0,0004	3,7E-07
50,00	0,0095102	0,0012	0,0005	4,8E-07
100,00	0,0090208	0,0017	0,0008	6,8E-07
200,00	0,0023255	0,0013	0,0006	1,5E-07
400,00	0,0006382	0,0008	0,0004	2,5E-08
800,00	0,0004696	0,0004	0,0002	1,0E-08

Nesta amostra o coeficiente de adensamento teve uma variação de $4,70 \times 10^{-4}$ cm²/s a $106,73 \times 10^{-4}$ cm²/s, sendo a média $59,32 \times 10^{-4}$, enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de $1,0 \times 10^{-8}$ m/s a $6,8 \times 10^{-7}$ m/s, com a média de $2,26 \times 10^{-7}$ m/s.

➤ Mistura solo furo 2 tubo 1 com 5% de cal (amostra remoldada)

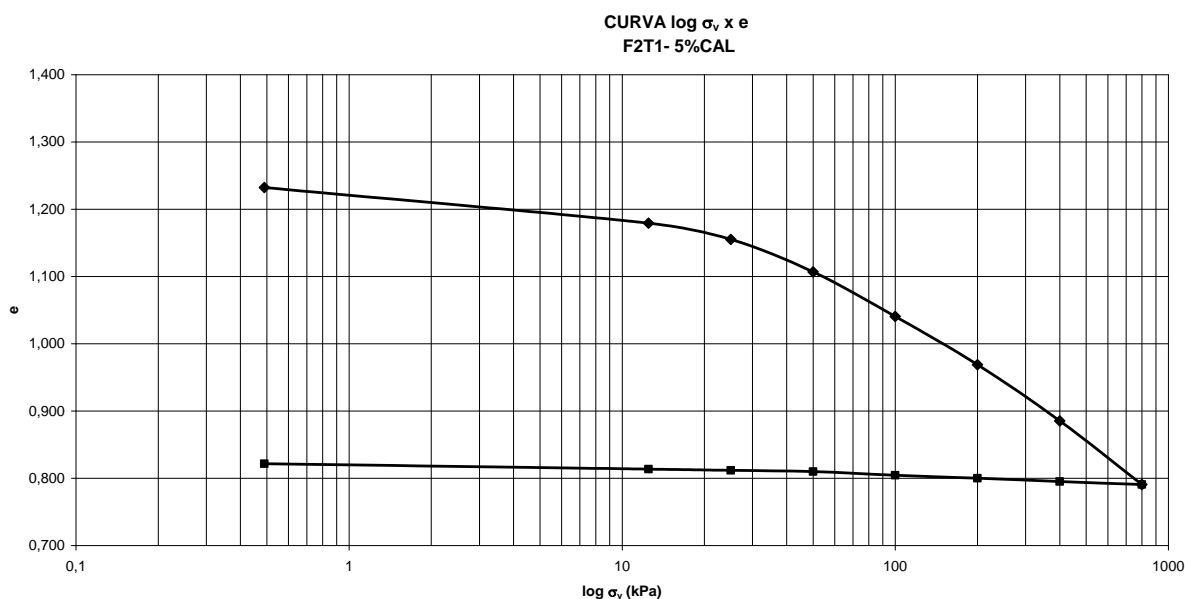


Figura 30: Curva da variação do índice de vazios versus log da tensão vertical da amostra remoldada (solo+5%cal) do furo2 tubo1.

Para a amostra feita com solo do furo 2 tubo 1 e 5 % de cal, deixada em cura solta por 3 dias, foi calculada a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), pelo método de Pacheco Silva, os índices de recompressão (C_r), de compressão (C_c) e de descarga (C_d), através da variação do índice de vazios sobre a variação do logaritmo da tensão vertical, além do coeficiente de adensamento (C_v), método de Taylor, e coeficientes de variação volumétrica (m_v), de compressibilidade (a_v) e de permeabilidade (k). A tensão de pré-adensamento encontrada foi de $\sigma'_{vm} = 50$ kPa, o índice de recompressão $C_r = 0,03753$, o índice de compressão $C_c = 0,2583$ e o índice de descarga $C_d = 0,0122$. Os outros valores calculados serão apresentados na tabela a seguir.

Tabela 4: Parâmetros de compressibilidade em função da variação da tensão vertical.

Tensão (kPa)	c_v (cm ² /s)	a_v (1/kPa)	m_v (1/kPa)	K (m/s)
0,49				
12,5	0,0009943	0,0044	0,0020	2,0E-07
25	0,0013275	0,0019	0,0009	1,2E-07
50	0,0019114	0,0019	0,0009	1,7E-07
100	0,0030139	0,0013	0,0006	1,9E-07
200	0,0029690	0,0007	0,0004	1,1E-07
400	0,0030988	0,0004	0,0002	6,7E-08
800	0,0019318	0,0002	0,0001	2,5E-08

Nesta amostra o coeficiente de adensamento teve uma variação de $2,0 \times 10^{-4}$ cm²/s a $44,0 \times 10^{-4}$ cm²/s, sendo a média $21,78 \times 10^{-4}$, enquanto o coeficiente de permeabilidade variou de $2,5 \times 10^{-8}$ m/s a $2,0 \times 10^{-7}$ m/s, com a média de $1,25 \times 10^{-7}$ m/s. Observando a Figura 31, nota-se algumas diferenças entre os ensaios da mistura solo cal e solo natural. Deve-se salientar a redução de aproximadamente 50 % do índice de compressão e de 80% do índice de descarga.

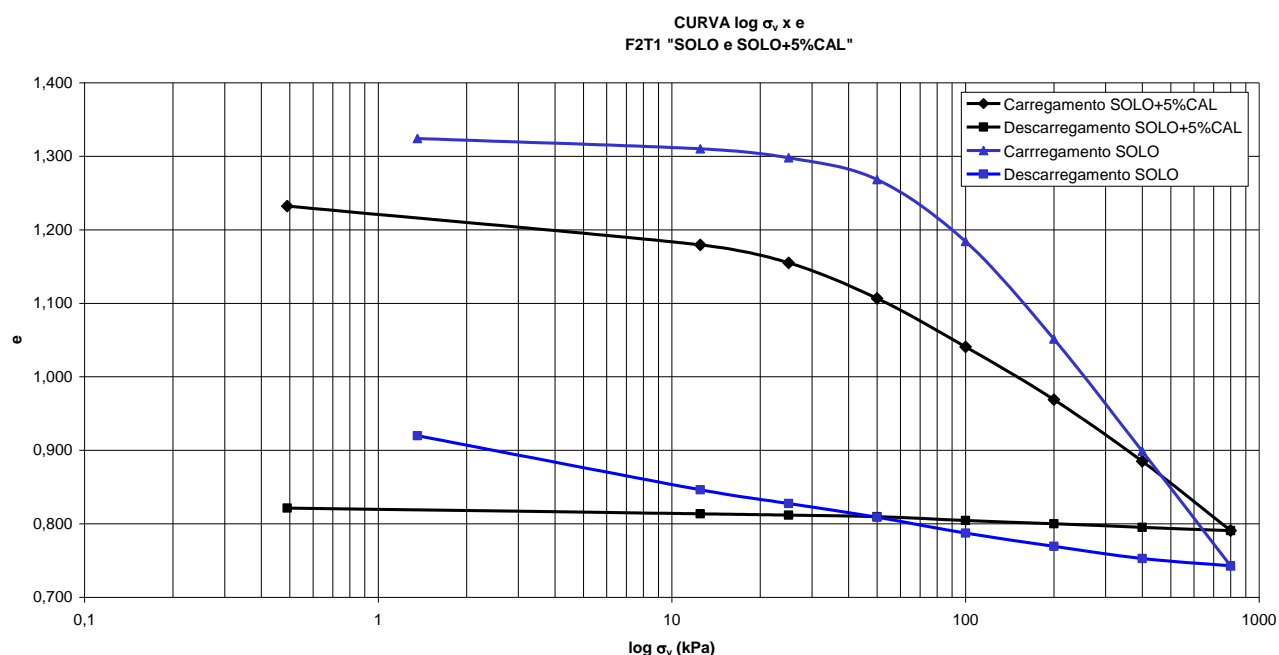


Figura 31: Curva da variação do índice de vazios versus log da tensão vertical da amostra indeformada e da mistura solo cal do furo2 tubo1.

4.9.3 – Ensaios triaxiais

Estes ensaios tem como objetivo reproduzir em uma amostra as solicitações nas quais esta poderia ser submetida em campo, para obter parâmetros e avaliar o seu comportamento. Um ensaio triaxial, deve permitir um controle independente das tensões e das deformações nos três eixos principais do corpo de prova. Foram realizados ensaios triaxiais não consolidado e não drenado (ensaio UU), onde as tensões confinante e desviadora são aplicadas sem possibilidades de drenagem.

Normalmente os corpos de prova utilizados nestes ensaios possuem uma relação entre diâmetro e altura de 2:1, sendo que provavelmente todos os ensaios realizados para esta pesquisa, terão 5 cm de diâmetro de 10 cm de altura.

4.9.3.1 Descrição do equipamento empregado

Para a realização dos ensaios triaxiais, foi utilizado o equipamento mostrado na Figura 32.

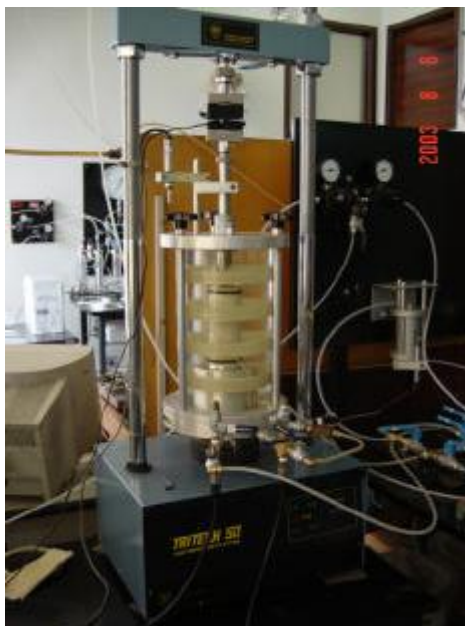


Figura 32: Vista geral da prensa triaxial utilizada para os ensaios.

O equipamento é dotado de uma prensa triaxial da marca Wykeham Farrance Int., com capacidade de 50 kN. Para a obtenção dos dados, um sistema de aquisição automática de dados foi utilizado em paralelo ao equipamento. O sistema de é composto por um equipamento *HBM*, modelo *Spider8*, ligado a um microcomputador com o software *HBM Catman V*. Uma síntese dos principais elementos do equipamento utilizado consiste de: (a) prensa de controle manual ou de servo-controle, (b) célula de carga externa Reaccion BCZ-200 com capacidade de 200kgf; (c) transdutor de pressão Ashcroft, modelo K1 para medidas de poro-pressão, localizado na base da câmara triaxial, próximo ao corpo de prova (com capacidade de 1000 kPa e precisão de 2,5 kPa); (d) transdutor de deslocamento Gefran LTM 50 S (com curso de 50 mm e exatidão de 0,025 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.

4.9.3.2 Preparação dos corpos de prova

Para os ensaios triaxiais foram utilizados corpos de prova indeformados, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. As amostras foram obtidas de uma campanha de

amostragem realizada com um amostrador de parede fina. A técnica de corte do tubo amostrador foi utilizada para a retirada dos corpos de prova indeformados. Os tubos amostradores foram construídos em latão para facilitar a retirada das amostras pelo método de corte do tubo. Durante o processo deve-se ter o cuidado para que não ocorra a penetração da serra no solo. A Figura 33 ilustra a obtenção de amostras indeformadas pelo método do corte do tubo amostrador.

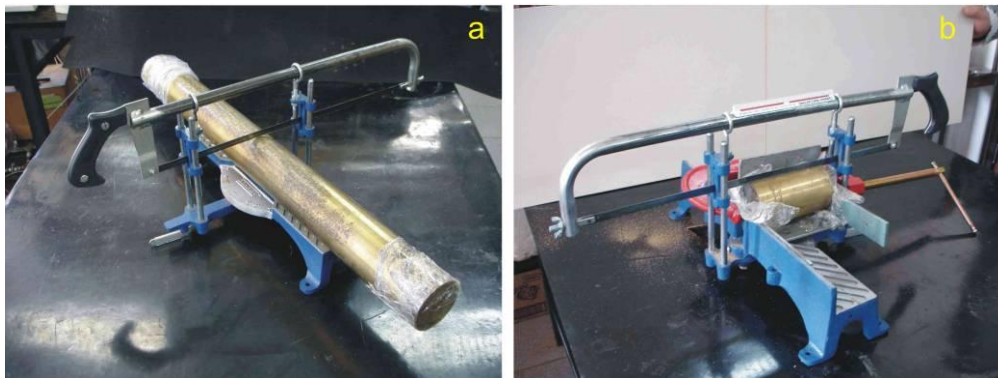


Figura 33: Corte do tubo amostrador (a) transversal e (b) longitudinal (Bertuol, 2009).

Para a moldagem dos corpos de prova, estes são submetidos a um torno manual e com o auxílio de um arco com fio de aço o corpo de prova é talhado até que se obtenha o diâmetro esperado. Em seguida a amostra deve ser colocada em um suporte metálico para se obter a altura desejada. Estes procedimentos podem ser visualizados na Figura 34.



Figura 34. Ajuste da altura do corpo de prova (esquerda) e talhagem no torno (direita).

4.9.3.3 Procedimento de ensaio

Após a moldagem do corpo de prova, este deve ser envolvido por uma membrana lateral (comumente de látex, opção adotada nesse ensaio) e levado ao equipamento do triaxial, porém deve-se esperar pelo menos 12 horas, para iniciar a fase de cisalhamento, a fim de que ocorra a estabilização do gradiente de poro-pressão. Após esse período o cisalhamento pode ser iniciado.

4.9.3.4 Resultados

Foram 3 realizados ensaios de compressão triaxial UU (não consolidado e não drenado) com tensão confinante de 100 kPa em corpos de prova indeformados do furo 1 tubo1 (um ensaio) e furo 2 tubo 1 (dois ensaios). As curvas de tensão desviadora versus deformação específica, p versus q , assim como a resistência não drenada serão apresentadas a seguir.

➤ Furo 1 Tubo 1

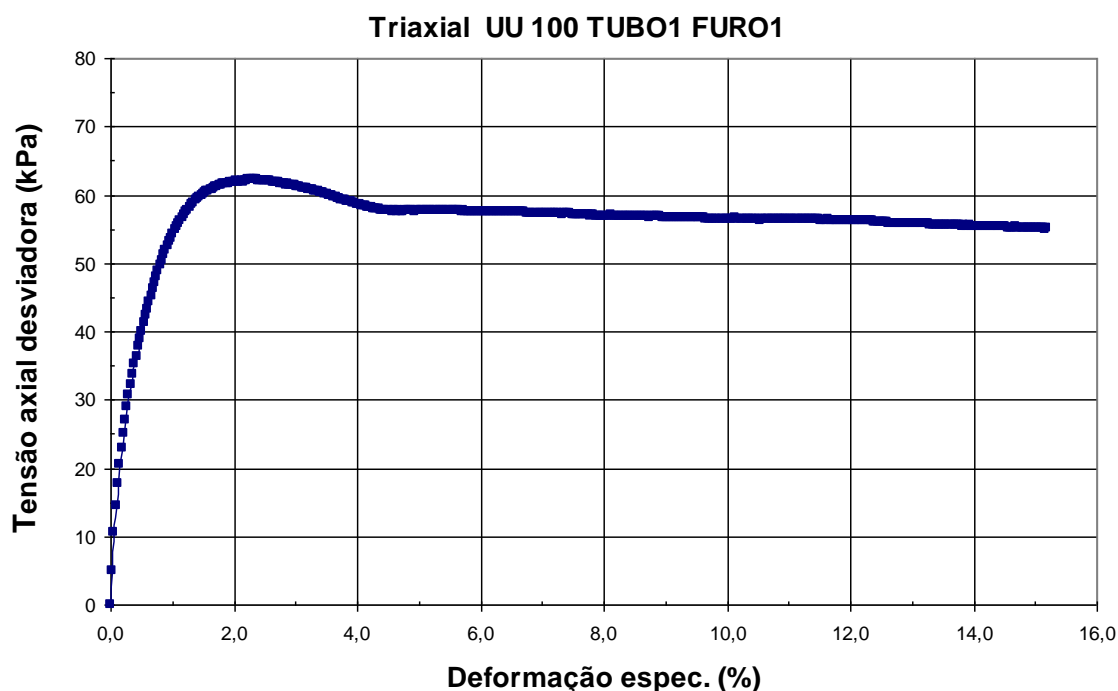


Figura 35: Curva de tensão desviadora versus deformação específica da amostra indeformada do furo1 tubo1.

Para essa amostra, a resistência não drenada (S_u) foi igual a 31,12 kPa com deformação específica de 2,30 mm na ruptura.

➤ Furo 2 Tubo 1 (ensaio 1)

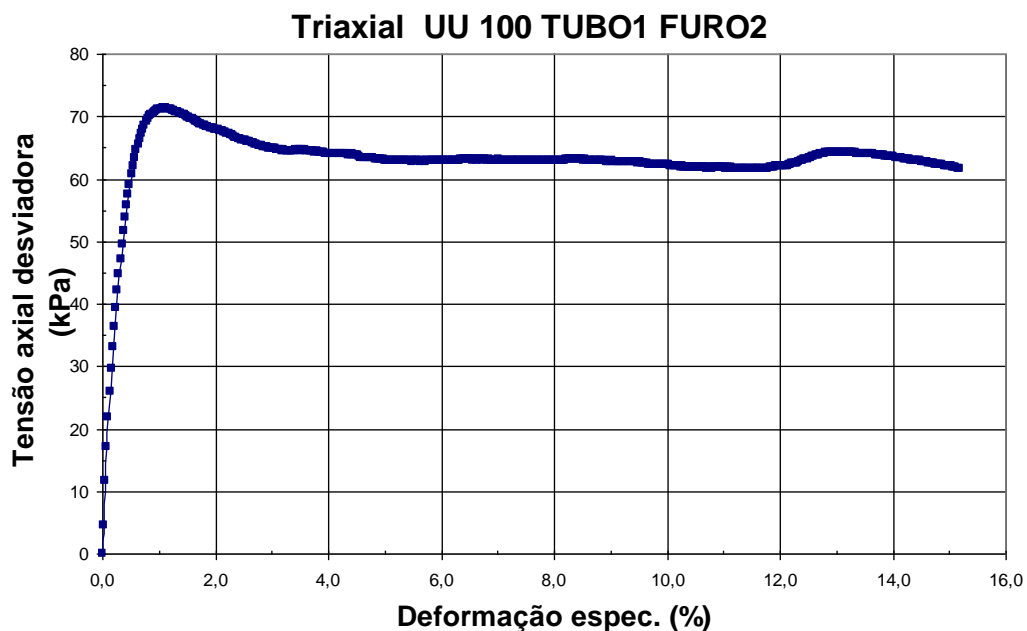


Figura 36: Curva de tensão desviadora versus deformação específica da amostra indeformada do furo2 tubo1 (ensaio 1).

Para essa amostra, a resistência não drenada (S_u) foi igual a 35,64 kPa com deformação específica de 1,12 mm ruptura.

➤ Furo 2 Tubo 1 (ensaio 2)

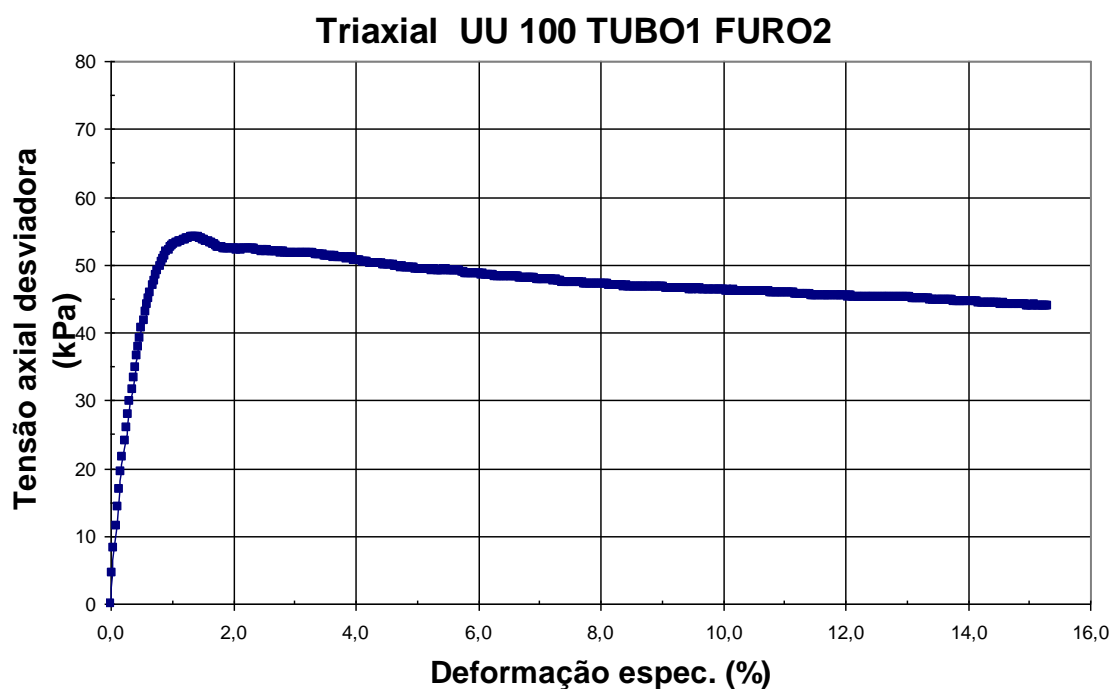


Figura 37: Curva de tensão desviadora versus deformação específica da amostra indeformada do furo2 tubo1 (ensaio 2).

Para essa amostra, a resistência não drenada (S_u) foi igual a 27,0 kPa com deformação específica de 1,40 mm ruptura.

5 – Conclusões

- 1) Através da análise das fotos aéreas e imagens de satélite foi determinado um possível ponto crítico, em torno do arroio do Conde, o que foi confirmado com a execução dos ensaios do tipo SPT;
- 2) Após verificação dos resultados das sondagens e a construção do amostrador, foi executada a extração de amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório;
- 3) Na retirada deste material esperava-se o encontro de um material de menor resistência em camadas mais espessas, que não foi encontrado, dificultando a obtenção de amostras indeformadas. Outra dificuldade existente para

obtenção das amostras indeformadas, foi um grande período de chuvas intensas, alagando o local escolhido para a amostragem;

- 4) Cabe salientar a grande melhoria na trabalhabilidade do solo com pequenas porcentagens de cal. Para a mistura de solo e 3% de cal, com 1 hora de cura o índice de plasticidade diminuiu aproximadamente 20% e para a mistura de solo e 5% de cal, 1 hora de cura, a redução foi de 66%, tornando o solo mais friável e aumentando consideravelmente sua trabalhabilidade;
- 5) O tempo de cura não teve influência significativa na variação do índice de plasticidade das misturas de solo com cal. A variação do índice de plasticidade para misturas de solo com 3% de cal realizadas com 1 hora de cura e com 14 dias foi de 29,7% para 33,3%;
- 6) Uma diferença significativa nos ensaios edométricos ocorreu com a redução de aproximadamente 50% do índice de compressão (C_c), que variou de 0,5068 em amostras indeformadas para 0,2583 na amostra amolgada + 5% de cal. Esta variação representa uma redução expressiva no recalque se o solo for misturado com a cal;
- 7) Outra variação significativa nos ensaios edométricos ocorreu no índice de descarga (C_d), onde ocorreu uma redução de 80% variando de 0,0621 em amostras indeformadas, para 0,0122 na amostra amolgada + 5% de cal. Estas diferenças no comportamento de deformação representam um melhor comportamento da amostra misturada com cal, em relação à amostra indeformada;
- 8) Em relação ao coeficiente de adensamento (C_v), o material deformado e com 5% cal teve um comportamento similar ao solo indeformado. Isto pode ser explicado porque a melhoria que a cal introduz em relação ao tempo de adensamento, foi contrabalançado pelo efeito negativo da remoldagem. Esta argila parece ser naturalmente estruturada em campo, com elevado valor de C_v . Uma vez remoldada, este valor deve reduzir.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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.

BERTUOL, F. **Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com o Uso de Ensaio de Laboratório**. Porto Alegre, 2009, 200p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

HALLAL, R.R. **Características de Depósitos de Argilas Moles do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2003, 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRGS.

KAMPF, N.; KLAMT, E.; SCHNEIDER, P. **Solos de Várzea no Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 1985. 42p. Faculdade de Agronomia da UFRGS, Departamento de Solos.

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.

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.

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, 1996.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 2ª ed. John Wiley, New York, 1967.

Equipe executora da pesquisa

Pesquisadores ad-hoc da empresa S&T Engenharia, Arquitetura e Meio Ambiente

Eng° Civil Luiz Antônio Bressani
Ph.D. pela University of London, U.K.

Eng° Civil Washington Peres Núñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Eng° Civil Leonardo Andres Schmitt
Mestrando em Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Acadêmico Matheus Miotto Rizzon
Aluno de Graduação no Curso de Engenharia Civil

Participação da CONCEPA

Eng° Daniel Ramos Victorino (MSc)

Eng° Fábio Hirsch (MSc)

Eng° Thiago Vitorello (MSc)