

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE
SOLOS PARA DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS
NA REGIÃO DE SANTA MARIA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Juliane dos Santos Pinto

Santa Maria, RS, Brasil

2005

**ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS
PARA DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS NA REGIÃO
DE SANTA MARIA**

por

Juliane dos Santos Pinto

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Santa Maria, RS, Brasil

2005

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS
PARA A DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS NA
REGIÃO DE SANTA MARIA**

elaborada por
Juliane dos Santos Pinto

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO ORGANIZADORA:

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

José Mário Doleys Soares, Dr. (UFSM)

Adriano Virgilio Damiani Bica, Ph. D. (UFRGS)

Santa Maria, 22 de dezembro de 2005

Agradecimentos

Meus sinceros agradecimentos a todos que contribuíram de alguma forma para a conclusão do meu trabalho.

Aos bolsistas Andréa Pozzatti, Mateus Guerra, Carlos Eduardo Steffens, que ajudaram nos ensaios de laboratório e de campo.

Aos laboratoristas Jair da UFRGS, João da UFSM pelos conhecimentos práticos transmitidos com paciência e muita atenção. Ao auxiliar do laboratório Emerson pela ajuda nos ensaios de campo.

Ao secretário da pós-graduação Eliomar pela ajuda em todo o período do curso.

A CAPES pelo apoio financeiro que a bolsa de estudo do mestrado forneceu durante este período.

À compreensão e apoio dos meus pais, irmãs e amigos queridos. Um agradecimento especial ao meu marido, que esteve presente em todo o percurso incentivando sempre.

Ao professor José Mário pelo incentivo, e ao meu orientador e amigo Rinaldo pela oportunidade do mestrado.

Muito obrigada

“Instrui-te para que possas andar por teus próprios passos na vida, e transmite a teus futuros filhos a instrução, que é dote que não se gasta, direito que não se perde, liberdade que não se limita”.

(Autor: Desconhecido)

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

ESTUDO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS PARA A DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS NA REGIÃO DE SANTA MARIA

AUTORA: JULIANE DOS SANTOS PINTO

ORIENTADOR: RINALDO JOSÉ BARBOSA PINHEIRO

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 19 de dezembro de 2005.

O estudo da condutividade hidráulica de solos é uma etapa importante nas investigações geotécnicas, visando a utilização de solos compactados como camadas impermeabilizantes minerais, para base e revestimento de cobertura de aterros sanitários. Este trabalho apresenta o estudo da condutividade hidráulica (k) de solos naturais e compactados da região de Santa Maria, na área denominada Caturrita, a qual foi pré-selecionada como futura instalação do aterro sanitário desta cidade, localizada próximo ao atual local do depósito de resíduos sólidos de Santa Maria, o chamado lixão da Caturrita (Robaina, 2002).

Neste local foi realizada uma investigação geológica-geotécnica detalhada. Esta investigação teve como objetivo a identificação, classificação e caracterização de solos através de 17 perfis (P1 a P17) de sondagem distribuídos na área do empreendimento, na maioria executados com trado manual, dos quais coletaram-se amostras para ensaios de laboratório. Em todos os perfis foram realizados ensaios de caracterização (limites de Atterberg, granulometria com e sem defloculante e peso específico real dos grãos). Em um perfil típico (P1) foram realizados ensaios complementares, tais como: ensaios químicos, difração de raios-X, ensaios de compactação e condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível. Para o estudo da condutividade hidráulica foi montado para esta pesquisa o permeâmetro de parede flexível com câmara triaxial simplificada, similar ao proposto por Bjerrum e Huder (1957). In situ foram realizados ensaios do tipo: cava de infiltração, infiltrômetro de anel, e com a técnica do piezômetro, os quais avaliam as características do solo em condições naturais.

Através das investigações foram identificadas na área duas camadas (camadas 1 e 2) para os perfis de solo, sendo que a camada 1 mais superficial é constituída por um horizonte A e eventualmente um horizonte B. Na camada 2 (horizonte C) mais inferior, com coloração avermelhada, possui características de alteração de rochas sedimentares.

Os resultados dos ensaios k in situ apresentaram valores semelhantes entre si, sendo que o ensaio de infiltração teve valores na ordem de 10^{-5} m/s, na mesma ordem dos resultados com piezômetro na camada 1. A camada 2 os valores de k foram da ordem de 10^{-7} e 10^{-8} m/s no estado natural. Os corpos compactados tiveram valores de k na ordem 10^{-9} a 10^{-10} m/s. Os resultados de k em permeâmetro de parede flexível foram mais elevados para amostras indeformadas, e nos corpos de prova compactados resultaram valores na ordem de 10^{-9} m/s. Valores de k desta ordem são indicados como barreiras naturais impermeabilizantes em aterros sanitários.

Palavras-chaves: Condutividade Hidráulica, Solos, Ensaios in situ e laboratório.

ABSTRACT

Dissertation of Master's degree
Program of Masters degree in Civil Engineering
Federal university of Santa Maria

STUDY OF THE HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF SOILS FOR DISPOSAL OF SOLID WASTE IN THE REGION OF SANTA MARIA

AUTHOR: JULIANE DOS SANTOS PINTO

ADVISOR: RINALDO JOSÉ BARBOSA PINHEIRO

Date and Place of the Defense: Santa Maria, 22th of december 2005.

The study of hydraulic conductivity of soil is an important stage in the geotechnical investigations, aiming at the use of compacted soils as impermeabilizing mineral layers, for the base and cover of sanitary land-fill sites. This paper presents the study of hydraulic conductivity (k) of natural and compacted soils of the Santa Maria region, in the area called Caturrita which was chosen for the future installation of the sanitary land-fill of this city, localized near the current solid waste disposal site of Santa Maria (Robaina, 2002).

In this place a detailed geological-geotechnical investigation was undertaken.

The objective of this investigation was the identification, classification and characterization of the soils of seventeen drilling profiles (P1 to P17) distributed in the area of study; the majority were executed with a manual boring-tool, of which samples were collected for laboratory tests. For all profiles characterization tests were performed (Atterberg limits, granulometric analysis, density of grains). In one typical profile (P1) complementary tests were made such as, chemical tests, X-ray diffraction, compaction and hydraulic conductivity tests with of rigid and flexible walls permeameters.

For this study of hydraulic conductivity a flexible wall permeameter with a simplified triaxial chamber was assembled similar to that of Bjerrum and Huder (1957).

In situ tests were performed of the following type: infiltration hole, ring infiltrometer, and piezometer, which evaluated the characteristics of soil in its natural condition.

Through the investigations two layers (layers 1 and 2) were identified in this area. Layers 1 are more superficial, and constituted of horizon A and finally horizon B. In the lower layer 2 (horizon C), with a reddish colour, the soil shows characteristics of alteration of sedimentary rocks.

The results of in situ tests k show similar values between each other, because the infiltration tests have values of k in the order of 10^{-5} m/s, in the same order of magnitude as the results with piezometer in layer 1.

The values of k of layer 2 were in the order of 10^{-7} and 10^{-8} m/s in the natural state.

The compacted samples had values of k in the order 10^{-9} and 10^{-10} m/s. The results of k in the flexible wall permeameter were higher for undisturbed samples, and compacted samples resulted in values in the order of 10^{-9} m/s. Values of k of this order are indicated as natural impermeabilizing barriers in sanitary land-fills.

Keywords: Hydraulic Conductivity, Soils, In situ and laboratory tests.

LISTA DE TABELAS E QUADROS

TABELA 2.1 Fator de correção – C_k em função da temperatura.....	7
TABELA 2.2 Critérios de seleção de área para disposição de resíduos.....	51
TABELA 2.3 Critérios gerais e locais de seleção de área para disposição de resíduos.....	51
TABELA 5.1 Resumo dos ensaios de laboratório e de campo realizados.....	82
TABELA 5.2 Nomenclatura dos perfis de solos analisados.....	83
TABELA 5.3 Resultados dos ensaios dos pesos específicos real dos grãos e limites de Atterberg.....	84
TABELA 5.4 Resultados de ensaios granulométricos com defloculantes (CD) e sem defloculante (SD).....	86
TABELA 5.5 Fração argila total e argila natural, grau de floculação e atividade coloidal.....	93
TABELA 5.6 Dados dos corpos de prova com amostras indeformadas do perfil 1.....	95
TABELA 5.7 Resultados estatísticos dos perfis estudados.....	95
TABELA 5.8 Classificação HRB, SUCS, textural e cor por Munsell das amostras dos perfis camada 1 dos horizontes A e B.....	97
TABELA 5.9 Classificação HRB, SUCS, textural e cor por Munsell das amostras dos perfis camada 2 do horizonte C.....	98
TABELA 5.10 Resultados dos ensaios de compactação – energia Proctor normal.....	99
TABELA 5.11 Resultados dos ensaios de análise química.....	104
TABELA 5.12 Resultados dos ensaios com piezômetros escavados para determinação do k in situ.....	106
TABELA 5.13 Resultados dos ensaios de infiltração no solo natural.....	109
TABELA 5.14 Resultados dos ensaios k em permeâmetros de parede rígida (tipo molde de compactação).....	110

TABELA 5.15 Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica k permeâmetro parede flexível – P1C1 (horizonte A).....	112
TABELA 5.16 Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica k permeâmetro parede flexível – P1C2 (horizonte C).....	112
TABELA 5.17 Resultados dos ensaios condutividade hidráulica k permeâmetro parede flexível (P10 e P11).....	112
QUADRO 2.1 – Resumo de alguns ensaios para a determinação da condutividade hidráulica in situ	48
QUADRO 2.2 – Critérios para seleção da área para instalação do aterro sanitário.....	53
QUADRO 4.1 – Descrição de Perfil de solo.....	77
QUADRO A4.1 – Estágio de aplicação de tensão confinante e contrapressão	141

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 – Modelo experimental de Darcy.....	23
FIGURA 2.2 – Resultados de ensaios k em solos residuais brasileiros.....	25
FIGURA 2.3 – Correlação k para o mesmo solo em estados diferentes.....	26
FIGURA 2.4 – Permeômetros de parede rígida mais utilizados.....	28
FIGURA 2.5 – Permeômetro de parede rígida tipo célula de adensamento.....	29
FIGURA 2.6 – Permeômetro de parede flexível (modificado de Daniel et. al 1994).....	30
FIGURA 2.7 – Comparação de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório Daniel (1994)	32
FIGURA 2.8 – Permeômetro com carga constante.....	35
FIGURA 2.9 – Permeômetro com carga variável.....	36
FIGURA 2.10 – Equipamento para ensaio com carga constante (Araruna, 1995).....	37
FIGURA 2.11 – Equipamento para ensaio de condutividade hidráulica (Bjerrum e Huder, 1957)	38
FIGURA 2.12 – Piezômetro escavado (a) e piezômetro cravado (b).....	41
FIGURA 2.13 – Proposições para o Fator F Tavenas et. al (1990).....	43
FIGURA 2.14 – Infiltrômetro de anel simples aberto e selado.....	45
FIGURA 2.15 – Infiltrômetro de anel duplo aberto e selado.....	45
FIGURA 2.16 – Infiltrômetro de anel duplo selado (anel interno selado).....	45
FIGURA 2.17 – Cava de infiltração (tipo regular).....	46
FIGURA 2.18 – Gráfico de determinação do coeficiente de infiltração.....	47
FIGURA 2.19 – Fluxograma da metodologia de seleção de áreas para disposição de resíduos.....	50

FIGURA 3.1 – Identificação e posicionamento dos perfis estudados.....	56
FIGURA 3.2 – Trincheiras aberta no perfil 1 para retirada de amostras indeformadas.....	57
FIGURA 3.3 – Equipamento de ensaio <i>k</i> com câmara triaxial e bladers.....	61
FIGURA 3.4 – Esquema do piezômetro.....	63
FIGURA 3.5 – Execução do furo de sondagem com trado manual.....	64
FIGURA 3.6 – Montagem do piezômetro.....	64
FIGURA 3.7 – Piezômetro instalado no campo.....	64
FIGURA 3.8 – Esquema do infiltrômetro de anel.....	65
FIGURA 3.9 – Infiltrômetro de anel utilizado no estudo.....	66
FIGURA 4.1 – Localização de Santa Maria no mapa do Rio Grande do Sul.....	67
FIGURA 4.2 – Mapa geológico da região de Santa Maria.....	70
FIGURA 4.3 – Visão panorâmica da região de Santa Maria.....	71
FIGURA 4.4 – Panorama do aterro de resíduos de Santa Maria.....	73
FIGURA 4.5 – Visão aérea do aterro de resíduos de Santa Maria e localização do Perfil 1	74
FIGURA 4.6 – Localização da área Caturrita IV.....	75
FIGURA 4.7 – Paisagem da área Caturrita IV.....	76
FIGURA 4.8 – Perfil de solo no corte da estrada.....	77
FIGURA 4.9 – Perfis geológico-geotécnico da área Caturrita.....	80
FIGURA 4.10 – Perfis geológico-geotécnico da área Caturrita.....	81
FIGURA 5.1 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 1 com defloculante	88
FIGURA 5.2 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 1 sem defloculante	89
FIGURA 5.3 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 2 com defloculante	90
FIGURA 5.4 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 2 sem defloculante	91

FIGURA 5.5 – Gráfico da combinação da plasticidade de Casa Grande com a atividade coloidal de Skempton para determinar as características expansivas em solos da camada 1 e 2 dos perfis estudados.....	94
FIGURA 5.6 – Curvas de compactação dos perfis da camada 1	100
FIGURA 5.7 – Curvas de compactação dos perfis da camada 2.....	100
FIGURA 5.8 – Difratomia de raios-X das amostras da camada 1 (horizonte A).....	102
FIGURA 5.9 – Difratomia de raios-X das amostras da camada 2 (horizonte C).....	103
FIGURA 5.10 – Ensaio com piezômetro nos perfis (1,12 ao 17).....	107
FIGURA 5.11– Infiltração na área IV pelo tempo.....	108
FIGURA 5.12 – Variação da k pelo tempo em infiltrômetro de anel.....	119
FIGURA 5.13 – Permeâmetro de parede flexível da Camada 1 (horizonte A)	113
FIGURA 5.14 – Permeâmetro de parede flexível da Camada 2 (horizonte C).....	113
FIGURA 5.15 – Gráfico de comparação dos permeâmetros de parede flexível e rígido.....	115
FIGURA A.1 – Bancada do equipamento.....	128
FIGURA A.2 – 1º Etapa Saturação.....	129
FIGURA A. 3 – 2º Etapa Percolação.....	130
FIGURA A. 4 – Câmara triaxial com corpo de prova.....	131
FIGURA A. 5 – Blader para aplicação de tensões.....	133
FIGURA A. 6 – Painel lateral de ensaio.....	135
FIGURA A. 7 – Bureta graduada.....	135
FIGURA A. 8 – Manômetro de precisão.....	136
FIGURA A. 9 – Compressor de ar portátil.....	137
FIGURA A. 10 – Colocação da membrana.....	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

k - Condutividade hidráulica

Q - vazão

h - carga hidráulica

h_0 - carga hidráulica inicial

h_t - carga hidráulica total

dh - variação da carga hidráulica

L - comprimento

A - área da seção transversal

k' - permeabilidade intrínseca

γ - peso específico

γ_w - peso específico da água

γ_{Hg} - peso específico do mercúrio

γ_d - peso específico aparente seco

μ - viscosidade do fluido

k_0 - fator de tortuosidade do fluxo

e - índice de vazios

e_0 - índice de vazios inicial

S_e - superfície específica do solo

C_k - fator de correção em função da temperatura

k_{20} - coeficiente de permeabilidade a 20°C

k_T - coeficiente de permeabilidade a T°C

μ_T - viscosidade da água a T°C

μ_{20} - viscosidade da água a 20°C

NBR - Norma brasileira registrada

σ'_{v_0} - tensão vertical efetiva inicial

B – parâmetro de saturação

Δu – Variação da poro pressão

$\Delta \sigma$ – Variação da tensão

q saída – vazão de saída

q entrada – vazão de entrada

a_{Hg} – área da coluna de mercúrio

t – tempo

H – comprimento total da coluna de mercúrio

D – diâmetro

F – fator de forma

m – parâmetro que quantifica as diferenças entre as diversas modificações proposta pelo fator F (forma).

V – volume de contribuição diária

C_i – coeficiente de infiltração

IPT – Instituto de pesquisas tecnológicas

UFSM – Universidade Federal de Santa Maria

IPAGRO – Instituto de Pesquisas Agronômicas da Secretaria de Abastecimento do Rio Grande do Sul

RS – Rio Grande do Sul

LMCC – Laboratório de Materiais da Construção Civil

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

IP – Índice de plasticidade

GF – Grau de flocculação

At – Argila total

An – Argila natural

AC – atividade coloidal

FA – Fração argila

HRB – Highway Research Board

USCS – Unified Soil Classification System

CTC – Capacidade de troca catiônica

MO – matéria orgânica

Ca – cálcio

Al – alumínio

K – potássio

I – infiltração

σ_c – tensão de confinamento

σ_{cp} – variação da contrapressão

$\Delta\sigma'$ – tensão efetiva

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A - Procedimento de Execução do Ensaio de Condutividade Hidráulica em permeâmetro de parede flexível

ANEXO B – Perfis de Sondagens da área estudada

SUMÁRIO

Resumo	6
Abstract	7
Lista de tabelas e quadros	8
Lista de ilustrações	10
Lista de abreviaturas e siglas	13
Lista de anexos	16
1. INTRODUÇÃO	19
1.1 Divisão dos capítulos da dissertação	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 Condutividade hidráulica	22
2.2 Fatores que influenciam a condutividade hidráulica	23
2.3 Ensaio de laboratório para a determinação da condutividade hidráulica de solos	27
2.3.1 Permeâmetro de parede rígida	28
2.3.2 Permeâmetro de parede flexível	30
2.3.3 Comparação entre os permeômetros de parede rígida e parede flexível.....	31
2.3.4 Preparação das amostras.....	33
2.3.5 Término dos ensaios	33
2.3.6 Métodos de ensaios (sistema de controle)	34
2.4 Ensaio de campo para a determinação da condutividade hidráulica de solos	40
2.4.1 Ensaio com piezômetro	40
2.4.2 Ensaio com infiltrômetro de anel	44
2.4.3 Ensaio de infiltração em cava	46
2.4.4 Outros ensaios	47
2.4.5 Comparação entre ensaios de campo e laboratório	49
2.5 Disposição de resíduos	49
2.5.1 Seleção de áreas	49
2.5.2 Seleção da área para disposição de resíduos em Santa Maria	52
3 MÉTODOS E TÉCNICAS	54
3.1 Estudo de escritório	54
3.2 Investigação de campo	55
3.3 Retirada de amostras e preparação dos solos.....	55
3.4 Ensaio de laboratório	57
3.4.1 Ensaio de compactação	58
3.4.2 Análise química e difratometria de raios-x	58
3.4.3 Ensaio de condutividade hidráulica	59
3.4.3.1 Ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede rígida	59

3.4.3.2 Ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível.....	60
3.5 Ensaio de campo	62
3.5.1 Ensaio com piezômetro	62
3.5.2 Ensaio com infiltrômetro de anel	65
3.5.3 Ensaio em cava de infiltração	66
4 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	67
4.1 Introdução.....	67
4.2 Caracterização regional	67
4.2.1 Clima e vegetação	68
4.2.2 Hidrografia	68
4.2.3 Relevo e Geomorfologia	69
4.3 Caracterização local	72
4.3.1 Geomorfologia (Descrição da paisagem local)	75
4.3.2 Geologia	76
4.3.3 Solos	76
4.3.4 Hidrologia e vegetação	78
4.3.5 Uso e ocupação do solo	78
4.4 Sondagens à percussão (SPT)	79
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	82
5.1 Introdução	82
5.2 Ensaio de caracterização	83
5.2.1 Peso específico real dos grãos e limites de Atterberg	84
5.2.2 Análise granulométrica	85
5.2.3 Grau de floculação e Atividade coloidal.....	92
5.3 Classificação do solo	95
5.4 Ensaio de compactação	99
5.5 Difratomia de raios-X e análise química do solo	101
5.6 Ensaio para a determinação da condutividade hidráulica	105
5.6.1 Ensaio de Campo	105
5.6.1.1 Ensaio com piezômetro	105
5.6.1.2 Ensaio com infiltrômetro de Anel	108
5.6.1.3. Ensaio de infiltração em furos de sondagem e Cava	109
5.6.2 Ensaio de Laboratório	110
5.6.2.1 Ensaio com Permeâmetro de Parede Rígida	110
5.6.2.2 Ensaio com Permeâmetro de Parede Flexível	111
5.7 Discussão dos resultados	116
6 CONCLUSÕES	117
6.1 Conclusões	117
6.2 Sugestões para futuras pesquisas	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
ANEXO A – Procedimento de execução do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível	127
ANEXO B – Relatório de perfis de sondagem do tipo SPT na área de estudo	143

1 INTRODUÇÃO

A disposição de resíduos de forma inadequada no solo colabora para a poluição e contaminação do meio ambiente, uma vez que causa um impacto ambiental negativo no meio biológico, físico e até mesmo sócio-econômico e cultural. Um dos grandes problemas atuais das grandes cidades é não dispor de áreas adequadas para depositar lixo urbano coletado, problema enfrentado em Santa Maria. A questão dos resíduos sólidos nunca foi planejada e encarada como problema de saúde pública e risco ambiental. Passou a ter importância somente quando veio a disputar as áreas urbanas com a ocupação espacial e territorial das cidades, passando a representar um obstáculo à expansão urbana.

O manejo inseguro e não apropriado e, principalmente, a disposição inadequada de certos resíduos que contêm substâncias químicas, potencialmente tóxicas, vem acarretando situações críticas de degradação ambiental e sanitário. Em Santa Maria o destino de tais produtos é o solo, sem controle ambiental e sanitário, que dependendo de sua concentração e suas características pode resultar na contaminação do local de distribuição (Pinheiro e Moraes, 2004). A contaminação pode atingir mananciais de águas superficiais ou aquíferos subterrâneos, através do carreamento e da percolação de compostos tóxicos, que são intensificados pelas águas das chuvas. A principal propriedade do solo que controla o processo de infiltração é a condutividade hidráulica. A determinação da condutividade hidráulica de solos (permeabilidade – k) é uma das etapas mais importantes nas investigações geotécnicas visando projetos de aterros sanitários. Ensaios de condutividade hidráulica são realizados no solo natural (in situ) da fundação e na camada de solo argiloso compactado utilizado para as camadas de base e revestimento do aterro.

O objetivo deste trabalho foi caracterizar os solos naturais e compactados em uma área pré-selecionada para instalação do futuro aterro sanitário de Santa Maria. Esta área foi denominada Caturrita IV, e fica localizada próxima ao local do depósito dos resíduos sólidos de Santa Maria, chamado lixão da Caturrita. Propomos nesta dissertação caracterizar geotecnicamente 17 perfis de solos desta área, com o propósito de confirmar se esses solos são propícios para disposição de resíduos sólidos urbanos seguindo as recomendações dos órgãos ambientais. Visando a caracterização da condutividade hidráulica desta unidade geotécnica, foram realizados alguns ensaios de condutividade hidráulica de campo, com várias técnicas experimentais. Estes ensaios foram complementados com ensaios de condutividade hidráulica de laboratório, com solos compactados e naturais.

Para esta pesquisa foi montado um equipamento de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível com câmara triaxial simplificada, o qual baseou-se no equipamento proposto por Bjerrum e Huder (1957).

A localização dos perfis investigados foi baseada na Carta Geotécnica de Santa Maria (Maciel Filho, 1990). Foram realizadas sondagens geotécnicas com retiradas de amostras representativas em cada unidade geotécnica relevante para realização de ensaios de caracterização. A partir deste projeto foram identificados materiais de baixa condutividade hidráulica para utilização como camadas impermeabilizantes minerais para o fundo e cobertura de aterros sanitários.

O estudo da condutividade hidráulica (permeabilidade) k de solos para disposição de resíduos sólidos e a caracterização dos solos naturais e compactados da região de Santa Maria serão de grande importância na indicação de uso do solo com baixos coeficientes k como camada impermeabilizante de fundação de aterros sanitários e revestimento de fundo de células de aterro sanitários (liners). Estes proporcionarão a criação de uma barreira que minimizará o fluxo de líquidos resultantes da decomposição do lixo o (“chorume”) no solo, onde os resíduos serão depositados, os quais poderiam contaminar camadas inferiores de solo e também o lençol freático existente.

1.1 Apresentação da dissertação

A presente dissertação foi dividida em seis capítulos com o objetivo de facilitar a leitura e compreensão do trabalho escrito. O capítulo 1 contém os principais fatores que levaram ao estudo do tema da dissertação, bem como os objetivos traçados para o desenvolvimento dos experimentos. No capítulo 2 apresenta-se a revisão bibliográfica da pesquisa, na qual procurou-se mostrar os diferentes ensaios de condutividade hidráulica existentes, tanto realizados em laboratório como no campo.

No capítulo 3 são apresentados os métodos e as técnicas utilizadas para a realização dos ensaios com os solos selecionados para esta pesquisa.

No capítulo 4 é apresentada a localização da área de estudo através de esquemas e fotos aéreas; também serão mostrados os pontos de amostragem dos perfis de solos amostrados para a pesquisa, bem como suas características morfológicas, pedológica e geológica dos solos.

No capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios realizados. Estes ensaios foram divididos em duas categorias: ensaios de laboratório e de campo. Os ensaios realizados

em laboratório para a caracterização dos solos foram: peso específico real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, análise granulométrica com e sem defloculante. Realizaram-se também os ensaios de compactação, análise química, difratometria de raios-x, condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida com amostras compactadas, condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível com amostras indeformadas e compactadas.

Os ensaios realizados no campo foram os ensaio de condutividade hidráulica do tipo: (a) Infiltrômetro de Anel, (b) Piezômetro escavado e (c) Infiltração do tipo Cava.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões dos resultados obtidos e as sugestões para futuras pesquisas nesta área.

No anexo A é apresentado o manual de execução do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível.

No anexo B são apresentados os perfis de sondagens realizados durante a pesquisa na área selecionada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão abordará conceitos sobre condutividade hidráulica, fatores que influenciam a sua determinação, tipos de ensaios de laboratório e campo. Também serão apresentados alguns critérios utilizados para escolha de locais apropriados para seleção de áreas para disposição de resíduos.

2.1 Condutividade hidráulica

A principal propriedade do solo que controla o processo de infiltração é a condutividade hidráulica (k). A condutividade hidráulica é relacionada à quantidade de líquido que se desloca nos vazios do solo; esta percolação muitas vezes é prejudicial, pois resulta em uma série de problemas práticos em obras da construção civil como: erosão interna em taludes, entubamento em barragens de terra, drenagem, rebaixamento do nível d'água, instabilidade em escavações e contaminação do lençol freático por líquidos poluentes.

A determinação da condutividade hidráulica é baseada na lei experimental do engenheiro francês Henry Darcy, em 1856, a qual verificou que a vazão da água é expressa pela equação 1.

$$Q = k \frac{h}{L} A \quad (1)$$

A definição da k e o estudo na prática partiram da observação do fluxo d'água em uma amostra de solo de comprimento "L", com seção transversal "A" o indicado na figura 2.1. Observa-se que a água percola a amostra devido à diferença de carga "h" entre os dois reservatórios. Os resultados indicaram que a velocidade de percolação $v = Q/A$ é proporcional ao gradiente hidráulico $i = h / L$.

Engenheiros Civis têm tradicionalmente chamado o coeficiente k da Equação 1 de coeficiente de permeabilidade, mas especialistas em solos e hidrogeologistas têm tradicionalmente chamado este coeficiente de condutividade hidráulica. Isto se deve porque outros fenômenos de condutividade são descritos por uma equação idêntica à forma da lei de Darcy e, portanto, o coeficiente de proporcionalidade desta equação é usualmente denominado de condutividade (por exemplo, condutividade térmica).

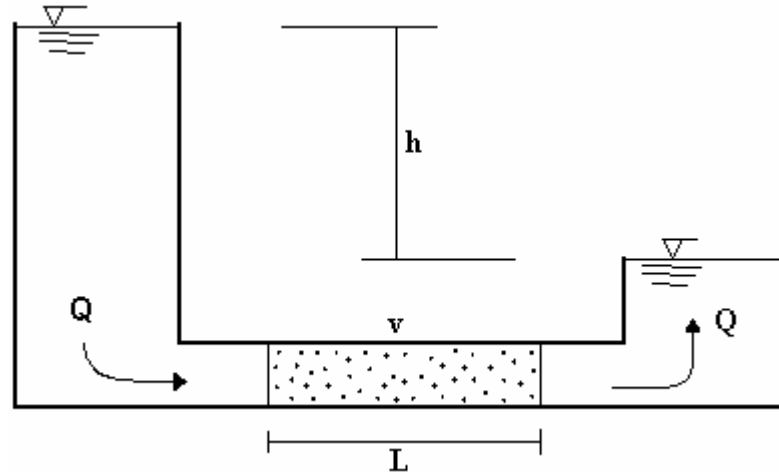


Figura 2.1 – Modelo experimental de Darcy

O coeficiente de condutividade hidráulica da lei de Darcy depende das propriedades dos poros do solo e também das propriedades do fluido permeante. Uma forma alternativa de escrever a lei de Darcy é apresentada a seguir (equação 2):

$$Q = k' \frac{\gamma}{\mu} \frac{h}{L} A \quad (2)$$

Onde o coeficiente k' é a permeabilidade intrínseca do solo, o γ é o peso específico do fluido e μ é a viscosidade do fluido. Portanto, o uso do termo condutividade hidráulica elimina a confusão com a permeabilidade intrínseca. Entretanto, Darcy chamou este parâmetro de *un coefficient dépendant de la pérmeabilité* e não mencionou o termo condutividade hidráulica.

Nesta dissertação o termo adotado para designar o coeficiente de proporcionalidade da lei de Darcy será condutividade hidráulica (k). Este coeficiente tem a unidade de comprimento por tempo, que tradicionalmente é expresso em cm/s. No SI (Sistema Internacional) a unidade recomendada é metros por segundo (m/s). A conversão é $1\text{cm/s} = 0,01\text{m/s}$.

2.2 Fatores que influenciam a condutividade hidráulica

Existem vários fatores que influenciam o coeficiente de condutividade hidráulica do solo. A seguir serão apresentados os principais fatores descritos na literatura (Mitchell, 1993; Daniel, 1994; Benson et al., 1994).

Granulometria e tamanho das partículas - O tamanho das partículas que formam os solos tem influência no valor do coeficiente de condutividade hidráulica. Em solos pedregulhosos sem finos na sua constituição, ou seja, partículas com diâmetro superior a 2mm, o valor do k é superior a 0,01cm/s. No caso de solos finos; que são aqueles com partículas de diâmetro inferior a 0,074mm, os valores do k são muito inferiores a 0,01cm/s. O valor da k , portanto, está relacionado com a superfície específica das partículas.

Composição mineralógica - A concentração de alguns tipos de minerais na constituição dos solos influencia muito k . Argilas moles, que são constituídas predominantemente de argilo-minerais (caolinitas, ilitas e esmectitas), têm um valor muito baixo de k , que varia entre 10^{-7} a 10^{-8} cm/s. No caso de solos arenosos, cascalhentos sem finos, ou seja, constituídos de minerais silicosos (quartzo), o valor do k está na ordem de 1,0 a 0,01cm/s. Mitchell (1993) verificou que, para solos argilosos com o mesmo teor de umidade, variando o tipo argilo-mineral, os solos com valores mais elevados k foram os caoliníticos e os de menor k foram os solos com esmectitas. Os solos com ilita apresentaram valores entre estes dois.

Índice de vazios - A condutividade hidráulica relaciona-se com o índice de vazios, portanto, com a porosidade. Quando mais poroso for o solo maior será o índice de vazios e conseqüentemente mais permeável. Observa-se este comportamento na figura 2.2 para solos residuais brasileiros (Vargas, 1977). O valor k varia diretamente com o quadrado do diâmetro das partículas e com a razão ($e^3/1+e$) conforme a equação 3, proposta por Kozeny (Taylor, 1948).

$$k = \frac{1}{k_0 S_e^2} \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} \quad (3)$$

Onde: S_e = superfície específica do solo; k_0 = fator de tortuosidade do fluxo, γ = peso específico do fluido, μ = viscosidade do fluido, e = índice de vazios.

Estrutura – É como as partículas se arranjam entre si. Nas argilas a estrutura pode ser isolada ou em grupo, neste caso atuam forças de natureza capilar e molecular e estas dependem da forma das partículas. Já nas areias o arranjo estrutural é simplificado, estas formam canalículo, interconectados por onde percola a água com facilidade. Daniel e Trautwein (1986) afirmam ser interessante introduzir os termos micropermeabilidade e macropermeabilidade. A micropermeabilidade é associada com o fluxo através dos vazios

entre as partículas do solo. A macropermeabilidade refere-se a valores k em maior escala, sendo governada por características macro-estruturais a seguir discutidas.

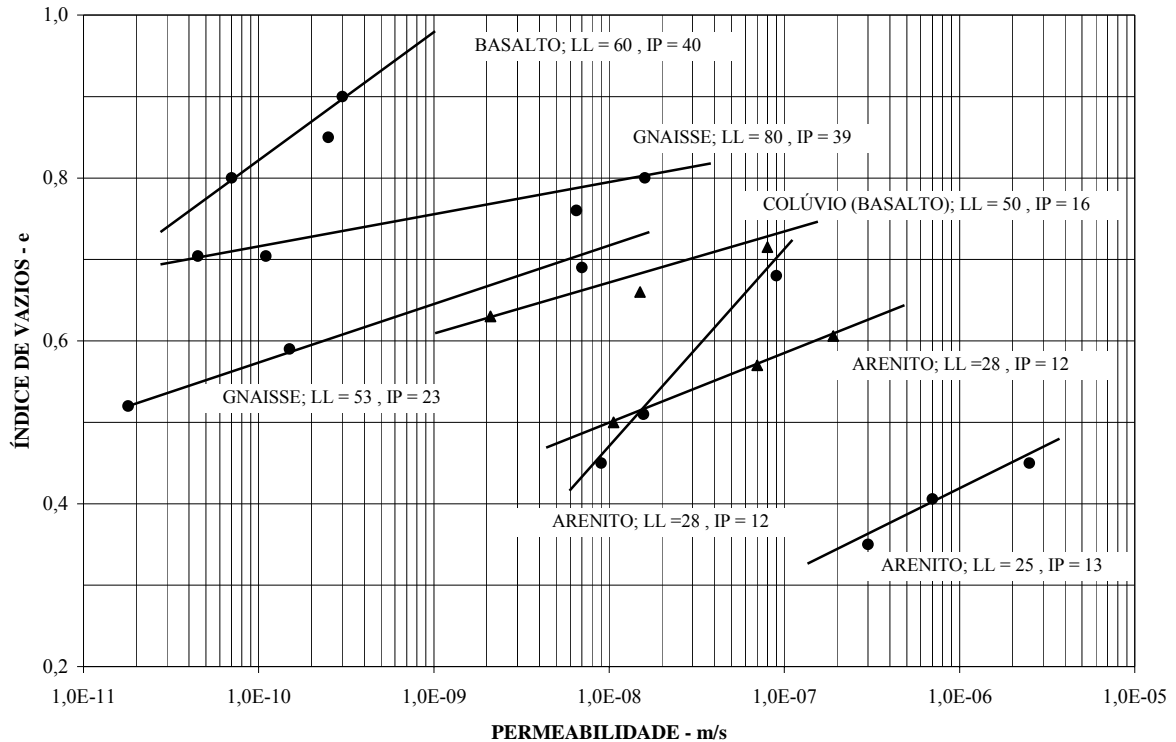


Figura 2.2 – Resultados de ensaios de permeabilidade em solos residuais brasileiros (Vargas, 1977)

Macro-estrutura – Está relacionado com macropermeabilidade (Daniel e Trautwein, 1986), onde o valor k é influenciado por características tais como: diaclases, fraturas, juntas, estratificações, raízes de plantas, lentes de material mais permeável, etc. Vargas (1977) apresentam resultados de k em solos residuais brasileiros mostrando a influência da estrutura nesses resultados (figura 2.3).

Fluido – O tipo de fluido que percola os poros do solo em geral é água com ou sem gases dissolvidos. A maior ou menor facilidade de percolação está relacionada com a viscosidade (μ) do fluido, que varia com a temperatura. Outros tipos de fluidos podem ser adotados para determinação da k . Em pesquisas têm-se utilizado líquidos químicos e resíduos provenientes de diversos tipos;

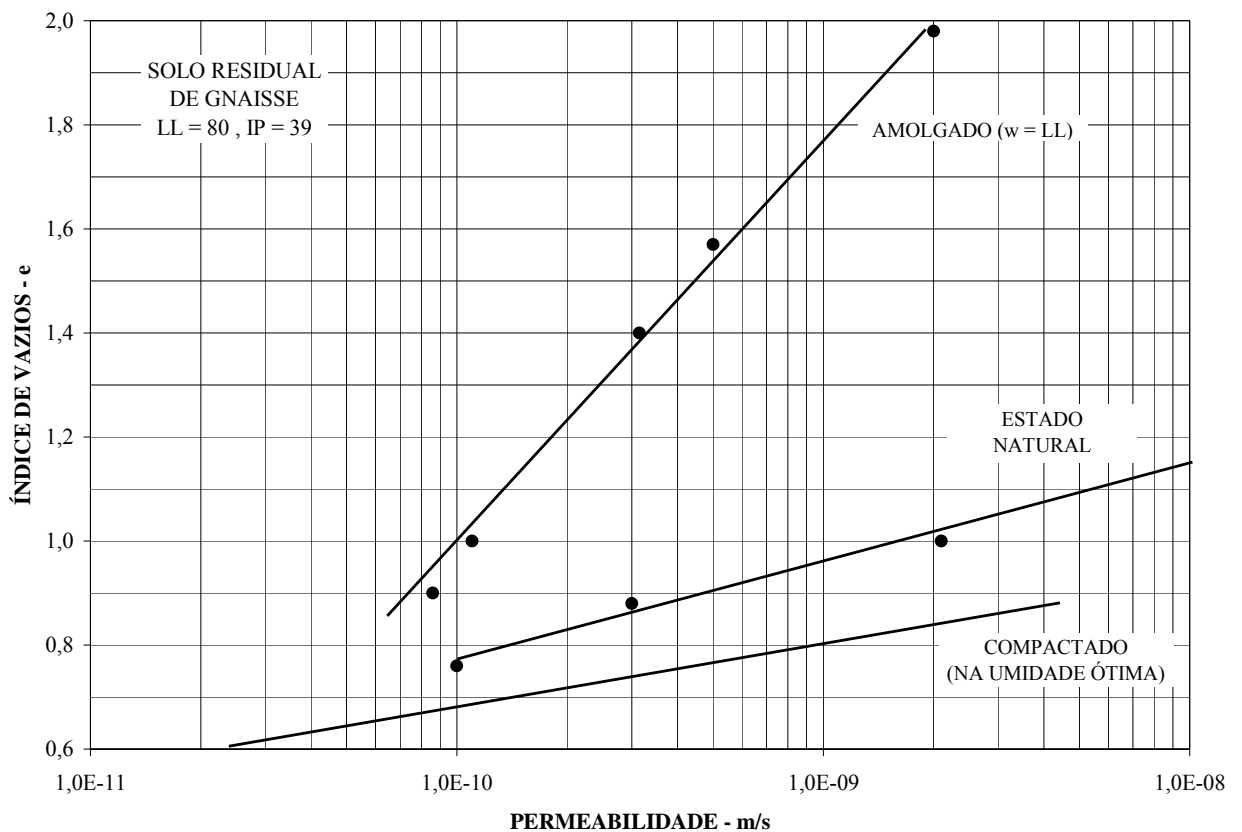


Figura 2.3 – Correlação k para o mesmo solo em estados diferentes (Vargas, 1977)

Temperatura – A condutividade hidráulica dos solos varia com a temperatura, porque o peso específico e a viscosidade do líquido permeante variam com a temperatura. Se o fluido for água o valor k muda aproximadamente 3% para cada grau de alteração na temperatura (Daniel, 1994). As correções dos efeitos da temperatura são facilmente realizadas, conforme a equação 4. A flutuação da temperatura pode ser um dos maiores problemas quando são ensaiadas matérias com valores extremamente baixo de k . Isto se deve pela expansão e contração da água no sistema de medição que podem exceder o volume de água que percola no corpo de prova. Nestes casos é recomendável que o ambiente tenha temperatura controlada. Em geral, os valores de coeficiente k são referidos à temperatura de 20°C, o que se pode relacionar com a equação 4.

$$k_{20} = k_T \frac{\mu_T}{\mu_{20}} = k_T C_k \quad (4)$$

Onde:

k_{20} = coeficiente de permeabilidade a 20°C

k_T = coeficiente de permeabilidade a T°C

μ_T = viscosidade da água a T°C

μ_{20} = viscosidade da água a 20°C

$Ck = \mu_T / \mu_{20}$ = fator de correção em função da temperatura tabela 2.1

Tabela 2.1 – Fator de correção – C_k – em função da temperatura

T °C	$C k$	T °C	$C k$	T °C	$C k$	T °C	$C k$
7	1,416	13	1,195	19	1,025	25	0,887
8	1,375	14	1,165	20	1,000	26	0,867
9	1,336	15	1,135	21	0,975	27	0,847
10	1,298	16	1,106	22	0,952	28	0,829
11	1,263	17	1,078	23	0,930	29	0,811
12	1,228	18	1,051	24	0,908	30	0,793

2.3 Ensaios de laboratório para determinação da condutividade hidráulica de solos

Existem diversos tipos de equipamentos para investigação da condutividade hidráulica de solos em laboratório. Esses equipamentos são denominados de permeâmetros, e são classificados em permeâmetros de parede rígida e parede flexível.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório são mais utilizados na avaliação de solos compactados durante a fase de projeto, devido aos baixos custos comparados com ensaios de campo. Os resultados destes ensaios ajudam na seleção de materiais, normalmente mais indicados como camada impermeabilizante de fundações e aterros sanitários.

Os ensaios de laboratório são realizados em células chamadas de permeâmetros, sendo que no seu interior é colocado o corpo de prova para execução do ensaio. Em função do método de execução os ensaios podem ser denominados; ensaio de carga constante, ensaio de carga variável e ensaio com vazão constante.

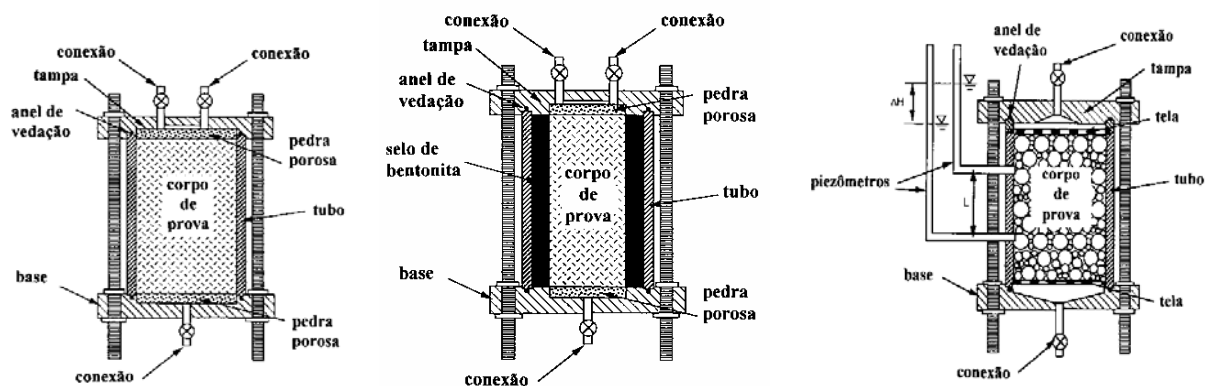
2.3.1 Permeâmetro de parede rígida

O permeâmetro de parede rígida é constituído por tubo metálico, plástico ou vidro (quando o chorume for o líquido percolante), onde é colocado o corpo de prova para o ensaio. Esse tipo de permeâmetro não se utiliza em ensaios com solos de baixa permeabilidade, pois há a possibilidade de fluxo lateral entre o corpo de prova e o molde, neste caso podem ser ensaiados de acordo com a NBR 13292/95. Os permeâmetros de parede rígida mais utilizados são do tipo: molde de compactação, tubo amostrador e célula de adensamento.

a) Permeâmetro do tipo molde de compactação

O ensaio com permeâmetro do tipo molde de compactação é realizado em corpos de prova compactados. O corpo de prova contido por um cilindro é fixo entre duas placas (tampas) em suas extremidades e vedadas com anéis de borracha. No topo e base são colocados materiais drenantes. Daniel (1994) apresentou uma extensa revisão sobre os principais permeâmetros de parede rígida utilizados para determinação da k em solos.

Em geral estes permeâmetros utilizam corpos de prova compactados, porém a NBR 14545/00 descreve um tipo de ensaio onde são executadas uma vedação com argila plástica (bentonita) nas laterais do corpo de prova. Neste caso o corpo de prova pode ser compactado ou natural. A bentonita terá como função o selamento anelar evitando o fluxo de água pelas laterais. Daniel (1994) também apresenta este tipo de equipamento. A figura 2.4 (a), (b) e (c) apresenta 3 tipos de permeâmetros de parede rígida mais utilizados.



(a) Molde de compactação

(b) Permeâmetro com selamento anelar

(c) Permeâmetro para solo granular

Figura 2.4 – Permeâmetros de parede rígida mais utilizados

b) *Permeâmetro do tipo tubo amostrador*

O permeâmetro do tipo tubo amostrador consiste de um tubo que coleta amostras indeformadas em campo. Várias vezes o tubo é cortado no laboratório e fixo entre as placas, sendo o corpo de prova percolado com líquidos diretamente no interior do tubo. Daniel (1994), afirma que há grandes possibilidades de ocorrer fluxo lateral se o ensaio for realizado com amostras de solos muito rígidos ou que contém material granular. Além disto, podem ocorrer danos na amostra quando na coleta, devido à perturbação do solo na cravação do tubo amostrador e também na retirada do mesmo.

c) *Permeâmetro do tipo célula de adensamento*

O permeâmetro do tipo célula de adensamento é formado por uma célula, pela qual o fluxo d'água do corpo de prova é conectado ao ensaio (figura 2.5). Tavenas et al. (1983), afirmam que uma das vantagens na utilização deste ensaio é a possibilidade de medir, além da condutividade hidráulica, a tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}), o índice de vazios (e_0), mas também a lei da variação de k em função do índice de vazios com o aumento da tensão vertical efetiva.

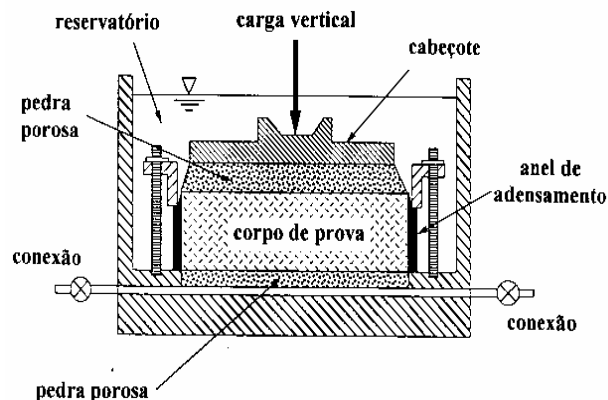


Figura 2.5 – Permeâmetro de parede rígida do tipo célula de adensamento.

Em geral os permeâmetros de parede rígida apresentam como vantagens: (a) simplicidade de construção, operação e baixo custo da célula; (b) amostras com dimensões maiores podem ser ensaiadas; (c) podem ser aplicadas as tensões verticais nulas se desejado.

As principais desvantagens que estes permeâmetros apresentam são: (a) problemas de fluxo lateral nas amostras; (b) não há controle da tensão horizontal; (c) não é possível confirmar o grau de saturação pelo parâmetro B; (d) não é possível obter a saturação por contrapressão; (e) necessita-se de um grande tempo para ensaiar o material de baixa condutividade hidráulica.

2.3.2 Permeâmetro de parede flexível

Consiste de uma câmara triaxial simplificada adaptada ao ensaio de condutividade hidráulica. Na figura 2.6 aparece o desenho esquemático de um permeâmetro de parede flexível. Este sistema pode ser usado com água, chorume ou com outro líquido. Quando usado com líquido de origem química, necessita-se verificar a possibilidade de alteração da membrana que reveste o corpo de prova e os componentes do permeâmetro.

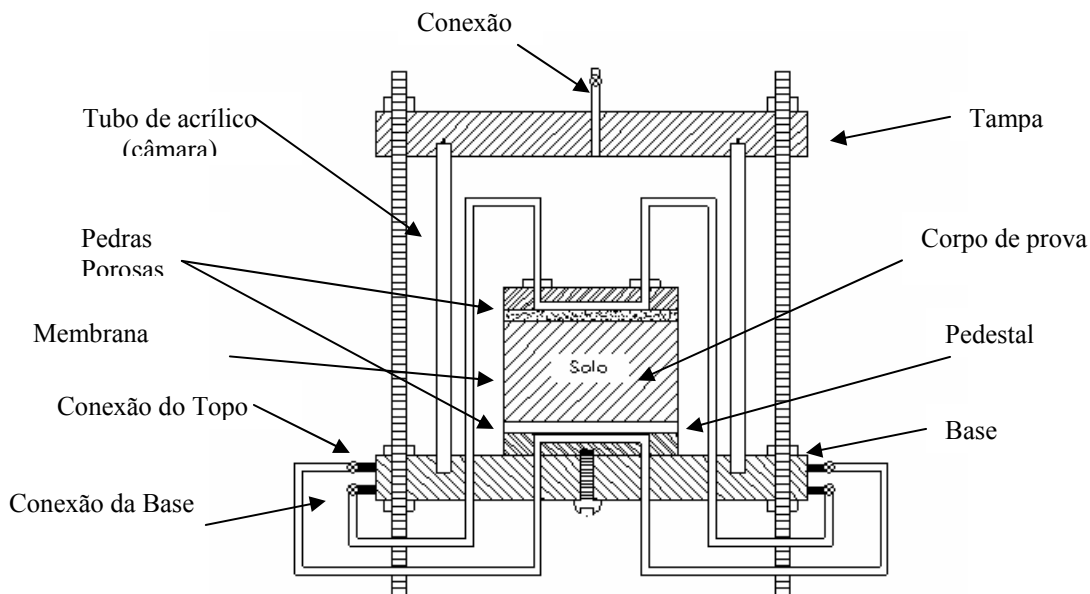


Figura 2.6 – Permeâmetro de parede flexível (modificado de Daniel et. al 1994)

O corpo de prova de solo é colocado no interior da célula triaxial envolvido por uma membrana e disposto entre a base e o pedestal, sendo confinado entre pedras porosas instaladas, na parte superior e inferior do corpo de prova. A célula triaxial é preenchida com água e aplicam-se pressões de confinamento, que comprimem a membrana flexível ao corpo de prova. Desta forma o fluxo lateral (entre a membrana e o corpo de prova) é minimizado.

Uma linha de drenagem é conectada na parte inferior do corpo de prova (onde entrará o fluxo d'água), e outra na parte superior (onde sairá o fluxo).

As principais vantagens do permeâmetro de parede flexível são: (a) saturação da amostra por contrapressão e tem-se a possibilidade de verificar o parâmetro $B = \Delta u / \Delta \sigma$; (b) possibilidade de controle das tensões principais; (c) realizar ensaios com materiais de baixa condutividade hidráulica; (d) ensaios mais rápidos; (e) a membrana que envolve a amostra reduz o risco de percolação lateral devido à tensão de confinamento aplicada; (f) as mudanças volumétricas e deformações podem ser medidas.

Citam-se como principais desvantagens: (a) os custos da célula e dos equipamentos envolvidos para realização dos ensaios são elevados; (b) problemas de compatibilidade química da membrana com líquidos utilizados na percolação; (c) dificuldades de execução do ensaio com tensões de compressão muito baixas; (d) problemas de difusão através da membrana.

2.3.3 Comparação entre o permeâmetro de parede rígida e o de parede flexível

O permeâmetro de parede rígida tende a ser mais barato e o mais utilizado para determinação da condutividade hidráulica. Todavia, o fluxo lateral é sempre possível, e aplicação de pressão não é controlada em muitos tipos de permeâmetros de parede rígida. Em princípio, pode-se eliminar as bolhas de gás em uma célula de parede rígida com contrapressão (pressurizando o fluido na entrada e na saída do equipamento). Entretanto, a contrapressão não tem sido utilizada em células de parede rígida.

Daniel (1994) em seus trabalhos verificou que o fluxo lateral, em corpos de prova compactados de solos argilosos permeados com água, não foi significativo em ensaios com permeâmetro de parede rígida em moldes de compactação com aplicação de contrapressão. Este mesmo autor verificou que o inchamento do corpo de prova (no topo) poderia favorecer o aparecimento de fluxo lateral. São recomendados os seguintes passos para realização do ensaio com molde de compactação: (a) a água permeante deve ser completamente desaerada; (b) o ensaio continua até que o volume de água que entra no corpo de prova seja o mesmo que sai; (c) o fluxo continua até o valor da condutividade hidráulica estabilizar. Em geral os itens (a) e (b) fazem com que o ensaio leve de 1 a 8 semanas para solos com k de 1×10^{-9} m/s ou menos.

O permeâmetro de parede flexível é geralmente mais versátil que o de parede rígida, virtualmente eliminando o problema com o fluxo lateral. Quase todos os solos (exceto materiais granulares, devido à perda de carga nos poros e peças) podem ser ensaiados em permeâmetros de parede flexível. O solo é saturado rapidamente pela aplicação de contrapressão, portanto, os ensaios tendem a ter um tempo de duração reduzido. Os principais problemas deste equipamento são os altos custos e sua complexidade, problemas com a integridade da membrana quando utilizados líquidos químicos e resíduos e também ensaios com baixa tensão de confinamento.

A figura 2.7 apresenta a comparação entre a condutividade hidráulica determinada em permeâmetros de parede rígida (molde compactação) e parede flexível. Todos os corpos de prova foram percolados com água. Daniel (1994) verificou boa concordância entre os resultados obtidos nestes ensaios. Porém, este autor salienta que nos ensaios realizados com permeâmetro de parede rígida a percolação foi mantida por um período de tempo suficiente para que o volume de entrada e saída de água fosse o mesmo.

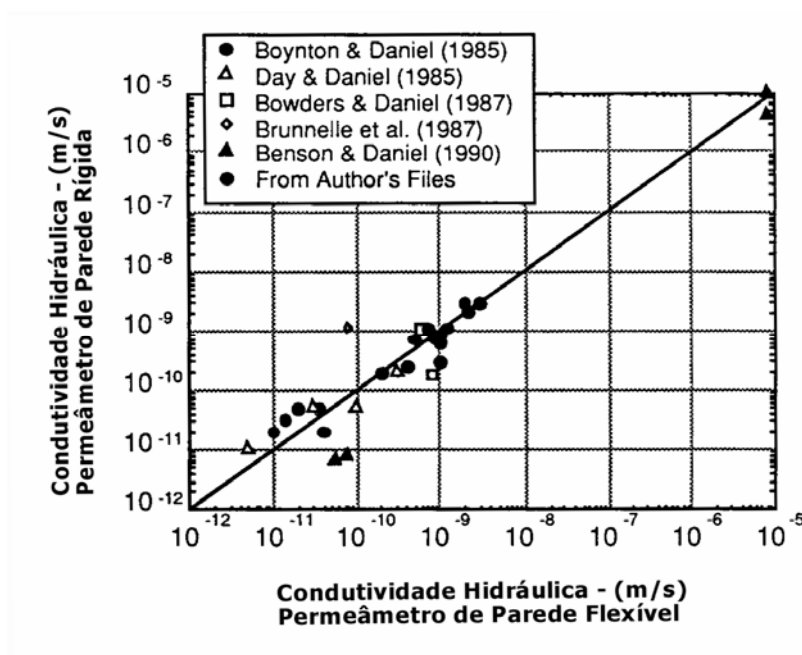


Figura 2.7 - Comparação de ensaios de condutividade hidráulica de laboratório, segundo Daniel (1994)

2.3.4 Preparação das amostras

Daniel (1994) afirma que os procedimentos usados para selecionar ou preparar os corpos de prova são mais importantes que a percolação e/ou escolha do tipo e técnicas de equipamentos utilizados, principalmente se tratando de materiais com partículas de granulometria fina.

As amostras deformadas, ou seja, corpos de prova compactados de solo, devem ser preparados (separadas, pesadas, ensacadas e determinada a umidade higroscópica) anteriormente. Recomenda-se que as amostras de solo sejam compactadas com umidade e densidade conferida anteriormente. Segundo Daniel (1994), ensaios de condutividade hidráulica com amostras compactadas são interessantes no caso de solos com baixa condutividade hidráulica, como por exemplo: “liners” para aterros de resíduos sólidos. As especificações estabelecem alguns critérios de compactação, como a densidade mínima do corpo de prova deve ser 95% da densidade máxima obtida no ensaio de compactação. A umidade de moldagem do corpo de prova pode variar de 0 a 4% da umidade ótima.

No caso de amostras indeformadas são necessários cuidados na coleta de campo, para que não sofram abalos na sua estrutura original. As amostras indeformadas podem ser coletadas com auxílio de amostradores (tipo Shelby, amostradores especiais, etc) ou retirada de blocos em trincheiras, poços, etc. Um cuidado importante é o armazenamento da amostra (deve ser parafinada para preservação das condições de umidade natural) para que a mesma não sofra danos durante o transporte e armazenagem. Os principais problemas na preparação de corpos de prova indeformados são a heterogeneidade e a presença de pedras, raízes, galhos, etc. Além do inconveniente destes elementos estranhos, quando da moldagem do corpo de prova, é a influência da determinação da k durante o ensaio.

2.3.5 Término dos ensaios

O critério adotado para o término do ensaio de condutividade hidráulica é subjetivo, devido principalmente à extrema variabilidade dos valores de k , aos diferentes procedimentos de ensaios e à diversidade de materiais. Também, diferentes critérios podem ser aplicados nos ensaios quando se utilizam líquidos permeantes diferentes, tais como, água, resíduos químicos, etc (Daniel, 1994).

Ao adotar-se água como fluido permeante, Daniel (1994) recomenda 3 critérios que podem ser utilizados para o término do ensaio. O primeiro critério sugere a relação entre o fluxo de entrada e saída de água pelo corpo de prova esteja entre 0,9 a 1,1 ($q_{\text{saída}} / q_{\text{entrada}}$). Em solos com $k < 10^{-10}$ m/s a relação sugerida fica entre 0,75 e 1,25. O segundo que o ensaio prossiga até que os valores de k permaneçam razoavelmente constantes. Para acompanhamento deste procedimento é sugerida a plotagem da k versus tempo ou volume do fluxo nos poros. O terceiro critério é o de obterem-se dados suficientes, representativos e por um longo tempo. Recomenda-se que sejam feitas 4 medidas de k , sendo que os valores mais baixo e mais alto medidos não podem estar muito distantes da média.

Quando o fluido percolante for algum tipo de resíduo ou substância química, o procedimento é similar ao sugerido quando se utiliza água. Porém são recomendados alguns cuidados adicionais. Recomenda-se que pelo menos o volume fluxo de líquido percolado seja 2 vezes o volume dos poros do corpo de prova (remoção da água). Em se tratando de substâncias químicas deve-se controlar a composição química do fluido percolante, tendo como critério adicional para término do ensaio quando a composição química do fluido que sai for similar ao que entra. Deve-se acompanhar os ensaios com gráficos da variação da k com a concentração de íons do líquido efluente.

2.3.6 Métodos de Ensaio (sistemas de controle)

Os métodos de ensaio de condutividade hidráulica são nomeados em função do sistema de aplicação de carga hidráulica, que podem ser do tipo: carga constante, carga variável e vazão constante (Daniel, 1994).

a) Ensaio de Carga Constante

No ensaio de carga constante, a percolação dos líquidos no solo acontece mantendo-se constante as alturas das colunas de líquidos na entrada e na saída da região de fluxo, ou seja, o gradiente hidráulico é mantido constante.

Durante o ensaio mede-se o volume de líquido (V) que passa pelo corpo de prova em um determinado intervalo de tempo (t). Observa-se um esquema do permeâmetro com carga

constante na figura 2.8. O método de cálculo é simples, assumindo que o fluxo é regido pela Lei de Darcy e aplicando os valores na equação 5, obtêm-se o coeficiente de permeabilidade.

$$k = \frac{V}{A} \frac{L}{h t} \quad (5)$$

Onde: L é comprimento do corpo de prova.

A é área do corpo de prova perpendicular ao fluxo.

h é a perda de carga associada com o fluxo.

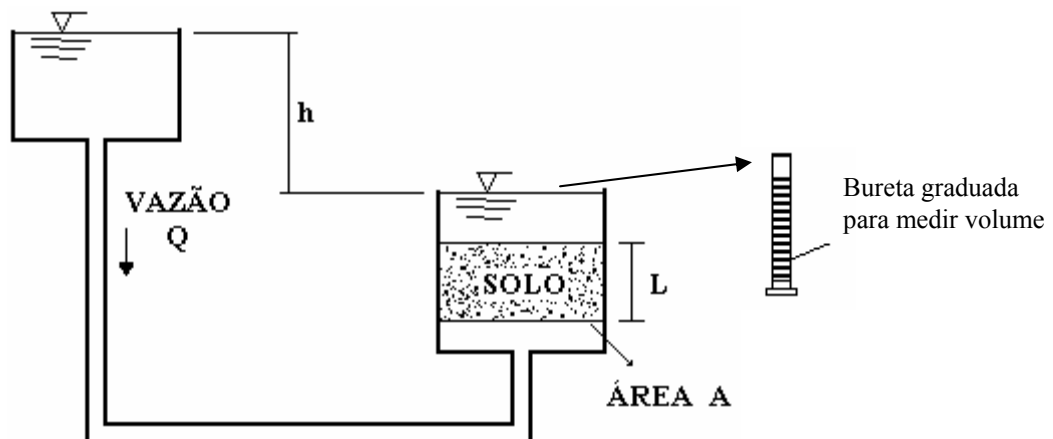


Figura 2.8 - Permeômetro com carga constante

Algumas das vantagens do método de ensaio com carga constante são: o cálculo simplificado, a manutenção da poropressão com o tempo, e a diminuição da alteração do volume de bolhas de ar existente no corpo de prova, quando não-saturados (Daniel, 1994).

A desvantagem do método é não medir com precisão a vazão percolada quando os solos ensaiados possuem baixa condutividade hidráulica.

b) Ensaio com carga variável

Neste ensaio o nível de água do reservatório varia com o tempo, a condutividade hidráulica deste ensaio pode ser calculada pela equação 6. Segundo Daniel (1994), a principal vantagem em se usar carga variável é a simplicidade do processo, comparando ao utilizado com carga constante. Observa-se o esquema do ensaio com carga variável na figura 2.9.

$$k = \frac{a L}{A (t_2 - t_1)} \cdot 2,3 \cdot \log (h_1 / h_2) \quad (6)$$

Onde: L é comprimento do corpo de prova.

A é área do corpo de prova perpendicular ao fluxo.

h é a perda de carga associada com o fluxo.

Apesar deste fato o ensaio possui limitações como: (a) a diminuição da carga hidráulica induz uma redução de poropressão e bolhas de ar que estão no interior do corpo de prova podem expandir; (b) a diminuição da poropressão pode formar bolhas de ar, se o líquido estiver saturado com ar dissolvido na pressão inicial; (c) a diminuição na poropressão causa um aumento na tensão efetiva nas células de parede da flexível, onde a tensão total for constante. Esse aumento da tensão efetiva provoca adensamento com redução no índice de vazios e redução do k .

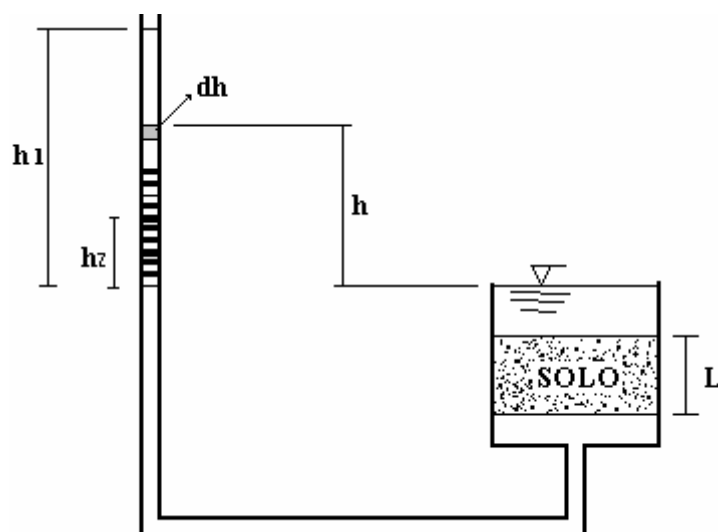


Figura 2.9 -Permeômetro com carga variável

c) Ensaio com vazão constante

Os procedimentos para obter o fluxo com vazão constante são: (a) bombeamento constante de líquido pela amostra e (b) sistema proposto por Bjerrum e Huder (1957).

No procedimento de bombeamento constante de líquido pelo corpo de prova, a vazão (Q) é constante. As pressões desenvolvidas nas extremidades do corpo de prova são medidas. A facilidade de automação se dá em sistemas monitorados por sensores (transdutores), que medem a vazão e a pressão.

Deve-se tomar cuidado ao impor a vazão na amostra, para que a pressão resultante permaneça abaixo da tensão de confinamento, desta forma não ocorrerá o fluxo lateral entre a membrana e a amostra. Altas vazões podem causar variação de volume, podendo danificar o sistema de monitoramento, mas se a vazão for muito baixa pode resultar num gradiente hidráulico muito pequeno e impossível de monitorar. Observa-se o esquema do ensaio com vazão constante na figura 2.10.

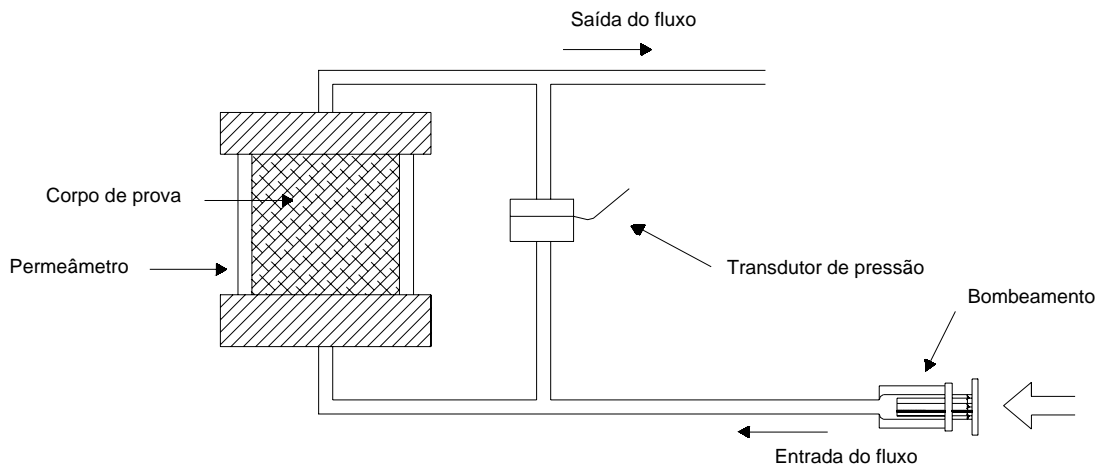


Figura 2.10 – Equipamento para ensaio com carga constante (Araruna, 1995).

O sistema de Bjerrum e Huder (1957) mostrado na figura 2.11 é formado por um permeâmetro de parede flexível com câmara triaxial e painel lateral para ensaios de condutividade hidráulica.

O painel lateral possui tubulações plásticas transparentes e flexíveis, com área interna conhecida. A tubulação do painel lateral liga-se à célula triaxial através de conexões na parte inferior e superior. A forma de percolação mais indicada para ensaiar solos com baixa permeabilidade deve ser da base do corpo de prova para o topo (Denardi, 2000).

No interior da tubulação plástica existe uma coluna de mercúrio com altura de 60cm, que pode sofrer alterações dependendo do gradiente hidráulico aplicado no corpo de prova. Os espaços restantes na tubulação devem ser preenchidos com água. A tubulação do painel lateral é suspensa por duas roldanas fixas no painel.

O ensaio pode ser realizado com carga constante ou variável, dependendo da posição da coluna de mercúrio. No ensaio com carga variável a coluna de mercúrio deve ser posicionada na posição “U”, desta forma realiza-se o ensaio com alteração no tempo entre os dois ramos do “U”. No ensaio com carga constante pode ocorrer o deslocamento completo da coluna de mercúrio na posição vertical e/ou permanecendo a diferença de altura constante entre os dois ramos do “U” da coluna de mercúrio.

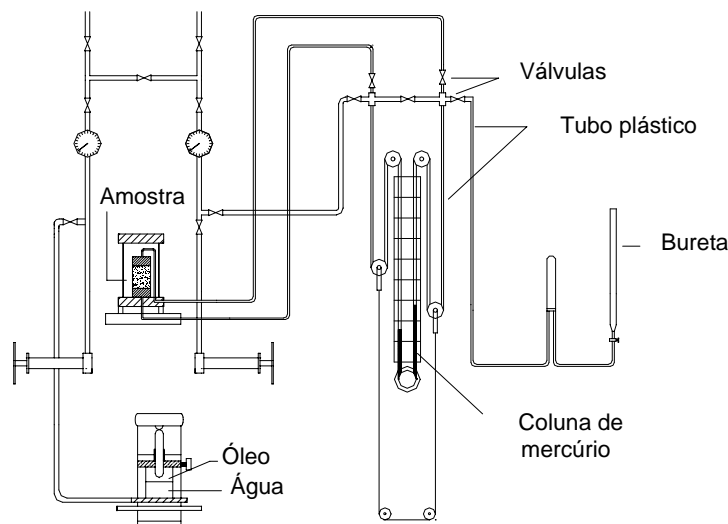


Figura 2.11 – Equipamento para ensaio de condutividade hidráulica (Bjerrum e Huder, 1957).

O deslocamento da coluna de mercúrio devido ao fluxo d'água produz uma diferença de pressão nas extremidades da amostra, originando um gradiente hidráulico na amostra. Usando uma régua graduada fixa atrás da coluna de mercúrio e um cronômetro digital, determina-se o tempo do deslocamento (Δh) da coluna de mercúrio. Os dados resultantes do ensaio com carga constante são aplicados na equação 7; os dados do ensaio com carga variável devem ser aplicados na equação 8. Desta forma encontra-se o valor do k para cada tipo de ensaio.

$$k = \frac{a_{\text{Hg}} L}{A} \frac{\Delta h}{t H} \frac{\gamma_w}{(\gamma_{\text{Hg}} - \gamma_w)} \quad (7)$$

$$k = \frac{2,3 a_{\text{Hg}} L}{2A t} \frac{\gamma_w}{(\gamma_{\text{Hg}} - \gamma_w)} \log_{10} \frac{h_0}{h_t} \quad (8)$$

Onde: a_{Hg} = área do tubo plástico;

L = altura do corpo de prova;

A = área do corpo de prova perpendicular ao fluxo;

Δh = deslocamento da coluna de mercúrio num intervalo de tempo;

t = tempo necessário para um deslocamento ΔH da coluna de Hg;

H = comprimento total da coluna de mercúrio;

h_0 e h_t = carga inicial e final;

γ_w = peso específico d'água;

γ_{Hg} = peso específico do mercúrio;

O coeficiente k deve ser medido para cada aumento de contrapressão e tensão confinante. Executa-se a medida do deslocamento da coluna de mercúrio em função do tempo até que ocorra a estabilização dos valores da condutividade hidráulica, com o aumento da contrapressão; considera-se então saturado o corpo de prova.

No ensaio pode-se verificar o parâmetro B , que mede o grau de saturação da amostra. O procedimento anterior é importante pelo fato de que em solos argilosos compactados, o valor da contrapressão necessária para saturar o corpo de prova poderá ser maior que a capacidade do equipamento.

A norma brasileira NBR14545/00 especifica ensaios para determinação da condutividade hidráulica de solos argilosos a carga variável através de 2 métodos (métodos A e B). O método prevê a utilização de um sistema de câmara triaxial, aplicações de tensões (confinamento e contrapressão), etc. Este equipamento é similar aos descritos anteriormente, sendo que é especificado um sistema para medidas da variação de altura do corpo de prova. Na impossibilidade de realizar ensaios com equipamentos similares a este, é recomendado o ensaio através do método B, o qual utiliza um permeâmetro de parede rígida com selamento anelar com argila plástica.

2.4 Ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica de solos

Os ensaios de campo (*in situ*) têm com objetivo determinar a condutividade hidráulica de solos nas condições naturais. Sua grande vantagem é poder analisar um volume de solo maior. Desta maneira, pode fornecer valores de condutividade hidráulica que considerem as variações locais, anisotropias, estruturas reliquias (macropermeabilidade). Além disto, pode eliminar os problemas de amolgamento das amostras indeformadas e a dificuldade de amostragem para solos arenosos.

Os principais ensaios de campo descritos na literatura são: ensaio de bombeamento, ensaio com tubo aberto, ensaio com permeâmetro de Guelph, ensaio em infiltrômetro de anel, ensaio de tipo cava infiltração e ensaio com piezômetro. Serão revisados com detalhe os ensaios que foram utilizados nesta dissertação.

2.4.1 Ensaio com piezômetro

Na engenharia geotécnica, piezômetros são instrumentos amplamente utilizados para monitoramento de poropressões em encostas naturais, taludes, obras de terra, etc. Os ensaios com piezômetro são empregados para a determinação da k em solos naturais e camadas compactadas. Tendo como principal vantagem a sua simplicidade e rápida execução. Segundo Tavenas et al. (1986) existem dois tipos de piezômetros (figura 2.12) amplamente empregados: piezômetro cravado e piezômetro escavado.

a) Piezômetro do tipo cravado

Este piezômetro é formado de uma ponteira metálica e um elemento poroso ligado a um tubo de água. Este tipo de ensaio não deve ser utilizado para solos argilosos, pois no momento da cravação ocorre uma perturbação e colmatação na estrutura do solo (Tavenas et al; 1986). A alteração destas características do solo natural diminui os valores do coeficiente k encontrados no campo. A figura 2.12 b mostra o esquema de um piezômetro cravado.

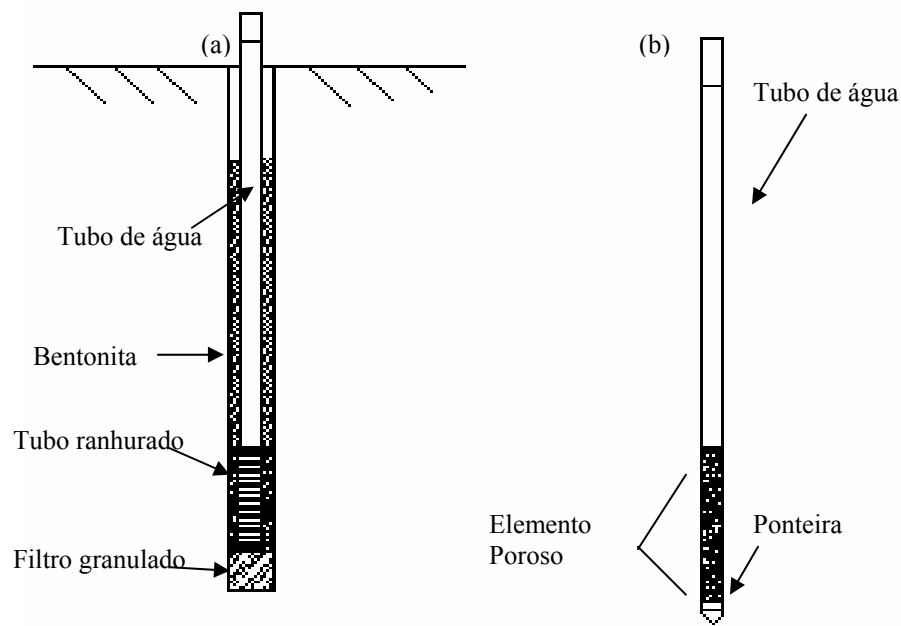


Figura 2.12 – Piezômetro escavado (a) e piezômetro cravado (b)

b) Piezômetro do tipo escavado

Herzog (1994) apresenta detalhes construtivos de piezômetros escavados, que foram utilizados para determinação da condutividade hidráulica em depósitos naturais geológicos dos Estados Unidos. Os ensaios realizados por este autor são do tipo *slug test* similar aos ensaios realizados por Cunha et al. (1997), Bortoli (1999) e Pinheiro (2000).

A execução de um ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro escavado (figura 2.12a) requer basicamente: (a) tubos de PVC com diâmetro de 32 a 40mm, visando permitir o aumento do comprimento do tubo de suporte, até atingir-se a profundidade de ensaio (cada extensão é realizada por meio de conexões rosqueadas e vedadas), (b) bentonita para a execução do selo, (c) areia para execução do filtro (este é construído com areia de granulometria grossa; recomenda-se que seja usada uma camada adicional de alguns centímetros de areia fina sobre a camada de areia grossa, para evitar que a bentonita provoque colmatação do filtro), (d) bureta graduada para a medição do volume de água infiltrado, (e) trados e hastes para a execução do furo de sondagem.

A equação básica para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica a partir de resultados de ensaios com piezômetros, foi apresentada por Hvorslev (1951). Esta

equação requer o conhecimento da relação entre a carga hidráulica aplicada no interior do furo e a vazão medida durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira. Esse fator de forma F é uma função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (com aplicação de carga hidráulica constante ou variável). A utilização desta equação também pressupõe que o solo seja homogêneo e isotrópico. Para uma vazão Q (vazão estabilizada) no piezômetro, sob uma carga hidráulica constante h , segundo Hvorslev (1951) propõe a utilização da equação 9.

$$k_{fs} = \frac{Q}{F \cdot h} \quad (9)$$

Para o ensaio realizado com carga hidráulica variável, Hvorslev (1951) apresenta a equação 10.

$$k_{fs} = \frac{d^2 \left[\ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right]}{F (t_2 - t_1)} \quad (10)$$

onde: d = diâmetro do tubo

h_1 e h_2 as cargas hidráulicas anotadas nos tempos t_1 e t_2 respectivamente

F = fator de forma;

O fator de forma F tem sido objeto de consideráveis discussões na literatura geotécnica, sendo que vários autores (Hvorslev, 1951, Wilkinson, 1968, Brandt e Premchitt, 1980 segundo Bortoli, 1999) propuseram formulações para a sua obtenção. Na figura 2.13 são apresentadas curvas da normalização do fator F pelo diâmetro do furo de sondagem levando em consideração a geometria do ensaio. A equação 11 introduz um parâmetro "m" que quantifica as diferenças entre as diversas modificações propostas para o fator F .

$$F = \frac{2 m \pi L_f}{\ln \left[\frac{m L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{m L_f}{D_f} \right)^2} \right]} \quad (11)$$

As equações originalmente desenvolvidas por Hvorslev (1951) para a interpretação de ensaios com piezômetros correspondiam à condição de solo abaixo do nível de água. Nesta

pesquisa foi utilizado o parâmetro $m = 1$ proposto por Hvorslev (1951), nos cálculos dos ensaios com piezômetros escavados.

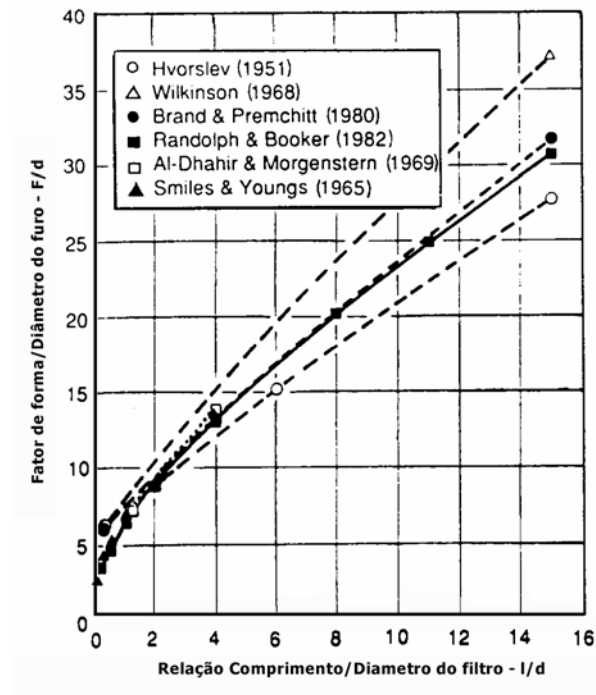


Figura 2.13 – Proposições para o Fator F Tavenas et al (1990)

A utilização destas equações para o solo não saturado é uma aproximação sugerida por Daniel (1989), considerando "h" como a diferença de altura entre o nível d'água dentro do piezômetro e a metade da altura do filtro. Além disso, a influência da sucção do solo no gradiente hidráulico não é considerada.

Os ensaios com piezômetros foram usados por Pinheiro (2001) para caracterizar várias unidades geotécnicas na cidade de Santa Maria, constituídas por Siltitos da Formação Santa Maria, arenitos das Formações Botucatu, Caturrita e Passo das Tropas com bons resultados.

Bressani et al (1997) apresentaram resultados de uma simulação de percolação de água em um talude coluvionar da localidade de Teutônia (RS), onde a condutividade hidráulica dos materiais constituintes foi determinada com piezômetros escavados.

Perazzolo (2003) apresentou resultados de ensaios de condutividade hidráulica, utilizando piezômetros escavados em solos nos taludes de Canastra e em solo coluvionar da rodovia RS-470.

2.4.2 Ensaio com infiltrômetro de anel

Segundo Trautwein et. al (1994) existem vários tipos de ensaios de infiltrômetros com anel. Estes autores apresentam ensaios com anel simples aberto e selado e com entrada de ar, ensaios com anel duplo aberto e selado. As figuras 2.14 a 2.16 apresentam alguns dos equipamentos para ensaios de k com infiltrômetro de anel.

Estes equipamentos têm como objetivo ensaiar camadas de solo argiloso compactado, que tenham como resultados medidas de $k < 10^{-8}$ m/s (Daniel e Trautwein, 1986). A seguir será descrito o infiltrômetro de anel duplo selado que é composto de um anel metálico de diâmetro maior que 1,5m, possibilitando que o fluxo d'água percorra um grande volume de solo. A grande vantagem deste ensaio é considerar os efeitos de escala gerados pela técnica de compactação adotada in situ, como as descontinuidades entre as camadas e as fissuras de retração devido à secagem do solo. O infiltrômetro de anel não é usado como controle de execução devido ao longo tempo de execução; este ensaio é mais aplicado em aterros experimentais.

O infiltrômetro de anel duplo apresentado é formado por dois anéis metálicos concêntricos, ambos embutidos até certa profundidade da superfície do terreno e logo em seguida preenchidos de água. A escavação de embutimento é selada com bentonita ou calda de bentonita e cimento. O anel interno é fechado (evitando a evaporação da água) enquanto o externo é aberto à atmosfera. Uma bolsa flexível é conectada ao anel interno e permanece imersa na água entre os anéis. Tensiômetros são instalados embaixo da área de ensaio. O infiltrômetro deve ser isolado do ambiente para minimizar variações de temperatura.

Os resultados são interpretados pela lei de Darcy:

$$Q = k * \frac{h}{L} * A \quad (1)$$

Sendo: Q = vazão (é calculado pela variação do peso da bolsa flexível)

i = gradiente hidráulico ($i = h / L$)

h = a perda de carga total

L = distância do fluxo estimada

Trautwein et. al (1994) recomendam que L seja considerado igual à diferença de altura entre a superfície do terreno e a posição frente de saturação no interior do solo (localizada com os tensiômetros), então $\Delta h = h + L$, onde h é altura do nível água do anel externo.

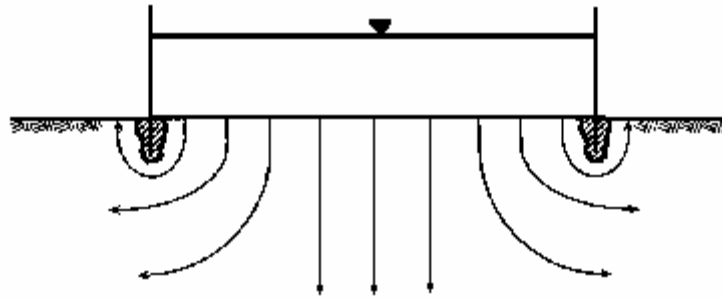


Figura 2.14 – Infiltrômetro de anel simples aberto e selado

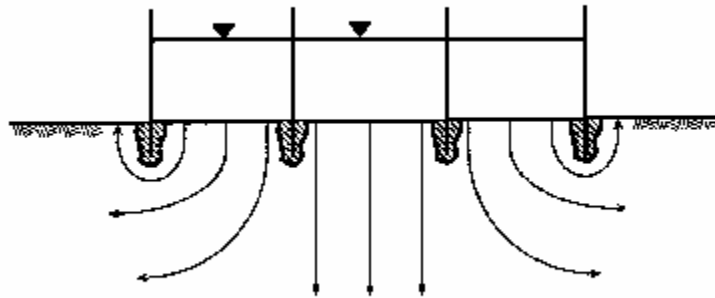


Figura 2.15 – Infiltrômetro de anel duplo aberto e selado

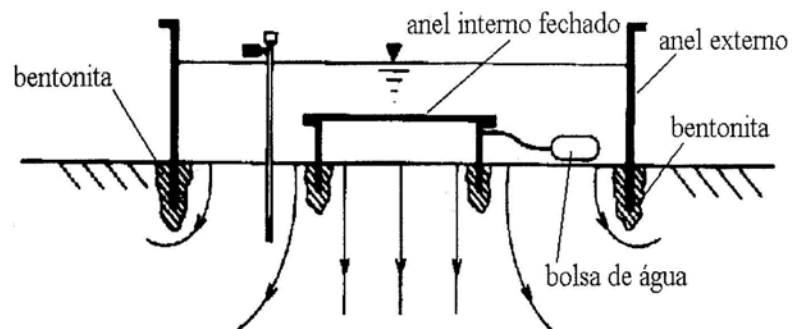


Figura 2.16 – Infiltrômetro de anel duplo selado (anel interno selado)

2.4.3 Ensaio de infiltração em cava

No Brasil existem 2 tipos de ensaios de infiltração em cava. O ensaio de infiltração em cavas regulares apresentado no Boletim da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (1996) desenvolvido por Matsuo (1953), estabeleceu uma metodologia para a execução deste ensaio. As cavas executadas para este tipo de ensaio devem ser rasas, com formas regulares e seção trapezoidal. O local deve ser escavado até o horizonte de solo desejado para a execução do ensaio. Este ensaio é realizado em duas etapas. Na primeira etapa enche-se a cava com água e acompanham-se as vazões infiltradas por meio de um gráfico vazão ou volumes acumulados versus tempo. Na segunda etapa, depois de seca a cava, procede-se à ampliação da mesma e realiza-se novamente o ensaio.

A norma NBR 7229/84 apresenta uma metodologia para determinação da capacidade de absorção do solo. O objetivo do ensaio é determinar a capacidade de absorção do solo para disposição de efluente provenientes da fossa séptica e sumidouro.

Executam-se escavações (figura 2.17) em três pontos do terreno, com dimensões suficientes para a realização do ensaio. No fundo de cada uma das três escavações deve ser feita uma cova de seção quadrada de 30cm de lado e 30cm de profundidade. Executa-se uma raspagem no fundo e nas laterais da cova de maneira a torná-los ásperos. Retira-se todo o material solto e cobre-se o fundo da vala com 5 cm de brita nº1. No primeiro dia do ensaio, deve-se manter as covas cheias de água durante quatro horas. No dia seguinte, deve-se encher as covas com água e aguardar que a água infiltre totalmente. Enche-se até 15 cm e mede-se com o cronômetro o tempo de rebaixamento até 14 cm. Quando o intervalo de rebaixamento de 1cm se der em 3 minutos, repete-se o ensaio 5 vezes e utilizar o tempo dado na quinta medição.

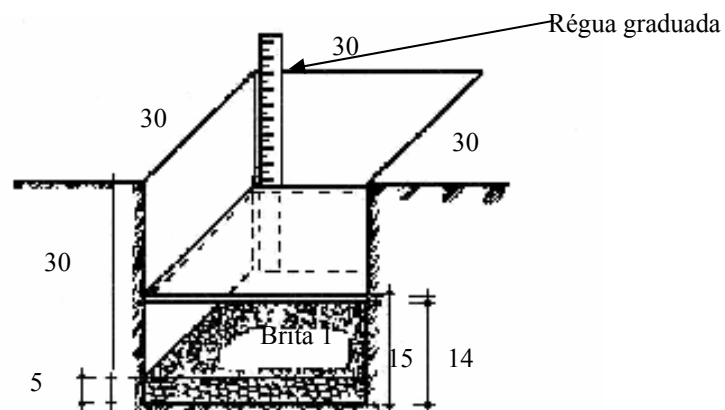


Figura 2.17 – Cava de infiltração (tipo regular)

Com os valores dos tempos, deve-se entrar na curva da figura 2.18 e obter os coeficientes de infiltração do solo ($l/m^2 \times dia$). Adota-se o menor valor do coeficiente encontrado no ensaio.

A área de infiltração necessária para disposição de efluentes pode ser calculada pela equação 12.

$$A = \frac{V}{C_i} \quad (12)$$

Onde: A = área de infiltração necessária em m^2 , V = volume de contribuição diária em l/dia (multiplicação do número de contribuintes (N) pela contribuição unitária de esgoto (C)), C_i = coeficiente de infiltração ($l/m^2 \times dia$).

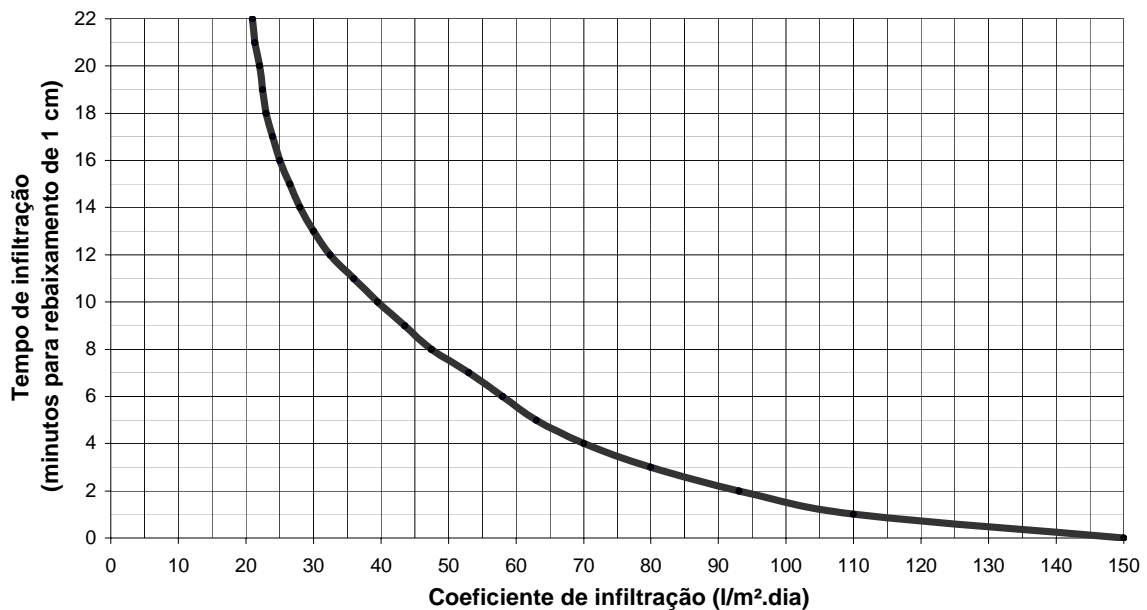


Figura 2.18 – Gráfico da determinação do coeficiente de infiltração.

2.4.4 Outros ensaios

Existem outros tipos de ensaios para determinação da k in situ. O quadro 2.1 apresenta os mais comuns adotados para determinação da k em casos específicos (Lima, 1999, ABGE), como o Permeâmetro de Guelph estudado por Bortoli (1999) segundo Reynolds et. al (1983).

Quadro 2.1 - Resumo de alguns ensaios para determinação da condutividade hidráulica in situ.

<p>(a) PLANTA (b) CAMADA IMPERMEÁVEL</p>	<p>Ensaio de bombeamento - Este ensaio é muito usado para encontrar o coeficiente k em areias e pedregulhos. Este método resume-se na instalação do poço de bombeamento na camada de solo permeável a ser ensaiada. Uma bomba retira água do solo até que ocorra um escoamento uniforme, então se anota as alturas em cada um dos piezômetros instalados ao redor do poço. As desvantagens do ensaio são os custos elevados, e os resultados serão válidos com condições pré-estabelecidas.</p>
<p>CASO A CASO B</p>	<p>Ensaio de permeabilidade em furos de sondagem com carga variável - Este ensaio é realizado após a abertura de um furo de sondagem, geralmente na fase de investigação do subsolo. Para encontrar-se o coeficiente k horizontal, levanta-se 0,25 à 1,00 m do tubo de revestimento e evitando-se girá-lo. As desvantagens são a falta de precisão das medidas dos elementos geométricos e o amolgamento do solo. A vantagem do ensaio é uma alternativa de baixo custo.</p>
<p>CASO a CASO b CASO a CASO b</p> <p>Ensaio abaixo do NA Ensaio acima do NA</p>	<p>Ensaio de permeabilidade em furos de sondagem com carga constante - Neste ensaio mantém-se constante a vazão do furo de sondagem até que se estabilizem as condições de escoamento e altura (carga) da água no furo. Estando estável a vazão e a carga, inicia-se as medidas e a aplicação da fórmula adequada ao caso. No procedimento anota-se a quantidade de água acrescentado aos 1, 2 e 5 minutos após o início e assim por diante a cada 5 minutos. Os valores de h_c dependem se o ensaio for realizado acima ou abaixo do nível d'água. Dependendo se o terreno apresenta permeabilidade vertical (k_v) diferente da permeabilidade horizontal (k_h) é necessário estimar a relação k_h / k_v e $m = (k_h / k_v)^{1/2}$.</p>
<p>Nível d'água dentro do furo mantido constante</p>	<p>Permeâmetro de Guelph - Este permeâmetro permite determinar a estimativa do coeficiente k não saturado, a partir da medida da condutividade hidráulica saturada de campo k_{fs} (na faixa compreendida entre 10-2m/s e 10-8 m/s) e do potencial mátrico de fluxo ϕ_m; a profundidade máxima do ensaio é de 6,0 m, conforme seu manual de instruções (Soil Moisture Equipment Corp., 1991).</p>

2.4.5 Comparação entre ensaios de laboratório e de campo

Benson et. al (1994) apud Daniel (1984) apresenta resultados de k medidos em ensaios de campo (ensaios em camadas de liners com infiltrômetros de anel) e ensaios de laboratório em corpos de prova indeformados de pequeno tamanho coletados nestes liners. Neste verificou-se que os valores de k medidos no campo são geralmente de 10 a 1000 vezes maiores que os obtidos em ensaios de laboratório. Baseado nestes resultados verificou-se que os liners eram finos, e sua construção foi pobremente documentada e não foram adotados procedimentos adequados para evitar o ressecamento e abertura de fissuras. Além do mais, os corpos de prova utilizados nos ensaios de laboratório eram pequenos e não representativos, pois não apresentam os defeitos encontrados nos liners executados (fissuras, fendas, slickensides, etc). Olson e Daniel (1981) apud Trautwein et. al (1994) discutem os fatores que levam aos erros na determinação da condutividade hidráulica de solos, para ambos os ensaios de campo e laboratório. O fator principal está na representatividade da amostra, ou seja, nos testes de campo a condutividade resultante considera os efeitos da estrutura natural do solo apresenta como: a variabilidade natural que o perfil do solo possui e sua descontinuidade entre os grãos do solo natural.

Segundo Trautwein e Boutwell (1994), a determinação da k em ensaios de campo é necessária quando se deseja avaliar os efeitos de escala, pois desta forma envolve um volume maior de solo. O volume de solo ensaiado in situ é de 1000 a 3000 vezes maior que os ensaios realizados com corpos de prova em laboratório.

Segundo Cunha (1997), o maior problema nos ensaios de campo está na maneira que os resultados são interpretados, que muitas vezes resultam em valores de condutividade hidráulica distintos. Desta forma, é muito importante selecionar uma solução teórica que melhor se encaixe com as condições do ensaio de campo, não esquecendo de tomar muito cuidado na execução do ensaio, pois possui grande influência nos resultados obtidos.

2.5 Disposição de resíduos

2.5.1 Seleção de áreas

Os critérios para seleção de locais de disposição de resíduos passam pela escolha da área para disposição. A seleção da área necessita que vários passos sejam cumpridos,

buscando-se alcançar equilíbrio entre os aspectos sociais envolvidos, os impactos ao meio ambiente e o custo do empreendimento a ser construído.

Escolher a área é um processo seqüencial de etapas que se resume na individualização de várias áreas homogêneas; a escolha de uma área que possui um melhor potencial, a qual será priorizada, requer a identificação de locais a serem submetidos a um estudo detalhado. Necessita-se a realização de levantamento de dados gerais como: dados populacionais, dados sobre o resíduo, sistema de gerenciamento.

A metodologia do IPT (1995) sugere que o estudo para seleção de áreas para disposição de resíduos siga o fluxograma apresentado na figura 2.19. A Pré-seleção leva em consideração o meio físico (geologia, solos, relevo, águas, clima), legislação e dados sócio-econômicos. São necessários no mínimo 3 locais. A viabilização dos locais leva em consideração trabalhos locais, trabalhos de campo, investigações de superfície e de sub-superfície geológica/geotécnica.

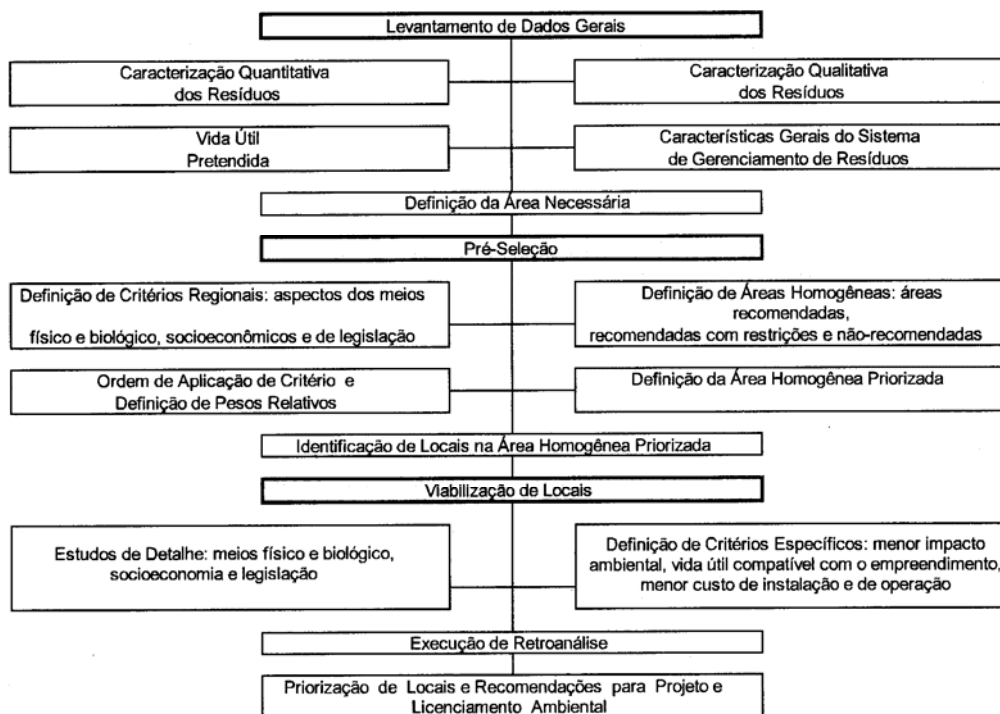


Figura 2.19 – Fluxograma da metodologia de seleção de áreas para disposição de resíduos

As tabelas 2.2 apresentam critérios adotados pelo IPT e pela Secretaria de Meio Ambiente de Porto Alegre para seleção e classificação de áreas para disposição de resíduos.

A tabela 2.3 sugere que os estudos têm duas etapas. Na primeira aplicam-se critérios eliminatórios gerais, resultando no mapeamento de áreas favoráveis. Na segunda etapa aplicam-se critérios eliminatórios locais e seletivos nas áreas favoráveis na etapa 1.

Destaca-se nestes critérios os valores sugeridos de condutividade hidráulica para o subsolo do local e a profundidade do lençol freático.

Tabela 2.2 – Critérios de seleção de área para disposição de resíduos

ITENS ANALISADOS	CLASSIFICAÇÃO DOS LOCAIS		
	RECOMENDADO	RECOMENDADO COM RESTRIÇÕES	NÃO RECOMENDADO
Vida útil	Maior de 10 anos	10 anos, a critério do órgão ambiental	
Distancia do gerador	Entre 10 e 20 km*		Maior que 20 km*
Distancia de núcleos habitacionais	Maior que 500m	Menor que 500m	
Densidade populacional	Baixa	Media	Alta
Zoneamento ambiental	Áreas sem restrições no zoneamento ambiental		Unidades de conservação ambiental e correlatas
Zoneamento urbano	Vetor de crescimento mínimo	Vetor de crescimento intermediário	Vetor de crescimento Maximo
Uso e ocupação das terras	Áreas devolutas ou pouco utilizadas		Ocupação intensa
Valor da terra	Baixo*	Médio*	Alto*
Aceitação popular e de suas entidades	Boa	Razoável	Inaceitável
Distancia aos cursos de água	Maior que 200m	Menor que 200m, com aprovação do órgão ambiental responsável	
Declividade	1 – 20%	Menor que 1% ou maior que 20%	
Profundidade do nível de água	3m	1,5m	< 1,5m
Condutividade hidráulica do subsolo	10^{-9} m/s** 10^{-8} m/s* (desejável)	5×10^{-7} m/s** 5×10^{-7} m/s* (mínimo)	$> 5 \times 10^{-7}$ m/s * (medidas de contenção)

(*): critérios aplicáveis a aterros de resíduos classe II

(**): critérios aplicáveis a aterros industriais classe I

Seleção de áreas para tratamento e disposição de resíduos sólidos na RMPA (Waquil et al, 1996)

Tabela 2.3 – Critérios Gerais e Locais de seleção de área para disposição de resíduos

ETAPA 1	
CRITÉRIOS ELIMINATÓRIOS GERAIS	
Distância de recursos hídricos, áreas inundáveis, alagadiças e banhados	≥ 200 m
Afastamento da mancha urbana	≥ 200 m ≥ 1000 m ≥ 2000 m
Distância de rodovias estaduais e federais	≥ 100 m do eixo
Tamanho da área	≥ 1 ha
Áreas especiais de proteção	Unidades de conservação e áreas protegidas por legislação estadual ou municipal

ETAPA 2	
CRITÉRIOS LOCAIS E SELETIVOS	
Vegetação	- Ausência de vegetação de preservação permanente - Presença de cortina de proteção
Declividade do terreno	> 1% a < 30% (em redefinição com a FEPAM)
Tipo de solo	Argiloso, argilo-arenoso
Coefficiente de permeabilidade	< 10 ⁻⁵ cm/s (em redefinição com a FEPAM)
Geologia	Substrato rochoso favorável (em definição pela CPRM)
Profundidade do lençol freático	≥ 2m (em redefinição com a FEPAM)
Disponibilidade de material de empréstimo	Jazidas próprias
Direção dos ventos	Sentido área urbana – área selecionada
Distância do centro de produção de lixo	Em fase de definição

2.5.2 Seleção da área para disposição de resíduos em Santa Maria

Em Santa Maria, como em muitos municípios, o aumento da população urbana trouxe problemas da ordem ambiental, pois o crescimento populacional aumenta a quantidade de lixo produzido, e sua disposição atualmente é realizada em uma área do bairro Caturrita, a qual não possui qualquer controle técnico e ambiental. Um estudo realizado por Robaina (2002) em Santa Maria apresenta uma proposta de avaliação e hierarquização de fatores para seleção de área para a implementação de um aterro sanitário na cidade de Santa Maria, RS.

Foram identificadas 5 áreas (Estância Velha, Passo do Raimundo, Água Boa, Caturrita IV e Caturrita V), as quais foram avaliadas por um conjunto de critérios técnicos (quadro 2.2), econômicos, ambientais e sociais. Selecionou-se após uma área para instalação do futuro aterro sanitário.

A partir da avaliação das áreas foi identificada a área denominada Caturrita IV, com melhor indicador numérico para a implementação do aterro sanitário, a qual localiza-se ao noroeste do perímetro urbano, cerca de 5 km de Santa Maria.

Robaina (2002) ressalta que todas as áreas possuem indicadores favoráveis para instalação de aterro sanitário como: área útil, geomorfológicos, zoneamento ambiental e urbano. A área Caturrita IV obteve os melhores critérios técnicos e ambientais, sendo que não apresentou nenhum indicador de alto grau de restrição.

Além destes fatores, a área Caturrita IV localiza-se em frente ao atual depósito de resíduos sólidos urbanos de Santa Maria. Desta maneira, esta área já sofreu o processo de

desvalorização, principalmente pelo estado de degradação ambiental que o atual lixão provocou nas áreas ao seu redor.

Quadro 2.2 – Critérios para seleção de área para instalação de aterro sanitário

CRITÉRIOS	Valores		
	1	2	3
Área (há)	>10	=10	<10
Distância a partir do limite da área de ocupação urbana	2 – 8 Km	8 a 14 Km	14 a 20 Km
Zoneamento ambiental	Ausência de ecossistemas sensíveis	Proximidade de ecossistemas sensíveis	Ecossistemas sensíveis muito próximos
Zoneamento Urbano	Vetor Mínimo de crescimento urbano	Vetor Médio de crescimento urbano	Vetor Alto de crescimento urbano
Densidade populacional	baixa	média	Alta
Uso do terreno	Pecuária extensiva	Agropastoril	Agricultura
Distância dos cursos d'água	> 200 m	150 – 200 m	100 - 150 m
Direção da área em relação a núcleo urbano em função dos ventos	No – O -	N – Ne e L	Se – L e S
Características geológica/pedológicas	nenhuma	Algumas caract. do substrato são inadequadas para a instalação	Muitas características do substrato são inadequadas
Caracterização geomorfológica	Colinas suaves	Levemente onduladas	Íngreme
Valorização da propriedade	baixa	média	Alta
Propriedade da terra	Pública	Privada	Privada e com residência do proprietário no entorno

3. MÉTODOS E TÉCNICAS

Este trabalho baseia-se na caracterização geotécnica de solos e rochas sedimentares que ocorrem na área denominada Caturrita IV, principalmente, em relação à determinação da condutividade hidráulica destes materiais.

Para tal, esta pesquisa compreende um estudo de escritório, seguido da montagem de um permeâmetro de parede flexível, investigação de campo, retirada de amostras, ensaios de laboratório e ensaios de campo.

3.1 Estudo de escritório

O estudo de escritório baseia-se, principalmente, em uma revisão da literatura sobre os tipos de ensaios e equipamentos para determinação da condutividade hidráulica em laboratório e de algumas técnicas para determinação no campo.

Para implementação desta pesquisa buscou-se uma área que tivesse uma aplicação imediata destes estudos. Em trabalhos anteriores verificou-se que uma das áreas favoráveis para construção de um aterro sanitário em Santa Maria seria no Bairro da Caturrita em frente ao atual depósito de lixo urbano (Lixão da Caturrita).

Através do estudo de mapas geológicos, geotécnicos, topográficos e levantamentos de solos, procurou-se caracterizar o local escolhido e planejar as etapas para execução deste trabalho.

Os mapas e cartas que foram utilizados nesta fase do trabalho:

- Mapa Geológico da Folha de Santa Maria – Gaspareto et. al, Escala 1:50.000
- Mapa Hidrogeológico – Folha Santa Maria – CPRM 1994, Programa de Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil, Projeto Mapas de Previsão de Recursos Hídricos Subterrâneos, 1994, Escala 1:100.000
- Folha Santa Maria – SH.22 – IV – 1. Editado pela Diretoria do Serviço Geográfico do Brasil, Região Sul do Brasil, 1980, Escala 1:50.000
- Carta de Unidades Geotécnicas de Santa Maria – RS. Maciel Filho, 1990, Imprensa Universitária de Santa Maria, Escala 1:25.000
- Carta de Condicionantes à Ocupação de Santa Maria – RS. Maciel Filho, 1990, Imprensa Universitária de Santa Maria, Escala 1:25.000

3.2 Investigação de campo

A investigação inicial foi definida através do reconhecimento de campo da área de estudo e identificação dos perfis típicos de solos e rochas. Para tal, realizou-se inicialmente um caminhamento pelo local, com o objetivo de caracterizar unidades e horizontes de solos, verificando se as características morfológicas e geológicas são semelhantes às descritas nos levantamentos, mapas e cartas consultados no trabalho de escritório.

Ao verificar-se a concordância com os estudos preliminares foram escolhidos perfis de solo que melhor descrevem as características morfológicas da formação, com preferência que estes perfis sejam de fácil acesso. O objetivo era delinear áreas, camadas ou horizontes que possuam certa homogeneidade na área de estudo, dentro dos limites que satisfaçam as necessidades da pesquisa. Para o enquadramento dos perfis de solo adotou-se a metodologia apresentada por Pinheiro (1991) usando os critérios descritos no Manual de Trabalho de Campo (Lemos e Santos, 1984).

3.3 Retirada de amostras e preparação dos solos

A identificação do perfil de solo pode ser feita em cortes de estradas, em trincheiras, furos a trado e até em ravinas e voçorocas causadas pela erosão. Os métodos de amostragem a serem empregados dependem do tipo de solo (solos superficiais e/ou solos profundos) e do ensaio a que se destinam as amostras. As amostras coletadas foram identificadas por horizontes e/ou camadas, por serem mais homogêneos.

As amostras deformadas para a caracterização da área de estudo foram coletadas em 17 perfis. Dos perfis coletados, 5 destes situam-se no corte da estrada e foram coletados com auxílio de pá e picareta, e denominados P1, P2, P3, P10 e P11. Os demais perfis necessitaram do auxílio do trado manual para coleta de amostras, a profundidade máxima extraída foi 5m. A identificação e o posicionamento de todos os perfis podem ser observados na figura 3.1.

Os solos foram colocados em sacos de estopa ou plásticos, e imediatamente identificados e levados ao laboratório. No laboratório as amostras foram colocadas em bandejas metálicas e secas ao ar livre. A preparação para os ensaios seguiu rigorosamente a NBR 6457/86. As amostras de solo foram destorroadas com auxílio da mão de gral recoberta com borracha, em seguida passadas na peneira de abertura 4,8 mm e acondicionadas em sacos plásticos devidamente identificados.

ÁREA SELECIONADA PARA ATERRO SANITÁRIO DE SANTA MARIA-RS

CATURRITA

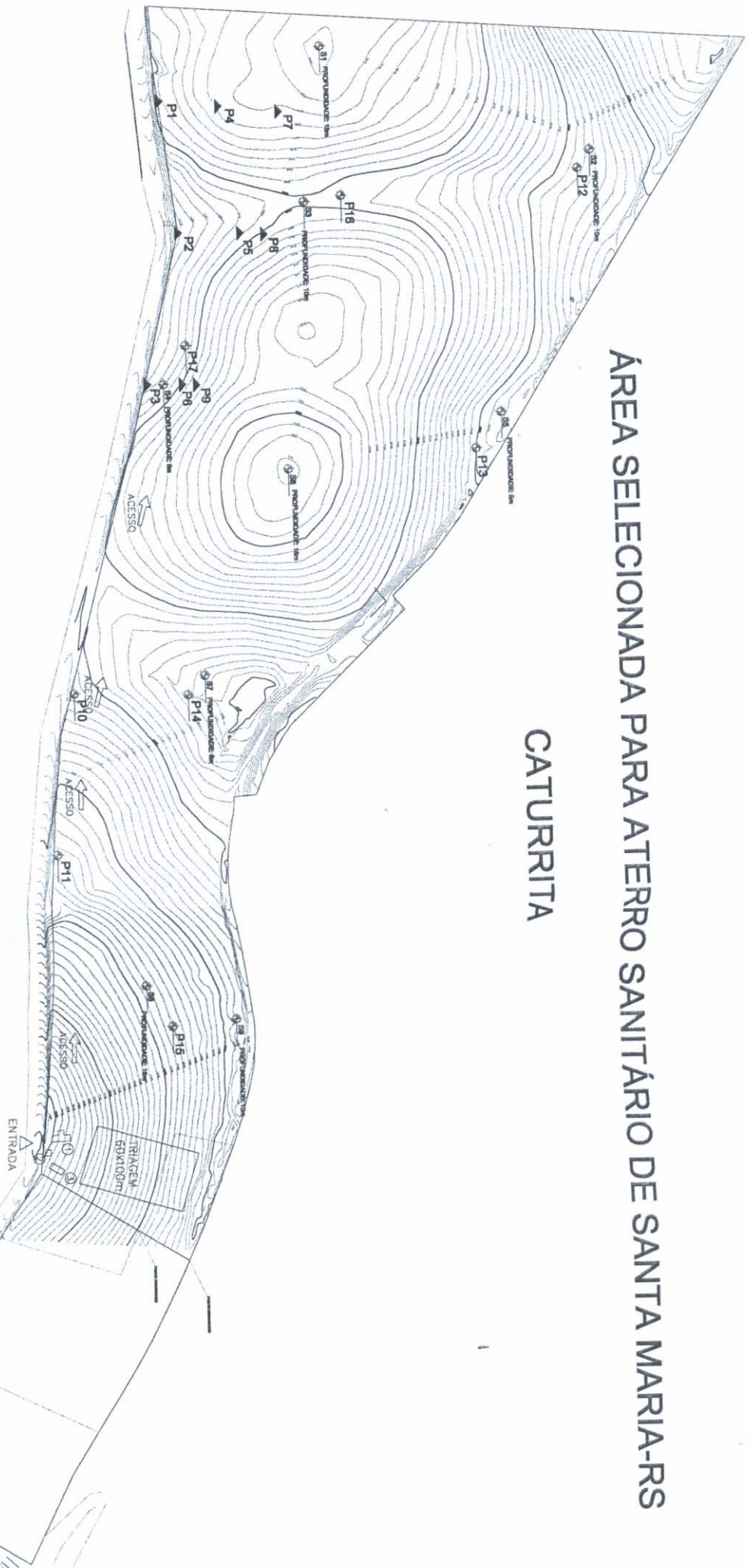


Figura 3.1 - Identificação e posicionamento das perfis estudados

As amostras indeformadas foram coletadas das camadas 1 e 2 do perfil P1 (típico). Estas amostras foram utilizadas para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica, tendo como objetivo determinar a condutividade hidráulica em corpos de prova com a mesma estrutura do solo natural.

A extração das amostras indeformadas foi realizada com auxílio de cilindros cortantes lubrificados para diminuir o atrito. Na figura 3.2 mostra uma trincheira aberta para a retirada das amostras indeformadas. Estes cilindros cortantes são cravados no solo devido à queda de um peso deslizante, encaixado em uma haste metálica. Logo após a cravação do cilindro realiza-se uma escavação ao redor e na parte inferior do cilindro usando uma espátula. Em seguida cada cilindro foi parafinado, para garantir que a umidade do solo e sua estrutura sejam mantidas como original.



Figura 3.2 – Trincheira aberta no perfil 1 para retirada de amostras indeformadas

3.4 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório foram utilizados com o objetivo de identificar, caracterizar e determinar as principais propriedades dos solos que ocorrem na área de estudo.

3.4.1 Ensaio de caracterização

Os seguintes ensaios de caracterização foram realizados, a partir de amostras indeformadas: determinação do teor de umidade (NBR 6457/87), peso específico real dos grãos (NBR 6508/84), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (NBR 7181/84), limite de plasticidade (NBR 7180/84), limite de liquidez (NBR 6459/84).

O teor de umidade é obtido pela diferença de peso de amostra de solo antes e após a secagem em estufa com temperatura de 110°C, mantidas por no mínimo 24 horas ou até a obtenção da constância de peso. O ensaio de peso específico real dos sólidos foi executado com o procedimento de aquecimento e vácuo para retirada das bolhas de ar. Os ensaios de granulometria por sedimentação foram executados com e sem agente defloculante. Quando da utilização do defloculante a amostra é preparada 12 horas antes com 125ml de solução de hexametáfosfato de sódio.

Foram realizados ensaios de compactação com os procedimentos descritos na NBR 7182/84, e usou-se energia de compactação Proctor Normal. Estes ensaios foram realizados nos que estes materiais possam ser utilizados como *liners* e *covers*.

3.4.2 Análise Química e Difractometria de Raios-X

Os ensaios de análise química foram realizados no Laboratório de Análises de Solo do Centro de Ciências Rurais da Universidade Federal de Santa Maria. A composição química de amostras coletadas nos perfis 1, 2 e 3 (camadas 1 e 2) foram determinadas. As amostras para estes ensaios foram passadas na peneira de 4,8 mm. Cada amostra pesava cerca de 50g e foram ensacadas individualmente, totalizando seis amostras.

Os ensaios de difratometria de raios-X (difração de raios-X) foram realizados no Laboratório de Magnetismo e Materiais Magnéticos, do Curso de Física do Centro de Ciências Naturais e Exatas da UFSM. O objetivo deste ensaio é analisar a mineralogia da fração fina do solo (silte e argila).

As amostras utilizadas neste ensaio foram passadas na peneira de no. 200 (0,074mm). As amostras para o ensaio de raios-X foram preparadas em lâminas. A preparação da amostra orientada é semelhante a um ensaio de granulometria (com defloculante). O solo é deixado por no mínimo 12 horas com 125ml de defloculante, homogeniza-se a mistura em um dispersor por 15 minutos, logo em seguida coloca-se em uma proveta de 1000 ml e completa-

se a mesma com água destilada. A proveta deve ser agitada manualmente por 1 minuto e espera-se sedimentar o solo por até 8 horas. O material suspenso na metade da proveta deve ser coletado com auxílio de uma pipeta e colocado em uma cápsula rasa. Após algumas horas coleta-se o material depositado no fundo da cápsula e espalha-se em uma lâmina de vidro devidamente identificada. Este procedimento garante uma melhor reflexão das ondas de raios-X na amostra.

Para a obtenção de amostras glicoladas são utilizadas as lâminas das amostras orientadas, sendo que estas ficam em um ambiente saturado com etileno-glicol por no mínimo 10 dias. O etileno-glicol provoca a expansão dos argilo-minerais facilitando a sua identificação.

3.4.3 Ensaio de Condutividade Hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório são mais utilizados na avaliação de solos durante a fase de projeto, devido ao baixo custo quando comparado com ensaios de campo. Os ensaios de laboratório são realizados em células denominadas permeômetros, onde se coloca o corpo de prova para execução do ensaio. Existem duas categorias de permeômetros, os permeômetros de parede rígida e os permeômetros de parede flexível, conforme discutido na seção 2.3.

3.4.3.1 Ensaio de Condutividade Hidráulica com Permeômetro de Parede Rígida

O permeômetro de parede rígida é constituído de tubo metálico, plástico ou vidro (no caso de usar o chorume com líquido percolante), onde o corpo de prova é compactado para iniciar o ensaio. Este equipamento não é recomendado para solos de baixa condutividade hidráulica devido à possibilidade de ocorrer fluxo lateral entre o corpo de prova e o molde Daniel (1994). O permeômetro de parede rígida utilizado na pesquisa foi do tipo molde de compactação. O corpo de prova compactado deve ser fixo entre dois cilindros metálicos de aproximadamente 3cm de altura, que possui em suas extremidades vedações do tipo anéis de borracha. Na parte superior do cilindro metálico existe uma abertura para entrada d'água, responsável pela saturação do corpo de prova.

A execução dos ensaios de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede rígida seguiu procedimentos internos do laboratório (LMCC). Estes procedimentos são similares aos descritos na NBR 13292/95, exceto pela imersão do molde na água.

Este equipamento utiliza somente corpos de prova compactados (150,8 x 177,8 mm). Nesta pesquisa para estudar a influência do teor de umidade de compactação no valor da condutividade hidráulica foram moldados corpos de prova na umidade ótima ($w_{ót}$), $w_{ót+1,5\%}$ e $w_{ót+3,0\%}$.

Para melhor homogeneização das amostras de solo, a mistura com a água é realizada no dia anterior à compactação do corpo de prova e armazenada em um saco plástico fechado. Com isso garante-se uma melhor mistura e a determinação correta da umidade da amostra. Depois de colocada a quantidade de água necessária para o acerto do teor de umidade desejado, o solo é compactado no cilindro grande de compactação em 5 camadas, 12 golpes por camada, com um soquete metálico (45,7 mm de altura de queda e com peso de 4536 g). É necessária a colocação de um cilindro (maciço) de metal dentro molde, que servirá para limitar o volume de solo compactado no molde de compactação. Após a compactação retira-se o cilindro metálico e então se monta o ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida. O cilindro com o corpo de prova compactado é colocado entre dois discos metálicos no topo e na base, que possui um anel de borracha para a vedação. Na parte superior do molde há um espaço de cerca de 1/3 altura do molde, que é preenchido por água, com o objetivo de saturação da amostra e para que a água possa percolar no solo. Um painel fixado na parede, com uma bureta de vidro graduada (80cm) conecta-se ao cilindro através de uma tubulação de borracha flexível em sua base. Na parte inferior do molde existe uma abertura (válvula) para saída de água. As medições da variação da carga hidráulica (altura da bureta) só serão iniciadas quando começar sair água pela abertura inferior do molde, pois neste momento considera-se saturado o corpo de prova. Os volumes d'água que passam pelo corpo de prova em um determinado tempo e a temperatura do ambiente são determinados possibilitando a determinação da condutividade hidráulica.

3.4.3.2 Ensaio de Condutividade Hidráulica com Permeâmetro de Parede Flexível

Nesta pesquisa através de financiamento da FAPERGS (Edital - Proade 2) foram adquiridos manômetros, válvulas, conexões, compressor de ar e materiais diversos para usinagem das câmaras triaxiais e “bladers”, e conseqüente montagem do equipamento para

ensaios de condutividade hidráulica com parede flexível similar ao descrito por Bjerrum e Huder (1957). A figura 3.3 apresenta o equipamento, em detalhe a câmara triaxial e os “*bladers*”. O Anexo A apresenta uma seqüência de passos para realização do ensaio com este equipamento.



Figura 3.3 – Equipamento de ensaio k com câmara triaxial e “*bladers*”

Os ensaios com este equipamento utilizaram corpos de prova compactados na umidade ótima ($w_{ót}$), $w_{ót +1,5\%}$ e $w_{ót +3\%}$. Também foram utilizados corpos de provas indeformados coletados em uma trincheira aberta no perfil 1. Os procedimentos para os ensaios em corpos de prova compactados são semelhantes aos descritos para os ensaios com molde de compactação exceto pela quantidade, pois os corpos de provas são bem menores (5cm de diâmetro e 10cm de altura). Os corpos de prova foram compactos em 3 camadas, sendo que foram efetuados 5 golpes com soquete metálico (peso de 2500 g e altura de queda de 305 mm); existiu um controle da aceitabilidade desses corpos de prova, através do controle do peso e do volume, admitindo-se uma faixa de variação de 10% no peso específico máximo obtido no ensaio de compactação.

O corpo de prova de solo é colocado no interior da célula triaxial envolvido por uma membrana de látex, entre a base e o pedestal, tendo pedras porosas no topo e base. A célula triaxial é preenchida com água, aplicam-se tensões de confinamento que comprimem a

membrana flexível ao corpo de prova, eliminando o fluxo lateral entre ambos. Uma linha de drenagem é conectada na parte inferior do corpo de prova onde entrará o fluxo d'água e outra na parte superior onde sairá o fluxo.

Os corpos de prova são saturados por contrapressão em estágios crescentes, mantendo-se uma diferença entre tensões de 30kPa. Foi possível controlar as tensões principais, sendo que a variação volumétrica e as deformações do corpo de prova foram verificadas após o final do ensaio, comparando-se peso e volume do corpo de prova antes e depois do ensaio.

As medidas dos deslocamentos da coluna de mercúrio no painel lateral só foram executadas após a saturação do corpo de prova. Considerava-se saturado o corpo de prova após as seguintes condições: Percolação por gravidade por cerca de 24 horas com 30kPa de tensão confinante, e mais a aplicação de cinco estágios de saturação por contrapressão. Respeitou-se o limite máximo de contra-pressão e tensão confiante que o equipamento permitia.

3.5 Ensaios de Campo

Os ensaios de campo (in situ) têm com objetivo determinar a condutividade hidráulica dos solos naturais, mantidos, portanto com a sua estrutura intacta. Estes ensaios têm como grande vantagem envolverem uma massa de solo muito maior, portanto, levando em consideração a heterogeneidade e anisotropia. Evita-se desta maneira o possível amolgamento quando da retirada de amostras e a grande dificuldade em manter a estrutura de solos arenosos.

Nesta pesquisa, os ensaios de condutividade hidráulica no campo realizados foram os ensaios com piezômetro, infiltrômetro de anel e infiltrômetro tipo cava.

3.5.1 Ensaio com Piezômetro

O ensaio de piezômetro consiste em executar um furo de sondagem com diâmetro de 60 a 200 mm, perfurando o solo até atingir a profundidade desejada para o ensaio, em seguida coloca-se uma camada de filtro granular no fundo perfuração. Uma tubulação de PVC com ranhuras de 2 em 2cm nos 50cm finais do tubo deve apoiar-se na camada granular do filtro. Preenche-se a folga entre a parede do furo e o trecho ranhurado com um filtro granular,

normalmente de areia média. Acima do trecho ranhurado coloca-se uma camada de selo bentonita com 30 a 50 cm. Uma bureta graduada é conectada a um tubo acima da superfície do solo, auxiliando na leitura da água infiltrada no solo, em intervalos iguais de tempo para facilitar os cálculos do coeficiente k . Pode-se observar o esquema do piezômetro na figura 3.4 e a execução do ensaio de campo nas figuras 3.5, 3.6 e 3.7.

O procedimento de ensaio tem início com a execução de um furo de sondagem num diâmetro que possibilite a instalação do piezômetro. Alcançada a profundidade de ensaio, procede-se à limpeza do fundo do furo. Coloca-se então o tubo de PVC dentro deste furo, apoiado sobre uma pequena camada de areia limpa, que tem a função de regularizar o fundo. A extensão do tubo de PVC que fica em contato com o filtro é ranhurada (pequenos cortes para percolação de água). Executa-se o filtro de areia, com uma altura que varia de 30 a 100cm. O comprimento do filtro é ligeiramente maior que o comprimento da ponteira ranhurada. Com o filtro montado, executa-se o selo de bentonita, por uma altura mínima variável dependendo da profundidade do ensaio (recomenda-se $> 1,50$ m). A execução do filtro de areia continua com o preenchimento do espaço entre as paredes do furo de sondagem e o tubo do piezômetro, com areia de granulometria grossa.

O ensaio de condutividade hidráulica com o piezômetro escavado começa quando a expansão da bentonita for completada, garantindo o selamento perfeito. Uma bureta graduada é conectada no tubo acima da superfície do solo para o auxílio na leitura da água que infiltra no solo. Mantém-se a carga hidráulica constante no interior do furo (ensaio de carga constante) ou, alternativamente, a medição do tempo necessário para a carga hidráulica cair de um nível h_1 para um nível h_2 (ensaio de carga variável).

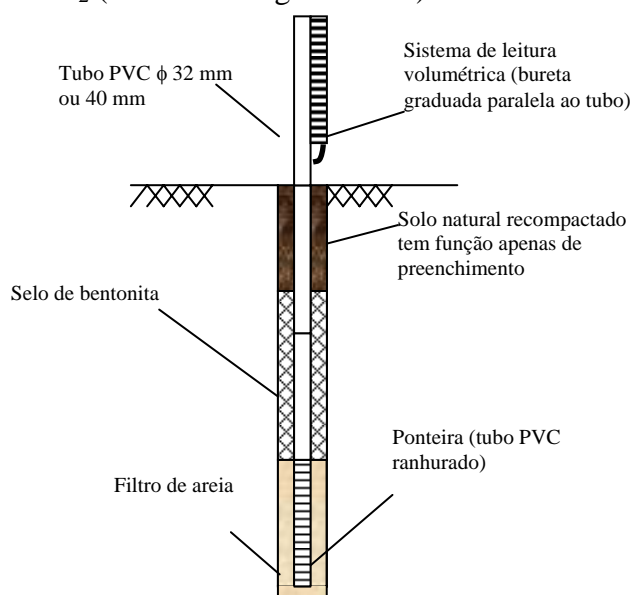


Figura 3.4 – Esquema do piezômetro

O ensaio consiste na medição do tempo de infiltração da água no solo, por um volume de água conhecido, mantendo-se a carga hidráulica constante no interior do furo (ensaio de carga constante), ou medindo o tempo necessário para que a carga hidráulica se desloque de uma altura h_1 para um nível inferior h_2 (ensaio de carga variável).



Figura 3.5 – Execução do furo de com trado manual



Figura 3.6 – Montagem do piezômetro



Figura 3.7 – Piezômetro instalado no campo

3.5.2 Ensaio com Infiltrômetro de Anel

No ensaio de campo com infiltrômetro de anel é necessário a instalação de dois anéis metálicos concêntricos, sendo o menor com 25 cm de diâmetro e o maior com 50 cm de diâmetro, ambos com 30 cm de altura. Os anéis metálicos são introduzidos no solo pelo processo de percussão a uma profundidade até 15 cm, com auxílio de uma marreta. Por ser cravado no solo as bordas dos anéis devem ser finas, facilitando desta forma, a penetração no solo e diminuindo a perturbação do mesmo. Na figura 3.8 observa-se um esquema do infiltrômetro de anel utilizado nesta pesquisa, e na figura 3.9 o ensaio realizado no campo.

Após a instalação dos anéis, coloca-se um saco plástico no interior do anel menor, em seguida adiciona-se água, até que se forme uma lâmina de água de 3 cm a 5 cm acima do solo e mantém-se este nível de água.

No anel maior coloca-se de 20 a 40 litros de água e mantém-se o mesmo nível de 3 cm de água acima do solo. Anota-se o tempo do início da infiltração e a leitura realizada em recipiente graduado na parte externa. Efetuam-se leituras após 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 60, 90 e 120 minutos. É necessário abastecer o recipiente (reservatório) com água tantas vezes for necessário, mantendo-se os 3 cm de lâmina de água no menor anel.

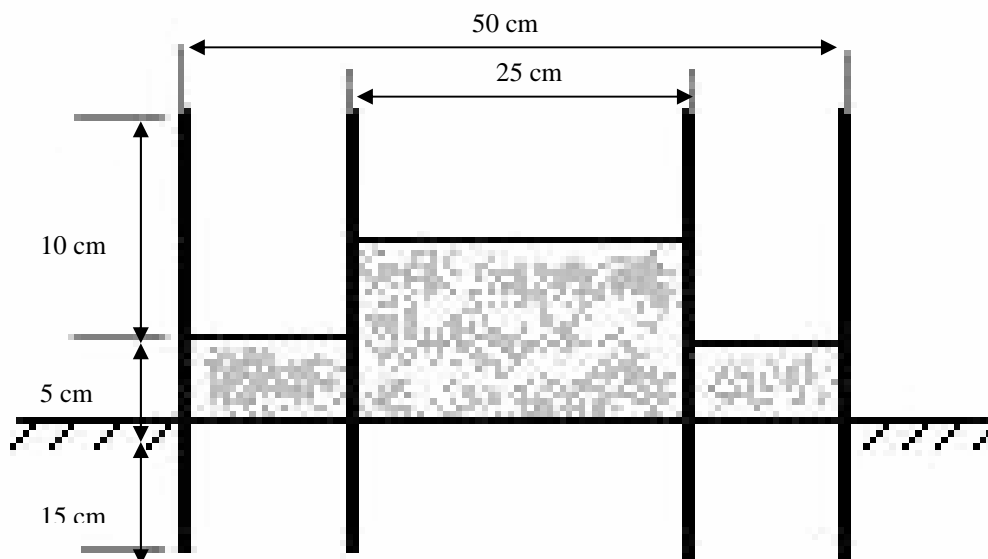


Figura 3.8 – Esquema do infiltrômetro de anel

A infiltração da água no solo em cada instante e a infiltração acumulada são calculadas pela equação 13.

$$I(t) = \frac{\Delta h}{\left(\frac{\Delta t}{60}\right)} \quad (13)$$

Sendo que I (cm/s) é a infiltração total, Δh é variação da lâmina de água e Δt é variação do tempo.



Figura 3.9 – Infiltrômetro de anel utilizado no estudo

3.5.3 Ensaio em cava de infiltração

O ensaio utilizando cava de infiltração segundo a NBR 7229/82, tem como objetivo determinar a capacidade de absorção de água pelo solo. Foram realizadas na área da Caturrita 2 ensaios de cava pela Geocentro Geologia, Engenharia e Estaqueamento (1996).

O ensaio resume-se em executar escavações em três pontos do terreno, com dimensões 1,00 x 1,00 x 1,00 m. No fundo de cada uma das duas escavações executou-se uma cova de seção quadrada de 30 cm de lado e 30 cm de profundidade. Foi executada uma raspagem no fundo e nas faces laterais da cova, retirou-se o material solto e colocaram-se 5 cm de brita nº1. No primeiro dia são mantidas as covas cheias de água durante quatro horas. No dia seguinte, encheram-se novamente as covas com água e esperou-se a água infiltrar totalmente. A cova foi cheia com água até a altura de 15cm e mediu-se o tempo para rebaixar 1cm. Como o intervalo de rebaixamento de 1cm aconteceu em um tempo inferior a 5 minutos, repetiu-se o ensaio 5 vezes e foi adotado o tempo da última medição.

4. DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1. Introdução

Neste capítulo são apresentadas as características da região de Santa Maria e da área de estudo, segundo critérios geológicos, geotécnicos, morfológicos e pedológicos. Apresenta-se a justificativa da escolha da área Caturrita IV como local de pesquisa.

4.2. Caracterização regional

A cidade de Santa Maria encontra-se situada no centro geográfico do Estado do Rio Grande do Sul, entre as coordenadas geográficas são $53^{\circ}19'32''$ e $54^{\circ}19'32''$, longitude oeste e $29^{\circ}20'28''$ e $30^{\circ}00'16''$, latitude sul. Sua formação foi desenvolvida entre as encostas da Serra Geral e a Depressão Central Gaúcha (Depressão Periférica). O município abrange uma área de 1823,1 km², e possui uma altitude média de 113 m em relação ao nível do mar, com uma população de cerca de 245.000 habitantes. Fica distante da capital do estado Porto Alegre aproximadamente 300 km. Na figura 4.1 encontra-se o mapa do estado do Rio Grande do Sul com a localização da cidade de Santa Maria indicada no centro. A figura 4.2 mostra parte do mapa geológico da região com a localização da área Caturrita IV (Bairro Caturrita) escolhida para pesquisa.

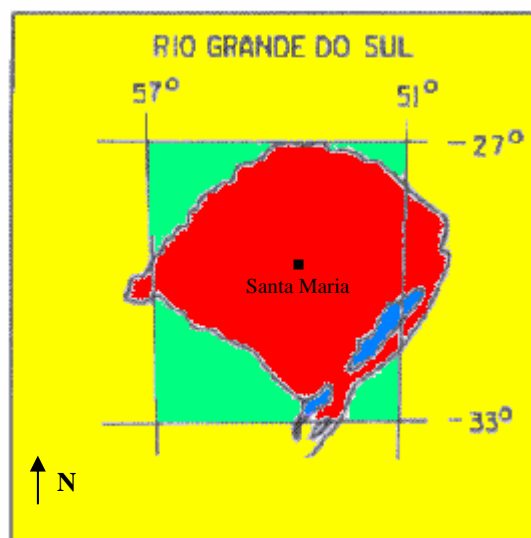


Figura 4.1 – Localização de Santa Maria no mapa do Rio Grande do Sul

4.2.1 Clima e Vegetação

As características climáticas de Santa Maria são semelhantes às do sul do País, que apresenta quatro estações bem definidas (primavera, verão, outono e inverno), possuindo também uma distribuição pluviométrica igualitária das chuvas durante o ano todo. Segundo Koppen (1986), apresenta um clima subtropical.

De acordo com Barros Sartori (1979), a cidade de Santa Maria está localizada em uma região de clima subtropical e possui temperaturas médias anuais aproximadamente de 22°C, sendo que as temperaturas máximas e mínimas absolutas variam, no verão a cima de 30°C e no inverno abaixo de 5°C; a ocorrência de geada entre junho e agosto é muito comum. As temperaturas mínimas esperadas são cerca de 13°C para o inverno, e as temperaturas máximas esperadas para o verão são de 25°C. Segundo Barros Sartori (1979), a pluviosidade local é influenciada pelo relevo do Rebordo do Planalto Sul-Brasileiro. A cidade de Santa Maria é freqüentemente atacada por Frentes Polares, as quais conseqüentemente baixam bruscamente as temperaturas.

Segundo o Departamento Nacional de Meteorologia e do IPAGRO (Instituto de Pesquisas Agronômicas da Secretaria de Abastecimento do Rio Grande do Sul), a região central do estado possui média pluviométrica oscilando entre 1300 e 1800 mm anuais. No período de inverno registram-se os mais elevados índices pluviométricos, porém as ocorrências de chuvas torrenciais aparecem no outono e primavera.

Segundo Maciel Filho (1977), o município de Santa Maria é constituído principalmente por uma cobertura vegetal rasteira do tipo savana. Sua vegetação arbórea é mais abundante na região do rebordo do planalto e nos vales profundos. Salienta-se que o planalto norte do município é praticamente o limite meridional da *Araucária Brasiliensis* que é encontrada ainda como vestígio nos locais com maior altitude.

4.2.2 Hidrografia

Segundo Robaina et al. (2002), o município de Santa Maria está localizado entre dois sistemas hídricos muito importantes do estado do Rio Grande do Sul. Um desses sistemas híbrido é Bacia Hidrográfica do Rio Guaíba, a qual é formada pela águas que são drenadas para leste. Na direção oeste os rios que contribuem para a formação da Bacia do Rio Uruguai. Especificamente na região de Santa Maria os mais importantes cursos da água fazem parte das

sub-bacias do Arroio Cadena, Vacacaí-Mirim, Arroio Arenal, Arroio Sarandi e Arroio Ferreira.

4.2.3 Relevo e Geomorfologia

Segundo Pinheiro et al (2002), geomorfologicamente Santa Maria situa-se junto ao rebordo do Planalto Meridional Brasileiro, denominado de Serra Geral. O relevo da região apresenta feições bem distintas. A primeira é das planícies aluviais, modeladas em sedimentos quaternários, com uma topografia plana e sujeitas à inundação (Cadena, Vacacaí-Mirim e Ferreira). A segunda corresponde às áreas das coxilhas, modeladas em rochas sedimentares triássicas, constituídas por colinas alongadas, com uma topografia suavemente ondulada. As principais coxilhas são de Pau Fincado, Bonita, Santa Catarina e Pinheiros. As planícies aluviais e as coxilhas fazem parte da Depressão Central Gaúcha com declives suaves, com amplitudes que variam entre 70 e 160m e representam área de degradação.

A transição da Depressão para o Planalto se dá através da unidade geomorfológica Serra Geral – Área Serrana. Nessa unidade são comuns os declives superiores a 15%. Considera-se parte desta unidade os morros testemunhos isolados na Depressão. As altitudes das encostas variam de 120 a 470m. O substrato rochoso é composto pelas Formações Caturrita, Botucatu e Serra Geral. Esta unidade caracteriza a terceira feição do relevo da região, o qual é modelado em rochas vulcânicas, com elevações de topo aplainado e com patamares nas encostas. Na área Serrana, a escarpa é festonada e constitui um prolongamento da Serra Geral, conhecida com denominações locais de serras de São Martinho e do Pinhal.

Maciel Filho (1977, apud Pinheiro et al; 2002) desenvolveu um trabalho pioneiro que serviu de ponto de partida para o estudo da geologia da região, com a caracterização geotécnica das formações sedimentares de Santa Maria. Este trabalho resultou na publicação da Carta Geotécnica de Santa Maria em 1990 (Maciel Filho, 1990). A coluna estratigráfica adotada neste trabalho é a proposta por Bortoluzzi (1974) e modificada por Maciel Filho (1990). As unidades estratigráficas que interessam à geologia local são as Formações Rosário do Sul, Santa Maria, Caturrita, Botucatu e Serra Geral. A figura 4.2 apresenta o mapa geológico da região de Santa Maria com as principais unidades geológicas (Gaspareto et al., 1988). Na figura 4.3 pode-se observar uma visão panorâmica da região de Santa Maria.

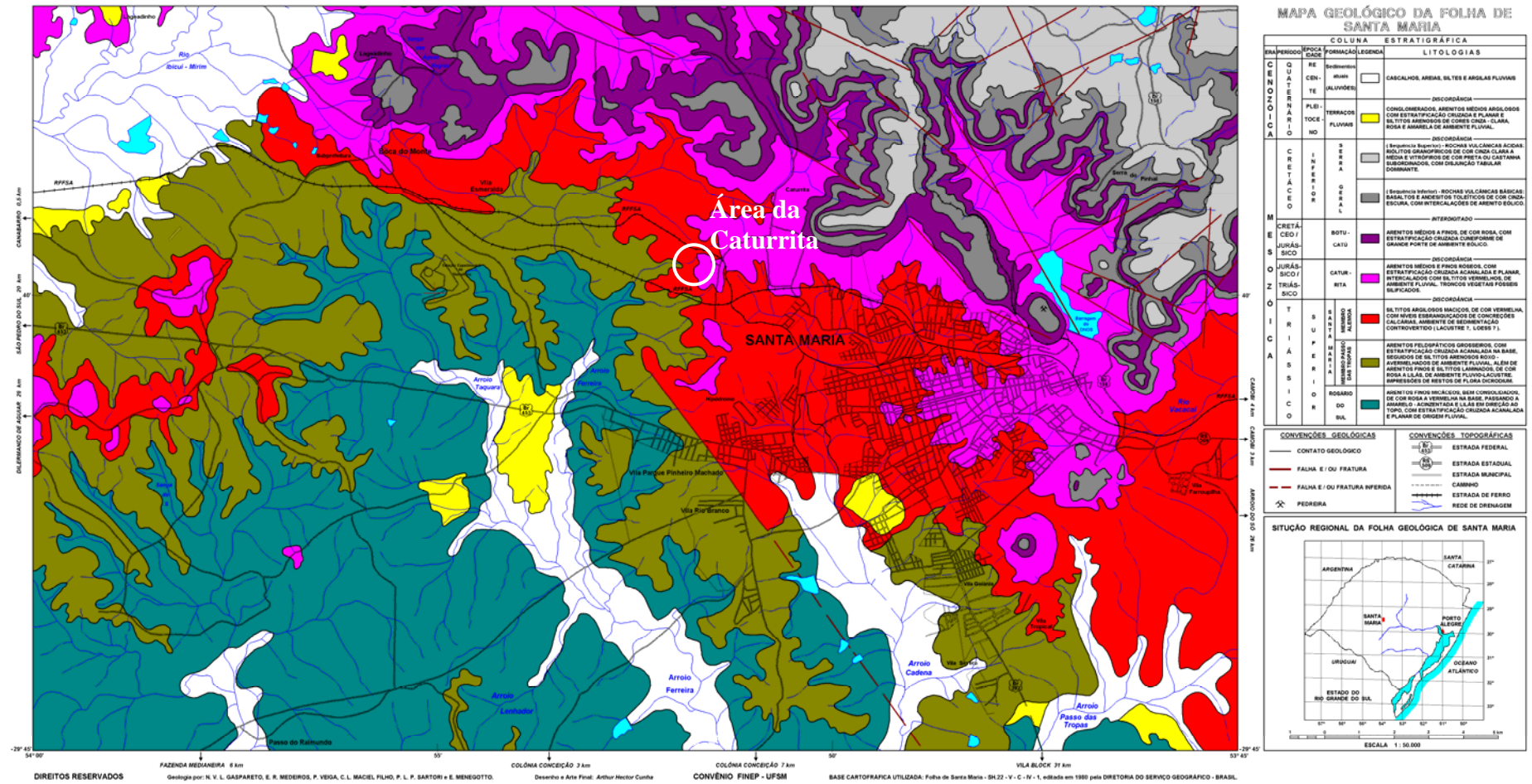


Figura 4.2 - Mapa geológico da região de Santa Maria



Figura 4.3 - Visão panorâmica da região de Santa Maria

Ao sul da região de Santa Maria, com pouca expressão na área de estudo, encontra-se a Formação Rosário do Sul, que é predominantemente constituída por arenitos finos a médios com proporções variáveis de argila e silte.

Acima desta formação encontra-se a Formação Santa Maria. Bortoluzzi (1974) e Maciel Filho (1970) dividem esta formação em duas fácies ou membros: Passo das Tropas (inferior) e Alemoa (superior).

O Membro Passo das Tropas é constituído por arenitos grosseiros, feldspáticos e porosos, podendo ser conglomeráticos, com grãos de quartzo e argila. A cor da rocha é rosada e sua origem é fluvial. O Membro Alemoa é constituído por uma seqüência de siltitos argilosos e arenitos argilosos, estratificados de cores variadas, tendendo para o vermelho.

Segundo Maciel Filho (1978), a Formação Santa Maria passa discordantemente para Formação Caturrita, verificando-se um paleosolo que delinea perfeitamente a superfície de discordância acompanhando suas ondulações. A Formação Santa Maria frequentemente apresenta-se nas encostas dos morros cujos topos são mantidos pela formação sobrejacente (Caturrita ou Serra Geral).

A Formação Caturrita é constituída por intercalações de arenitos e lutitos (Andreis e Montardo, 1980). Os arenitos são quartzosos, com pouco feldspato e mica. Texturalmente podem variar de conglomerático a muito fino, possuem cores avermelhadas, amareladas e esbranquiçadas. Os siltitos e folhelhos ocorrem sob a forma de lentes ou camadas mais espessas com importância local. Os siltitos são argilosos, micáceos, de cor avermelhada e com argilas do grupo das montmorilonitas e ilitas. Esta formação passa, no topo, concordantemente para os arenitos eólicos da Formação Botucatu. A Formação Caturrita é a que capea as plataformas convexas, com vertentes suaves, porém mais abruptas que as

Formações Santa Maria e Passo das Tropas, constituindo-se no primeiro degrau para a subida do Planalto. Esta formação é a que predomina na área de estudo.

A Formação Botucatu é constituída por arenitos finos a médios, com grãos subangulares e arredondados de superfície fosca, essencialmente quartzosos, sendo comum a presença de feldspatos. Esta formação tem pouca expressão na região.

A Formação Serra Geral apresenta duas seqüências de rochas vulcânicas, uma básica e outra ácida. Os derrames básicos são formados por basaltos com intercalações de arenitos eólicos (arenitos intertrapes) e os derrames ácidos por vitrófiros e granófiros. Foram identificados 5 derrames básicos e 4 ácidos (Maciel Filho, 1978 e 1990 Pinheiro et. al (2002)).

Ocorrem também depósitos formados pela ação da gravidade que ocorrem na região logo abaixo das escarpas naturais do arenito silicificado intertrapes e das camadas superiores de arenito Botucatu, próximo ao contato com as rochas vulcânicas básicas (basaltos). Estes materiais são formados por blocos de basaltos e de arenito dos mais variados tamanhos envolvidos por uma matriz fina (Pinheiro et. al, 2002).

Os depósitos aluvionares na região de Santa Maria são devido aos rios Arenal e Vacacaí, que fornecem grandes quantidades de areia. Os principais depósitos fluviais recentes são os do Cadena e do Vacacaí-Mirim. Os depósitos fluviais associados ao Cadena são geralmente arenosos e areno-argilosos, com espessuras de 3 a 5m. Os depósitos do Vacacaí-Mirim são compostos por areia fina a grossa com cascalho. A espessura destes materiais esta em torno dos 7m. Os aluviões do Cadena recobrem as Formações Caturrita, Santa Maria e Rosário do Sul; os do Vacacaí-Mirim apenas as duas primeiras formações (Maciel Filho, 1990).

4.3. Caracterização local

A descrição das características locais abordará critérios litológicos, pedológicos e geomorfológicos específicos do local onde se desenvolvem os estudos desta dissertação. Neste item também são apresentadas as justificativas para a escolha da área para a pesquisa e as caracterizações específicas da área denominada Caturrita IV.

A área desta pesquisa situa-se em frente ao atual local de disposição dos resíduos sólidos urbanos em Santa Maria, localizado na região norte da cidade, especificamente no Bairro Caturrita. Atualmente a disposição dos resíduos sólidos na cidade é feita com algum controle técnico e ambiental, porém apresenta vários conflitos principalmente com catadores de lixo e problemas com o gerenciamento.

Pinheiro e Moraes (2004) apresentam um histórico do lixão da Caturrita e dos procedimentos propostos para a melhoria da área e constituição de um aterro controlado. Gomes (2005) apresenta um estudo sobre o percolado gerado no depósito de resíduos da Caturrita que era conduzido até o Arroio Ferreira. A Figura 4.4 apresenta uma situação muito comum neste local, onde até o início deste ano, catadores moravam dentro da área. Uma vista aérea da área é apresentada na Figura 4.5. O local de disposição do lixo está assente em rocha sedimentar arenosa e siltosa intercaladas sem uma proteção de fundo, o que torna o local suscetível à provável contaminação do lençol freático.



Figura 4.4 – Panorama do aterro de resíduos de Santa Maria

Os problemas ambientais, gerados com disposição de resíduos sólidos em local inadequado, a cada dia que passa tendem a agravar-se em Santa Maria. O aumento da população e conseqüentemente o aumento da produção de resíduos, é preocupante. Devido a estes fatores, existe uma grande necessidade de encontrar áreas adequadas para a construção de aterros sanitários na região.



Figura 4.5 – Visão aérea do aterro de resíduos de Santa Maria e localização do Perfil 1

A área selecionada para pesquisa levou em consideração um estudo realizado por Robaina et al. (2002), que aborda o tema “Estudo para instalação de um aterro sanitário no município de Santa Maria-RS”, no qual foram definidos fatores técnicos e ambientais que indicam, através de uma avaliação comparativa, a melhor alternativa de área para implementação de um aterro sanitário nesta cidade. Foram identificadas 5 áreas localizadas em Estância Velha, Passo do Raimundo, Água Boa, Caturrita IV e Caturrita V. A área denominada Caturrita IV obteve as melhores condições técnicas e ambientais para a instalação de um aterro sanitário. Dos critérios analisados se destaca o fato de que a área Caturrita IV fica localizada em frente ao atual depósito de lixo da cidade (Lixão da Caturrita), como pode ser observada na figura 4.6; esta área já sofreu desvalorização pela proximidade com o atual depósito. Na figura 3.1 observa-se a posição dos furos de sondagem na área de estudo.

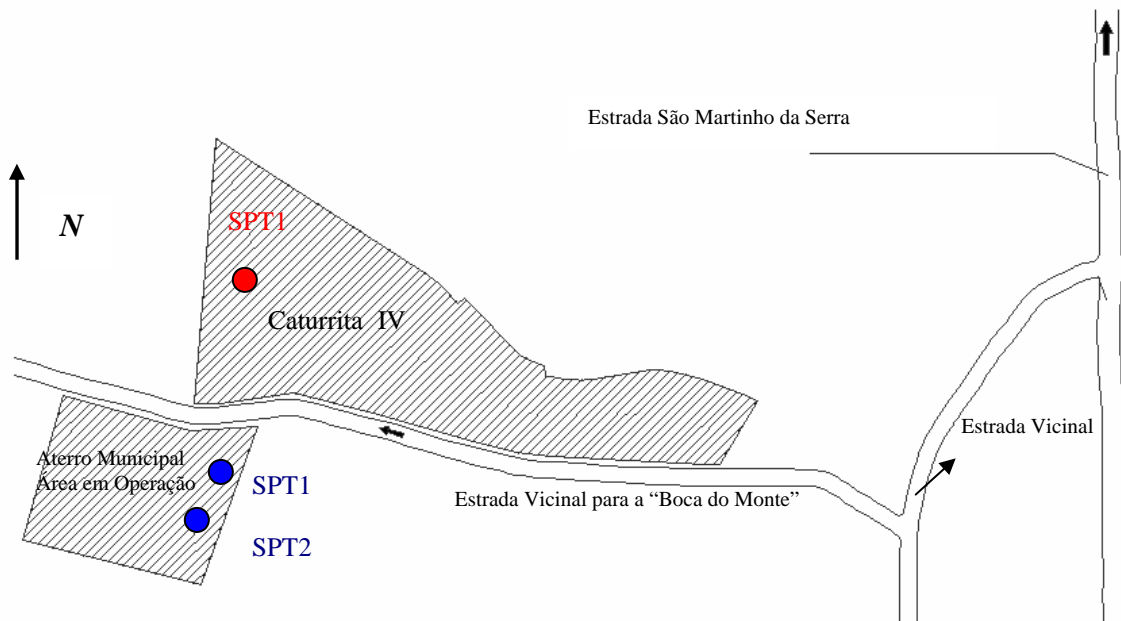


Figura 4.6 – Localização da área Caturrita IV

4.3.1 Geomorfologia (Descrição da paisagem local)

O local de estudo Caturrita IV possui uma paisagem formada por três colinas suaves, de topos côncavos com pequena amplitude altimétrica, formando perfis alongados, até serem individualizados com outras colinas. Estas colinas possuem um prolongamento com direção leste-oeste, paralela ao rebordo do planalto cerca 2 km de distância. Em relação ao nível médio dos mares a cota altimétrica é cerca de 140 m. Na figura 4.7 pode-se observar a paisagem local.

Entre as colinas foram notados alguns buracos, com diâmetro entre 0,5 e 1m, causados pela erosão do escoamento de água subterrânea. Estes escoamentos de água não chegam a aflorar na superfície, somente depois da meia encosta destas colinas.

As drenagens naturais são observadas ao norte, paralela a área de estudo, a cerca de 200m de distância de um curso de água intermitente. Existem entre as colinas locais de embaciamento, onde se observa acúmulo de água provavelmente pelo aprofundamento do terreno, ocorrido pela ação antrópica (ver figura 4.7).



Figura 4.7 – Paisagem da área Caturrita IV.

4.3.2 Geologia

Na área da Caturrita pode-se observar, expostos em vários cortes na estrada que cruza a área de estudo, a ocorrência de arenitos finos a siltitos, vermelhos a rosados, com uma estratificação plano-horizontal e uma característica de formar pequenos tabletes ou pastilhas. Intercalada observa-se a ocorrência de uma rocha arenítica mais coesa, causando uma maior cimentação, de cor amarelada a rosada, obtendo-se camadas de 30cm de espessura. Essas rochas constituem fácies flúvio-lacustes da Formação Caturrita.

4.3.3 Solos

Nas proximidades da área selecionada, especificamente na estrada vicinal, foi identificado um perfil classificado pedologicamente como Argissolo vermelho; este perfil pode ser observado na figura 4.8. A descrição pedológica é apresentada no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Descrição do perfil de solo

Horizontes	Profundidades	Descrição
A	0 – 0,80 m	30 cm iniciais apresentam textura franco arenoso, passando para um franco argiloso com transição bem marcada para o horizonte B.
B	0,80 – 2,20 m	horizonte bruno avermelhado com manchas amarelas, transição gradacional para o horizonte C
C	> 2,20 m	formado por uma camada de coloração vermelha mosqueada com branco, areno-argiloso com transição para a rocha arenítica.



Figura 4.8 – Perfil de solo no corte da estrada.

4.3.4 Hidrografia e vegetação

A área de estudo situa-se dentro do complexo hidrográfico, do qual suas nascentes pertencem ao Arroio Ferreira, o qual se localiza mais a oeste cerca de 4 km. Em direção norte, a 200 m de distância existe uma drenagem que possui fluxo intermitente.

Entre as colinas dentro da área, ocorrem embaciamentos no terreno, com presença de água, que tem seu escoamento em direção oeste, onde a uma distância de mais de 200m, inicia-se um pequeno surgimento de água, também intermitente.

Segundo Robaina et al. (2002), entre as espécies verificadas estão representadas: grama forquilha (*Paspalum notatum*), arquja (*Baccharis trimera*) e alecrim do campo (*Vermonia nudiflora*); aparecem também as touceras de *Cynodon dactylon*. Verifica-se, nas proximidades ao limite leste da área, um exemplar de timbaúva (*Enterolobium constortisiliquum*).

4.3.5 Uso e ocupação do solo

A ocupação da terra próxima à área Caturrita é basicamente pecuária extensiva, com criação de gado bovino ocupando os campos nativos da região. Existem propriedades com lavouras de pastagens, com cultivo de azevém, usadas para criação de gado bovino. Ocorrem algumas pequenas áreas utilizadas para cultivos temporários, com variedades de cana de açúcar, milho, feijão, entre outras. Estas lavouras têm como finalidade subsistência familiar, assim como a pecuária. A orizicultura também é praticada junto às várzeas do Arroio Ferreira, o qual possui alguns afluentes na região à noroeste. A primeira é uma casa de madeira e dista 600m; é de uso residencial. Outras 2 estão a 900m de distância, uma de alvenaria e outra de madeira, ambas de uso residencial. As demais são casas de alvenaria, numa distância de 1 km, também de uso residencial.

À leste, existe uma concentração de casas, 3 delas a 750m de distância, 2 delas de madeira e uma de alvenaria, com uso residencial. As demais residências são todas localizadas à margem de uma estrada a partir de 1 km, a maioria em madeira, em mau estado de conservação. A cerca de 2 km da área, em direção leste, existe a comunidade de Caturrita, com várias casas residenciais, de comércio (armazéns) e uma escola municipal de ensino fundamental completo.

Em direção sul distante 50m, está localizado o atual depósito municipal de resíduos sólidos (lixo). Na mesma direção, somente a 4 km de distância, está a comunidade da Nova

Santa Marta e o Distrito Industrial da cidade. Em direção oeste, aproximadamente a 200m de distância da área selecionada, uma rede de energia elétrica com alta tensão atravessa o terreno e posiciona-se na direção norte-sul.

4.4 Sondagens à percussão (SPT)

As sondagens à percussão foram realizadas anteriormente pela Geocentro Geologia, Engenharia e Estaqueamento em 1996 na área estudada. Estas sondagens tiveram como objetivo o reconhecimento geológico do subsolo, a verificação do nível d'água e a determinação do número de golpes (NSPT).

As características do subsolo foram obtidas a partir destas sondagens cujos perfis estão apresentados no Anexo B. As perfurações foram realizadas pelo método de percussão com circulação de água e revestidas por uma tubulação de 2 ½" de acordo com a NBR 6484/80.

Os resultados de todos os ensaios executados pela empresa Geocentro na área Caturrita foram utilizados nesta pesquisa.

Foram executados um total de 12 perfis de sondagens SPT na área. As figuras 4.9 e 4.10 apresentam um croqui interpretativo de todos os resultados destas sondagens.

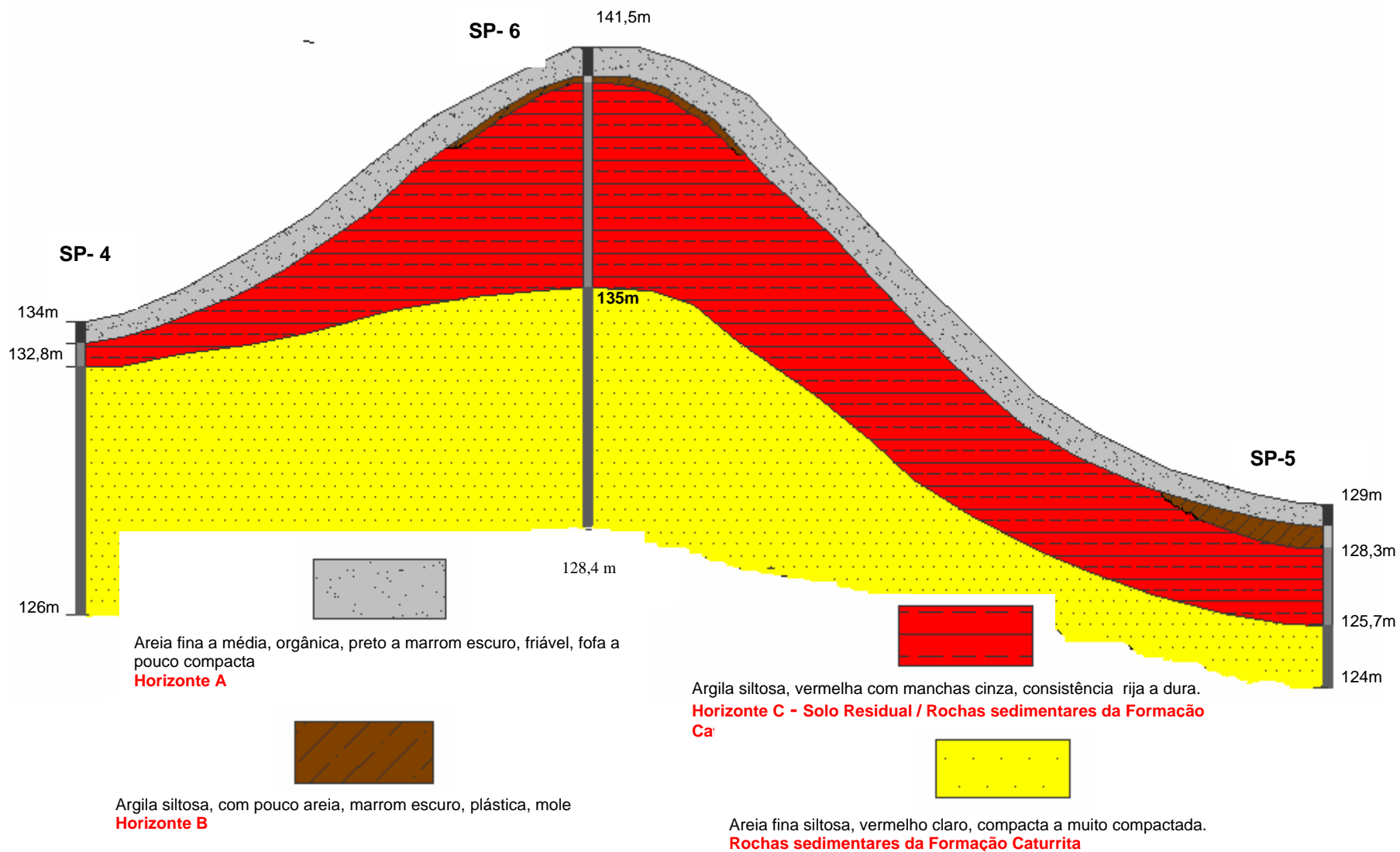


Figura 4.9 - Perfis geológico-geotécnicos da área Caturrita

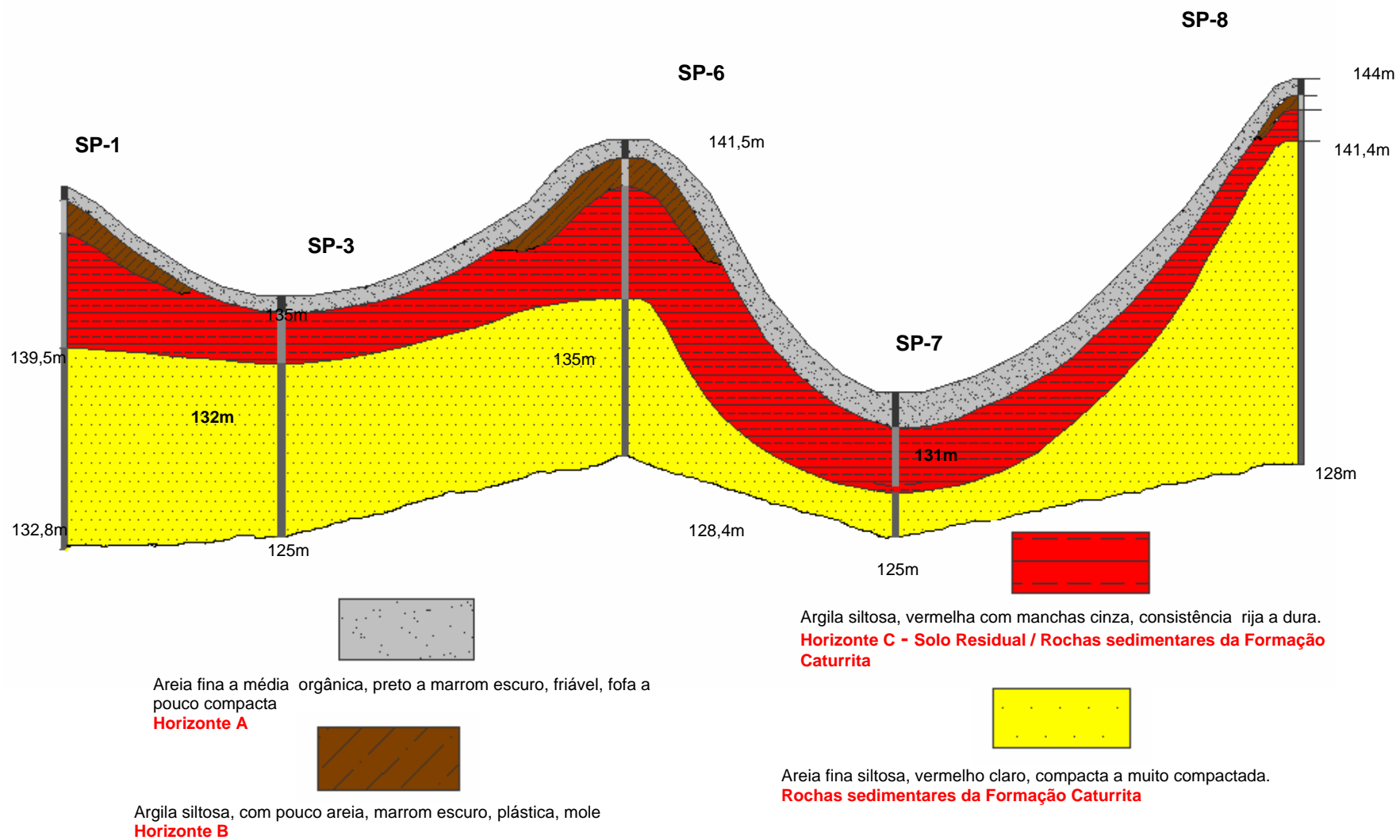


Figura 4.10 – Perfis geológico-geotécnicos da área Caturrita

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

5.1. Introdução

A tabela 5.1 apresenta o resumo de todos os ensaios de laboratório e de campo executados durante a pesquisa na área de estudo no Bairro Caturrita, localizada em frente ao atual depósito de lixo da Caturrita, na região norte da cidade de Santa Maria - RS. Os ensaios foram discriminados quanto ao perfil e número de amostras analisadas.

Tipo de ensaio	Número de ensaios	Perfis estudados
Análise granulométrica com e sem defloculante	53	P1 a P12, P14 e P15
Limites de liquidez	30	P1 a P12, P14 e P15
Limites de plasticidade	30	P1 a P12, P14 e P15
Peso específico real dos grãos	30	P1 a P12, P14 e P15
Compactação	10	P1, P2, P3, P10 e P11
Análise química	6	P1, P2 e P3
Difratometria de raios-X com defloculante e glicolada	12	P1, P2 e P3
Condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida	6	P1
Condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível	12	P1, P10 e P11
Infiltrômetro do tipo cava	2	-
Piezômetro	10	P1, P12 a P15
Infiltrômetro do tipo anel	1	P1

A caracterização da área de estudo ocorreu inicialmente em 9 perfis (P1 a P9), sendo que 3 perfis (P1, P2 e P3) foram escolhidos nos afloramentos encontrados no corte da estrada vicinal a Boca do Monte. Os outros 6 perfis foram executados por meio de sondagem a trado manual nas colinas que constituem a área. Na tabela 5.2 estão apresentados as identificações dos perfis, profundidade e locais amostrados.

As amostras coletadas nos perfis foram separadas por horizontes ou camadas. Nos 9 perfis verificou-se uma camada superficial de cor escura (horizonte A), que transicionava para um horizonte de alteração de rocha sedimentar de cor rosa, avermelhada e amarelada (horizonte C). Nestes perfis executados o horizonte B, muitas vezes, foi de pequena espessura ou inexistente. Recentemente foram realizados novos ensaios na área que fazem parte do processo de licenciamento ambiental para implantação do aterro sanitário de Santa Maria. Estes ensaios foram executados pelo LMCC/UFSM. Executaram-se mais 8 perfis (P10 a P17), sendo que 2 perfis (P10 e P11) foram executados no corte da estrada (a leste) e os outros foram distribuídos ao longo da área do empreendimento. Nos perfis P13, P16 e P17 foram realizados somente sondagem a trado manual, estas sondagens são apresentadas no Anexo B.

No mapa da área de estudo apresentado na figura 3.1 consta a localização dos perfis analisados nesta pesquisa.

Tabela 5.2 – Nomenclatura dos perfis de solos analisados

Identificação	Descrição	Horizonte Pedológico	Profundidade (m)	Observações
P1C1	Perfil 1 / Camada 1	A	0,00 – 0,70	Corte na estrada
P1C2	Perfil 1 / Camada 2	C	0,70 – 2,20	
P2C1	Perfil 2 / Camada 1	A	0,00 – 0,90	Corte na estrada
P2C2	Perfil 2 / Camada 2	C	0,90 – 1,70	
P3C1	Perfil 3 / Camada 1	A	0,00 – 0,90	Corte na estrada
P3C2	Perfil 3 / Camada 2	C	0,90 – 1,40	
P4C1	Perfil 4 / Camada 1	A	0,00 – 0,80	Sondagem a trado
P4C2 (1)	Perfil 4 / Camada 2	C	0,80 – 1,00	Sondagem a trado
P4C2 (2)		C	1,50 – 2,00	
P5C1	Perfil 5 / Camada 1	A	0,00 – 0,85	Sondagem a trado
P5C2	Perfil 5 / Camada 2	C	0,85 – 1,40	Sondagem a trado
P6C1 (1)	Perfil 6 / Camada 1	A	0,00 – 0,85	Sondagem a trado
P6C1 (2)		B	0,85 – 1,40	
P6C2	Perfil 6 / Camada 2	C	1,40 – 2,00	Sondagem a trado
P7C1	Perfil 7 / Camada 1	A	0,00 – 0,70	Sondagem a trado
P7C2 (1)	Perfil 7 / Camada 2	C	0,70 – 1,40	Sondagem a trado
P7C2 (2)		C	1,40 – 2,00	
P8C1	Perfil 8 / Camada 1	B	0,00 – 0,50	Sondagem a trado
P8C2	Perfil 8 / Camada 2	C	0,50 – 1,70	Sondagem a trado
P9C1 (1)	Perfil 9 / Camada 1	A	0,00 – 0,60	Sondagem a trado
P9C1 (2)		B	0,60 – 1,00	
P9C2 (1)	Perfil 9 / Camada 2	C	1,00 – 1,30	Sondagem a trado
P9C2 (2)		C	1,30 – 1,80	
P10C1	Perfil 10 / Camada 1	A / B	0,00 – 0,60	Corte na estrada
P10C2	Perfil 10 / Camada 2	C	1,00 – 2,00	
P11C1	Perfil 11 / Camada 1	A / B	0,00 – 0,60	Corte na estrada
P11C2	Perfil 11 / Camada 2	C	1,00 – 2,00	
P12C1	Perfil 12 / Camada 1	B	0,64 – 1,45	Sondagem a trado
P13C1	Perfil 13 / Camada 1	B	1,21 – 1,74	Sondagem a trado
P14 C1	Perfil 14 / Camada 1	B	1,00 – 2,00	Sondagem a trado
P15C2	Perfil 15 / Camada 2	B	1,00 – 2,00	Sondagem a trado
P16C2	Perfil 16 / Camada 2	C	4,00 – 5,00	Sondagem a trado
P17C2	Perfil 17 / Camada 2	C	4,00	Sondagem a trado

5.2 Ensaios de caracterização

Nessa seção são apresentados os resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos, análise granulométrica com e sem defloculante, limites de liquidez e plasticidade. As técnicas utilizadas para a execução de cada ensaio são apresentadas no capítulo 4 - Métodos e Técnicas.

5.2.1 Peso específico real dos grãos e limites de Atterberg

Os ensaios de peso específico real dos grãos ou massa específica real dos grãos foram executados segundo a NBR 6508/84. Os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) foram executados de acordo com a NBR 6459/84. A tabela 5.3 apresenta os resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos e limites de consistência dos perfis estudados, os quais foram apresentados por camada e horizonte pedológico.

Tabela 5.3 – Resultados dos ensaios de pesos específicos real dos grãos e limites de Atterberg

Camadas - Horizontes	Perfis	Peso Específico γ_s (kN/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Camada 1 Horizonte A	P1C1	26,84	34	28	7
	P2C1	28,09	40	22	18
	P3C1	27,87	28	22	7
	P4C1	27,47	25	18	7
	P5C1	23,79	30	19	11
	P6C1 (1)	27,82	33	18	15
	P7C1	27,99	20	N.P	N.P
	P9C1 (1)	26,15	29	20	9
Camada 1 Horizonte B	P6C1 (2)	28,88	53	31	24
	P8C1	25,56	62	37	25
	P9C1(2)	28,09	50	31	19
	P10C1	27,50	52	32	20
	P11C1	27,51	52	34	18
	P12C1	27,25	48	26	22
	P14C1	26,96	33	17	16
Camada 2 Horizonte C	P1C2	29,34	54	35	20
	P2C2	26,24	41	21	20
	P3C2	27,47	56	38	17
	P4C2 (1)	29,18	38	22	16
	P4C2 (2)	28,16	34	16	18
	P5C2	29,67	58	40	18
	P6C2	29,07	48	26	22
	P7C2 (1)	28,19	40	19	21
	P7C2 (2)	27,92	44	24	20
	P8C2	26,11	62	37	25
	P9C2 (1)	29,43	46	30	16
	P9C2 (2)	26,82	44	33	11
	P10C2	28,08	55	35	20
	P11C2	28,80	76	54	22
	P15C2	27,41	86	28	58

Obs.: N.P = não plástico.

Os valores de pesos específicos real dos grãos da camada superficial (horizontes A) tiveram valores que variam de 23,79 kN/m³ a 28,09 kN/m³ e uma média de 27,0 kN/m³. No horizonte B encontraram-se valores de peso específico real dos grãos que variam de 25,56 kN/m³ a 28,88 kN/m³ e uma média de 27,39 kN/m³. Os valores de peso específico real dos

grãos para as amostras da camada 2 (horizonte C) variam de 26,11 kN/m³ a 29,67 KN/m³ e uma média de 28,13 kN/m³. Os valores um pouco mais altos encontrados para os solos do horizonte C devem-se à presença em maior quantidade de óxidos de ferro e menor porcentagem de matéria orgânica.

Os solos da camada superficial (horizonte A) apresentaram LL entre 29 e 40% com valores médios de LL = 20%. Os valores de LP situaram-se entre 18 e 28% com valores médios de LP = 21%. O IP apresentou valores que variaram de 7 a 18%, tendo como valor médio de 11,2%. Os solos da camada superficial (horizonte B) apresentaram LL entre 33 e 62% com valores médios de LL = 50%. Os valores de LP situaram-se entre 17 e 37% com valores médios de LP = 29,7%. O IP apresentou valores que variaram de 16 a 25%, tendo como valor médio de 20,6%.

Os solos do horizonte C na média apresentaram uma plasticidade mais elevada que os solos do horizonte A. O LL variou de 34 a 86% com um valor médio de 52%. Os valores de LP situaram-se entre 16 e 54 % com valor médio de 30%. O IP variou entre 11 e 58% com um valor médio de 22%. Estes resultados foram similares aos valores obtidos para as amostras do horizonte B.

5.2.2 Análise Granulométrica

Os ensaios de granulometria foram realizados pelos métodos descritos na NBR 7181/84. Para caracterizar os solos utilizou-se a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação. Na fase de sedimentação as amostras de solo foram ensaiadas com e sem defloculante. O defloculante utilizado foi o hexametáfosfato de sódio. A escala granulométrica adotada é a proposta na NBR 6502/95 (Terminologia – Solos e Rochas).

Os resultados dos ensaios granulométricos com defloculante dos perfis da camada 1 e camada 2 estão apresentados na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios granulométricos com defloculante (CD) e sem defloculante (SD)

Perfis / Camada 1 Horizonte A	Frações do solo											
	Argila (%)		Silte (%)		Areia fina (%)		Areia média (%)		Areia grossa (%)		Pedregulho (%)	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
P1C1	22	22	35	25	28	38	13	13	2	2	0	0
P2C1	22	22	39	33	24	32	13	11	2	2	0	0
P3C1	16	6	27	30	33	40	21	20	3	4	0	0
P4C1	7	16	21	18	48	42	20	20	4	4	0	0
P5C1	18	9	15	31	45	38	19	18	3	4	0	0
P6C1 (1)	27	24	28	24	26	34	16	15	3	3	0	0
P7C1	37	20	18	21	32	44	11	13	2	2	0	0
P9C1 (1)	28	8	27	30	33	39	10	20	2	3	0	0
Perfis / Camada 1 Horizonte B	Frações do solo											
	Argila (%)		Silte (%)		Areia fina (%)		Areia média (%)		Areia grossa (%)		Pedregulho (%)	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
P6C1 (2)	36	8	31	48	25	35	6	7	2	2	0	0
P8C1	29	26	29	34	28	26	11	12	3	2	0	0
P9C1 (2)	25	32	33	26	29	29	10	10	3	3	0	0
P10C1	9	-	65	-	21	-	3	-	2	-	0	-
P11C1	9	-	67	-	16	-	5	-	3	-	0	-
P12C1	16	-	30	-	31	-	15	-	8	-	0	-
P14C1	8	-	30	-	39	-	17	-	6	-	0	-
Perfis / Camada 2 Horizonte C	Frações do solo											
	Argila (%)		Silte (%)		Areia fina (%)		Areia média (%)		Areia grossa (%)		Pedregulho (%)	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD	CD	SD
P1C2	18	7	47	48	34	44	1	1	0	0	0	0
P2C2	17	9	54	62	27	27	2	2	0	0	0	0
P3C2	15	15	34	43	47	38	4	4	0	0	0	0
P4C2 (1)	24	16	19	22	41	47	14	12	2	3	0	0
P4C2 (2)	28	15	20	38	34	27	16	18	2	2	0	0
P5C2	27	20	50	50	22	29	1	1	0	0	0	0
P6C2	25	13	43	49	29	35	3	3	0	0	0	0
P7C2 (1)	35	12	17	42	32	34	15	10	2	2	0	0
P7C2 (2)	29	13	16	38	37	29	16	18	2	2	0	0
P8C2	24	23	56	45	15	30	5	2	0	0	0	0
P9C2 (1)	6	18	55	42	31	32	6	6	2	2	0	0
P9C2 (2)	14	5	49	59	34	33	3	3	0	0	0	0
P10C2	2	-	70	-	26	-	2	-	0	-	0	-
P11C2	20	-	56	-	22	-	2	-	0	-	0	-
P15C2	32	-	46	-	16	-	3	-	3	-	0	-

Obs.: CD = com defloculante; SD = sem defloculante

As amostras do horizonte A (camada 1) apresentam como fração predominante areia fina a média (50%). A fração argila varia de 7 a 37%, com um valor médio de 22%. A fração silte também é muito variável e apresentou um valor médio da ordem de 26%. Já as amostras pertencentes ao horizonte B apresentaram-se mais siltosas (valor médio de 41%), valor este

muito próximo da fração areia (valor médio de 40%), porém predominam areia fina na constituição deste horizonte. A fração argila é similar entre estes horizontes.

Nas amostras de solo do horizonte C (camada 2) os resultados apresentados demonstram uma grande variação granulométrica. A fração argila variou de 2 a 35%, com um valor médio de 21%. A fração areia é da ordem dos 37% com predomínio da fração fina. A fração granulométrica predominante neste horizonte é a siltosa, com valores que variam de 16 a 70% (média de 42%). Os resultados para as amostras deste horizonte foram similares às amostras do horizonte B.

Os resultados dos ensaios de granulometria para cada perfil estudado apresentam-se divididos como: camada 1 sem defloculante, camada 1 com defloculante, camada 2 com defloculante e camada 2 sem defloculante como mostram as figuras 5.1 a 5.4.

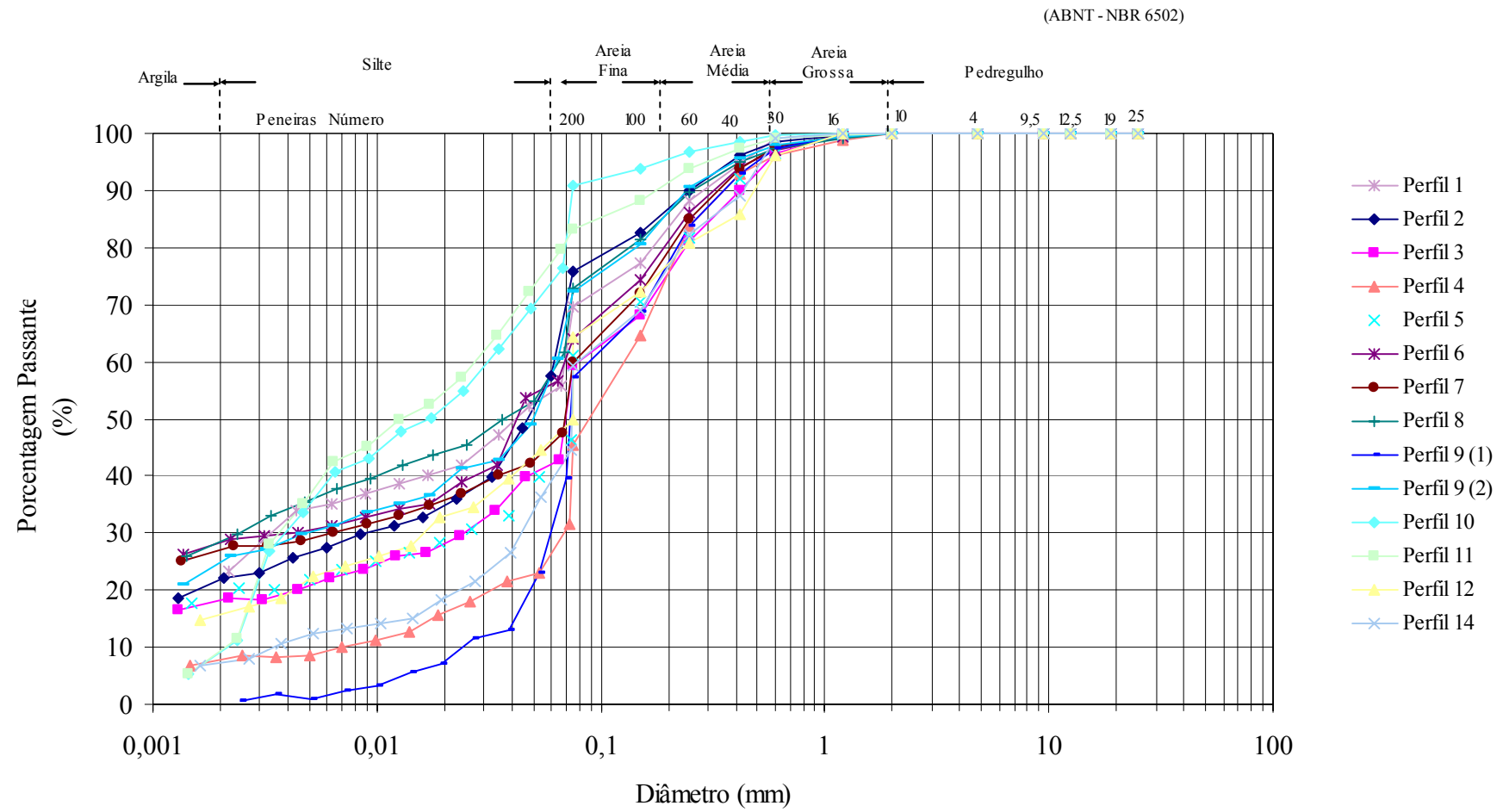


Figura 5.1 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 1 com defloculante

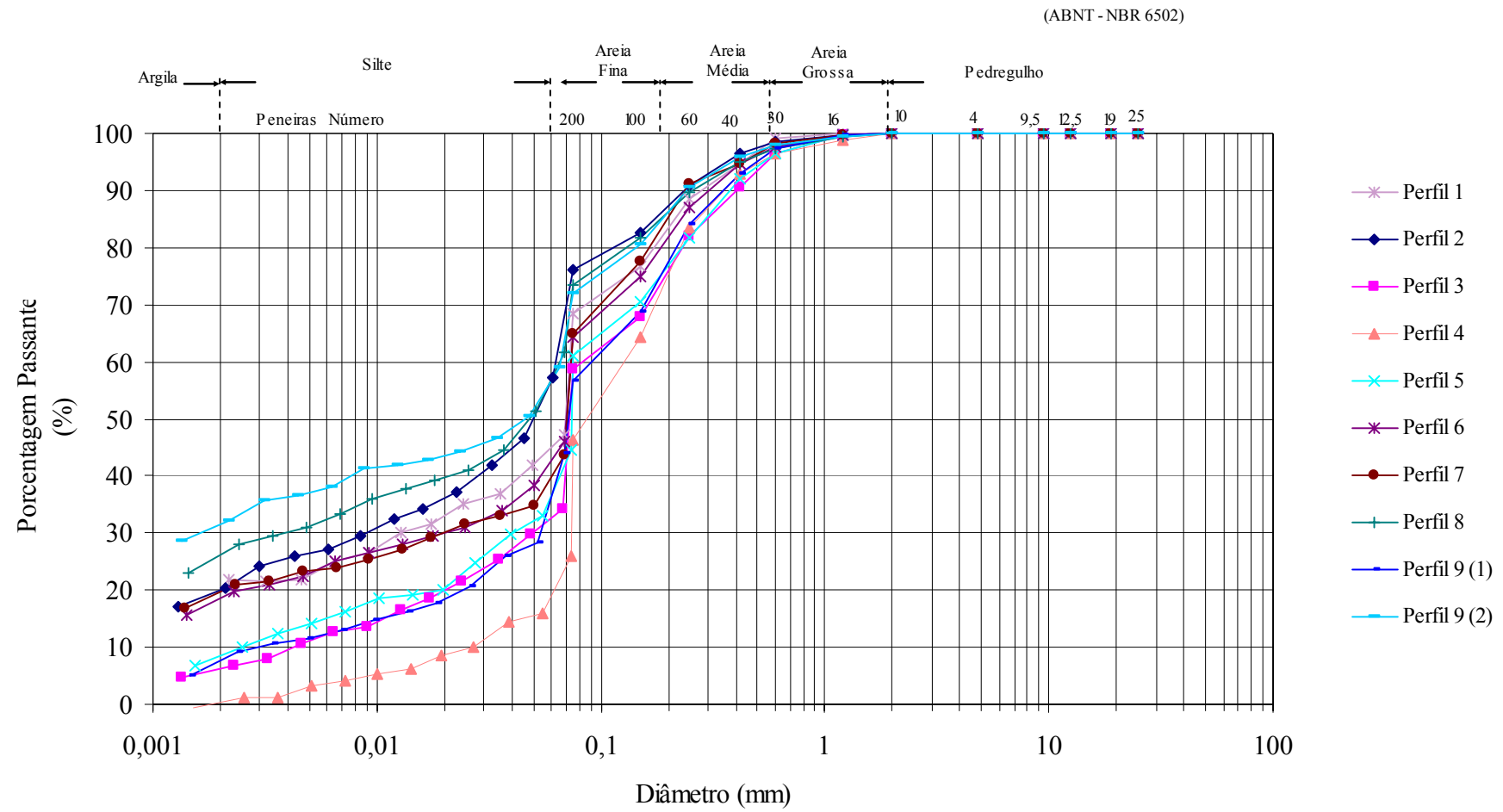


Figura 5.2 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 1 sem defloculante

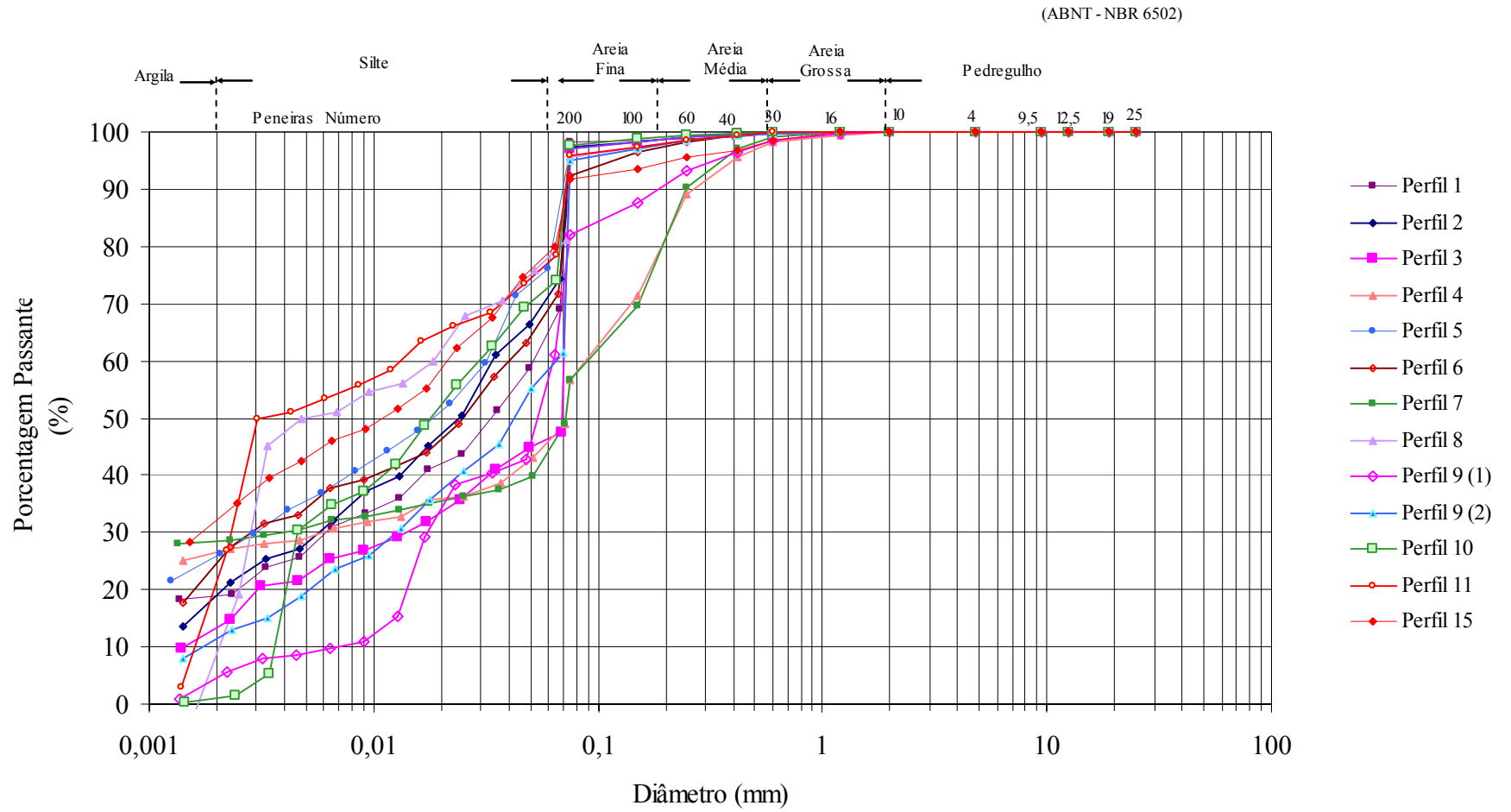


Figura 5.3 – Distribuição granulométrica dos perfis das camadas 2 com defloculante

5.2.3 Grau de flocculação e Atividade Coloidal

Grau de flocculação fornece a estimativa de flocculação das partículas argilosas coloidais; quanto maior o grau de flocculação do solo, maior a possibilidade de flocculação das partículas argilosas. Calcula-se o grau de flocculação através da diferença entre a percentagem da argila total (fração argila obtida no ensaio de granulometria com defloculante) e a percentagem da argila natural (fração argila obtida no ensaio de granulometria sem defloculante) do solo dividida pela percentagem de argila total.

A atividade coloidal (AC) serve como indicação da maior ou menor influência das propriedades mineralógica e química coloidal, da fração argila, nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso. A atividade coloidal calcula-se através da relação entre o índice de plasticidade pela porcentagem da fração argila do solo. Segundo Skempton (1953) os solos finos são classificados como de atividade coloidal baixa, se possuírem valores inferiores a 0,75, de atividade coloidal média com valores de $0,75 < AC < 1,25$ e de atividade coloidal alta com valores acima de 1,25. Na tabela 5.5 observa-se o resumo dos resultados da fração argila total e natural, grau de flocculação e atividade coloidal.

Tabela 5.5 – Fração argila total e argila natural, grau de floculação e atividade coloidal

Perfil / Camada 1 Horizonte A	Argila total (%)	Argila natural (%)	Grau de Floculação (%)	Atividade Coloidal (%)
P1C1	22	22	0	0,32
P2C1	22	22	0	0,82
P3C1	16	6	0,62	0,44
P4C1	7	16	0	1,00
P5C1	18	9	0,50	0,61
P6C1 (1)	27	24	0,11	0,56
P7C1	37	20	0,46	-
P9C1 (1)	28	8	0,71	0,32
Perfil / Camada 1 Horizonte B	Argila total (%)	Argila natural (%)	Grau de Floculação (%)	Atividade Coloidal (%)
P6C1 (2)	36	8	0,78	0,67
P8C1	29	26	0,10	0,86
P9C1 (2)	25	32	0	0,76
P10C1	9	-	-	2,22
P11C1	9	-	-	2,00
P12C1	16	-	-	1,37
P14C1	8	-	-	2,00
Perfil / Camada 2 Horizonte C	Argila total (%)	Argila natural (%)	Grau de Floculação (%)	Atividade Coloidal (%)
P1C2	18	7	0,61	1,11
P2C2	17	9	0,47	1,18
P3C2	15	15	0	1,21
P4C2 (1)	24	16	0,33	0,67
P4C2 (2)	28	15	0,46	0,57
P5C2	27	20	0,26	0,67
P6C2	25	13	0,48	0,88
P7C2 (1)	35	12	0,66	0,60
P7C2 (2)	29	12	0,59	0,69
P8C2	24	23	0,04	1,04
P9C2 (1)	6	18	0	2,67
P9C2 (2)	13	5	0,61	0,79
P10C2	2	-	-	10,0
P11C2	20	-	-	1,10
P15C2	32	-	-	1,81

Verificou-se através dos resultados que o grau de floculação dos solos da camada 1 (horizonte A) variou de um mínimo de 0,11 a um máximo de 0,71. Para o grau de floculação nos solos do horizonte B, os resultados variaram de 0,10 a 0,78 %. Os resultados dos solos da camada 2 (horizonte C) variaram de um mínimo 0 a um máximo de 0,66.

A atividade coloidal da camada 1 (horizonte A) variou de 0,32 a 1,0 com uma média de 0,58%. Solos $Ac = 0,58\%$ são considerados de atividade coloidal baixa. Nos solos pertencentes ao horizonte B, a atividade coloidal variou de 0,67 a 2,22% com média de 1,41%. Solos com $Ac > 1,25$ são considerados com atividade coloidal alta.

Para o solos da camada 2 a atividade coloidal varia de 0,57% a 10% com uma média de 1,67%. Solos com $AC > 1,25$ são considerados por Skempton (1953) como de atividade coloidal alta.

No gráfico da figura 5.5 pode-se observar a combinação da plasticidade de Casagrande com a atividade coloidal de Skempton, desta forma podem-se determinar as características expansivas em solos dos perfis estudados (camada 1 – azul, e camada 2 - vermelha).

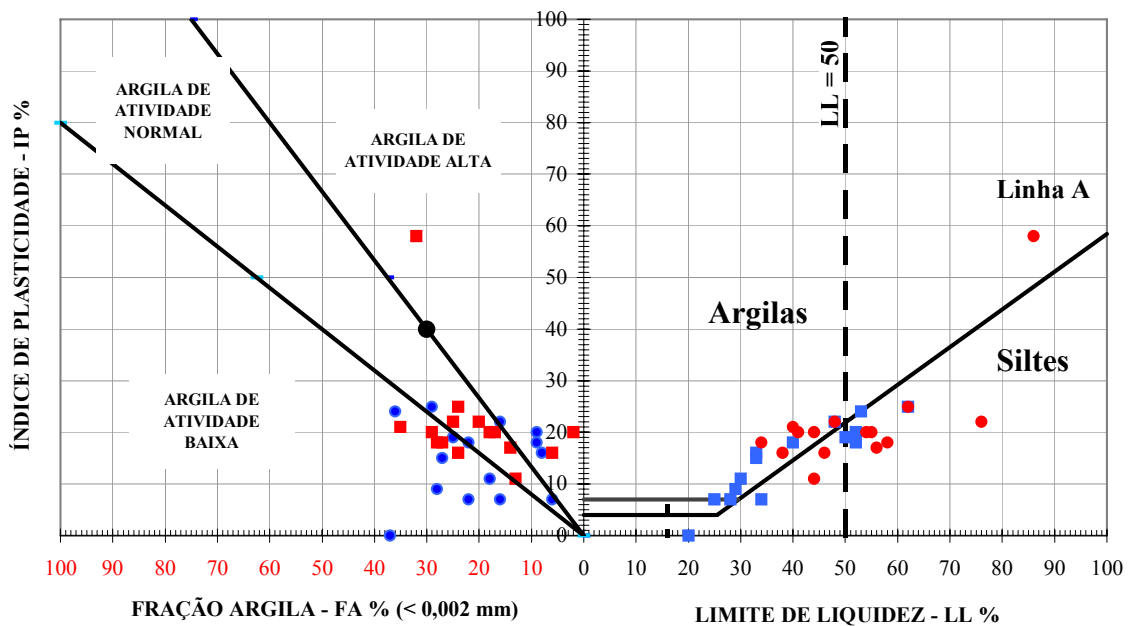


Figura 5.5 – Gráfico da combinação da plasticidade de Casagrande com a atividade coloidal de Skempton para determinar as características expansivas em solos da camada 1 e 2 dos perfis estudados.

Na figura 5.5 o gráfico da combinação da plasticidade de Casagrande com a atividade coloidal de Skempton, para determinações de características expansivas, mostra que para os solos da camada 1 (horizonte A), a maioria dos pontos encontram-se no limite da reta que classifica as amostras como sendo argila de atividade coloidal baixa. Para as amostras da camada 1 (horizonte B), parte dos pontos situam-se entre as retas que classificam as amostras como argila de atividade coloidal média e argila de atividade coloidal alta. Já as amostras da camada 2 (horizonte C) estão em sua maioria acima da reta que classifica as amostras como argila de atividade coloidal alta.

Foram determinados os índices físicos das camadas 1 e 2 no perfil 1, quando na moldagem de corpos de prova indeformados para ensaios de condutividade hidráulica com permeômetros de parede flexível. A tabela 5.6 apresenta os resultados obtidos para os corpos de prova do perfil 1.

Tabela 5.6 – Dados dos corpos de prova com amostras indeformadas do Perfil 1

Perfil Camada	Peso específico real dos grãos	Peso específico natural	Teor de umidade natural	Grau de saturação	Índice de vazios	Porosidade
	γ_s (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	wn (%)	S (%)	e (%)	n (%)
P1C1	26,84	15,37	25,65	57,68	1,19	54,41
P1C2	29,34	16,65	39,84	79,85	1,46	59,41

Na tabela 5.7 pode-se observar um resumo dos resultados estatísticos obtidos nos ensaios realizados nos perfis do horizonte A, B e C.

Tabela 5.7 - Resultados estatísticos dos perfis estudados

		Valor	γ_s	LL	LP	IP	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	AC
			(kN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
CAMADA 1	Horizonte A	Máximo	28,09	40	18	10,6	37	39	48	21	4	1,0
		Mínimo	23,79	20	21	18	7	15	24	10	2	0,32
		Média	27,00	29,9	11,2	7	22,13	26,25	33,63	15,38	2,63	0,58
		Desvio Padrão	1,46	6,03	3,51	4,39	8,97	8,15	8,63	4,24	0,74	0,25
	Horizonte B	Máximo	28,88	62	37	25	36	67	39	17	8	2,22
		Mínimo	25,56	33	17	16	8	29	16	3	2	0,67
		Média	27,39	50	29,7	20,6	18,9	40,7	27	9,57	3,86	1,41
		Desvio Padrão	1,02	8,7	6,50	3,26	11,22	11,22	7,37	5,22	2,27	0,66
CAMADA 2	Horizonte C	Máximo	29,67	86	54	58	35	70	47	16	3	10,0
		Mínimo	26,11	37	16	11	2	16	15	1	0	0,57
		Média	28,13	52	30,5	22	21	42,2	29,8	6,13	0,87	1,67
		Desvio Padrão	1,44	14,3	9,86	10,6	9,3	16,92	8,81	5,72	1,13	2,37

5.3 Classificação do solo

As amostras foram classificadas pelos métodos textural, HRB (Highway Research Board) e USCS (Unified Soil Classification System). A identificação da cor das amostras foi realizada com a carta de cores de Munsell, sendo que o solo analisado estava levemente umedecido. A tabela 5.8 apresenta os resultados destes sistemas de classificação para

amostras dos horizontes A e B (camada 1) e na tabela 5.9 os resultados do horizonte C (camada 2).

Tabela 5.8– Classificação HRB, SUCS, Textura, cor por Munsell das amostras dos perfis camada 1 dos horizontes A e B

Perfil / Camada	HRB	SUCS		Classificação	Munsell	
		Símbolo	Descrição	Textural	Símbolo	Descrição
P1C1	A4	ML	Silte arenoso	Silte areno-argiloso	7.5 YR 3/2	Marrom-escuro
P2C1	A5	CL	Argila pouco plástica	Silte areno-argiloso	10 R 3/1	Cinza escuro avermelhado
P3C1	A4	CL-ML	Argila pouco plástica - silte	Areia fina silto-argilosa	5 YR 3/1	Cinza muito escuro
P4C1	A4	CL-ML	Argila pouco plástica - silte	Areia fina silto-argilosa	7.5 YR 4/2	Marrom-escuro
P5C1	A6	CL	Argila pouco plástica arenosa	Areia fina argilo-siltosa	10 YR 2/2	Marrom muito escuro
P6C1 Amostra 1	A6	CL	Argila pouco plástica arenosa	Silte argilo-arenoso	10 R 3/1	Cinza escuro avermelhado
P7C1	A6	ML	Silte	Argila areno-siltosa	10YR 3/4	Marrom amarelado escuro
P9C1 Amostra 1	A7-5	CL	Argila pouco plástica	Areia fina argilo-arenosa	5 YR 3/1	Cinza muito escuro
Perfil / Camada	HRB	SUCS		Classificação	Munsell	
Horizonte B		Símbolo	Descrição	Textural	Símbolo	Descrição
P6C1 Amostra 2	A7-5	CH	Argila muito plástica com areia	Argila silte-arenosa	2.5 YR 4/4	Marrom avermelhado
P8C1	A7-5	MH	Silte elástico com areia	Silte argilo-arenoso	2.5 YR 3/2	Vermelho fusco
P9C1 Amostra 2	A4	MH	Silte elástico com areia	Silte areno-argiloso	5 YR 4/2	Cinza escuro avermelhado
P10C1	A7-5	MH	Silte elástico	Silte arenoso	-	-
P11C1	A7-5	MH	Silte elástico	Silte arenoso	-	-
P12C1	A7-5	CL	Argila pouco plástica com areia	Areia silto-argilosa	-	-
P14C1	A6	CL	Argila pouco plástica com areia	Areia siltosa	-	-

Tabela 5.9 – Classificação HRB, SUCS, Textura, cor por Munsell das amostras dos perfis camada 2 do horizonte C

Perfil / Camada Horizonte C	HRB	SUCS		Classificação	Munsell	
		Símbolo	Descrição	Textural	Símbolo	Descrição
P1C2	A7-5	MH	Silte elástico	Silte areno-argiloso	2.5 YR 5/6	Vermelho
P2C2	A7-5	CL	Argila pouco plástica	Silte areno-argiloso	2.5 YR 5/4	Marrom avermelhado
P3C2	A7-5	MH	Silte elástico	Areia fina silto-argilosa	5 YR 4/8	Vermelho amarelo
P4C2 Amostra 1	A6	CL	Argila pouco plástica arenosa	Areia fina silto-argilosa	5 YR 4/8	Vermelho amarelo
P4C2 Amostra 2	A6	CL	Argila pouco plástica arenosa	Areia fina argilo-siltosa	10 R 4/4	Vermelho fraco
P5C2	A7-5	MH	Silte elástico	Silte argilo-arenoso	10 R 4/6	Vermelho
P6C2	A7-5	CL	Argila pouco plástica	Silte areno-argiloso	2.5YR 5/4	Marrom avermelhado
P7C2 Amostra 1	A6	CL	Argila pouco plástica arenosa	Argila areno-siltosa	2.5 YR 4/2	Vermelho fraco
P7C2 Amostra 2	A7-5	CL	Argila pouco plástica	Areia fina argilo-siltosa	5 YR 4/6	Vermelho amarelado
P8C2	A7-5	MH	Silte elástico	Silte argilo-arenoso	10 R 4/4	Vermelho fraco
P9C2 Amostra 1	A5	ML	Silte com areia	Silte areno-argiloso	5 YR 4/6	Vermelho amarelo
P9C2 Amostra 2	A7	MH	Silte	Silte areno-argiloso	2.5 YR 4/6	Vermelho
P10C2	A7-5	MH	Silte elástico	Silte arenoso	-	-
P11C2	A7-5	MH	Silte elástico	Silte areno-argiloso	-	-
P15C2	A7-6	CH	Argila muito plástica	Silte argiloso	-	-

A tabela 5.8 encontram-se as classificações dos solos da camada 1 (horizonte A e B). Segundo a classificação SUCS para as amostras do horizonte A, predomina argila pouco plástica, e pela classificação textural são areia fina à média, suas cores são escuras, marrom à cinza escuro. Para as amostras do horizonte B, segundo a classificação SUCS os solos são do tipo silte elástico com areia, na média alta plasticidade. A classificação textural mostra os solos como silte arenoso e argila-arenosa, com cores escuras e tons avermelhados.

Na tabela 5.9 são apresentadas as classificações das amostras da camada 2 (horizonte C) segundo a classificação SUCS, os solos na média são areno-argilosos. Para a classificação textural aparecem como uma areia fina. Os solos do horizonte C possuem cores avermelhadas e amareladas, além disto possuem na média alta plasticidade.

5.4 Ensaio de Compactação

Para a determinação das características de compactação para os solos da área, foram ensaiados amostras de 5 perfis (camada 1 e 2). A tabela 5.10 apresenta os resultados do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\max}$) e os teores de umidade ótima ($w_{ót}$) dos perfis. A energia de compactação utilizada foi a Proctor Normal (25 golpes em cada uma das 3 camadas).

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios de compactação – energia Proctor normal

Horizonte	Perfil Camada 1	Peso específico aparente seco máximo	Teor de umidade ótima	Horizonte	Perfil Camada 2	Peso específico aparente seco máximo	Teor de umidade ótima
		$\gamma_{d\max}$ (kN/m ³)	(%)			$\gamma_{d\max}$ (kN/m ³)	(%)
A	P1C1	15,01	24,6	C	P1C2	13,28	33,0
	P2C1	14,94	24,7		P2C2	13,30	34,2
	P3C1	16,58	17,6		P3C2	12,43	38,6
A / B	P10C1	12,65	35,5		P10C2	13,48	32,4
B	P11C1	12,30	36,8		P11C2	11,44	46,4

As figuras 5.6 e 5.7 apresentam as curvas dos ensaios de compactação realizados nos materiais dos perfis.

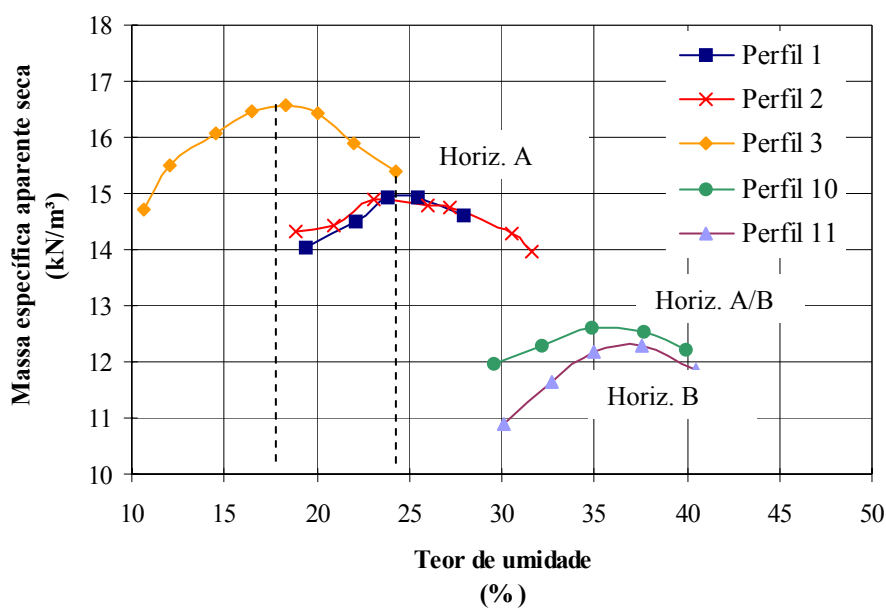


Figura 5.6 – Curvas de compactação dos perfis da camada 1

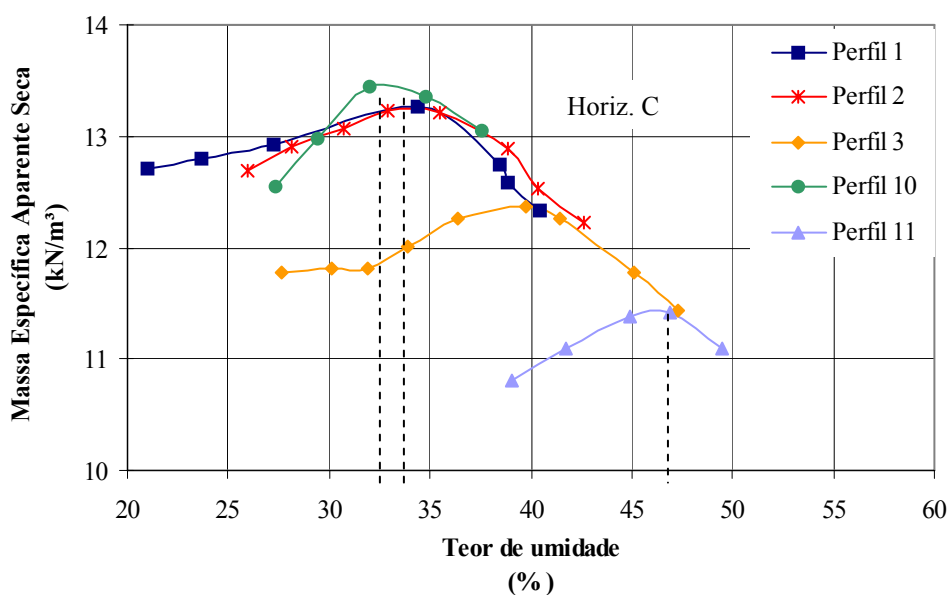


Figura 5.7 – Curvas de compactação dos perfis da camada 2

Os ensaios de compactação dos solos do horizonte A apresentaram teor de umidade ótima ($w_{ót}$) entre 17 e 25% e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_d \text{ máx}$) entre 14,9 kN/m³ e 16,6 kN/m³. Estes valores são consistentes com o teor mais elevado de areia fina deste horizonte.

Os ensaios de compactação dos solos do horizonte B, mais siltosos, apresentaram valores de teor de umidade ótima mais elevados, entre 32% e 46%, e γ_d máx entre 11,44 kN/m³ e 13,48 kN/m³, com média de 12,78 kN/m³. Os resultados dos ensaios de compactação dos solos do horizonte C (camada 2) apresentaram resultados semelhantes, tendo valores de γ_d mais baixos e teor de umidade mais elevados. O perfil C apresentou valores de γ_d max = 11,44 kN/m³ e $w_{ót}$ = 46,4%.

Os resultados de teor de umidade ótima tiveram valores mais elevados na camada 2 do que na camada 1. Por outro lado, os pesos específicos aparente secos máximos da camada 1 (γ_d max = 16,58 kN/m³) foram mais altos do que os solos da camada 2 (γ_d max = 13,48 kN/m³).

5.5 Difractometria de raios-X e análise química do solo

Foram realizados 6 ensaios de difractometria de raios-X em amostras orientadas e glicoladas nos perfis 1, 2 e 3. Os resultados estão apresentados nas figuras 5.8 e 5.9. Os ensaios em amostras glicoladas tiveram o objetivo de caracterizar, os argilo-minerais expansivos presentes no solo destes perfis.

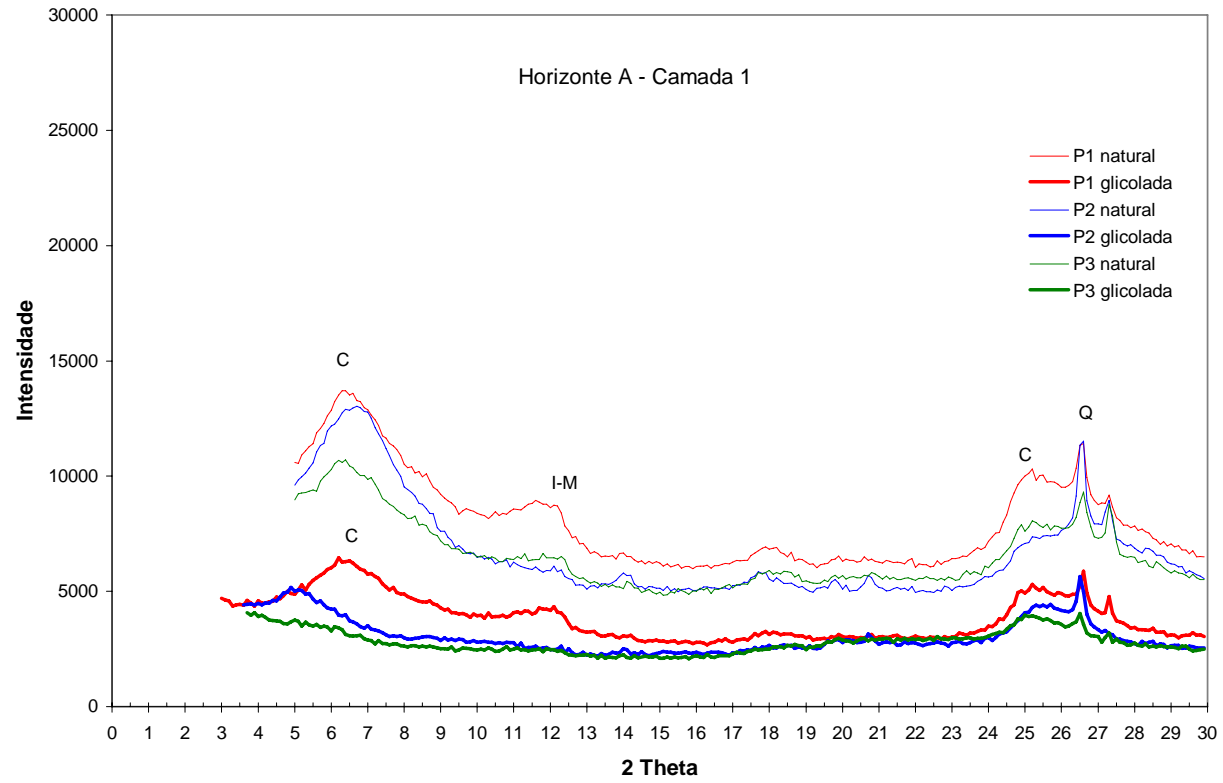


Figura 5.8 – Difractometria de raios-X das amostras da camada 1 (horizonte A)

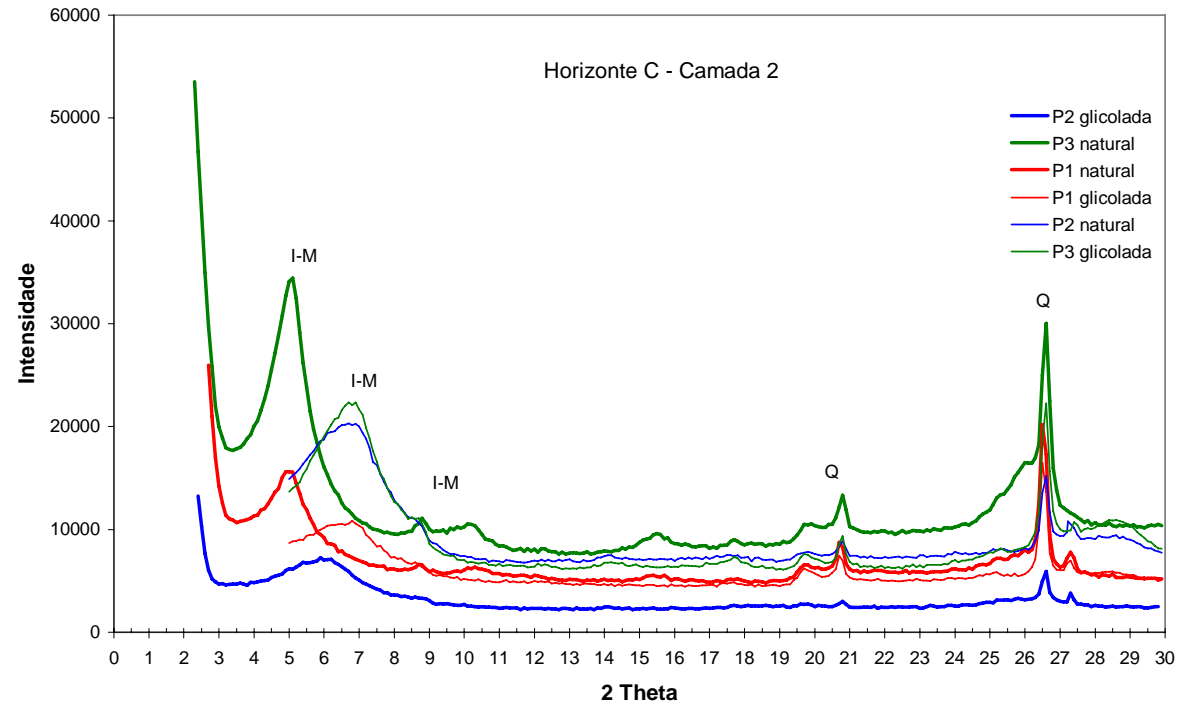


Figura 5.9 – Difractometria de raios-X das amostras da camada 2 (horizonte C)

No solo superficial que constitui o horizonte A (< 0,80m) foram identificadas predominantemente argilas do grupo da caulinita (C) e traços de argilas de camadas mistas (interstratificado ilita-montomorilonita, I-M). A caulinita é uma argila de baixa plasticidade e expansão.

Para as amostras do horizonte C (camada 2) foram identificadas predominantemente argilas interstratificadas ilita-montomorilonita (I-M). Predominam nestas camadas mistas as ilitas, principalmente como pode ser visto na amostra do perfil 3. Nas amostras glicoladas verificou-se a expansão das camadas constituindo picos largos e fracos.

Uma análise química simplificada foi realizada nestas amostras pelo Laboratório de Análises de Solo do Centro de Ciências Rurais da Universidade Federal de Santa Maria. Os resultados encontrados neste ensaio podem ser observados na tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Resultados do ensaio de análise química

Perfil / Camada	CTC efetiva cmol _c /L	PH (H ₂ O)	Saturação M.O m/v		M.O m/v (%)	Ca cmol _c /L (%)	Al cmol _c /L (%)	K (%)	LL (%)	IP (%)	FA (%)	
			Al (%)	Bases (%)								
Horiz. A	P1C1	16,0	4,5	45	45	2,5	34	7,2	72	34	7	22
	P2C1	18,4	4,0	46	40	1,3	40	8,5	96	40	18	22
	P3C1	9,9	4,7	42	37	1,3	28	4,2	50	28	7	16
Horiz. C	P1C2	17,2	3,7	10	50	0,6	54	1,8	116	54	20	18
	P2C2	48,4	4,1	23	73	0,7	41	11,1	128	41	20	17
	P3C2	49,5	3,7	43	65	0,4	56	21,3	148	56	17	15

OBS:

CTC = troca catiônica; Al = alumínio; Ca = cálcio; MO = matéria orgânica; FA = fração argila; K = potássio.

O horizonte A apresenta na média um pH levemente mais elevado do que o horizonte C e uma quantidade maior de M.O. Isto era esperado, pois se trata de um solo superficial, que está situado no horizonte A pedológico, portanto mais orgânico A saturação por bases (V<50%) dá um caráter distrófico a esta camada. A capacidade de troca catiônica é inferior a 20 cmol_c/L, característica de solos de baixa plasticidade, que se verifica também pelo IP mais

baixo quando comparado com os solos do horizonte C, apesar da fração argila não diferir muito.

As amostras da camada 2 apresentaram uma saturação por base ($V > 50\%$), portanto tendo um caráter eutrófico, uma porcentagem menor de M.O., um pH inferior a 4. As porcentagens de potássio nestas amostras são superiores ao horizonte A, caracterizando uma tendência de um ambiente mais favorável à formação de argilas do grupo das ilitas, como foi constatado nos difratogramas de raio-X. A capacidade de troca catiônica nas amostras desta camada foram bem mais elevadas, sinalizando a ocorrências de argilas de média a alta plasticidade. Isto foi verificado pela maior plasticidade encontrada nos solos desta camada.

5.6 Ensaios para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica

5.6.1 Ensaios de Campo

5.6.1.1 Ensaio com Piezômetro

Os ensaios com piezômetros para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica foram realizados com o auxílio de um trado manual para escavação do orifício para instalação do equipamento. Os furos foram executados com diâmetro de 50 mm e a altura do filtro variou de 3, 5, 8 a 10 cm. Foram feitos dez ensaios, dois para cada camada de solo. Os ensaios realizados na camada 1 (superficial) variaram de 0,50 m a 0,60 m de profundidade. Já os ensaios na camada 2 (mais profunda) ficaram entre 1,50 m a 5,0 m de profundidade.

Os ensaios com piezômetro nos perfis com profundidade entre 4 e 5 m foram realizados em rocha sedimentar arenosa.

Os resultados podem ser conferidos na tabela 5.12. Foram mostrados os valores médios por camada dos coeficientes k obtidos para os perfis ensaiados. Observa-se que nas camadas superficiais o solo é mais permeável que para a camada imediatamente inferior com textura silteosa. Estes ensaios avaliaram a condutividade hidráulica de solos naturais, ou seja, com condições de campo preservadas.

Tabela 5.12 – Resultados dos ensaios com piezômetros escavados para determinação do k in situ

Horizonte	Perfil Camada	Altura do Filtro (cm)	Diâmetro do Furo (cm)	Profundidade (m)	Valor médio k (m/s)
B	P1C1	30	5	0,50	$3,319 \times 10^{-7}$
A		30	5	0,60	$1,254 \times 10^{-5}$
C	P1C2	30	5	1,50	$3,729 \times 10^{-7}$
		30	5	1,70	$1,465 \times 10^{-8}$
B	P12C1	30	5	1,50	$6,019 \times 10^{-8}$
B/C	P13C1	30	5	1,75	$2,319 \times 10^{-8}$
	P14C1	100	5	2,15	$6,518 \times 10^{-6}$
C	P15C2	100	5	2,00	$1,224 \times 10^{-6}$
C/R	P16C2	50	8	5,00	$3,856 \times 10^{-7}$
C	P17C2	50	8	4,00	$2,309 \times 10^{-5}$

Os resultados dos ensaios com piezômetro escavado para a camada 1 do perfil 1 encontraram valores médios de coeficiente de condutividade hidráulica (m/s) na ordem de 10^{-7} a 10^{-5} m/s, esta diferença pode ter ocorrido na execução do ensaio.

Para os resultados de coeficiente de condutividade hidráulica (m/s) para a camada 2 do perfil 1 foram encontrados valores de k médios na ordem de 10^{-7} a 10^{-8} (m/s), e para os perfis 12, 13 valores na ordem de 10^{-8} (m/s). Para os perfis 16 o k médio foi na ordem de 10^{-7} (m/s) e para os perfis 14, 15, os valores de k foram encontrados na ordem de 10^{-6} m/s. Para o perfil 17, o k médio foi na ordem de 10^{-5} (m/s).

A condutividade hidráulica mais elevada para alguns perfis executados na camada 2, em profundidade abaixo de 2,0 m, pode ser explicada pelo fato de haver uma camada de areia fina siltosa proveniente das rochas sedimentares da Formação Caturrita.

A figura 5.10 mostra o gráfico da condutividade hidráulica (m/s) pelo tempo nos perfis estudados.

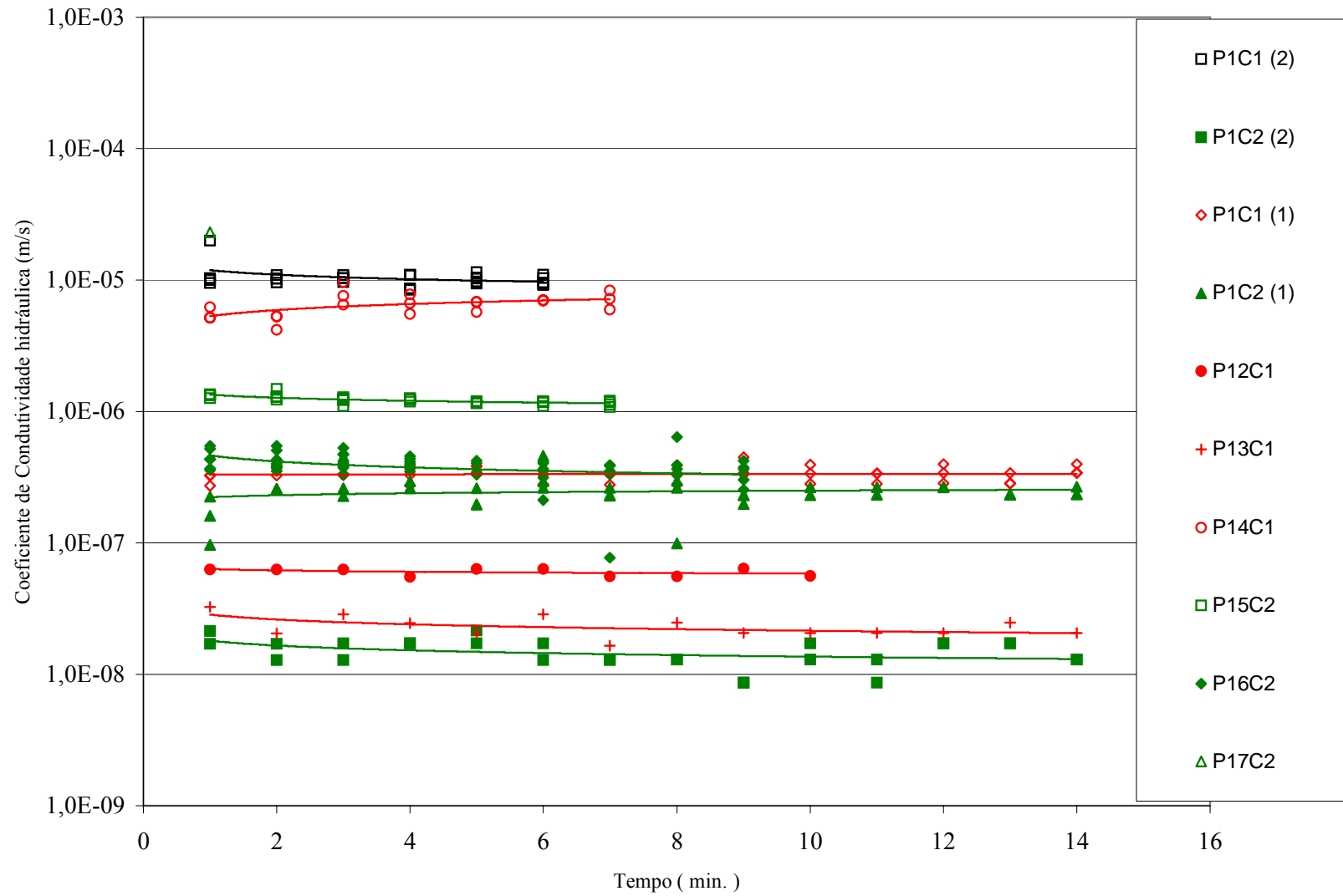


Figura 5.10 – Ensaio com piezômetro nos perfis (1, 12 ao 17)

Adotou-se como um critério de término do ensaio a estabilização das infiltrações no solo com o tempo de execução do ensaio.

Conforme a figura 5.10, onde constam as curvas de estabilização, adotou-se como outro critério para o término do ensaio o proposto por Gibson (1963), onde se plotou a vazão infiltrada pelo inverso da raiz quadrada do tempo, verificando-se que os valores foram similares.

5.6.1.2 Ensaio com Infiltrômetro de Anel

O ensaio do tipo infiltrômetro de anel foi realizado na camada superficial do solo conforme descrito anteriormente no item 3.5.2. A Figura 5.11 apresenta a quantidade de água acumulada durante todo o ensaio. A condutividade hidráulica é obtida pela variação da capacidade de infiltração com o tempo como está apresentada na figura 5.12. O valor de condutividade média obtida foi de $2,551 \times 10^{-5}$ m/s Este valor obtido é bastante coerente com valores dos outros ensaios de infiltração comparando a mesma camada de solo superficial.

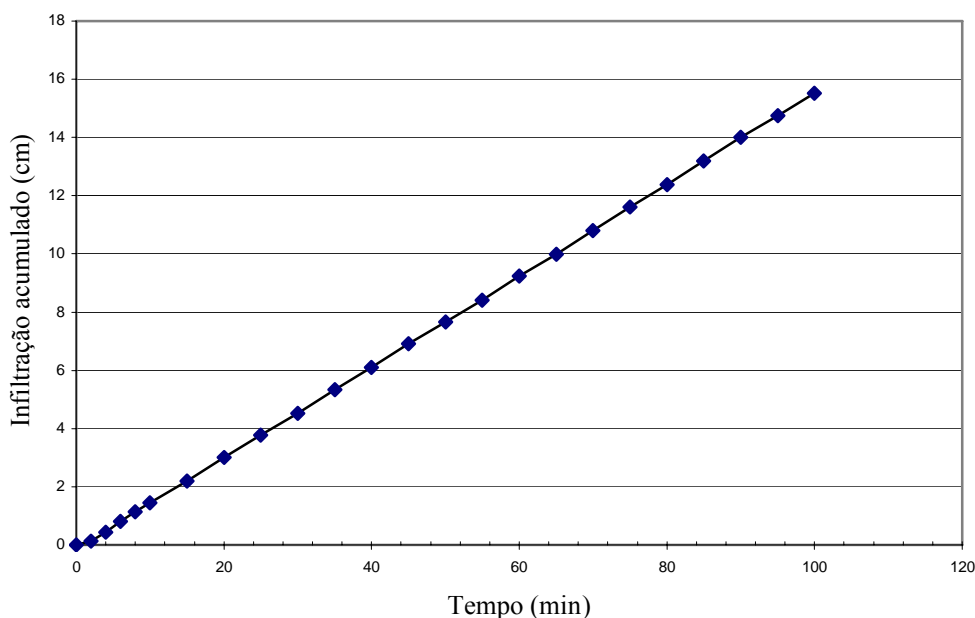


Figura 5.11 – Infiltração na área IV pelo tempo

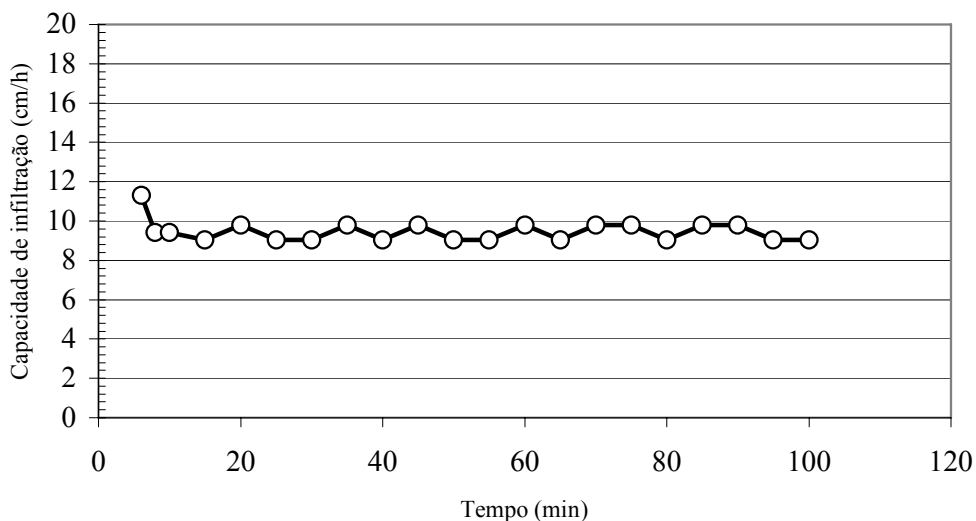


Figura 5.12 - Variação da k pelo tempo em infiltrômetro de anel

5.6.1.3 Ensaio de infiltração em furos de sondagem e cava

Foram realizados ensaios de infiltração em furos de sondagem a trado na área de estudo, pela empresa Geolinks. Contudo, não foram descritas as profundidades do ensaio e nem o tipo de solo encontrado.

Os ensaios do tipo cava de infiltração foram executados na área de estudo, segundo a NBR 7229/84 pela empresa Geocentro em 1996. Os resultados dos ensaios realizados pelas empresas estão apresentados respectivamente na tabela 5.13. A localização dos furos de sondagem e o local do ensaio tipo cava foram demonstrada na figura 3.1.

Tabela 5.13 – Resultados de ensaios de infiltração no solo natural

Furo	t (min)	I (l/m ² . dia)	k (m/s)	Descrição do solo
1	5	63	$7,29 \times 10^{-7}$	0 a 0,75m – areia fina a média, preta a marron, friável 0,75 a 1,30m – silte argiloso, variegado, pouco plástico
2	6	58	$6,72 \times 10^{-7}$	0 a 0,70m – areia fina a média, preta, orgânica, friável 0,7 a 1,30m – areia média, cinza claro, friável
F1	-	-	$6,60 \times 10^{-7}$	Resultados obtidos pela Geolink. Não foram descritos nem a profundidade e nem o tipo de material.
F2	-	-	$1,80 \times 10^{-7}$	
F3	-	-	$5,60 \times 10^{-7}$	

Obs: t = tempo; I = infiltração.

Fonte: Geocentro (1996).

Os ensaios do tipo cava de infiltração tiveram valores de coeficiente de condutividade hidráulica na ordem de 10^{-7} m/s. Este tipo de ensaio refere-se apenas à parte superficial do solo.

Os ensaios de infiltração em furos (F1, F2 e F3) de sondagem tiveram como resultados valores de condutividade hidráulica na ordem de 10^{-7} m/s. Os valores obtidos neste ensaio foram semelhantes aos do ensaio de infiltração em cava.

5.6.2 Ensaios de laboratório

5.6.2.1 Ensaio com Permeâmetro de Parede Rígida

Os ensaios do tipo permeâmetro de parede rígida foram realizados nas camadas 1 e 2 do perfil 1, com a utilização do permeâmetro do tipo molde de compactação, conforme descrito anteriormente no item 3.4.3.1. Realizaram-se 6 ensaios com corpos de prova de amostras compactadas (camadas 1 e 2), utilizando-se a energia Proctor normal de compactação, sendo a umidade de moldagem igual à umidade ótima ($w_{ót}$), $w_{ót} + 1,5\%$ e $w_{ót} + 3,0\%$. O perfil selecionado para este ensaio foi o perfil 1. Os resultados dos ensaios com permeâmetro de parede rígida constam na tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida - (tipo molde de compactação)

Perfil Camada	Teor de umidade (%)	Índice de Vazios (e)	Grau de Saturação (%)	Valores médios de k (m/s)
PIC1 Horizonte A	26,3	0,809	87,3	$7,710 \times 10^{-10}$
	26,7	0,836	85,7	$6,196 \times 10^{-10}$
	28,4	0,862	88,4	$7,398 \times 10^{-10}$
PIC2 Horizonte C	32,0	1,146	81,9	$2,670 \times 10^{-9}$
	34,6	1,213	83,7	$1,953 \times 10^{-9}$
	36,2	1,216	87,3	$1,581 \times 10^{-9}$

Os valores de k encontrados nos ensaios de condutividade hidráulica mostram que solos submetidos à compactação apresentam uma redução do índice de vazios, tendo como consequência uma diminuição da condutividade hidráulica. Destaca-se o solo da camada 1

(horizonte A), de textura areno-siltosa, poroso e com uma fração argila pequena, que apresentou um valor de k na ordem de 10^{-10} m/s. Naturalmente os solos da camada 1 são mais permeáveis que os solos da camada 2 (ver ensaios de campo); porém quando compactado o solo da camada 2 (horizonte C) apresenta dificuldades na compactação, principalmente por ser muito siltoso. Verifica-se que, apesar dos valores de k da camada 1 terem apresentado valores superiores aos da camada 2, deve-se lembrar que solos com grande percentagem de silte podem mostrar dificuldades na compactação. Levando em consideração que o peso específico aparente seco máximo (γ_d) da camada 1 ficou entre 12,30 e 16,60 kN/m³, e o da camada 2 entre 12,40 a 13,50 kN/m³, neste caso a camada 1 apresentou γ_d máximo maior que a camada 2, dando origem a solos com índice de vazios mais alto, resultando em valores de k mais altos da ordem de 10^{-9} m/s.

5.6.2.2 Ensaio com permeômetro de parede flexível

Realizaram-se ensaios com permeômetro de parede flexível, equipamento montado na Universidade Federal de Santa Maria, o qual baseou-se no equipamento desenvolvido por Bjerrum e Huder (1957). Foram realizados ensaios em corpos de prova compactados nos solos do perfil 1, 10 e 11 (camada 1 e 2). Também foram ensaiados corpos de prova coletados no perfil 1 (camada 1 e 2), indeformados. Para os perfil 1 foram ensaiados corpos de prova com amostras compactadas na umidade ótima ($w_{ót}$), $w_{ót} + 1,5\%$, $w_{ót} + 3,0\%$ e um corpo de prova natural (indeformado). Para os perfis 10 e 11, os corpos de prova (camada 1 e 2) compactados foram moldados apenas na umidade ótima.

O equipamento para ensaio com permeômetro de parede flexível com tensões simplificadas possibilita realizar o ensaio de condutividade hidráulica com várias tensões efetivas de confinamento. As amostras P1 foram ensaiadas com níveis de tensão efetiva de confinamento de 25, 50, 100, 150, 200 e 300 kPa. Para os perfis P10 e P11 foram realizados ensaios com uma única tensão efetiva de confinamento (30 kPa). Os resultados obtidos apresentam-se nas tabelas 5.15, 5.16 e 5.17.

Tabela 5.15 - Resultado de coeficiente de condutividade hidráulica k com o permeâmetro parede flexível - P1C1 (horizonte A)

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	w natural (indeformada) (25,65%)	w ótima (24,6%)	w ótima +1,5% (26,1%)	w ótima + 3% (27,6%)
	Média (m/s)	Média (m/s)	Média (m/s)	Média (m/s)
25	$4,602 \times 10^{-8}$	$1,898 \times 10^{-9}$	$8,579 \times 10^{-9}$	$4,143 \times 10^{-9}$
50	$4,213 \times 10^{-8}$	$3,383 \times 10^{-10}$	$2,530 \times 10^{-9}$	$2,963 \times 10^{-9}$
100	$2,381 \times 10^{-8}$	$2,731 \times 10^{-9}$	$1,297 \times 10^{-9}$	$1,311 \times 10^{-9}$
150	$2,267 \times 10^{-8}$	$6,310 \times 10^{-10}$	$7,203 \times 10^{-10}$	$1,512 \times 10^{-10}$
200	$1,918 \times 10^{-8}$	$6,198 \times 10^{-10}$	$1,381 \times 10^{-9}$	$7,785 \times 10^{-10}$
300	$2,799 \times 10^{-9}$	$4,977 \times 10^{-10}$	$2,702 \times 10^{-10}$	$1,737 \times 10^{-9}$

Tabela 5.16 - Resultado de coeficiente de condutividade hidráulica k com o permeâmetro parede flexível - P1C2 (horizonte C)

Tensão efetiva de confinamento (kPa)	w natural (indeformada) (39,84%)	w ótima (33,3%)	w ótima +1,5% (34,5%)	w ótima + 3% (36,7%)
	Média (m/s)	Média (m/s)	Média (m/s)	Média (m/s)
25	$2,829 \times 10^{-8}$	$2,370 \times 10^{-9}$	$6,813 \times 10^{-10}$	$7,244 \times 10^{-10}$
50	$1,523 \times 10^{-8}$	$1,298 \times 10^{-9}$	$7,635 \times 10^{-10}$	$7,245 \times 10^{-10}$
100	$1,088 \times 10^{-8}$	$1,020 \times 10^{-9}$	$6,747 \times 10^{-10}$	$7,456 \times 10^{-10}$
150	$7,836 \times 10^{-9}$	$1,248 \times 10^{-9}$	$6,182 \times 10^{-10}$	$1,821 \times 10^{-10}$
200	$6,321 \times 10^{-9}$	$4,451 \times 10^{-10}$	$7,046 \times 10^{-10}$	$4,005 \times 10^{-10}$
300	$3,971 \times 10^{-9}$	$1,253 \times 10^{-9}$	$1,151 \times 10^{-9}$	$9,963 \times 10^{-10}$

Tabela 5.17 – Resultado de coeficiente de condutividade hidráulica k com o permeâmetro de parede flexível - P10 e P11

Perfil / camada	Dados do corpo de prova – Tensão efetiva de confinamento de 30 kPa			
	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	e inicial (%)	k (m/s)
P10C1	5,03	10,10	1,16	$4,378 \times 10^{-10}$
P11C1	5,02	10,06	1,19	$1,232 \times 10^{-9}$
P10C2	5,02	10,07	1,09	$1,155 \times 10^{-9}$
P11C2	5,03	10,03	1,50	$8,322 \times 10^{-10}$

Nas figuras 5.13 e 5.14 observam-se gráficos de condutividade hidráulica para a camada 1 e a camada 2, com trajetórias de tensões efetivas no decorrer do ensaio.

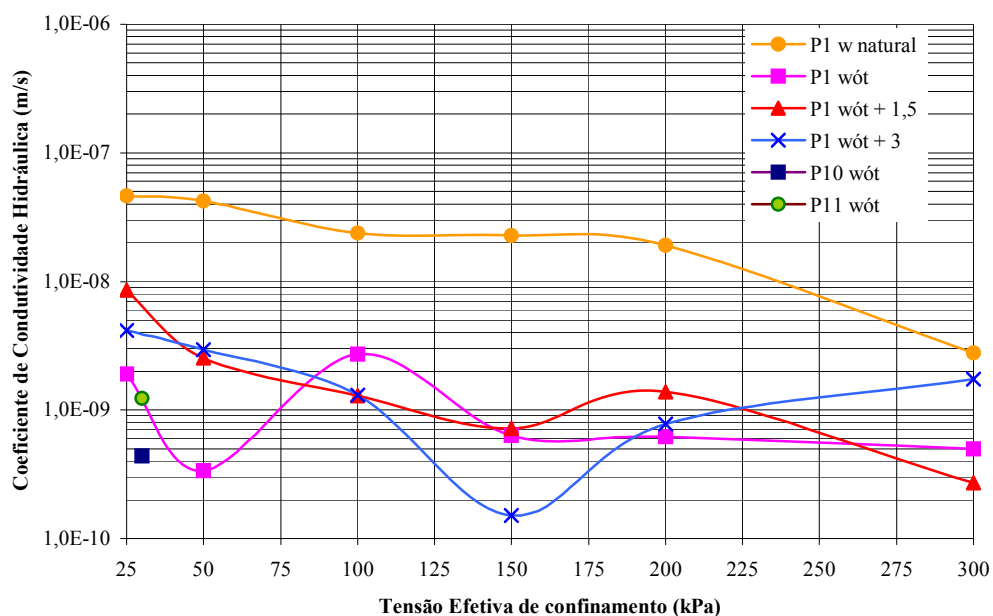


Figura 5.13 – Permeâmetro de parede flexível Camada 1 (horizonte A)

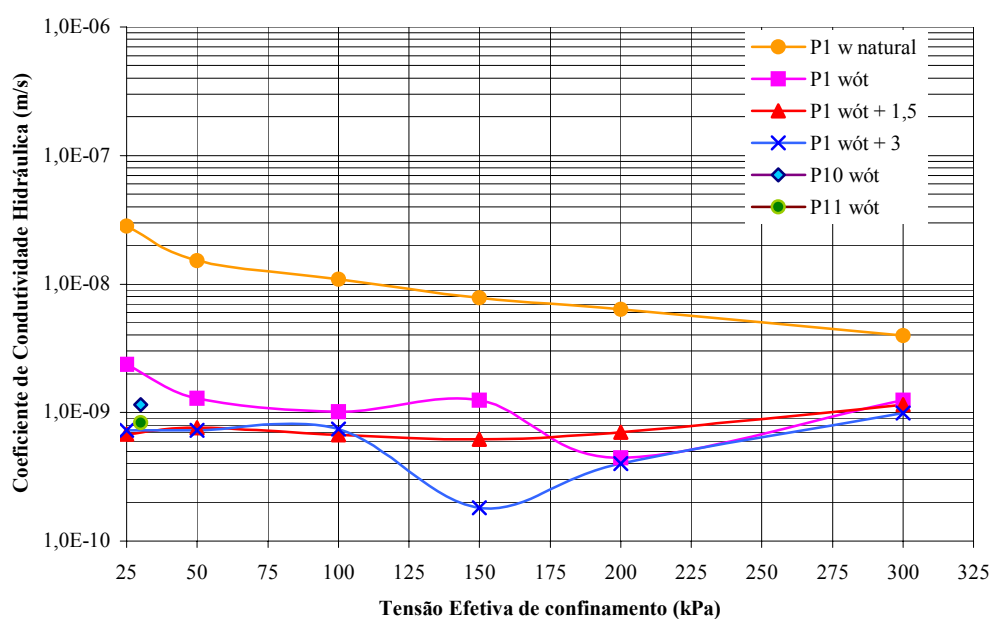


Figura 5.14 – Permeâmetro de parede flexível Camada 2 (horizonte C)

Na figura 5.13 existe uma tendência de diminuição da k com o aumento da tensão de confinamento, principalmente, no corpo de prova indeformado. A compactação diminui a condutividade hidráulica. Não se verificou uma tendência clara de que a condutividade hidráulica diminui com o aumento da umidade acima da ótima.

Na figura 5.14 os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica obtidos para os corpos de prova da camada 2 (horizonte C) foram mais homogêneos até tensões efetivas de confinamento de 200 kPa, sendo que k aparenta um comportamento de diminuição com o aumento da umidade de compactação.

Analisando os resultados do perfil 1 camada 1 (horizonte B), encontraram-se valores médios de k para o corpo de prova moldado na $w_{ót}$ e na tensão efetiva de confinamento (25 a 100 kPa) na ordem de 10^{-9} m/s. Para tensões de confinamento de 200 a 300 kPa, obteve-se uma diminuição da k para valores na ordem de 10^{-10} m/s.

No corpo de prova $w_{ót+1,5\%}$, os valores de k foram na ordem de 10^{-9} m/s para as tensões de confinamento efetivas (25, 50, 100 e 200 kPa) e na ordem de 10^{-10} m/s para σ_{ce} (150 e 300 kPa). No corpo de prova $w_{ót+3\%}$, os valores de k foram na ordem de 10^{-9} m/s para as tensões de confinamento efetivas (25, 50, 100 e 300 kPa) e na ordem de 10^{-10} m/s para σ_{ce} (150 e 200 kPa). No corpo de prova com amostra natural indeformada, os valores de k foram na ordem de 10^{-8} m/s para tensões de confinamento efetivas (25, 50, 100 e 200 kPa) e na ordem de 10^{-9} m/s para (300 kPa).

Os resultados do perfil 1 da camada 2 (horizonte C) encontraram valores médios de k para o corpo de prova moldado na $w_{ót}$ e σ_{ce} (25, 50, 100, 150 e 300 kPa) na ordem de 10^{-9} m/s. Para as tensões de confinamento de 200 kPa, obteve-se k com valores na ordem de 10^{-10} m/s.

No corpo de prova $w_{ót+1,5\%}$, os valores de k foram na ordem de 10^{-10} m/s para as tensões de confinamento efetiva (25, 50, 100 e 200 kPa) e na ordem de 10^{-9} m/s para σ_{ce} (300 kPa). No corpo de prova $w_{ót+3\%}$, os valores de k foram na ordem de 10^{-10} m/s para as tensões de confinamento efetivas (25, 50, 100, 150, 200 e 300 kPa). No corpo de prova com amostra natural indeformada, os valores de k foram na ordem de 10^{-9} m/s para todas as tensões de confinamento efetivas, e na ordem de 10^{-10} m/s para σ_{ce} (200 kPa).

Os resultados do perfil 10 camada 1 (horizonte A/B) encontraram valores médios de k para corpo de prova compactados na $w_{ót}$ e σ_{ce} (30 kPa) na ordem de 10^{-10} m/s. Para o perfil 11 camada 1 os resultados mostraram valores médios de k na ordem de 10^{-9} m/s.

Os resultados do perfil 10 camada 2 (horizonte C), encontraram-se valores médios de k para o corpo de prova moldado na $w_{ót}$ e σ_{ce} (30 kPa) na ordem de 10^{-9} m/s. Para o perfil 11 camada 2 (horizonte C), os resultados mostraram valores médios de k na ordem de 10^{-10} m/s.

Na camada 1 os resultados de k para o perfil 11 são maiores que os resultados do perfil 10, devido ter um índice de vazios menor que o perfil 11. Os resultados obtidos para o perfil 11 camada 2 (horizonte C), tiveram valores médios de k menores do que o perfil 10 camada 2 (horizonte C), pois o índice de vazios inicial da camada P11C2 é menor do que P10C2.

Na figura 5.15 foram plotados os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida e em permeâmetro de parede flexível, com o objetivo de analisar o comportamento.

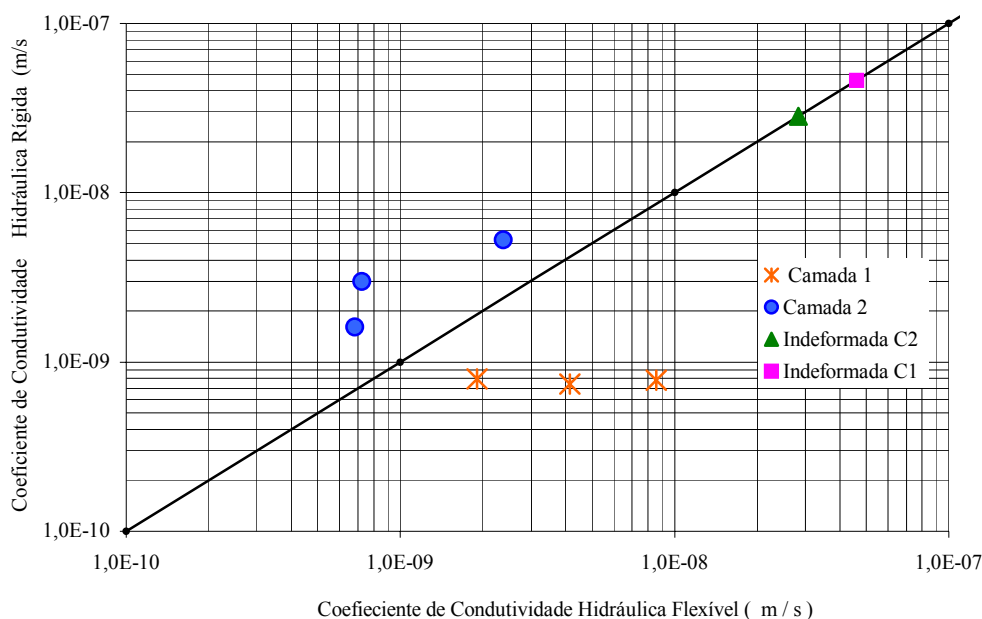


Figura 5.15 -Gráfico de comparação entre permeâmetro de parede flexível x parede rígida

Foi feita uma tentativa de comparação dos resultados obtidos de k entre os ensaios com permeâmetros de parede rígida e flexível na figura do gráfico 5.15 do tipo logaritmo,

conforme proposto por Daniel (1994). Apesar dos poucos resultados, verificou-se que os resultados dos ensaios da camada 1 foram mais dispersos do que os resultados da camada 2.

5.7 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Comparando os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica obtidos dos ensaios com os valores limite para as camadas de “liners” e “cover” e as demais exigências dos órgãos ambientais. Os valores de coeficiente k obtidos dos ensaios em permeâmetros de parede flexível nas camadas 1 e 2 permaneceram entre 10^{-9} m/s e 10^{-10} m/s, portanto. Os valores de coeficientes de condutividade hidráulica na ordem de 10^{-9} m/s são indicados como camadas de impermeabilização em fundação e cobertura de aterros sanitários (“liners” e “covers”).

Nesta dissertação analisaram-se amostras de solos (camadas 1 e 2) da área Caturrita, local pré-selecionado para instalação do aterro sanitário da cidade de Santa Maria. Os solos compactados da camada 1 (superficial) e camada 2 (mais profundo) mostraram-se aplicáveis como camadas de impermeabilização de base e cobertura de aterro sanitário. Segundo os órgãos ambientais, os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica encontrados na área Caturrita estão dentre os limites para a construção de obras ambientais previstas no local do atual lixão.

Uma obra ambiental do tipo de um aterro sanitário é repleta de cuidados, os quais têm como objetivo preservar o meio ambiente, neste caso, preservar as reservas naturais de água (aqüíferos subterrâneos) de possíveis contaminações que o chorume (líquido proveniente da decomposição dos resíduos sólidos urbanos) pode causar ao subsolo.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões desta pesquisa e as sugestões para futuros pesquisa nesta área.

6.1 Conclusões

Analisando os resultados encontrados nesta pesquisa conclui-se:

- Geotecnicamente o solo estudado pode ser dividido em três horizontes pedológicos, horizonte A, B e C. Os perfis de solos foram estudados foram agrupados, basicamente em duas camadas (1 e 2), sendo que na camada 1 encontrou-se o horizonte A e o horizonte B. A camada 1 (horizonte A) é constituída de solo superficial de características orgânicas, mais arenoso, com características pouco plásticas e possui cores escuras marrom a cinza escuro.

- O horizonte B encontrado na camada 1, aparece em alguns pontos como uma lâmina fina de solo com uma pequena espessura, situada nas partes mais altas das colinas da área de estudo. A pequena espessura do solo é devida a este ser uma transição para a camada 2 (horizonte C) mais definida. O horizonte B na média possui silte elástico com areia; texturalmente é classificado como silte arenoso a argilo-arenoso, com cores de tons avermelhados, possuindo alta plasticidade.

- Os solos da camada 2 (horizonte C) são mais profundos, areno-argilosos; texturalmente são classificados de areia fina, possuem plasticidade média à alta. Suas cores variam de avermelhado a amarelados.

- Os ensaios de condutividade hidráulica (k) realizados no campo como piezômetro escavado, os ensaios de infiltração em cava e de infiltrômetro de anel tiveram bom desempenho. Pode-se destacar que no ensaio com piezômetro houve uma facilidade na execução e vantagem de ensaiar solo em profundidade. No infiltrômetro de anel os resultados obtidos foram coerentes com os encontrados nos ensaios de infiltração, porém o ensaio com infiltrômetro de anel foi utilizado apenas para o solo da camada 1 (horizonte A) mais superficial.

- Os valores encontrados para o coeficiente de condutividade hidráulica (k) em ensaios com permeâmetro de parede rígida que a compactação diminui o índice de vazios e conseqüentemente reduz a condutividade hidráulica.

- Analisando os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica em parede flexível, verificou-se a versatilidade da execução do ensaio com várias tensões efetivas de confinamento em tempo reduzido.

- Verificou-se em corpos de prova com amostra natural indeformados, os valores de k foram maiores dos que nas amostras compactadas, o que era esperado devido o maior índice de vazios. Nos corpos de prova com solos compactados, os resultados de médios de k foram inferiores que 10^{-9} (m/s), sendo que solos com k nesta ordem são indicados como barreiras naturais de impermeabilização de fundação, revestimento de células de aterro sanitário.

- O equipamento para o ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível apresentou um comportamento excelente no estudo de solos compactados e naturais em relação ao permeâmetro de parede rígida. Uma das principais vantagens foi a redução do tempo para realização dos ensaios e a determinação da k para vários níveis de tensão efetivas de confinamento.

6.2 Sugestões para futuras pesquisas

Sugere-se que, para pesquisas relacionadas à condutividade hidráulica de solos, sejam realizados ensaios de campo com piezômetros escavados com diâmetros maiores e comprimento (L) diferentes. Outro equipamento sugerido para ensaios in situ é permeâmetro de Guelph.

Em ensaios de condutividade hidráulica em laboratório seria interessante a realização de ensaios de coluna, em que o líquido percolante seria chorume, para avaliar a contaminação do solo por esta substância resultante da decomposição dos resíduos sólidos urbanos (lixo).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6502: **Rochas e solos – Terminologia**. Rio de Janeiro, 1995. 18p.

_____. **NBR13292**: Solo: Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 1995. 8p.

_____. **NBR14545**: Solo: Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Rio de Janeiro, 2000. 12p.

_____. **NBR6508**: Solo: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1985. 8p.

_____. **NBR6459**: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR6484**: Solo: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1980. 12p.

_____. **NBR7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR7182**: Solo: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1984. 10p.

_____. **NBR7229**: Solo: Construção e instalação de fossas sépticas e disposição dos efluentes finais, Rio de Janeiro, 1982. 37 p.

_____. **NBR9604**: Abertura de trincheiras de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR9820**: Coleta de amostras indeformadas de solo em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1987. 7p.

_____. **NBR6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ASTM: D5084. **Metodologia de ensaio normal para medição da condutividade hidráulica dos materiais porosos saturados, usando um permeâmetro de parede flexível**. 1997. 21p.

ABGE: **Ensaio de permeabilidade em solos** – Orientações para sua execução no campo. São Paulo. 1996. 3ª edição, Boletim nº 4. 30p.

ANDREIS, R. R., MONTARDO, D. K. **Paleosolo na formação Caturrita**. (triássico superior, Santa Cruz do Sul, Rio grande do Sul, Brasil). **XXXI Congresso Brasileiro de geologia, Camboriú. Anais...** Santa Catarina, 1980. , v.2, p. 674 a 682.

BENSON, C.H., HARDIANO, F. S., MOTAN E. S. **Representative specimen size for hydraulic conductivity assessment of compacted soil liners**. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, 29 p.

BJERRUM, L., HUDER, J. **Measurement of the permeability of compacted clays**. IN: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4th, 1957, London. Proceedings... London, 1957, v. 1, p. 6-8.

BORTOLI, C. R. **Estudo numérico-experimental da condutividade hidráulica saturada e não saturada de um solo estruturado**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999, 121 p.

BORTOLUZZI, C. A. **Contribuição à geologia da região de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil**. Pesquisas, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1974, p 7-86.

BROLLO, M. J. **Seleção de área para implantação de aterro sanitário.** 2004. SEMINÁRIO SOBRE RESÍDUOS SÓLIDOS. RESID'2004. 2004, 16p.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6º Edição, Rio de Janeiro, 1983, 215p.

CHERIAF, M., ROCHA, J. C. **Análise crítica das aparelhagens destinadas à determinação in situ da permeabilidade de aterros.** SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, p. 158-163.

CUNHA, L.O.B.P. **Técnicas experimentais para a execução de condutividade hidráulica in situ.** SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL. 1997, p. 116-121.

CUNHA, L.O.B.P. **Estudo da condutividade hidráulica de solos não saturados da região Metropolitana de Porto Alegre.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997, 103 p.

DANIEL, D. E., **State-of-the-art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1989, p. 1205-1226.

DANIEL, D. E., **In situ hydraulic tests for compacted clays.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 30-78.

DENARDI, D. **Estudo da condutividade hidráulica de solos compactados da região metropolitana de Porto Alegre.** 2000.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000, 112 p.

EMMER, R. **Implementação do campo experimental de engenharia geotécnica da UFSM.** 2004.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004, 188p.

EVANS, J. C. **Hydraulic conductivity of vertical cutoff walls.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 79-94.

GIBSON, R. E. **An analysis of system flexibility and its effects on time-lag in pore-water pressure measurements.** Geotechnique, v. 13, 1963, p. 1-11.

GOMES, T. L. **Avaliação quali-quantitativa do percolado gerado no aterro controlado de Santa Maria – RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)– Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005, 96p.

HERZOG, B. L. **Slug tests for determining hydraulic conductivity of natural geologic deposits.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 95-110.

LIMA, M. J. C. P. A. **Prospecção Geotécnica do Subsolo.** Determinação “IN SITU” da permeabilidade de solos e rochas. 1999, p. 89-104.

MACAMBIRA, I. Q., PIEDADE Jr, C. R. C., VILAR, O. **Estudo do potencial de alguns solos para o uso como barreiras impermeabilizantes de aterros sanitários.** XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 2002. p. 867-876.

MACIEL FILHO, C. L., OSÓRIO, L. C. E. **Argilas expansivas e o fraturamento de paredes em Santa Maria (RS).** 2º CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, São Paulo. Anais... ABGE, v.1, São Paulo, 1978, p. 205-219.

MACIEL FILHO, C. L. **Caracterização geológica das formações sedimentares de Santa Maria, RS.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Instituto de Geociências, Rio de Janeiro, 1977, 123p.

MACIEL FILHO, C. L. **Carta geotécnica de Santa Maria**. Imprensa Universitária, FINEP/UFSM, Santa Maria, 1990.

MARTINS, E. S. P. R., PAIVA, J. B. D. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográfica**. p. 557-559.

MEZZANO, A., ROSTAN. A. **Determinación de valores de permeabilidad de unidades geológicas cenozoicas Del Uruguay a través de ensayos de laboratorio y campo**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo, 2002, p. 303-311.

MUNSELL SOIL COLOR CHARTS, **Dicionário de Munsell**. Munsell color company, Maryland: Baltimore, 1954. 36p.

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral – RS**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003, 150 p.

PERAZZOLO, L., BICA, A. V. D., BRESSANI, L. A., BERNARDES, J. A., MARTINS, F. B., FLORES, J. A. A., AZAMBUJA, E. **Análise comparativa da estabilidade de dois taludes da formação Serra Geral – RS**. REVISTA LATINO-AMERICANA DE GEOTECNIA. Volume 28, nº 1, São Paulo. 2005, p. 31-42.

PINHEIRO, R.J.B., SOARES J.M.D. **Notas de Aula: Mecânica dos Solos**. Santa Maria: UFSM, 2002. 253p.

PINHEIRO, R.J.B. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000, 318 p.

PINHEIRO, R.J.B. **Estudo do comportamento geomecânico de perfis oriundos de rochas sedimentares da formação Rosário do Sul.** 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991, 147 p.

PINHEIRO, R.J. B., SOARES, J. M. D., TAVARES, I. S., RACHELLI, R. T., LUZ, E. L. **A importância da geologia nos problemas geotécnicos na região de Santa Maria.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 10º CGBE, Ouro Preto, Minas Gerais, 2002, 13 p..

PINHEIRO, R.J.B., MORAES, V. **Recuperação de área degradada do lixão da Caturrita na cidade de Santa Maria no RS – Brasil.** 2004. 9p. In: II CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, Aveiro, Portugal 2004.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 2º Edição com exercícios resolvidos. São Paulo, 2002. 355p.

PINTO, J.S., PINHEIRO, R. J. B., POZZATTI, A., CARVALHO, T. L. **Estudo da condutividade hidráulica de solos in situ e laboratório para utilização como liners para aterros sanitários em Santa Maria.** In: III Seminário de Engenharia geotécnica do Rio Grande do Sul. 2005. 9p.

PINTO, J.S., PINHEIRO, R. J. B., POZZATTI, A. **Estudo para determinação da condutividade hidráulica de solos para disposição de resíduos sólidos da região de Santa Maria.** In: 11º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABGE, Florianópolis, SC. 2005. p. 1931-1942.

PFEIFFER, S. C., MATTOS, A. **Critérios para a seleção de áreas destinadas à disposição de resíduos sólidos visando a proteção da água subterrânea.** 2000. In: V SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, Natal, RN, ABRH. 2000, 10p.

ROBAINA, L. E. S.; OLIVEIRA, E. L. A.; PIRES, C.A.F. **Estudo para instalação de aterro sanitário no município de Santa Maria – RS.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 10° CGBE, Ouro Preto, MG. 2002. 12p.

SHACKELFORD, C. D. **Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 111-168.

STEPHENS, D. B. **Hydraulic conductivity assessment of unsaturated soils.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 169-183.

SILVA, T. R. M, FONSECA, A. P, LACERDA, W. A., COSTA, R. B. **Permeabilidade e caracterização de solos coluvionares.** XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 2002, p. 477-486.

SOTO, M. A., VILAS, O. M. **Estudo da função condutividade hidráulica de alguns solos através do permeâmetro de Guelph.** XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 2002, p. 347-358.

TRAUTWEIN, S. J., BOUTWELL, G. P. **In-situ hydraulic conductivity tests for compacted soil liners and caps.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142. Philadelphia, 1994, p. 184-223.

TAVENAS, F., TREMBLAY, M., LAROCHE, G., LEROUÉIL, S. **In situ measurement of soil permeability in soft clays.** Conference on Use of In Situ Tests In Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, p. 1034 -1048.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo, 1981, 509p.

WAQUIL, D. R. D., GREVE, P. G., GIUGNO, N. B., BAUERMANN, C. N., RODRIGUES, M. J., VALLS, A. D. **Seleção de Áreas para Tratamento e Disposição de resíduos Sólidos na RMPA.** Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, v. 1, Porto Alegre, 1996, p. 239-242.

ANEXO A

PROCEDIMENTO DE EXECUÇÃO DO ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL

A1. Introdução

O ensaio para determinação da condutividade hidráulica (k) tem como objetivo a determinação da velocidade de escoamento da água pelos poros ou vazios do solo. Portanto, a condutividade hidráulica (k) é a vazão d'água sob as condições de fluxo laminar, através de uma área unitária seccional de um meio poroso sob um gradiente hidráulico unitário e a condição de temperatura normal a 20°C. Este ensaio é realizado em laboratório em um permeâmetro de parede flexível. Este equipamento possibilita a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica em um tempo reduzido, comparado aos outros métodos atualmente utilizados.

A2. Equipamento

Este equipamento estabelece o recurso de determinar a condutividade hidráulica num nível controlado de tensão efetiva. O coeficiente k depende da variação do índice de vazios, que varia quando a tensão efetiva é modificada. Desta maneira recomenda-se que o ensaio seja realizado em diferentes níveis de tensões efetivas.

O equipamento é composto de câmara triaxial, "blader" para contrapressão, "blader" para tensão confinante, dois manômetros, bureta graduada, painel para ensaio e compressor de ar. Pode-

se observar a bancada do equipamento na figura A1. As figuras A2 e A3 apresentam esquemas representativos do equipamento tipo permeâmetro de parede flexível. Nestas figuras estão apresentados os sistemas de conexão, aplicação das tensões e medidas da condutividade na fase de saturação e percolação.



Figura A1 - Bancada do equipamento

1ª ETAPA - SATURAÇÃO

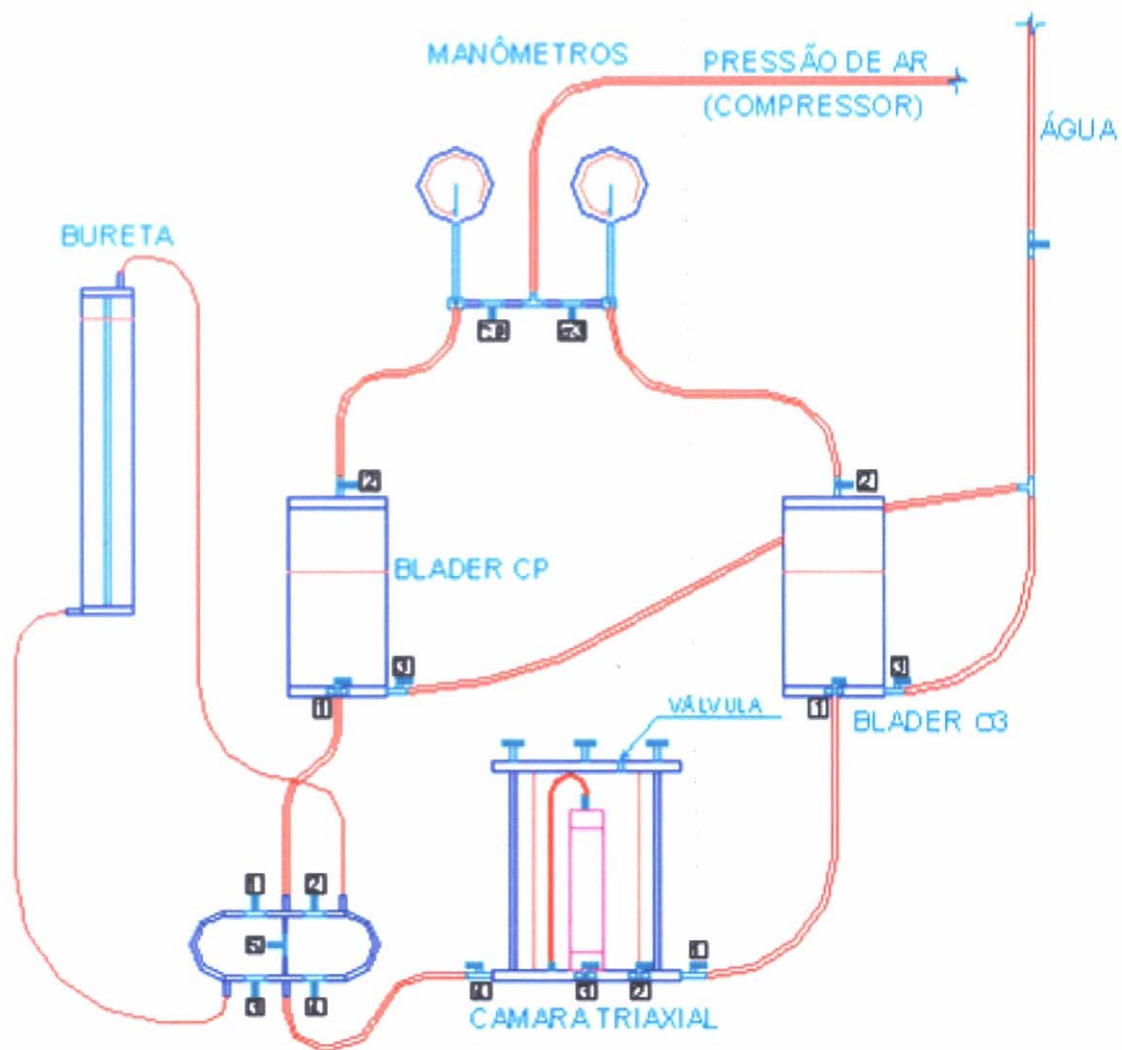


Figura A2 – Esquema das conexões do equipamento na etapa de saturação

2ª ETAPA - PERCOLAÇÃO

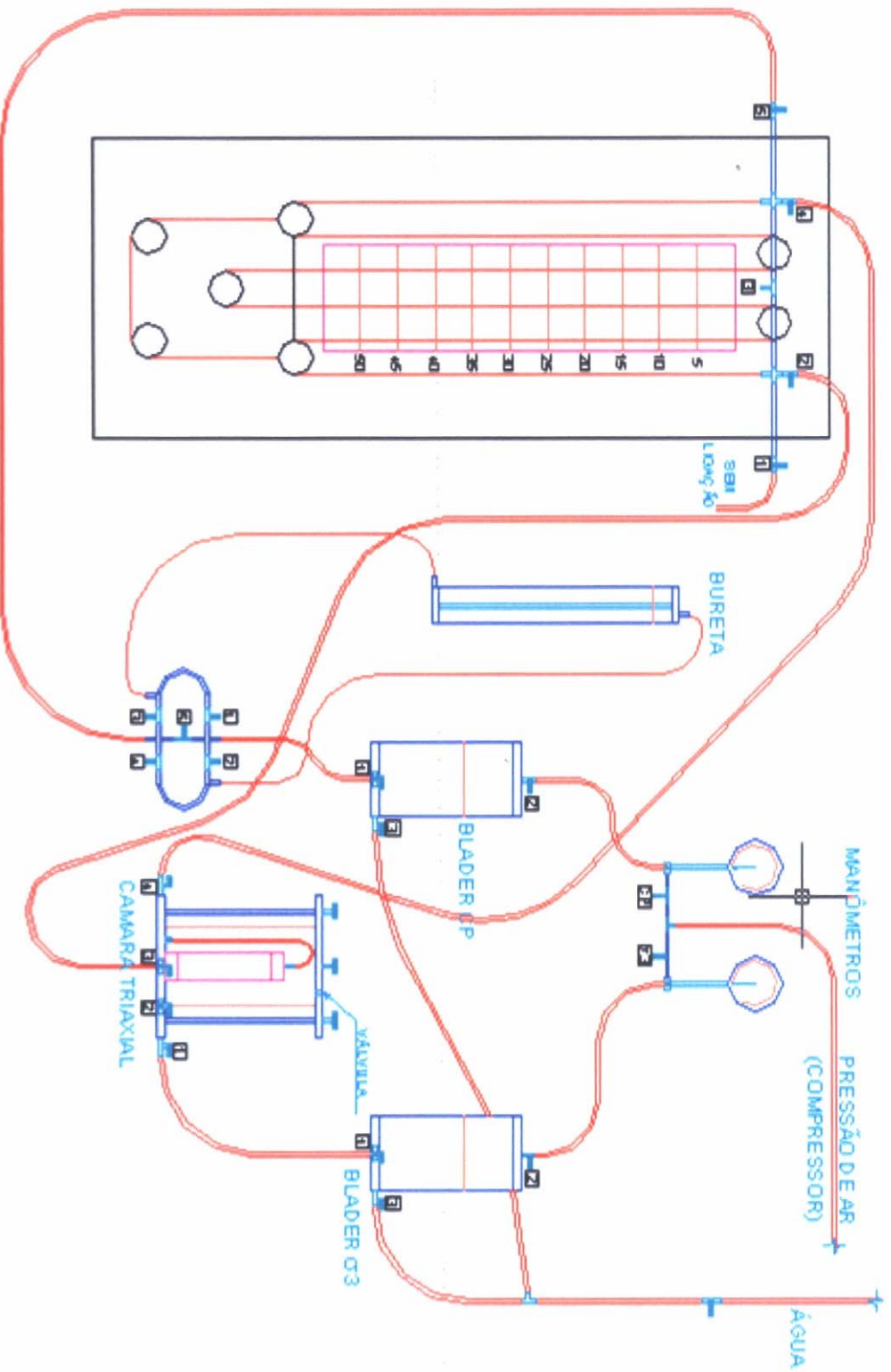


Figura A3 – Esquema das conexões do equipamento na etapa de percolação

A.1 Câmara Triaxial

A câmara triaxial é composta de um cilindro de acrílico resistente com base e topo feitos de aço inox, onde se conecta as torneiras número 1, 2, 3 e 4. Possui ainda um *top cap*, que se conecta à amostra na parte superior, por onde o fluxo d'água irá sair e liga-se à base do pedestal através de um tubo de pequeno diâmetro (percolação de baixo para cima). No topo da câmara existem três parafusos que possibilitam a vedação da mesma durante o ensaio. Existe uma válvula na parte superior, que permite a saída do ar durante o preenchimento da câmara com água e em seguida ao seu preenchimento, fecha-se a válvula. A figura A4 mostra a câmara triaxial com um corpo de prova.

Um corpo de prova de solo compactado ou natural é colocado dentro da câmara sob o pedestal onde ocorrerá a saturação da amostra, para tal o corpo de prova é protegido por membrana de látex. A câmara é preenchida com água e está receberá tensões produzidas por um compressor de ar através de uma interface água/ar (“*blader*”).

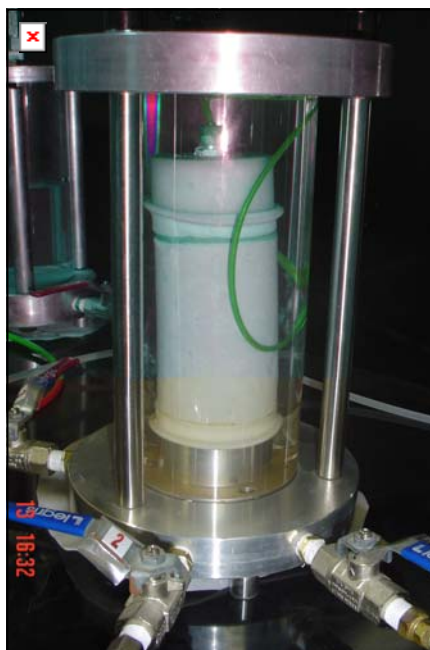


Figura A4 - Câmara triaxial com corpo de prova

A seguir serão descritas e identificadas as funções das conexões (torneiras) na base da câmara triaxial. A torneira C1 faz a ligação com o “*blader*” de aplicação da tensão de confinante (σ_c). A torneira C2 tem que como função a entrada d’água na câmara triaxial na base, mas neste equipamento não é utilizada. A torneira C3 tem como objetivo percolar água pelo interior do corpo de prova da parte superior para inferior. A torneira C4 faz a ligação com o “*blader*” de aplicação de contra-pressão (C_p). Através desta torneira pode-se conectar uma bureta para medição da variação volumétrica do corpo de prova ou diretamente quando a torneira nº 5 (Torneira B5) da bureta estiver aberta e as outras fechadas (Torneiras B1, B2, B3 e B4).

A2.2 “*Blader*” para aplicação da tensão confinante σ_c

O “*blader*” para tensão confinante tem a capacidade de transferir as pressões do ar para água. Desta maneira aplica uma tensão confinante ao corpo de prova, evitando a percolação entre o corpo de prova e a membrana de látex e possibilitando realizar ensaios com vários níveis de tensões efetivas. A tensão efetiva de 30kPa ($\Delta\sigma' = \sigma_c - \sigma_{cp}$) mantida constante durante todos os ensaios.

O “*blader*” para aplicação da σ_c é formado por uma câmara cilíndrica de acrílico resistente. Sua base e topo são de metal onde ficam localizadas as conexões de controle da entrada e saída do ar e água. Dentro da câmara o ar sob pressão (através de um compressor de ar) é dissolvido na água, por isto aconselha-se deixar 1/3 do seu volume sem água. Pode-se observar o “*blader*” para tensão confinante σ_c na figura A5.

A2.3 “*Blader*” para aplicação da Contrapressão (C_p)

O “*blader*” para aplicação da contrapressão tem a capacidade de aplicar poropressão ao corpo de prova facilitando a saturação, pois faz percolar água com pressão que expulsa o ar contido nos vazios do corpo de prova. Este dispositivo é capaz de manter a contrapressão aplicada durante todo o ensaio. Esta contra-pressão é transferida ao corpo de prova na sua parte inferior. Este “*blader*” é idêntico ao “*blader*” de aplicação da tensão de confinamento.

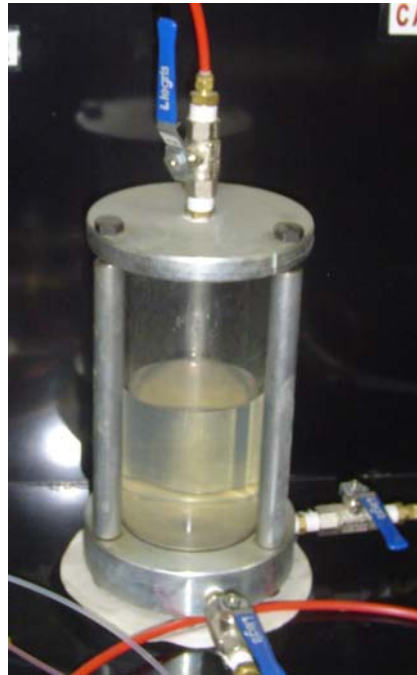


Figura A5 – Blader para aplicações de tensões

A seguir são descritas e identificadas às conexões (torneiras) dos sistemas de aplicação de tensões. A torneira T3 (“*blader*” de contrapressão e “*blader*” de pressão de confinamento) faz a ligação com o reservatório de água superior. A torneira T2 liga o manômetro que regula as tensões de confinamento e contra-pressão dos “*blader*”. A torneira T1 faz a ligação com o sistema de medição de variação volumétrica (bureta graduada), a qual mede o volume de água percolado. Esta mesma tubulação liga-se com a entrada C4 da câmara triaxial onde pode ser aplicada a contra-pressão na parte inferior do corpo de prova durante a fase de saturação (figura A2). As torneiras do sistema da bureta permitem que a água percole para do “*blader*” C_p para câmara triaxial. Para isso, fecha-se todas as torneiras (B1, B2, B3 e B4) do sistema da bureta e abre-se a torneira (B5). Na etapa de percolação (Figura A3), a torneira T1 (“*blader*” de contra-pressão) deve ficar ligada ao painel lateral pela entrada P5.

A2.4 Bureta graduada

A bureta graduada é um sistema de medição de fluxo tanto de entrada como saída, desta forma é possível verificar a variação de volume percolado de água durante o ensaio. Quando as torneiras B1 e B4 estiverem abertas, verifica-se o fluxo de baixo para cima, ou então pode optar-se pelo fluxo inverso deixando-se aberta somente as torneiras B2 e B3. Na figura A6 observa-se a bureta graduada.

A2.4 Painel lateral para ensaio com coluna de mercúrio

O painel de ensaio é composto por tubulações de plástico com diâmetro interno igual a 0,223cm e uma coluna de mercúrio de aproximadamente 24,6cm de comprimento. Além disto, possui quatro entradas para a percolação e cinco torneiras que controlam o fluxo pelo painel. Observa-se o painel lateral de ensaio na figura A7.

As torneiras do painel são numeradas de P1 a P5, estas torneiras são conectadas à câmara triaxial na segunda fase do ensaio. Suas funções e ligações são descritas a seguir.

A torneira P5 conecta-se ao “*blader*” Cp através da torneira T1 (ligação indireta com o “*blader*”) ou passando pela tubulação da bureta graduada (ligação direta estando aberta a torneira B5 da bureta).

A torneira P4 liga-se com torneira C4 da câmara, fluxo que entra no corpo de prova.

A torneira P3 controla a vazão d’água entre a tubulação direita e esquerda no painel. Esta torneira é aberta quando se deseja baixar a coluna de mercúrio dentro da tubulação.

A torneira P2 liga-se com a entrada C3 da câmara triaxial que é responsável pelo fluxo d’água que sai do topo do corpo de prova (fluxo de baixo para cima).

A torneira P1 não possui função neste ensaio, permanece fechada.



Figura A6 – Bureta Graduada.



Figura A7 – Painel Lateral com Coluna de Mercúrio

A tubulação do painel é suspensa por duas roldanas fixas, que posicionam a coluna de mercúrio na direção vertical. Na fase de percolação, o sistema de medição (painel) liga-se à câmara triaxial através de uma tubulação que é conectada à parte inferior do corpo de prova, permitindo o fluxo d'água (torneira C4) e a torneira C3 na parte superior do corpo de prova para a saída do fluxo. No corpo de prova, a percolação da água em função do tempo pode ser observada no painel através do deslocamento da coluna de mercúrio no interior da tubulação. Mede-se o tempo (em segundos) para deslocamentos pré-estabelecidos (em centímetros) da coluna de mercúrio através de uma régua graduada fixa no painel. São realizadas várias medidas do deslocamento, variando-se as tensões confinantes aplicadas ao corpo de prova.

A2.6 Manômetros

Dois manômetros de precisão estão localizados num painel acima da bancada, onde os “*blader*” e câmara triaxial estão instalados. Os manômetros regulam a pressão de ar aplicada em cada “*blader*” individualmente. A figura A8 mostra os manômetros.

No início do ensaio as pressões nos manômetros são iguais à pressão atmosférica.



Figura A8 – Manômetros de precisão

Os manômetros são conectados ao compressor de ar através de uma mangueira (cor vermelha). Para melhor controle e segurança do sistema foi colocado um manômetro com filtro (regulador de pressão) entre os manômetros de precisão e o compressor de ar. Regula-se este manômetro entre 3,5 e 5 bar, pressão esta inferior à fornecida pelo compressor de ar. Com isto, garante-se que não serão aplicadas ao sistema pressões mais elevadas que o permitido nos manômetros de precisão (4,2 e 7,0 bar).

A2.7 Compressor de ar

No equipamento montado as tensões são produzidas por um compressor de ar portátil com capacidade máxima de 12 bar. A pressão é mantida constante através de um dispositivo que aciona o compressor quando necessário (Figura A9).



Figura A9 – Compressor de ar portátil.

A3 Corpos de prova

Os corpos de prova utilizados no ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível podem ser moldados com solos compactados ou solos naturais (indeformados).

Em solos compactados os corpos de prova são moldados em molde metálico (tri-partido), com umidade e densidade pré-estipuladas. Estes corpos de prova apresentam 5cm de diâmetro e 10cm de altura em média. Recomenda-se não utilizar óleo na moldagem do corpo de prova, e sim vaselina em pasta.

Em solos naturais (mantêm a mesma estrutura e teor de umidade) deve haver um grande cuidado no procedimento de coleta, transporte e armazenamento destes materiais. Usualmente são coletados através de blocos cúbicos, amostradores especiais, etc. em trincheiras, poços, valas, perfurações ou em cortes (NBR 9604/86 e NBR 9820/87).

A4 Descrição do ensaio

A seguir serão descritos todos os passos necessários para realização do ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível no equipamento desenvolvido nesta pesquisa.

A4.1 Moldagem do corpo de prova e colocação da membrana

As amostras, após sua moldagem (formato cilíndrico), são medidas e pesadas com o objetivo de determinação dos índices físicos. O corpo de prova de solo é colocado no interior de uma câmara triaxial, sendo que na parte superior e inferior são colocados pedras porosas e papéis filtro que ficam em contato com o corpo de prova. O corpo de prova de solo é envolvido por uma membrana flexível de látex que tem como objetivo proteger o mesmo do contato com a água que preencherá a

câmara triaxial. Recomenda-se, antes da colocação da membrana, verificar a existência de perfurações ou defeitos que possam ocasionar problemas durante a realização do ensaio. Antes da colocação do corpo de prova de solo no pedestal da câmara e das pedras porosas, todo o ar contido nos canais de fluxo e tubulações deve ser removido.

A membrana flexível é colocada no corpo de prova com o auxílio de um cilindro metálico vazado, com aplicação de um pequeno vácuo, sendo presa ao pedestal e ao “*top cap*” (cabeçote) através de “*O rings*” (anéis de borracha). A figura A10 apresenta uma seqüência de fotos em que o corpo de prova é envolvido pela membrana.

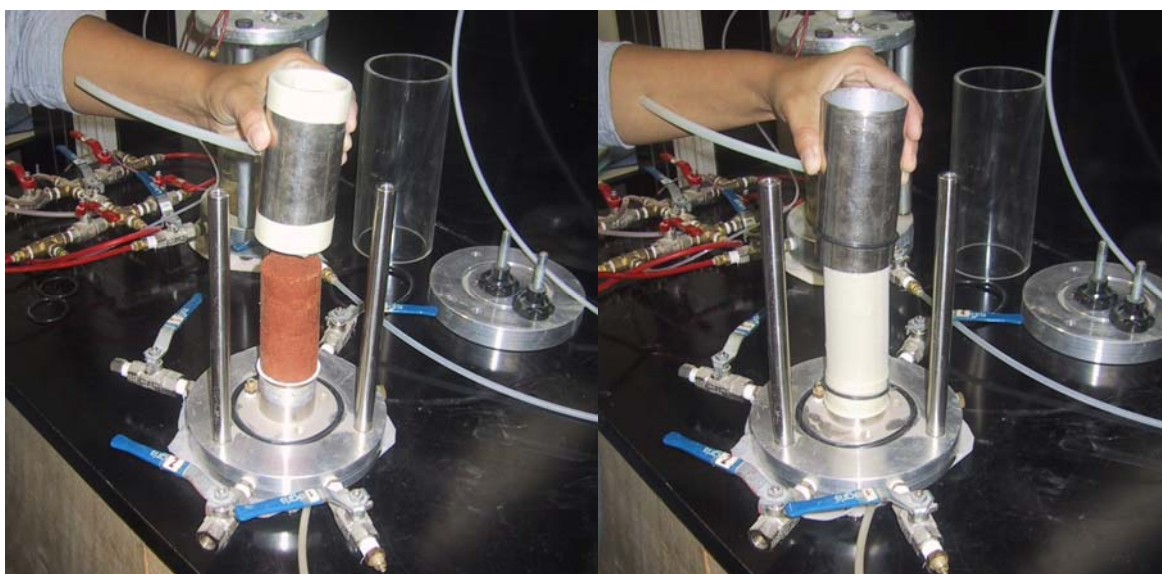


Figura A10 – Colocação da membrana.

A4.2 Verificações iniciais para o ensaio

O sistema de aplicação de tensões confinantes e contra-pressão (“*blader*” σ_3 e “*blader*” C_p) deve conter água em $\frac{3}{4}$ do volume total. Para enchimento com água abre-se torneira T2 e T3 (água que vem do reservatório) e fecha-se T3 quando o volume de água dentro do “*blader*” for adequado.

Deve retirar o ar das tubulações que estão ligadas ao “*blader*” C_p e a câmara triaxial, abrindo-se a torneira T1 do “*blader*” C_p . Nesta situação as torneiras B1 a B4 da bureta deverão estar fechadas e somente a B5 deve ser aberta. Depois de removido todo o ar das tubulações fecha-se as torneiras T1 e B5.

Para preenchimento da câmara triaxial com água, conecta-se a tubulação que sai do “*blader*” σ_3 na entrada da câmara (torneira C3). Inicialmente percola-se água pelas canalizações internas da câmara para saída de bolhas de ar.

A4.3 Saturação da Amostra

A saturação do corpo de prova é realizada em estágios crescentes de tensão confinante (σ_3) e contrapressão (C_p), mantendo-se sempre uma diferença de no mínimo 30kPa. Aplica-se sempre primeiro a tensão confinante, evitando que $\sigma_3 < C_p$, quando a pressão externa será menor que a interna, ocasionando o fluxo lateral de água pelo corpo de prova.

Na metodologia proposta para os ensaios desenvolvidos nesta pesquisa, a saturação por contrapressão foi realizada em 5 estágios, conforme apresentado no quadro A4.1. No equipamento montado na UFSM não foi possível determinar o parâmetro B ($\Delta u / \Delta \sigma_c$) proposto por Skempton, 1954. Quando o parâmetro B $\geq 95\%$ considera-se saturado o corpo de prova, segundo a norma ASTM D 5084 (1990).

Quadro A4.1 – Estágio de aplicação de tensão confinante e contrapressão

	Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Contrapressão C_p (kPa)
1º	50	20
2º	145	115
3º	240	210
4º	335	305
5º	430	400

Na UFSM tem-se a alternativa de usar um equipamento de ensaio triaxial que possibilita verificar o parâmetro B de corpos de prova similares aos utilizados para determinação da condutividade hidráulica. É necessário moldar para cada ensaio de condutividade hidráulica um corpo de prova adicional para determinar se rampa de saturação é adequada para o tipo de solo estudado.

A4.4 Execução do Ensaio

Após executar-se a saturação do corpo de prova (1ª. Fase) determina-se a condutividade hidráulica para vários níveis de tensão efetiva de confinamento conectando a câmara triaxial ao painel lateral de medidas. A figura A3 apresenta um esquema do sistema de conexão do painel lateral com a câmara triaxial - etapa de percolação.

Para percolação de água pela base do corpo de prova a torneira C3 da câmara através de tubulação conecta-se à torneira P2 do painel medida. A torneira C4, que se liga à base do corpo de prova, conecta-se a torneira P4 do painel de medida. Esta configuração faz com que ocorra um fluxo de água de baixo para cima do corpo de prova, cujo gradiente que provoca a movimentação é devido à coluna de mercúrio no painel de medida.

A5. Cálculo da condutividade hidráulica (k)

O cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica é realizado pelas medidas dos deslocamentos da coluna de mercúrio em função do tempo. Estas medidas são repetidas para vários níveis de tensões efetivas de confinamento. Com esses dados e admitindo a validade da lei de Darcy (fluxo laminar), o valor k é obtido pela equação A2.

$$k = \frac{a_{\text{Hg}} L}{A} \frac{\Delta H}{t H} \frac{\gamma_w}{(\gamma_{\text{Hg}} - \gamma_w)} \quad (\text{A2})$$

Dados ensaios:

a_{Hg} = área do tubo plástico (unidades)

L = altura do corpo de prova

A = área do corpo de prova perpendicular ao fluxo

ΔH = deslocamento da coluna de mercúrio num intervalo de tempo

t = tempo necessário para um deslocamento ΔH da coluna de Hg

H = comprimento total da coluna de mercúrio

$\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ (peso específico d'água)

$\gamma_{\text{Hg}} = 13,63 \text{ g/cm}^3$ (peso específico do mercúrio)

O valor do coeficiente de permeabilidade será fornecido em cm/s.

ANEXO B

Cota em Relação ao R.N.		AMOSTRADOR	C.A.M.A.D.A. PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES /30 cm)		GRÁFICO	PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 2,00 m	
Nível D'Água				1º	2º			AMOSTRADOR: Ø INT.(1"3/8) 35,0 mm Ø EXT.(2") 50,8 mm	PESO : 65 Kg
	0,55	3	2				01	Areia fina, preta, orgânico, friável, compactidade fofa.	
	3,25	18	18				02		
	4,00	14	20				03	Silte argiloso com pouca areia fina, variegado, pouco plástico, consistência muito rija.	
		30	45				05		
		32	42				06	Areia fina, pouco argilosa, variegado, pouco micáceo, compactidade medianamente compacta.	
		40	54				07		
		15	13				09	Silte argiloso, vermelho claro, maciço, consistência dura.	
	8,21	79	40				10		
		21	06				11	Limite de sondagem Profundidade: 8,21 m Impermeável à percussão.	
							13		
							14		
							15		
							17		
							18		
PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA (m)				Responsável Técnico :				OBRA / SONDAAGEM	
FINAL				Geólogo ARI CEHELLA JUNIOR				SP-1	
NÃO TEM				CREA 50.527-D				ESC Data	
EM: EM: 3/06/96								1:125	



GEOLOGIA , ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: MRS Estudos Ambientais

OBRA: Área de Depósito de Lixo Urbano

LOCAL: SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: SP-2

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRADOR	PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO: (GOLPES / 30 cm)				PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 1,00 m	
			nºgolpes		Gráfico			AMOSTRADOR: Ø INT.(1"3/8) 35,0 mm Ø EXT.(2") 50,8 mm	
Nível D'Água			1ºa	2ºa				PESO : 65 Kg	
CLASSIFICAÇÃO									
		0,50	4	4			01	Areia fina, marrom, orgânico, friável, compactidade fofa.	
		1,25	10	16			02	Silte argiloso com pouca areia fina, vairegado, micáceo, pouco plástico, consistência média.	
			23	34		03	Areia fina média, cinza amarelado a cinza avermelhado, pouco micáceo, friável, compactidade compacta a muito compacta.		
			33	47		05			
			43	65		06			
		5,45	49	81		07			
				26		09	Limite de sondagem Profundidade: 5,45 m Impermeável à percussão.		
						10			
						11			
						12			
						13			
						14			
						15			
						16			
						17			
						18			

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA (m)

FINAL

NÃO TEM

NÃO TEM

EM:

EM: 3/06/96

Responsável Técnico :

Geólogo **ARI CECHELLA JUNIOR**
CREA 50.527-D

OBRA / SONDAGEM

SP-2

ESC

D ata

1:125



GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: PRT – PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA

OBRA: ATERRO SANITÁRIO

LOCAL: LIXÃO DA CATURRITA – SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: SP- 1

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRADOR	PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES /30cm)				PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 0.00 m	
			nºgolpes		Gráfico			AMOSTRADOR: <input type="checkbox"/> INT.(1"3/8) 35,0 mm <input type="checkbox"/> EXT.(2") 50,8 mm	
Nível D'Água			1ª	2ª			PESO : 65 Kg		
CLASSIFICAÇÃO									
		0,90	5	6			01	Solo orgânico superficial ; areia fina a média ;marron escuro ; orgânica ; friável ;	
		1,70	10	14			02		
			14	17			03		
			20	30			05	Argila siltosa com pouca areia; marron escuro; plástica ; consistência média ;	
			22	26			06		
		5,20	24	28			07	Argila siltosa com pouca areia; variegada a ver melho escuro; pouco plástica; consistência ri-ja a dura;	
			29	35			09		
			30/1	-			10		
			4	-			11		
			30/1	30/1			13		
			5	4			14		
			45/2	30/1			15		
			9	5			17		
			45	30/1			18		
			50/2	2				Areia fina a média; vermelho escuro; compactidade compacta a muito compacta	
			7	30/1				INTERCALADA COM	
			50/2	4				camadas centimétricas de siltito de cor avermelhada;	
			9	30/1					
			50	5					
			50/2	30/1					
			9	4					

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA (m)

FINAL

NÃO TEM

NÃO TEM

EM:

EM:

Responsável Técnico :

Geólogo ARI CECHELLA JUNIOR
CREA 50.527-D

OBRA / SONDAGEM

SP-1

ESC

Data

1:125



GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: PRT PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: ATERRO SANITÁRIO
 LOCAL: CATURRITA – DISTRITO BOCA DO MONTE – SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: S - 1

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRA	PROFUNDIDADE CAMARADA (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES / 30CM)		PROFUNDIDADE METROS	REVESTIMENTO: 1,00 m			
			1° e 2° Penetração	2° e 3° Penetração		AMOSTRADOR: Ø INT.(1"3/8) 35,0 mm Ø EXT.(2") 50,8 mm	PESO: 65 Kg ALT.QUEDA: 75 cm		
Nível D'Água			n° de golpes		GRÁFICO	CLASSIFICAÇÃO MATERIAL			
			1°e 2°	2°e 3°		0 10 20 30 40			
		0,60	2	2		01	Areia fina a média ; marron escuro ; orgânica ; friável ; compactidade fôfa ;		
		1,90	9	12		02	Argila siltosa com pouca areia ; marron escuro ; plástica ; consistência muito mole ;		
			13	14		03			
			16	17		04	Argila siltosa com pouca areia ; variegada a ver melho claro ; pouco plástica ; consistência rija a dura ;		
			18	22		05			
		6,70	29	41		06			
			34	46/25		07			
			40	54/26		08			
			34	48/25		09			
			42	50		10	Areia fina siltosa ; vermelho claro ; compactidade muito compacta ;		
			50	29/15		11			
			30/15	-		12			
			48/25	28/10		13			
			28/15	-		14			
		15,00				15	LIMITE DE SONDAGEM : 15,00 m		
						16			
						17			
						18	OBS: 1.) o processo de lavagem do furo com circulação de água iniciou-se aos 13,25 m de profundidade; 2.) o nível de água inicial aos 1,00 m de profundidade , é muito tênue (lâmina de água) ;		
						19			
						20			
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			Responsável Técnico :			OBRA / SONDAGEM			
INICIAL		FINAL		Geólogo ARI CECHELLA JUNIOR CREA 50.527-D			S - 1		
- 1,00 m		- 4,30 m					ESCALA	DATA	
EM: 28/06/05		EM: 01/07/05					1:125	15/08/05	



GEOLOGIA , ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: PRT PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: ATERRO SANITÁRIO
 LOCAL: CATURRITA – DISTRITO BOCA DO MONTE – SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: S - 2

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRA	PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES / 30CM)		GRÁFICO					PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 1,00 m		
			1º e 2º Penetração	2º e 3º Penetração	nº de golpes	1ºe 2º	2ºe 3º	0	10			20	30
		0,50	2 4	2 6								01	Areia fina a média ; marron escuro ; orgânica ; friável ; compactidade fôia ;
		3,10	6 19 21 28	7 22 24 32								02 03 04 05	Argila siltosa com pouca areia ; marron escuro a vermelho escuro ; plástica ; consistência média ;
		7,80	30/15 30/15	- -								06 07	Areia fina siltosa ; vermelho escuro a claro ; compactidade compacta a muito compacta ;
		10,00	30/15 29/15	- -								08 09 10	Areia média ; cinza claro ; friável ; compacta – de muito compacta ;
												11	LIMITE DE SONDAAGEM : 10,00 m
												12	OBS:
												13	1.) o processo de lavagem do furo com circulação de água iniciou-se aos 6,15 m de profundidade;
												14	2.) o nível de água inicial aos 3,10 m de profundidade , é muito tênue (lâmina de água) ;
												15	3.) o nível de água final , foi extraído 68 horas após o término do furo ;
												16	
												17	
												18	
												19	
												20	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			Responsável Técnico :			OBRA / SONDAAGEM							
INICIAL		FINAL		Geólogo ARI CECHELLA JUNIOR CREA 50.527-D					S-2				
- 3,10 m		- 2,40 m							ESCALA	DATA			
EM: 30/06/05		EM: 04/07/05							1:125	15/08/05			



GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: PRT PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: ATERRO SANITÁRIO
 LOCAL: CATURRITA – DISTRITO BOCA DO MONTE – SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: S - 6

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRADA	PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES / 30CM)		GRÁFICO	PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 2,00 m	
			1° e 2° Penetração	2° e 3° Penetração			AMOSTRADOR: Ø INT.(1"3/8) 35,0 mm Ø EXT.(2") 50,8 mm	
Nível D'Água			n° de golpes				PESO : 65 Kg ALT.QUEDA : 75 cm	
			1°e 2°	2°e 3°			CLASSIFICAÇÃO MATERIAL	
		0,80	4	5		01	Areia fina a média ; marron escuro ; orgânica ; friável ; compactade pouco compacta ;	
		1,00	8	9		02	Argila siltosa com pouca areia ; marron escuro ; plástica ;	
			10	16		03		
			16	19		04	Argila siltosa com areia ; variegada a vermelho claro ; pouco plástica ; consistência média a dura ;	
			30	38		05		
			38	45		06		
		6,60	39	42		07		
			25	31		08		
			52	29/15		09	Areia fina siltosa ; vermelho claro ; compactade compacta a muito compacta ;	
			48/26	30/11		10		
			51/28	30/13		11		
			30/15	-		12		
			27/15	-		13		
		13,10	30/5	-		14	LIMITE DE SONDAAGEM : 13,10 m	
						15		
						16	OBS: 1.) o processo de lavagem do furo com circulação de água iniciou-se aos 6,45 m de profundidade;	
						17		
						18		
						19		
						20		
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			Responsável Técnico :			OBRA / SONDAAGEM		
INICIAL	FINAL		Geólogo ARI GEHELLA JUNIOR CREA 50.527-D			S-6		
NÃO TEM	- 10,00 m					ESCALA		DATA
EM: 05/07/05	EM: 07/07/05					1:125		15/08/05



GEOCENTRO

GEOLOGIA, ENGENHARIA E ESTAQUEAMENTO LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE: PRT PRESTAÇÃO DE SERVIÇOS LTDA
 OBRA: ATERRO SANITÁRIO
 LOCAL: CATURRITA – DISTRITO BOCA DO MONTE – SANTA MARIA - RS

SONDAGEM: S- 8

COTA:

Cota em Relação ao R.N.	AMOSTRADA	PROFUNDIDADE (m)	PENETRAÇÃO : (GOLPES / 30CM)		PROFUNDIDADE (m)	REVESTIMENTO: 1,00 m	
			1° e 2° Penetração	2° e 3° Penetração			
Nível D'Água	AMOSTRADA	PROFUNDIDADE (m)	n° de golpes		GRÁFICO	AMOSTRADOR: Ø INT.(1"3/8) 35,0 mm Ø EXT.(2") 50,8 mm	
			1°e 2°	2°e 3°			
						PESO : 65 Kg ALT.QUEDA : 75 cm	
CLASSIFICAÇÃO MATERIAL							
		0,75	4 5	5 9		01 Areia fina a média pouco argilosa ; preta ; orgânica ; friável à pouco plástica ; compactidade pouco compacta ;	
		2,60	11	14		02	Argila siltosa com pouca areia ; variegada ; plástica ; consistência média a rija ;
			21	26		03	
			43	24/15		04	
			39/25	20/10		05	
			27/15	-		06	
			30/15	-		07	
			27/9	-		08	
			28/8	-		09	
			30/8	-		10	Areia fina siltosa ; vermelho claro ; compactidade compacta a muito compacta ;
			29/8	-		11	
			30/9	-		12	
			30/9	-		13	
			20/7	-		14	
			23/7	-		15	
		16,00				16	LIMITE DE SONDAGEM : 16,00 m
						17	
						18	OBS: 1.) o processo de lavagem do furo com circulação de água iniciou-se aos 4,30 m de profundidade;
						19	
						20	
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)			Responsável Técnico :			OBRA / SONDAGEM	
INICIAL		FINAL	Geólogo ARI CECHELLA JUNIOR CREA 50.527-D			S- 8	
NÃO TEM		NÃO OBS					
EM: 14/07/05		EM:				ESCALA	DATA
			1:125	15/08/05			

