

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**A INFLUÊNCIA DO ESGOTO DOMÉSTICO COMO
FLUIDO DE SATURAÇÃO NO COLAPSO
DE UM SOLO ARENOSO**

ROGER AUGUSTO RODRIGUES

Dissertação apresentada a Faculdade de Engenharia
de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista
(Unesp), como parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. José Augusto de Lollo

Ilha Solteira

Maio de 2003

*A Jesus, o Alfa e o Ômega,
aquele que é, que era e que há de vir,
o Todo-poderoso (Ap 1:8)*

*Aos meus pais Omir e Mathilde
Ao meu irmão Alessandro
À minha noiva Patrícia*

Agradecimentos

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio fornecido, na forma de financiamento à pesquisa e bolsa de mestrado, o qual possibilitou a realização desta pesquisa.

Ao Professor José Augusto de Lollo, que se dedicou à orientação deste trabalho. Agradeço ainda pela especial contribuição à minha formação profissional e pela oportunidade que, desde a graduação, possibilitou o meu envolvimento com pesquisa.

Aos Professores Jair Camacho, Dib Gebara, Adriano Souza e Paulo César Lodi pelos ensinamentos e auxílios.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEIS/Unesp Mário Roberto Correa Ferreira e Gilson Campus Correa e aos técnicos do Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP de Ilha Solteira Otávio da Silva Gonçalves e Aurélio Celestrino, que sempre se mostraram dispostos a colaborar com as atividades relacionadas a este trabalho.

Aos bolsistas de Treinamento Técnico da FAPESP Ricardo Torsoni Alves e Rafael Torsoni Alves pelo constante auxílio e companheirismo.

Aos Engenheiros Humberto Carlos Ruggeri Júnior e Francisco Lledo dos Santos e aos discentes Jean Rodrigo Garcia e Marcelo Ferreira Pelegrini pelo apoio nos ensaios de laboratório.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE SÍMBOLO	vi
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
 1 – INTRODUÇÃO	 01
 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	 03
2.1 – Solos Colapsíveis	03
2.2 – Estruturas dos Solos Colapsíveis	06
2.3 – Fatores que Influenciam o Colapso por Umedecimento	08
2.3.1 – Algumas Considerações sobre Solos Não Saturados	08
2.3.2 – O Princípio das Tensões Efetivas e a Deformabilidade Volumétrica de Solos Não Saturados	09
2.3.3 – Curva Característica	11
2.4 – Principais Ensaios e Critérios Utilizados no Estudo do Colapso	12
2.5 – Estudo do Colapso por meio de Ensaios Edométricos	13
2.5.1 – Critérios Baseados em Ensaios Edométricos	14
2.6 – Alguns Ensaios para Identificação do Solo	19
2.6.1 – Ensaios Químicos	19
2.6.2 – Microscopia Eletrônica de Varredura	20

2.7 – A Influência de Diferentes Fluidos de Inundação no Colapso	22
2.8 – Esgotos Domésticos	28
2.9 – Principais Parâmetros dos Esgotos	29
2.10 – Alguns Ensaios para Caracterização dos Fluidos	31
2.10.1 – Reometria	31
2.11 – Problemas em Obras de Canalização	32
3 – CARACTERÍSTICAS DA ÁREA ESTUDADA.....	35
3.1 – Local Estudado	35
3.2 – Aspectos Geológicos-Geotécnicos.....	35
3.3 – Avaliação do Terreno	36
3.3.1 – Aplicação da Técnica de Avaliação do Terreno.....	36
3.3.2 – Zoneamento de Unidades de Solos	37
4 – MATERIAIS E MÉTODOS	41
4.1 – Amostragem	41
4.1.1 – Solos	41
4.1.2 – Esgoto Doméstico	43
4.2 – Ensaios de Laboratório	45
4.2.1 – Caracterização Física dos Solos	45
4.2.2 – Caracterização Química dos Solos	45
4.2.3 – Caracterização do Esgoto Doméstico	46
4.2.4 – Caracterização Reológica do Esgoto Doméstico.....	47
4.2.5 – Ensaios Edométricos	47
4.2.6 – Microscopia Eletrônica de Varredura	50
5 – RESULTADOS E ANÁLISES	51
5.1 – Caracterização dos Solos	51
5.2 – Classificação dos Solos	55
5.3 – Caracterização Química dos Solos	57
5.4 – Caracterização do Esgoto Doméstico	59
5.5 – Caracterização Reológica do Esgoto Doméstico	60
5.6 – Ensaios Edométricos	63

5.6.1 – Ensaios Edométricos Simples	64
5.6.2 – Ensaios Edométricos Duplos	74
5.7 – Microscopia Eletrônica de Varredura	80
5.8 – Ensaios Complementares	89
5.8.1 – Caracterização dos Fluidos	90
5.8.2 – Ensaios Edométricos	93
5.8.3 – Microscopia Eletrônica de Varredura	100
 6 – CONCLUSÕES	 104
6.1 – Propostas para Continuidade da Pesquisa	106
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Solos colapsíveis estudados no Brasil (modificado de FERREIRA et al., 1989)	05
Figura 2.	Estruturas metaestáveis sustentadas por pressões capilares (DUDLEY, 1970).	06
Figura 3.	Estruturas metaestáveis sustentadas por forças eletromagnéticas (DUDLEY, 1970)	07
Figura 4.	Elemento de solo não saturado (FREDLUND & MORGENTERN, 1977).	08
Figura 5.	Água de um solo sujeita à capilaridade e à adsorção (ROHM, 1992).	09
Figura 6.	Curvas de consolidação para uma faixa de sucção (modificado de ALONSO et al., 1987) . .	11
Figura 7.	Curva característica de um solo argiloso e de um solo arenoso (ROHM, 1992).	11
Figura 8.	Ajuste das curvas do solo no ensaio edométrico duplo	14
Figura 9.	Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples	15
Figura 10.	Curvas de compressão confinada do ensaio edométrico duplo (modificado de REGINATTO & FERRERO, 1973)	16
Figura 11.	Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples com inundação a 200 kPa (modificado de JENNINGS & KNIGHT, 1975)	17
Figura 12.	Canalização passando de uma zona mais compressível a outra menos compressível (modificado de MACIEL FILHO, 1994)	33
Figura 13.	Situação clássica de colapso provocado pela infiltração de água no solo (modificado de JENNINGS & KNIGHT, 1975).	34
Figura 14.	Localização de Ilha Solteira no Estado de São Paulo	35
Figura 15.	Aplicação da técnica de avaliação do terreno (modificado de COOKE & DOORNKAMP, 1990 apud LOLLO, 1996)	37
Figura 16.	Perfis de sondagem dos principais elementos de terreno da área urbana (OLIVEIRA, 2002). .	39
Figura 17.	Distribuição dos elementos de terreno na área estudada (LOLLO, 1998).	40
Figura 18.	Distribuição dos poços de amostragem	42
Figura 19.	Concentrações de DBO, DQO e sólidos totais	44

Figura 20.	Concentrações de amônia e nitrogênio total	44
Figura 21.	Célula edométrica adaptada para o ensaio inundado com esgoto doméstico	49
Figura 22.	Caracterização do solo do local A	52
Figura 23.	Caracterização do solo do local B	52
Figura 24.	Curvas granulométricas do solo do local A com solução defloculante, água e esgoto	54
Figura 25.	Curva característica do solo do local A a 1 metro	55
Figura 26.	Gráfico de classificação da metodologia MCT.	56
Figura 27.	Amostras de água destilada e de esgoto doméstico	60
Figura 28.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico bruto a 29°C	61
Figura 29.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico filtrado a 29°C	61
Figura 30.	Características do perfil de solo do local A	63
Figura 31.	Características do perfil de solo do local B	63
Figura 32.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 1 m)	66
Figura 33.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 2 m)	66
Figura 34.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 3 m)	67
Figura 35.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 4 m)	67
Figura 36.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 1 m)	68
Figura 37.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 2 m)	68
Figura 38.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 3 m)	69
Figura 39.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 4 m)	69
Figura 40.	Profundidade vs potencial de colapso (solos do local A)	70
Figura 41.	Profundidade vs potencial de colapso (solos do local B)	71
Figura 42.	Profundidade vs potencial de colapso (solos dos locais A e B)	72
Figura 43.	Recalque devido à inundação em função da raiz do tempo (solo do local A – 1 m)	74
Figura 44.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 1 m)	76
Figura 45.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 2 m)	77
Figura 46.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 3 m)	77
Figura 47.	Curvas de compressão confinada (solo do local A – 4 m)	78
Figura 48.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 1 m)	78
Figura 49.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 2 m)	79
Figura 50.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 3 m)	79
Figura 51.	Curvas de compressão confinada (solo do local B – 4 m)	80
Figura 52.	Estrutura do solo do local A – 1 m.	81

Figura 53.	Estrutura do solo do local B – 1 m.	81
Figura 54.	Estrutura do solo do local A – 6 m com partículas de areia circundadas por partículas de argila e silte em estado agregado	82
Figura 55.	Detalhe dos agregados	82
Figura 56.	Estrutura do solo do local A – 2 m.	83
Figura 57.	Estrutura do solo do local A – 4 m.	83
Figura 58.	Estrutura do solo do local A – 2 m após inundação com água destilada.	84
Figura 59.	Estrutura do solo do local A – 2 m após inundação com esgoto doméstico	84
Figura 60.	Estrutura do solo do local A – 4 m após inundação com água destilada	85
Figura 61.	Estrutura do solo do local A – 4 m após inundação com esgoto doméstico	85
Figura 62.	Modelo estrutural proposto para o solo colapsível de Ilha Solteira.	88
Figura 63.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação da água sanitária a 29°C	91
Figura 64.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do detergente líquido a 29°C	92
Figura 65.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do óleo a 29°C	92
Figura 66.	Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do sabão em pó a 29°C	93
Figura 67.	Curvas de compressão confinada de ensaios edométricos simples com diferentes fluidos ...	95
Figura 68.	Curvas de compressão confinada de ensaios edométricos duplos com diferentes fluidos ...	95
Figura 69.	Recalques devido à inundação com diferentes fluidos vs raiz do tempo	96
Figura 70.	Potencial de colapso vs pH.	98
Figura 71.	Deformação específica vs pH.	99
Figura 72.	Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de água sanitária. .	101
Figura 73.	Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de detergente líquido	101
Figura 74.	Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com o óleo	102
Figura 75.	Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de sabão em pó ...	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.	Ensaio e critérios para identificação do colapso e das características de um solo colapsível em laboratório	12
Tabela 2.	Ensaio e critérios para quantificação do colapso em laboratório	13
Tabela 3.	Ensaio e critérios para quantificação do colapso em campo	13
Tabela 4.	Potencial de Colapso segundo JENNINGS & KNIGHT (1975)	18
Tabela 5.	Potencial de Colapso segundo LUTENEGGER & SABER (1988)	19
Tabela 6.	A influência de diferentes fluidos no colapso de um solo loéssico (MIELENZ & KING, 1955 apud LUTENEGGER & SABER, 1988)	22
Tabela 7.	Características dos líquidos de inundação (REGINATTO & FERRERO, 1973)	23
Tabela 8.	Características dos líquidos utilizados nos ensaios edométricos (modificado de MARIZ & CASANOVA, 1994)	25
Tabela 9.	Resultados dos ensaios edométricos (modificado de MARIZ & CASANOVA, 1994)	25
Tabela 10.	Características químicas dos líquidos de inundação (modificado de FERREIRA, 1994)	26
Tabela 11.	Resumo das características dos principais elementos de terreno da área urbana	40
Tabela 12.	Listagem, profundidade e localização dos poços de amostragem	42
Tabela 13.	Estágios de carregamento e descarregamento com suas respectivas tensões	49
Tabela 14.	Classificação geotécnica MCT	56
Tabela 15.	Composição química do solo do local A	58
Tabela 16.	Composição química do solo do local B	58
Tabela 17.	Caracterização do esgoto doméstico (pH, sólidos e tensão superficial)	59
Tabela 18.	Caracterização do esgoto doméstico (nitrogênio, DBO, DQO, temperatura e detergente) ...	59
Tabela 19.	Características dos ensaios edométricos simples dos solos do local A	65
Tabela 20.	Características dos ensaios edométricos simples dos solos do local B	65
Tabela 21.	Recalques e porcentagem de recalques por colapso em função do tempo	73

Tabela 22. Características dos ensaios edométricos duplos dos solos do local A.	75
Tabela 23. Características dos ensaios edométricos duplos dos solos do local B.	75
Tabela 24. Características dos fluidos de inundação.	90
Tabela 25. Características dos ensaios edométricos simples (solo do local A – 1 m).	94
Tabela 26. Características dos ensaios edométricos duplos (solo do local A – 1 m).	94
Tabela 27. Porcentagem de recalques por colapso em função do tempo.	96

LISTA DE SÍMBOLO

C	:	coeficiente de colapsibilidade (REGINATTO & FERRERO, 1973).
cd	:	controle de deformação do ensaio de reometria.
CP	:	potencial de colapso (JENNINGS & KNIGHT, 1975).
ct	:	controle de tensão do ensaio de reometria.
CTC	:	capacidade de troca catiônica.
e_i	:	índice de vazios inicial antes da inundação.
e_o	:	índice de vazios inicial.
e_p	:	índice de vazios devido à aplicação do carregamento.
e_w	:	índice de vazios final devido à inundação do corpo-de-prova.
H_{ai}	:	altura do corpo-de-prova antes da inundação.
H_o	:	altura inicial do corpo-de-prova.
i	:	potencial de colapso (VARGAS, 1978).
I	:	potencial de colapso (LUTENEGGER & SABER, 1988).
R_p	:	coeficiente de subsidência parcial devido à aplicação de tensão vertical.
R_T	:	coeficiente de subsidência total.
R_w	:	coeficiente de subsidência parcial devido à inundação da amostra.
S_r	:	grau de saturação.
u	:	pressão neutra.
u_a	:	pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo.
u_w	:	pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo.
SB	:	soma de bases.
V	:	saturação em bases.
V_o	:	volume inicial do corpo-de-prova.
w	:	umidade gravimétrica.

γ^*	:	taxa de deformação dos fluidos.
Δe	:	variação do índice de vazios pela inundação.
$\Delta \epsilon_v$	:	variação de deformação específica entre amostras inundadas com esgoto e água.
ΔH_c	:	variação da altura do corpo-de-prova pela inundação (JENNINGS & KNIGHT, 1975).
ΔH_i	:	variação da altura do corpo-de-prova pela inundação (LUTENEGGER & SABER, 1988).
ΔV	:	variação de volume devido a inundação e aplicação de tensões.
ϵ_v	:	deformação específica.
μ	:	viscosidade dinâmica.
σ'	:	tensão efetiva.
σ	:	tensão total.
σ_{fn}	:	tensão de fluência do solo com umidade natural (REGINATTO & FERRERO, 1973).
σ_{fs}	:	tensão de fluência do solo saturado (REGINATTO & FERRERO, 1973).
σ_i	:	tensão de inundação.
σ_o	:	tensão vertical geostática.
τ	:	tensão de cisalhamento.
χ	:	parâmetro que depende do grau de saturação do solo.

RESUMO

RODRIGUES, R.A. (2003) **A Influência do Esgoto Doméstico como Fluido de Saturação no Colapso de Um Solo Arenoso**. Ilha Solteira, 115p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

Analisa-se o comportamento colapsível de um solo arenoso inundado com esgoto doméstico. Em alguns casos, a contaminação do solo é provocada por vazamentos de produtos orgânicos e inorgânicos que ocorrem em reservatórios de combustíveis e tubulações de esgotos doméstico e industrial. Na região estudada, estima-se que 35% das ocorrências relacionadas aos problemas por colapso dos solos ocorrem devido à ruptura de tubulações de esgoto, com prejuízos de ordem econômica e ambiental. Parâmetros físicos, químicos e estruturais dos solos e do esgoto são abordados juntamente com as deformações produzidas pela inundação dos solos com água, esgoto doméstico e algumas soluções a base de substâncias que compõem os esgotos. Com base nos resultados obtidos a partir do programa experimental realizado, constatou-se que o colapso depende da composição química do fluido de inundação. No entanto, a combinação e o conjunto de características físicas e químicas que envolvem os fluidos de inundação e os solos, desempenham relevante papel na compreensão do fenômeno do colapso, tornando-se discutível, pela sua complexidade, informações que atribuem o aumento do colapso a um ou outro parâmetro somente.

Palavras-Chave: Esgoto Doméstico; Solos Colapsíveis; Aspectos Estruturais, Físicos e Químicos.

ABSTRACT

RODRIGUES, R.A. (2003) **Influence of Domestic Sewage as Saturation Fluid on Sandy Soil Collapse**. Ilha Solteira, 115p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

The collapsible behavior of a sandy soil is analyzed when the soils soaked with domestic sewage. Soil contamination can be caused by spill of organic and inorganic substances from a fuel tank and wastewater pipes. In the studied region, 35% of related occurrences of soil collapse begin due to break of domestic sewage pipes, with economical and environmental loss. Physical, chemical and structural parameters of soil and sewage are studied. Deformations due saturation of soils with water, domestic sewage and some solutions (of substances that compose the domestic sewage) are analyzed. Based on the experimental results, it can be concluded that the magnitude of collapse depends on the chemical composition of saturation fluids. However, the interaction between chemical and physical characteristics of soils and saturation fluids is indispensable for the understanding of collapse phenomenon, making impossible to relate the collapse process with only one parameter.

Keywords: Domestic Sewage, Collapsible Soils; Structural, Physical and Chemical Aspects.

1. INTRODUÇÃO

A proteção do meio ambiente contra as consequências adversas da percolação de contaminantes em meios porosos envolve questões relacionadas aos condicionantes do meio físico.

A colapsibilidade dos solos é um condicionante geotécnico que desempenha um importante papel na compreensão e avaliação da percolação de contaminantes pela sua potencialidade de promover danos ambientais com prejuízos financeiros e ao poder público.

O colapso dos solos pode ser conceituado como uma deformação que depende da metaestabilidade estrutural do solo diante de alterações no estado de tensões, do equilíbrio eletromagnético e de ataques sobre as ligações cimentíceas dos solos.

Ao umedecer um solo colapsível, por exemplo, o colapso pode ser desencadeado, devido a um desequilíbrio na estrutura que ocorre pela redução da capacidade de vinculação entre as partículas, resultando na diminuição dos mecanismos de suporte.

Os solos colapsíveis apresentam algumas características que os predispõem ao fenômeno: uma estrutura porosa (caracterizada por um alto índice de vazios), um grau de saturação menor que o necessário para sua completa saturação e uma estrutura metaestável.

Todavia, o comportamento colapsível de um solo não depende apenas destas condições. Algumas pesquisas demonstram que a intensidade do colapso varia em função das características químicas do fluido de inundação (COLLARES, 1997; AGNELLI, 1997).

Normalmente, os estudos concentram-se na análise da água como fluido de inundação, mas diferentes líquidos, oriundos de tubulações da rede de esgoto, reservatórios de combustíveis e de outros efluentes químicos, podem resultar em diferentes mecanismos e magnitude.

Na região estudada, OLIVEIRA (2002) indica um percentual significativo, cerca de 35%, de ocorrências relacionadas ao colapso com inundação do solo através de rupturas de tubulações de esgoto doméstico, com prejuízos significativos de ordem econômica e ambiental.

Tal situação pode tornar-se ainda mais significativa quando se verifica que, no início da ocupação urbana em Ilha Solteira, toda a rede coletora de esgoto foi implantada com o uso de manilhas cerâmicas, as quais, por sua menor durabilidade se comparada ao policloreto de vinila (PVC) e pela própria natureza do material, tendem a se romper com relativa facilidade.

Diante dessa conjunção de fatores esta pesquisa foi proposta, com a finalidade de investigar a influência do esgoto doméstico no comportamento colapsível de um solo arenoso do interior do Estado de São Paulo, sendo estudadas: (a) a magnitude e a velocidade dos colapsos dos solos umedecidos com água destilada, esgoto doméstico e algumas soluções a base de substâncias que compõem os esgotos, e (b) as características e a estrutura dos solos antes e após a realização de ensaios de compressão edométrica.

Para uma análise segura dos resultados, o programa experimental apoiou-se em ensaios edométricos convencionais, ensaios de caracterização química dos solos, ensaios de microscopia eletrônica de varredura, ensaios de caracterização do esgoto doméstico e ensaios de caracterização reológica dos líquidos.

Apesar do proeminente enfoque geotécnico, esta pesquisa permite de forma clara e concisa considerar o fenômeno da colapsibilidade dos solos como um problema ambiental, principalmente quando o colapso ocorre pela ação direta de um contaminante. Este fato, aliado aos prejuízos econômicos que ocorrem com a disseminação do colapso, sugere a inserção de pesquisas, que tratam de assuntos similares a este, também no âmbito da engenharia de recursos hídricos e de tecnologias ambientais.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A proteção do meio ambiente contra as consequências desfavoráveis da disposição de resíduos, é um importante problema que envolve duas questões fundamentais: (1) análise da migração de contaminantes, a partir dos locais onde os resíduos são dispostos, e (2) estabilidade dos locais usados para disposição dos resíduos.

As fontes de contaminação normalmente são representadas por vazamentos de produtos orgânicos e inorgânicos que ocorrem em reservatórios de combustíveis e tubulações de esgotos doméstico e industrial. Quando derramados próximos à superfície do terreno, estes produtos podem atravessar os horizontes superficiais de solo não saturado até atingir a zona saturada.

Das fontes de contaminação do solo, destaca-se o vazamento de esgoto doméstico. Neste caso, a contaminação muitas vezes inicia-se na zona não saturada, já que a cota de instalação das tubulações dificilmente supera quatro metros de profundidade.

A influência deste contaminante no comportamento tensão vs deformação do solo pode apresentar aspectos diferenciados pela interação solo-líquido, principalmente quando este solo possui estrutura colapsível.

2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

A ocorrência de solos estruturalmente instáveis pode gerar problemas econômicos após a instalação de obras civis. Segundo BENVENUTO (1982), a definição de instabilidade estrutural do solo é muito ampla, podendo estar associado aos tipos de solo, formação e evolução pedológica, além da ação de agentes externos, como carregamentos externos estáticos e dinâmicos, mudanças na quantidade de água no solo, alterações químicas do líquido intersticial, temperatura e outros.

Os solos com estruturas instáveis que sofrem deformações volumétricas com apreciável redução do índice de vazios por umedecimento são conhecidos como solos colapsíveis.

Estas deformações são comumente chamadas de colapso, contudo, outros termos são aplicados para descrição do fenômeno: subsidência (FEDA, 1966; GIBBS & BARA, 1967), hidrocompactação e hidroconsolidação (DUDLEY, 1970).

Dois pontos principais configuram o solo como colapsível: uma estrutura porosa (caracterizada por um elevado índice de vazios) e uma umidade menor que a necessária para sua completa saturação (DUDLEY, 1970).

Segundo BARDEN et al. (1973), existem três condições necessárias para ocorrer o colapso:

- Existência de uma estrutura parcialmente saturada porosa e potencialmente instável;
- Existência de uma pressão aplicada que aumenta a instabilidade;
- Presença de um alto valor de sucção (ou agente cimentante), que estabiliza os contatos intergranulares e que são susceptíveis de enfraquecimento quando umedecidos.

SULTAN (1971) enumera uma série de comportamentos dos solos colapsíveis:

- Alguns solos sofrem colapso instantaneamente ao se aumentar o seu grau de saturação por umedecimento. Isso foi observado tanto para formações superficiais, como para formações profundas;
- Alguns solos experimentam colapso após rebaixamento do nível d'água. A retirada de água do sub-solo provoca o rebaixamento do lençol freático e, conseqüentemente, essas camadas profundas têm suas tensões efetivas, devido ao peso do solo sobrejacente, aumentadas, o que pode causar colapso do esqueleto sólido desses solos. Situações similares têm-se desenvolvido em campos de petróleo devido ao bombeamento do óleo;
- Alguns solos sofrem expansão após saturados e depois da aplicação das cargas externas sofrem substanciais recalques. Essa situação deve ser atribuída à presença de argilo-minerais altamente expansivos, como por exemplo, a montmorilonita;
- Alguns solos loéssicos têm mostrado um aumento na magnitude e na velocidade de colapso, com o acréscimo de carga;
- Algumas areias de origem eólica, com o aumento das cargas aplicadas, têm mostrado uma diminuição na velocidade de recalque;

- Alguns solos arenosos não têm recuperado, ao longo do tempo, nenhuma parcela do volume perdido, quando do colapso;
- Alguns solos argilosos têm recuperado alguma parcela de volume perdido com o tempo, mesmo quando suportando a carga que provocou o colapso.

No Brasil, os solos colapsíveis cobrem extensas áreas das Regiões Centro-Sul e Nordeste. Diante da importância de identifica-los e conhecê-los, diversos municípios dessas regiões foram e estão sendo estudados (Figura 1).

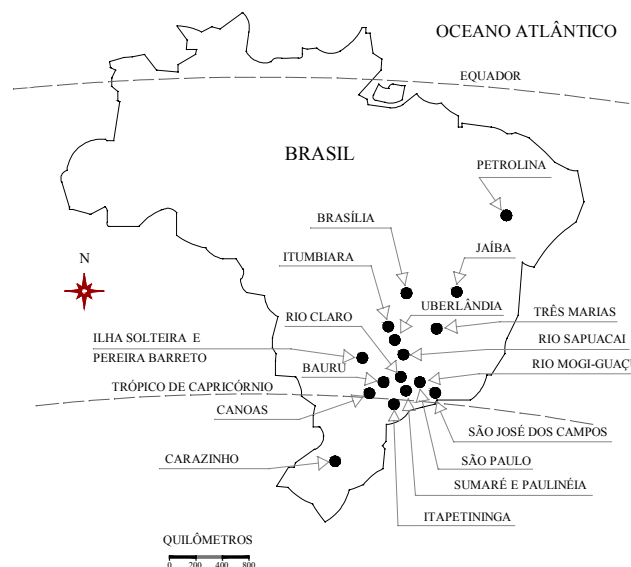


Figura 1. Solos colapsíveis estudados no Brasil (modificado de FERREIRA et al., 1989)

As regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis, quer pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, quer pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (VILAR et al., 1981).

Normalmente o problema está ligado a depósitos de origem recente, em climas semi-áridos e áridos, porém, têm-se muitos outros exemplos de ocorrências em regiões com outros tipos de clima (VILAR et al., 1981).

2.2 ESTRUTURAS DOS SOLOS COLAPSÍVEIS

Para a ocorrência do colapso é necessário que o solo possua uma estrutura macroporosa com uma situação de equilíbrio metaestável entre suas partículas e alta porosidade (NUÑES, 1975). Essa estrutura é mantida pela presença de algum vínculo capaz de conferir ao solo uma resistência adicional temporária.

Os principais fatores responsáveis por esse aumento temporário da resistência do solo são: as forças eletromagnéticas de superfície, a sucção e a presença de alguma substância cimentante, como óxidos de ferro e os carbonatos.

A metaestabilidade do solo é interrompida quando ocorrem perturbações em sua estrutura, causadas pela diminuição da sucção por umedecimento, mudanças no estado de tensões e alterações do equilíbrio eletromagnético e das ligações cimentantes.

Para ilustrar os fatores responsáveis pelo aumento temporário de resistência, são apresentados nas Figuras 2 e 3 os modelos simplificados de arranjos estruturais colapsíveis.

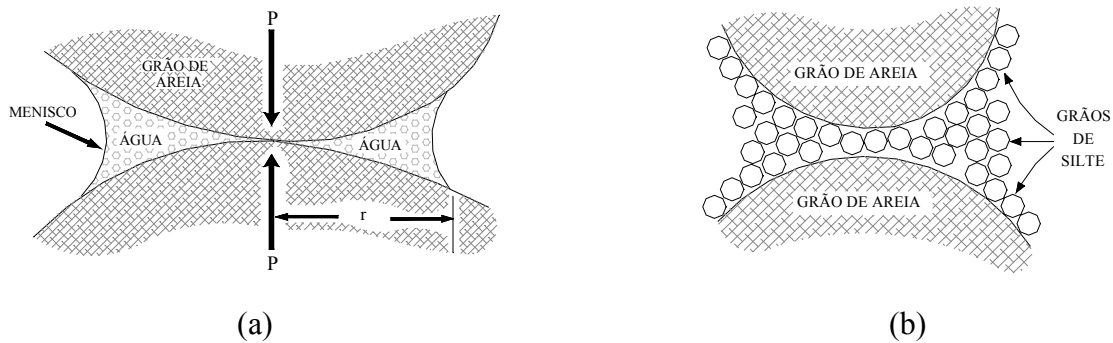


Figura 2. Estruturas metaestáveis sustentadas por pressões capilares (DUDLEY, 1970)

Nas Figuras 2a e 2b a resistência adicional (temporária) do solo está associada com as tensões capilares que atuam no interior do maciço. A interface ar-água existente nos vazios do solo não-saturado produz pressão neutra negativa. Desta forma, considerando o princípio das tensões efetivas $\sigma' = \sigma - u$, onde σ' é a tensão efetiva, σ a tensão total e u a pressão neutra, verifica-se que a tensão efetiva torna-se maior que a tensão total. Este acréscimo de resistência aparente diminui à medida que as tensões capilares são eliminadas, como pela adição de água ao solo que reduz a pressão de contato entre os grãos.



Figura 3. Estruturas metaestáveis sustentadas por forças eletromagnéticas (DUDLEY, 1970)

Nas Figuras 3a e 3b os grãos maiores estão conectados por partículas de argila e eventualmente silte. Nesta situação, a resistência temporária dos solos é diretamente influenciada pelas de forças de Van der Waals, de osmose e de atração molecular (DUDLEY, 1970).

Os vínculos de argila podem ser formados por processos de autogênese ou transporte. As argilas autogênicas podem ser derivadas do intemperismo sobre os feldspatos. Quando isto ocorre, os grãos de areia ficam envolvidos por finas camadas de placas argilosas dispostas paralelamente (Figura 3a). Sob condições secas este arranjo apresenta considerável resistência. Com a adição de água ocorre a separação dos grãos, reduzindo as forças de tração e a resistência (DUDLEY, 1970).

Em áreas que ocorrem intensas precipitações pluviométricas, as partículas de argila encontram-se dispersas no fluido intersticial devido à lixiviação. À medida que o solo saturado vai secando as partículas de argila são carregadas pelas águas contidas nos espaços intergranulares. Estas por sua vez floculam casualmente conforme o esquema apresentado na Figura 3b. Com adição de água, as tensões capilares e a concentração de íons no fluido diminuem. Isto possibilita o aumento das forças repulsivas entre as partículas, provocando a perda da resistência e conseqüentemente o colapso do solo (DUDLEY, 1970).

A presença de um agente cimentante (constituído, por exemplo, por óxidos de ferro e carbonatos) entre as partículas maiores, também confere ao solo uma estrutura metaestável. Com a saturação parcial ou total do solo, o agente cimentante é dissolvido, causando uma diminuição da resistência intergranular e com isto ocorre o colapso. Neste caso, a magnitude do colapso dependerá da solubilidade do cimento em relação ao fluido de inundação.

2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM O COLAPSO POR UMEDECIMENTO

A mecânica dos solos clássica foi desenvolvida inicialmente para os solos dos países de climas frios e temperados, onde predomina a ocorrência de depósitos sedimentáveis saturados. Contudo, grande parte da superfície terrestre é composta por solos não saturados.

Os solos não saturados têm origem diversificada, podendo-se citar como parte desta categoria de solos: as argilas plásticas expansivas, os depósitos aluvionares, coluvionares e eólicos e os solos saprolíticos e lateríticos.

2.3.1 Algumas Considerações sobre Solos Não Saturados

Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993), o solo não saturado pode ser considerado como um sistema composto por quatro fases, ou seja: fase líquida, gasosa, sólida e, devido ao importante papel da interface ar-água no comportamento do sistema, admite-se a membrana contrátil (*contráctil skin*) como fase adicional (Figura 4).

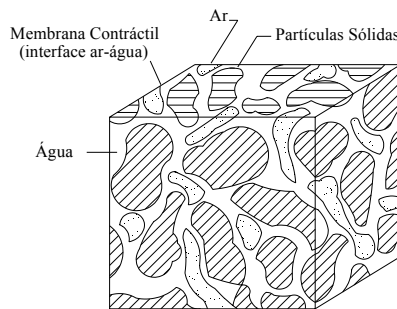


Figura 4. Elemento de solo não saturado (FREDLUND & MORGENTERN, 1977)

A determinação do estado energético da água no solo dá-se pela definição de potencial de água no solo. Sabe-se que o estado energético da água existente nos vazios do solo não saturado influi nas características de resistência, permeabilidade e deformabilidade.

O potencial de água no solo pode ser conceituado genericamente como a soma dos potenciais: térmico, pneumático, matricial, osmótico e gravitacional, mas de particular importância para o estudo do comportamento mecânico e hidráulico de solos não saturados é o potencial matricial ou sucção matricial (ALONSO, et al. 1987).

A sucção matricial pode ser decomposta em duas componentes: a sucção devida à capilaridade e a sucção devida às forças de adsorção. De um modo geral, pode-se dizer que a parcela da sucção matricial devida à capilaridade tem importância maior no domínio das baixas sucções, ou seja, quando se trata de poros de diâmetro relativamente grandes. Por sua vez, as forças de adsorção se apresentam de modo mais realçado no domínio dos altos valores de sucção, ou seja, quando se trata de poros de menor diâmetro, onde há predominância dos fenômenos de superfície, muito ligados à atividade do argilomineral e/ou à superfície específica deste (MACHADO, 1995).

A sucção matricial, portanto, é a pressão da água que se desenvolve na água intersticial devida à capilaridade e às forças de adsorção (Figura 05) e tem sido reconhecida como a mais importante fonte de sucção a interferir no comportamento mecânico de solos não saturados.

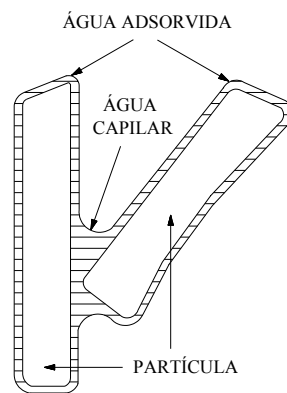


Figura 5. Água de um solo sujeita à capilaridade e à adsorção (ROHM, 1992)

2.3.2 O Princípio das Tensões Efetivas e a Deformabilidade Volumétrica de Solos Não Saturados

O princípio das tensões efetivas de Terzaghi é definido como a diferença entre a tensão total (σ) e a pressão neutra (u). Os efeitos mensuráveis das propriedades geotécnicas decorrentes de uma variação das tensões, tais como a compressão e a resistência ao cisalhamento de um solo, são devidas às alterações das tensões efetivas:

$$\sigma' = (\sigma - u) \quad (1)$$

em que, σ' : tensão efetiva;

σ : tensão total;

u : pressão neutra.

O princípio das tensões efetivas de Terzaghi descreve com sucesso o comportamento mecânico dos solos saturados, e é por esta razão que vários pesquisadores têm tentado encontrar uma equação, semelhante à de Terzaghi, para ser aplicada com eficiência aos solos não saturados. BISHOP & BLIGHT (1963) propõem uma equação que advém da expressão de Terzaghi, porém com parâmetros que incluem a sucção matricial na tensão efetiva (Equação 2).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

em que, σ' : tensão efetiva;

σ : tensão total;

u_a : pressão na fase gasosa do fluido dos vazios do solo;

u_w : pressão na fase líquida do fluido dos vazios do solo;

χ : parâmetro que depende do grau de saturação.

O termo da equação $(u_a - u_w)$ representa a sucção matricial e o coeficiente χ possui valores que variam de 0 a 1, sendo 0 quando o solo encontra-se seco e 1 quando o solo está saturado.

Segundo ALONSO et al. (1987), o aumento da sucção matricial contribui para o aumento da rigidez do solo contra alterações das tensões externas aplicadas, e para o aumento da tensão de pré-adensamento aparente ou virtual (Figura 6).

Os solos laterizados apresentam uma tensão de pré-adensamento virtual (independente de sua história de tensões) quando carregados em edômetros, de uma maneira similar aos solos sedimentáveis pré-adensados. Estes exibem um comportamento rígido quando submetidos a valores de tensão menores do que a tensão de pré-adensamento virtual, apresentando alta compressibilidade para valores maiores. Existe consenso na afirmação de que a existência de um alto valor de coesão e da tensão de pré-adensamento virtual é devida à gênese destes solos, aliada à sua condição não saturada, ou seja, devida às ligações existentes entre as partículas, geradas durante o processo de laterização e fortificadas pela sucção matricial (MACHADO, 1995).

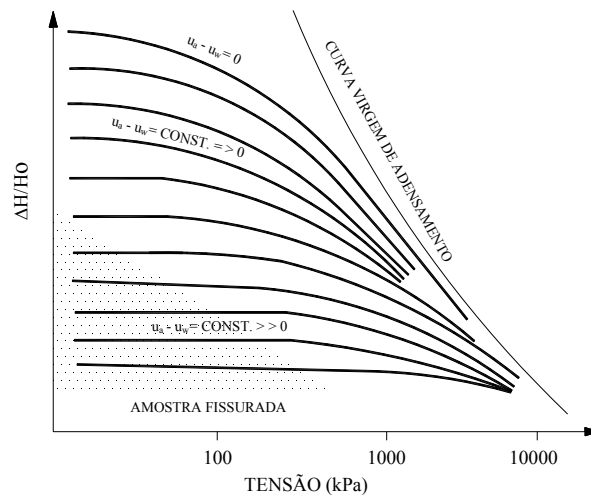


Figura 6. Curvas de consolidação para uma faixa de sucção (modificado de ALONSO et al., 1987)

2.3.3 Curva Característica

Tratando-se de sucção, é importante que esta variável esteja relacionada a grandezas mais facilmente mensuráveis. A curva característica ou curva de retenção de água do solo representa uma relação entre a umidade do solo (ou grau de saturação) e o potencial matricial (Figura 7).

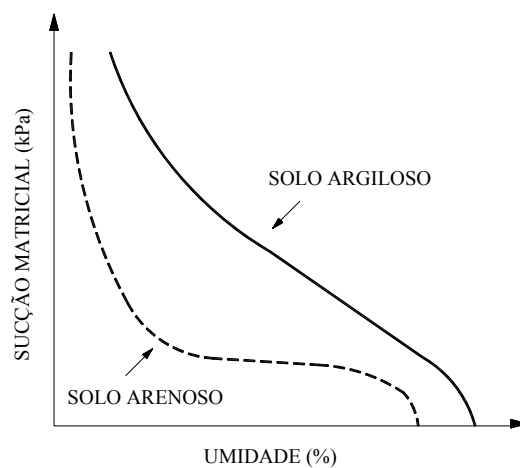


Figura 7. Curva característica de um solo argiloso e de um solo arenoso (ROHM, 1992)

A curva característica pode ser determinada em laboratório pelo método de secagem (desidratação) ou por umedecimento (hidratação ou adsorção). As peculiaridades deste processo não fazem parte do escopo deste trabalho, mas podem ser encontradas em ALONSO et al. (1987), ROHM (1992), MACHADO (1995), DAVIES (2000) e CAMACHO (2002).

2.4 PRINCIPAIS ENSAIOS E CRITÉRIOS UTILIZADOS NO ESTUDO DO COLAPSO

Nas últimas décadas, alguns critérios e ensaios foram desenvolvidos para o estudo dos solos colapsíveis em campos experimentais e em laboratórios, sendo cada um deles baseado em grandezas diferentes.

Os critérios disponíveis são limitados e ficam geralmente restritos aos solos para os quais foram obtidos. Por esta razão, resultados válidos para determinada região não são válidos para outras, podendo levar a conclusões incorretas (NUÑES, 1975).

Alguns métodos baseiam-se na avaliação de índices físicos e limites de consistência através de ensaios de caracterização, enquanto outros estão baseados em ensaios específicos de compressibilidade e resistência.

Os ensaios e critérios para identificação do colapso e das características de um solo colapsível em laboratório possibilitam estudar parâmetros específicos como a composição química e o arranjo estrutural dos solos e a suscetibilidade ao colapso. Os métodos aplicados em laboratório para mensuração do colapso auxiliam na caracterização do colapso com ensaios que retratam condições ideais. Já a aplicação dos ensaios e dos critérios de campo busca a estimativa do colapso em escala real.

A seguir, as Tabelas 1, 2 e 3 apresentam os ensaios e critérios mais utilizados em laboratório e em campos experimentais com algumas citações bibliográficas:

Tabela 1. Ensaios e critérios para identificação do colapso e das características de um solo colapsível em laboratório

Ensaio e Critério	Referências
Difração de Raios-X	REGINATTO & FERRERO (1973); CARVALHO (1994); AGNELLI (1997)
Dispersão	BENITES (1968) apud LUTENEGGER & SABER (1988); ARMAN & THORNTON (1973)
Equações de Basma & Tancer	BASMA & TANCER (1992)
Índices Físicos e Limites de Consistência	FEDA (1966); GIBBS & BARA (1967)
Microscopia	BARDEN et al. (1973); BENVENUTO (1982); CARVALHO (1994); AGNELLI (1997)
Caracterização Química	CARVALHO (1994); AGNELLI (1997)
Teor de Finos	HANDY (1973) apud LUTENEGGER & SABER (1988)

Tabela 2. Ensaios e critérios para quantificação do colapso em laboratório

Ensaio e Critério	Referências
Ensaio Edométrico	DUDLEY (1970); REGINATTO & FERRERO (1973); JENNINGS & KNIGHT (1975); VILAR (1979); LUTENEGGER & SABER (1988)
Ensaio de Compressão Triaxial	LOURENS & CZAPLA (1987); LAWTON (1991); DAVIES (2000)

Tabela 3. Ensaios e critérios para quantificação do colapso em campo

Ensaio e Critério	Referências
Expansocolapsômetro	FERREIRA (1993); FERREIRA & FUCALE (1999)
Pressiométrico	OLIVEIRA et al. (2000)
Protótipo	SOUZA (1993)
Prova de Carga sobre Estaca	MELLIOS (1985); CARVALHO & SOUZA (1990)
Prova de Carga sobre Placa	MELLIOS (1985); CARVALHO & SOUZA (1990); FERREIRA et al. (1990)

2.5 ESTUDO DO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS EDOMÉTRICOS

O ensaio edométrico (também chamado de ensaio de compressão confinada ou unidirecional) é o mais empregado para caracterizar o colapso em laboratório. Este ensaio leva em consideração às deformações axiais provocadas pela inundação dos corpos-de-prova sob um estado de tensões, podendo ainda ser executado de duas maneiras:

- Ensaio Edométrico Duplo:

Consiste em preparar dois corpos-de-prova idênticos para serem ensaiados, o primeiro com umidade natural e o outro inundado desde o início do ensaio. As duas amostras são submetidas a uma tensão de 1 kPa durante 24 horas. Após este período, aplicam-se carregamentos progressivos para obtenção de medidas de deformação axial. Com o término dos ensaios, as curvas (e vs $\log \sigma$) índice de vazios vs logarítmico da tensão referentes aos dois ensaios são traçadas, sobrepostas e ajustadas.

A Figura 8 apresenta os ajustes gráficos de duas curvas representativas. Os ajustes das curvas são feitos transladando-se verticalmente a curva da amostra com umidade natural até o ponto com coordenadas (σ_{vo}, e_o) , sendo, σ_{vo} e e_o respectivamente, a tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo e o índice de vazios sob esta tensão. Comparando-se a tensão de fluência (ou de pré-adensamento) do solo inundado (σ_{vps}) com a tensão vertical (σ_{vo}) tem-se duas condições:

- (1) Se $(\sigma_{vps} / \sigma_{vo})$ estiver entre 0,8 e 1,5 considera-se o solo normalmente adensado e o ajuste é feito transladando a curva até o ponto (σ_{vo}, e_o) sobre a reta virgem (Figura 8a).
- (2) Se $(\sigma_{vps} / \sigma_{vo})$ for maior que 1,5 considera-se o solo pré-adensado e o ajuste é feito da mesma forma, porém o ponto (σ_{vo}, e_o) não se posiciona sobre a reta virgem (Figura 8b).

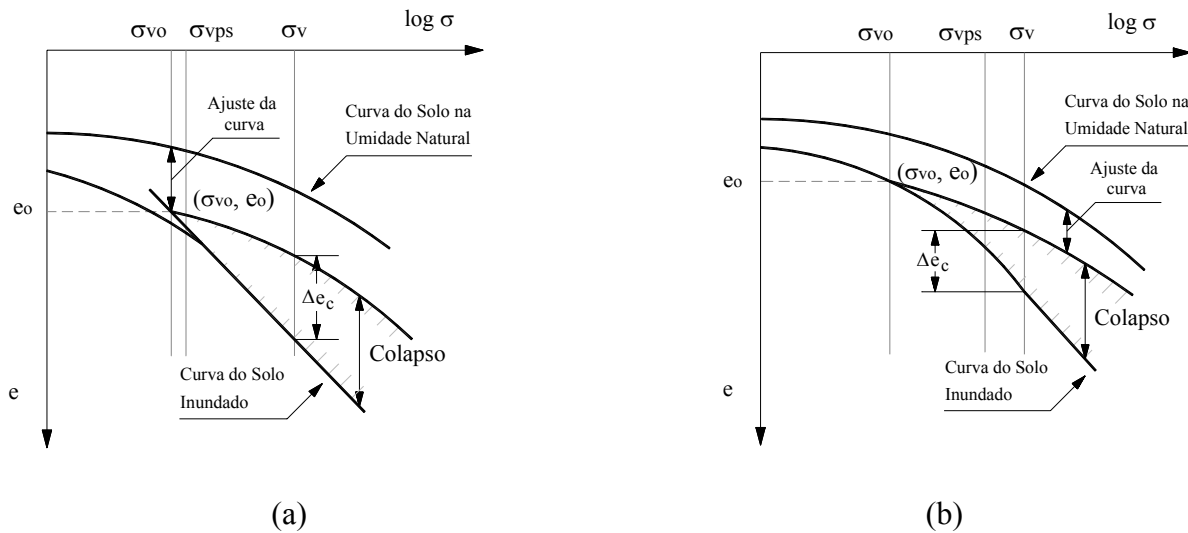


Figura 8. Ajuste das curvas do solo no ensaio edométrico duplo

Pode-se ainda considerar o colapso do solo como sendo a diferença entre as duas curvas.

- **Ensaio Edométrico Simples:**

Neste ensaio, o corpo-de-prova (com umidade natural) é solicitado até uma tensão de interesse e posteriormente inundado. Com a inundação da amostra, a curva de compressão confinada apresenta uma descontinuidade devido ao colapso estrutural do solo (Figura 9). Após a estabilização das deformações induzidas pela saturação, o corpo-de-prova é submetido a carregamentos progressivos até o término do ensaio.

2.5.1 Critérios Baseados em Ensaio Edométricos

DENISOV (1951) apud NUÑES (1975) mediu as deformações do solo utilizando ensaios edométricos simples com inundação por estágios. O coeficiente de subsidência total (R_T) é calculado pela soma de duas parcelas, onde a primeira parcela (R_p) ocorre devido à aplicação de tensão sobre o corpo-de-prova e a segunda parcela (R_w) devido à inundação da amostra:

- Coeficiente de subsidência parcial devido à aplicação de tensão vertical (R_p).

$$R_p = \frac{e_o - e_p}{1 + e_o} \quad (3)$$

em que, e_o : índice de vazios inicial;

e_p : índice de vazios devido à aplicação do carregamento.

- Coeficiente de subsidência parcial devido à inundação da amostra (R_w).

$$R_w = \frac{e_p - e_w}{1 + e_p} \quad (4)$$

em que, e_p : índice de vazios devido à aplicação do carregamento;

e_w : índice de vazios final devido à inundação do corpo-de-prova.

- Coeficiente de subsidência total (R_T).

$$R_T = \frac{e_o - e_w}{1 + e_o} \quad (5)$$

em que, e_o : índice de vazios inicial;

e_w : índice de vazios final devido à inundação do corpo-de-prova.

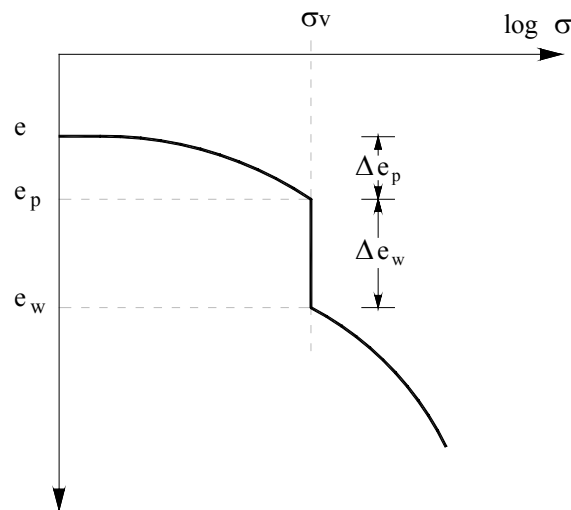


Figura 9. Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples

REGINATTO & FERRERO (1973) propuseram um critério baseado em ensaios edométricos duplos, definindo um coeficiente de colapsibilidade C . Por este método é possível avaliar qualitativamente o comportamento do solo após a inundação.

$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma_o}{\sigma_{fn} - \sigma_o} \quad (6)$$

em que, σ_{fs} : tensão de fluência do solo saturado;
 σ_{fn} : tensão de fluência do solo com umidade natural;
 σ_o : tensão vertical geostática.

As tensões de fluência dos solos (ou de pré-adensamento) inundados e com umidade natural podem ser determinadas empiricamente com os métodos gráficos freqüentemente utilizados em mecânica dos solos.

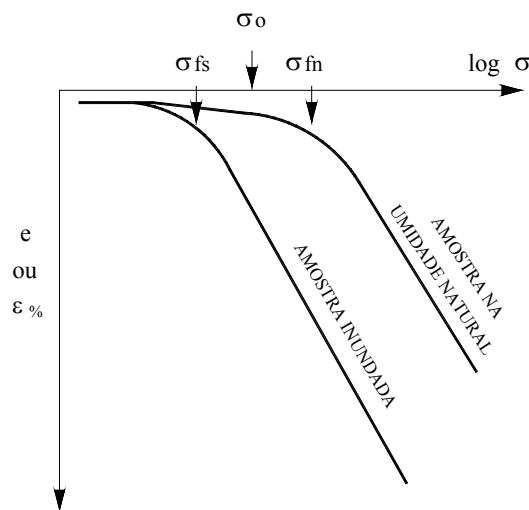


Figura 10. Curvas de compressão confinada do ensaio edométrico duplo
(modificado de REGINATTO & FERRERO, 1973)

A colapsibilidade dos solos, pelo método de REGINATTO & FERRERO (1973), é analisada da seguinte maneira:

- Se $C < 0$, o solo é *verdadeiramente colapsível*;
- Se $0 < C < 1$, o solo é *condicionalmente colapsível*, e;
- Se $C = 1$, o solo é *não colapsível*;
- Se $C = -\infty$, o solo é *colapsível e normalmente adensado* ($\sigma_{fn} = \sigma_o$).

Quando o coeficiente de colapsibilidade for menor que zero, a tensão de fluência do solo saturado torna-se menor que a tensão vertical geostática do solo sobrejacente. A perda significativa da resistência, apresentada nesta situação, configura o solo como *verdadeiramente colapsível*.

O solo será *condicionalmente colapsível* quando o coeficiente de colapsibilidade for maior que zero e menor que um. Neste caso, a tensão de fluência do solo inundado será menor que a tensão de fluência do solo com umidade natural e maior ou igual à tensão geostática.

Quando o coeficiente de colapsibilidade for igual a um, o comportamento do solo independe da saturação, pois a tensão de fluência do solo saturado será igual à tensão de fluência do solo natural.

JENNINGS & KNIGHT (1975) definiram o potencial de colapso (CP) com base em ensaios edométricos simples, servindo de guia para obras construídas sobre solos colapsíveis.

Para o cálculo do potencial de colapso, o ensaio é conduzido até a tensão de 200 kPa. Com o término das deformações devido a este carregamento, o solo é inundado e após 24 h é solicitado com carregamentos progressivos até o término do ensaio.

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_o} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad CP = \frac{\Delta H_c}{H_o} \cdot 100\% \quad (7)$$

em que, Δe_c : variação do índice de vazios pela inundação;

e_o : índice de vazios inicial;

ΔH_c : variação da altura do corpo-de-prova pela inundação;

H_o : altura inicial do corpo-de-prova.

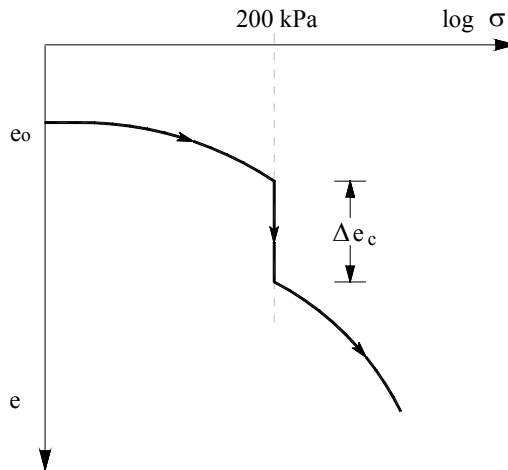


Figura 11. Curva de compressão confinada do ensaio edométrico simples com inundação a 200 kPa
(modificado de JENNINGS & KNIGHT, 1975)

A Tabela 4 correlaciona os potenciais de colapso (CP) com a gravidade do problema esperado na obra.

Tabela 4. Potencial de Colapso segundo JENNINGS & KNIGHT (1975)

CP	Gravidade do Problema
0 – 1%	Nenhum
1% – 5%	Moderado
5% – 10%	Problemático
10% – 20%	Grave
> 20%	Muito Grave

VARGAS (1978) mensurou o colapso pela variação do índice de vazios considerando apenas o efeito da inundação no solo. Para este autor, solos que apresentam $i > 0,02$ são colapsíveis.

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \quad (8)$$

em que, Δe : variação do índice de vazios pela inundação;
 e_i : índice de vazios inicial antes da inundação.

LUTENEGGER & SABER (1988) apresentaram uma definição para o potencial de colapso diferente de JENNINGS & KNIGHT (1975). Este método consiste em conduzir o ensaio até a tensão de 300 kPa (ou outra tensão apropriada) para em seguida inundar o corpo-de-prova com água ou outro fluido de interesse. Por este critério, o potencial de colapso (I) é idêntico ao coeficiente de subsidência parcial (R_w) apresentado por DENISOV (1951) e ao potencial de colapso estrutural (i) apresentado por VARGAS (1978).

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot 100\% \quad \text{ou} \quad I = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \cdot 100\% \quad (9)$$

em que, Δe : variação do índice de vazios pela inundação;
 e_i : índice de vazios inicial antes da inundação;
 ΔH_i : variação da altura do corpo-de-prova pela inundação;
 H_{ai} : altura do corpo-de-prova antes da inundação.

A Tabela 5 apresenta os potenciais de colapso (I) relacionados com a gravidade do problema.

Tabela 5. Potencial de Colapso segundo LUTENEGGER & SABER (1988)

Gravidade do Problema	I (%)
Leve	2,0
Moderada	6,0
Alta	10,0

2.6 ALGUNS ENSAIOS PARA IDENTIFICAÇÃO DO SOLO

A colapsibilidade está diretamente associada à estrutura e a composição química do solo. Para compreender os mecanismos de colapso faz-se necessário conhecer estas informações.

Alguns ensaios, como os ensaios químicos e os ensaios de microscopia, são imprescindíveis para um conhecimento mais detalhado dos solos.

2.6.1 Ensaios Químicos

A interação química entre o solo e o fluido de inundação pode ser estudada com o auxílio de ensaios de caracterização química, para determinação: da quantidade de cátions, do pH, da capacidade de troca catiônica, da taxa de absorção de sódio, da saturação em bases, da soma de bases e dos óxidos principais.

REGINATTO & FERRERO (1973), utilizando estes ensaios, constataram que os solos da Região de Córdoba na Argentina são alcalinos (pH 7,5 a 8,5). O estudo efetuado por estes autores estendeu-se até a profundidade de 12 metros com determinações de cátions solúveis e trocáveis.

FERREIRA & MONTEIRO (1985) apresentam resultados de ensaios químicos do solo colapsível de Ilha Solteira (SP) com determinações de pH e óxidos (SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , FeO e outros, em menor quantidade) até 23 metros de profundidade. Com base nesses resultados, verificou-se que o solo é ácido em todo perfil estudado (pH 5 a 6) com quantidade de SiO_2 variando de 60 a 90%.

CARVALHO (1994) estudou alguns solos colapsíveis do Nordeste do Estado de Minas Gerais. Com base nos resultados dos ensaios, constatou-se que os solos são ácidos, com baixos teores de sódio e potássio e presença marcante de alumínio mais hidrogênio, cálcio e magnésio. Segundo a autora, a baixa capacidade de troca catiônica apresentada pelos solos sugere a presença do argilo-mineral caulinita.

MARIZ & CASANOVA (1994) verificaram que o solo do Setor Embaixadas Sul da cidade de Brasília (DF) é ácido (pH 5,6 a 6,8) com grande quantidade de quartzo.

Já o solo do município de Bom Jesus da Lapa (BA), estudado por MENDONÇA & MAHLER (1994), é ácido mas com baixa quantidade de sódio e potássio. Sua estrutura é agregada, cujos contatos entre os grãos maiores são reforçados por cimentação de óxido de ferro.

FERREIRA (1994) apresenta as características químicas do solo colapsível de Petrolândia (PE) com especial atenção aos cátions trocáveis e solúveis e ao pH. O solo estudado possui elevada acidez (pH 3,8 a 4,4) com baixa quantidade de sódio e potássio.

AGNELLI (1997) apresenta resultados de ensaios químicos do solo colapsível de Bauru (SP). O solo possui baixa quantidade de sódio (o que pode explicar a presença de uma estrutura agregada), baixa capacidade de troca catiônica (indicando a caulinita como argilo-mineral do solo) e baixos valores de pH (4 a 5).

2.6.2 Microscopia Eletrônica de Varredura

BARDEN et al. (1973) estudaram a estrutura de alguns solos colapsíveis oriundos da África do Sul, da Europa e dos Estados Unidos com uso de microscopia eletrônica de varredura, sendo:

- Areia vermelha da África do Sul: composta essencialmente por quartzo e óxidos de ferro, apresentou uma estrutura granular aberta com vínculos de argila;
- Solo loess da Bélgica: típico loess de origem eólica com pouca quantidade de carbonatos de cálcio e argila (15%), apresentou arranjos variados com partículas de silte sustentadas por pontes de argila;
- Argila aluvial dos Estados Unidos (Arizona): classificada como uma argila plástica inorgânica, apresentou um arranjo macroporoso susceptível ao colapso com ligações entre argila e silte.

BENVENUTO (1982) estudou o arranjo estrutural do solo do Norte do Estado de Minas Gerais. Com base nas análises, constatou-se a presença de uma estrutura porosa com grãos de areia circundados por partículas de silte e argila e conglomerados de partículas formando pontes, sendo raro o contato grão a grão entre as partículas de areia.

CARVALHO (1994) verificou que os solos do Nordeste do Estado de Minas Gerais apresentam estrutura porosa constituída por grãos maiores formados por quartzo e/ou torrões de argila, que são ligados entre si por vínculos de argila e reforçados nos contatos por cimentação de compostos de ferro e alumínio. Neste trabalho, a autora conclui que o colapso destes solos ocorre, provavelmente, pela eliminação da sucção matricial e pelo enfraquecimento da cimentação, provocado pelo aumento do grau de saturação do solo.

PAIXÃO & CAMAPUM DE CARVALHO (1994) observaram que o solo de Brasília (DF) é composto principalmente por microconcreções de argila que apresentam granulometria variada, com presença de grãos do tamanho de silte e areia e com estrutura bastante porosa e aberta. Os autores verificaram que o aspecto poroso anteriormente mencionado repetia-se dentro das microconcreções.

MENDONÇA & MAHLER (1994) constataram, para o solo colapsível do município de Bom Jesus da Lapa (BA), que as partículas maiores não se conectam diretamente, mas por meio de partículas menores, possivelmente argila e/ou silte, permitindo um arranjo com um índice de vazios elevado. Após as análises, os autores concluíram que a estrutura colapsível do solo estudado constitui-se de partículas de quartzo interligadas por micronódulos de partículas de argila em estado agregado, cujos contactos são reforçados por uma cimentação de óxido de ferro e micromeniscos do fluido intersticial os quais atuam tanto nos micronódulos como nas partículas individualizadas de argila.

AGNELLI (1997) verificou que o arranjo estrutural do solo da cidade de Bauru (SP) é de partículas grandes, subangulares, mantidas por contrafortes de silte e areia fina e, em alguns casos, cimentadas por partículas da fração argila.

KLUKANOVÁ & FRANKOVSKÁ (1998) discutem a formação e a estrutura de alguns solos colapsíveis da Tchecoslováquia (loess, loess arenoso, areias eólicas e loess argiloso) correlacionando-as com potenciais de colapso obtidos pelo umedecimento do solo com água.

2.7 A INFLUÊNCIA DE DIFERENTES FLUIDOS DE INUNDAÇÃO NO COLAPSO

Muitos problemas provocados pelo colapso dos solos estão relacionados aos vazamentos de tanques de combustíveis, efluentes químicos e tubulações de esgotos doméstico e industrial.

As deformações devidas à inundação dos solos colapsíveis são influenciadas pelo tipo de líquido através da interação química entre o líquido e o solo. Alguns solos colapsíveis possuem estruturas formadas por grãos de areia e argilas em estado floculado (agregado) e/ou disperso, carbonatos, óxidos de ferro e alumínio, constituindo elementos cimentantes entre partículas de maior granulometria.

Segundo INGLES & AITCHISON (1969) apud REGINATTO & FERRERO (1973), a dispersão da argila de um solo é comandada por um conjunto de propriedades que incluem: a taxa de adsorção de sódio, a porcentagem de sódio trocável, o pH, o tipo de solo e a concentração de sais dissolvidos na água.

DENISOV (1951) apud LUTENEGGER & SABER (1988) verificou que o colapso pode ser condicionado em função do fluido de inundação e que soluções aquosas eletrolíticas diminuem o colapso na seguinte sequência: $H_2O > \text{solução NaCl} > \text{solução } AlCl_3 > \text{solução } FeCl_3$.

MIELLENZ & KING (1955) apud LUTENEGGER & SABER (1988) apresentam resultados de ensaios edométricos com inundação, relacionando os valores de constante dielétrica dos fluidos com os potenciais de colapso.

Tabela 6. A influência de diferentes fluidos no colapso de um solo loéssico
(MIELLENZ & KING, 1955 apud LUTENEGGER & SABER, 1988)

Fluido	Constante Dielétrica	Potencial de Colapso (%) (Inundação a 500 kPa)
água	81,07	11,0
acetona	26,60	5,2
benzeno	2,29	0,02

REGINATTO & FERRERO (1973) constataram, para os solos siltosos de Córdoba na Argentina, que a magnitude do colapso é fortemente dependente das características químicas do líquido de inundação. O interesse destes pesquisadores em testar diferentes líquidos surgiu pelos freqüentes danos manifestados em edificações por rupturas de tubulações que ocorriam na região,

principalmente pelos coletores de esgoto doméstico. A pesquisa consistiu numa série de ensaios edométricos duplos com amostras indeformadas de diferentes profundidades e inundadas com três líquidos (Tabela 7).

Tabela 7. Características dos líquidos de inundação (REGINATTO & FERRERO, 1973)

Parâmetro	Água Potável	Esgoto Doméstico	Água Ácida
pH	6,5 a 6,8	8,5 a 9,0	5,5 a 5,6
Na (meq/l)	0,5	2,2	0,5
K (meq/l)	0,08	0,7	0,7
Ca (meq/l)	1,9	2,1	0,5
Mg (meq/l)	3,1	2,6	0,4
Σ cátions (meq/l)	5,58	7,6	2,1

Utilizando o critério que define o coeficiente de colapsibilidade, os autores verificaram que as deformações induzidas pela saturação são mais intensas quando o solo é inundado com esgoto doméstico e água ácida:

- Prof. 3,0 a 3,4 m: o solo comportou-se *verdadeiramente colapsível* independente do fluido de saturação;
- Prof. 5,7 a 6,0 m: o solo apresentou-se *condicionalmente colapsível*. Os corpos-de-prova inundados com água potável e esgoto doméstico suportaram altas tensões devido à cimentação entre as partículas. Porém, tornou-se *verdadeiramente colapsível* quando inundado com água ácida.
- Prof. 7,7 a 8,0 m: as amostras inundadas com água potável e água ácida suportaram, respectivamente, 670 e 290 kPa sem apresentarem grandes deformações. O esgoto doméstico, no entanto, provocou recalques que classificaram o solo como *condicionalmente colapsível*.

Com base em ensaios químicos do solo e dos líquidos, os autores concluíram que a intensidade do colapso ocorre devido à dispersão ou deflocação da fração argila que constitui as ligações cimentantes entre as partículas.

MOLL (1975), semelhante à pesquisa realizada por REGINATTO & FERRERO (1973), apresentou resultados de ensaios edométricos dos solos colapsíveis de Córdoba na Argentina inundados com água potável (pH 6,5 a 6,8), esgoto doméstico (pH 8,5 a 9,0) e água ácida (pH 5,5 a 5,7). Ao analisar os resultados, o autor concluiu que o solo estudado:

- Apresentou-se *verdadeiramente colapsível* para os três fluidos de inundação;
- Com água potável pode suportar altas tensões. Mostrou-se *verdadeiramente colapsível* com água ácida e *condicionalmente colapsível* com esgoto doméstico.

Após ensaiar o solo e os líquidos antes e depois da inundação o autor verificou que:

- Os solos apresentam uma diminuição dos sais solúveis, em especial sais sódicos, sendo máxima essa saturação com água de esgoto, provavelmente pela presença do íon amônio (NH_4^+);
- Os líquidos apresentam um considerável aumento do conteúdo de Na solúvel, com muito pouco de Ca solúvel, especialmente com água de esgoto. O pH aumenta, passando em todos os casos a alcalino, até no caso de água ácida.

Segundo o autor, isto indica que o efeito de arraste de sais solúveis produz a dispersão ou defloculação da fração de argila.

ALBIERO et al. (1986) mediram recalques de um reservatório metálico com capacidade nominal de 5000 m^3 apoiado diretamente sobre uma areia argilosa fofa na Região Central do Estado de São Paulo. Neste trabalho, os autores analisaram o comportamento colapsível do solo superficial a 1m de profundidade quando inundado com água e álcool. Após a inundação do solo com os líquidos verificou-se que o álcool produziu deformações inferiores à água.

CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) apud COLLARES (1997) estudaram amostras de argila porosa das cidades de Guará e Ceilândia (DF) inundados com três fluidos distintos:

- Água da chuva (pH 7,0);
- Água da rede de abastecimento local (pH 8,9);
- Água da rede de abastecimento conduzida a um pH de 4,0 através da adição de ácido sulfídrico (H_2S).

O solo de Guará não apresentou mudança de comportamento quando inundado com os líquidos, entretanto, as amostras de Ceilândia mostraram que o aumento do pH do fluido de inundação tende a intensificar o potencial de colapso dos solos e que este é máximo para a tensão de 100 kPa. Segundo os autores, o solo de Ceilândia pode favorecer a formação de uma estrutura floculada mais susceptível ao colapso por possuir um pH ácido.

MARIZ & CASANOVA (1994) ensaiaram o solo da cidade de Brasília (DF) utilizando água, dimetil sulfóxido e ciclohexano como fluidos de inundação. Os líquidos foram escolhidos devido às distintas propriedades físico-químicas entre si. A Tabela 8 apresenta algumas de suas características.

Tabela 8. Características dos líquidos utilizados nos ensaios edométricos
(modificado de MARIZ & CASANOVA, 1994)

Líquido	Constante Dielétrica	Massa Específica (g/cm ³)	Viscosidade (centi Poise)	Tensão Superficial (dyna/cm)	Momento Dipolar (debycs)	Fórmula
água	80	1,00	1,00	73	1,89	H ₂ O
dimetil sulfóxido	49	1,10	2,00	43	3,90	C ₂ H ₆ SO
ciclohexano	1,89	0,66	0,98	25,5	0	C ₆ H ₁₂

Os valores de deformação específica obtidos nos ensaios são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9. Resultados dos ensaios edométricos (modificado de MARIZ & CASANOVA, 1994)

Líquido	Deformação Específica (%)	
	(Inundação a 100 kPa)	(Inundação a 200 kPa)
água	1,66	13,19
dimetil sulfóxido	0,34	4,93
ciclohexano	0,08	0,10

As amostras inundadas com água apresentaram maiores deformações se comparada com as amostras inundadas com os outros líquidos. Segundo os autores, esta diferença ocorre pelo fato do dimetil sulfóxido e ciclohexano apresentarem baixos valores para a constante dielétrica e tensão superficial.

FERREIRA (1994) analisou a influência da tensão vertical de consolidação, a velocidade e forma de inundação e o tipo de fluido de saturação nas deformações por colapso do solo arenoso do município de Petrolândia (PE). O programa experimental de ensaios envolveu inicialmente o estudo da influência da água (coletada em diferentes locais) no colapso do solo (Tabela 10).

Tabela 10. Características químicas dos líquidos de inundação (modificado de FERREIRA, 1994)

Líquido	Cátions Solúveis (meq/l)					pH
	Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	Σ	
água destilada	0,00	0,55	0,80	0,48	1,83	6,0
água rede de abastecimento - PE	48,00	6,50	36,00	12,63	103,13	7,4
água do Rio São Francisco	3,00	2,00	18,40	6,31	29,71	7,5
água do Rio São Francisco / percolada no solo	23,00	9,80	15,20	2,91	50,91	6,6

Posteriormente, foram testados a acetona, o dimetil sulfóxido e o ciclohexano. Com base nos resultados, concluiu-se que os líquidos utilizados influenciaram nos valores do potencial de colapso, sendo crescente nesta ordem: ciclohexano, acetona, dimetil-sulfóxido e água destilada.

Para este autor, a diferença entre os potenciais de colapso do solo deve-se as propriedades intrínsecas dos líquidos. O dimetil sulfóxido possui tensão superficial menor que a água, por outro lado apresenta grande viscosidade, tendo poder tão grande como a água de enfraquecer um campo elétrico. O ciclohexano apresenta facilidade na inundação devido a sua baixa tensão superficial, porém não há interação química com a superfície dos minerais do tipo doador-receptor, pois seu momento dipolar é zero, além da constante dielétrica que é muito baixa.

CRUZ et al. (1994) estudaram o solo do município de Pereira Barreto (SP) e avaliaram a influência do pH de líquidos de inundação no colapso dos solos. Para isto, foram realizados ensaios edométricos duplos e simples com inundação por estágios até 160 kPa com óleo isolante (mineral), soluções ácidas (composta por ácido clorídrico com pH variando de 1 a 5) e soluções alcalinas (composta por hidróxido de sódio com pH variando de 8 a 13).

Os solos inundados com soluções de pH até 11 sofreram expansão. Já, para o fluido com pH 13, mesmo sem pressão vertical, o solo apresentou colapso de 2,5%. Para a tensão de 160 kPa, os colapsos que variaram em torno de 9% alternaram-se para 14% com o líquido de pH 13.

Neste mesmo trabalho os autores mencionaram que soluções de hidróxidos de cálcio com pH 13 não provocaram colapso algum sobre o solo, mas expansão, demonstrando a importância de se conhecer os cátions presentes no líquido.

SHERARD (1976) apud CRUZ et al. (1994) ao definir o potencial SAR (Sodium Absorption Ratio), ressaltou que o cátion sódio tem grande importância na origem de solos dispersivos. Assim, líquidos com grande presença deste cátion quando agem parecem dispersar o solo, aumentando as deformações sofridas por este quando solicitado à compressão.

COLLARES (1997) utilizou diferentes fluidos para estudar a colapsibilidade de dois solos, o primeiro com textura arenosa do município de São Carlos (SP) e o outro, um solo argiloso coletado nas proximidades do município de Ribeirão Preto (SP) na estrada SP 255, com:

- Solução de $(\text{NaPO}_4)_6^{\text{i}}$ (pH = 6,3)
- Solução alcalina $(\text{NaPO}_4)_6 + \text{NaOH}^{\text{ii}}$ (pH = 11)
- Solução ácida $(\text{NaPO}_4)_6 + \text{H}_3\text{PO}_4^{\text{iii}}$ (pH = 3)
- Água destilada (pH = 6,8)
- Álcool (pH = 6,2)
- Benzeno (pH = 4,97)
- Amônia (pH = 14)
- Metanol (pH = 9,33)
- Formamida (pH = 9,87)
- Solução de NaOH (pH = 13)

O programa experimental contemplou ensaios edométricos simples realizados com amostras indeformadas e compactadas (GC iguais a 85 e 88%) inundadas com soluções previamente preparadas em laboratório, e em alguns casos, com diferentes concentrações. Nesta pesquisa, a autora verificou que a presença de substâncias químicas misturadas à água tende a alterar a intensidade do colapso dos solos. Entretanto, para os líquidos e solos utilizados, o pH das soluções químicas não influenciou nos potenciais de colapso. O tempo de estabilização das deformações dos solos foi diferenciado para os líquidos de inundação e a constante dielétrica influenciou na magnitude do colapso, sendo tanto mais acentuado, quanto maior a constante dielétrica.

AGNELLI (1997), estudando o solo do município de Bauru (SP), uma areia fina argilosa, utilizou quatro líquidos para inundação do solo:

- Ácido muriático diluído em água (pH = 3) com elevada concentração de ácido clorídrico, na proporção de 1:100 em volume;
- Água potável (pH = 7);
- Sabão em pó diluído em água (pH = 11) com elevada concentração de hidróxido de sódio, na proporção de 1:80 em volume;
- Etanol (pH = 8,6) empregado como combustível para veículos.

Neste trabalho, estudou-se a influência da temperatura do líquido inundante, empregando-se a solução alcalina (já mencionada), no comportamento tensão vs deformação.

ⁱ $(\text{NaPO}_4)_6$ – hexametáfosfato de sódio

ⁱⁱ $(\text{NaPO}_4)_6 + \text{NaOH}$ – hexametáfosfato de sódio + hidróxido de sódio

ⁱⁱⁱ $(\text{NaPO}_4)_6 + \text{H}_3\text{PO}_4$ – hexametáfosfato de sódio + ácido fosfórico

Com base nos resultados dos ensaios edométricos, o autor constatou que a solução a base de ácido muriático ($\text{pH} = 3$) e a água potável ($\text{pH} = 7$) produziram os mesmos efeitos na curva tensão vs deformação, enquanto que a solução a base de hidróxido de sódio ($\text{pH} = 11$) provocou um colapso bem maior. O álcool (etanol), um líquido de baixa tensão superficial e constante dielétrica, não provocou colapso.

Nas Provas de Carga observou-se que o colapso foi maior quando foi empregada a solução alcalina (presença de hidróxido de sódio) na saturação do solo. Os recalques, devido à inundação com esta solução, foram cerca de 60 a 90% superiores aos provocados pela água potável nas profundidades de 2, 3 e 4 metros.

2.8 ESGOTOS DOMÉSTICOS

Os esgotos domésticos ou domiciliares são fluidos gerados a partir da utilização das águas destinadas para abastecimento. Provêm principalmente de residências, edifícios e outras instalações, desde que contenham banheiros, cozinhas, lavanderias ou qualquer outro dispositivo de utilização de água para fins domésticos. Compõe-se essencialmente de água de banho, urina, fezes, papel, restos de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem.

As características dos esgotos que são gerados pela população dependem do tipo de uso da água, podendo variar em função do clima regional, dos hábitos da população, e da situação econômica e social da região.

As principais características dos esgotos domésticos podem ser descritas como:

- Características físicas: temperatura, cor, odor e turbidez;
- Características químicas: sólidos totais, matéria orgânica, nitrogênio total, fósforo, pH , alcalinidade, cloretos e óleos e graxas;
- Características biológicas: presença de microrganismos como bactérias, fungos, protozoários, vírus e helmintos.

2.9 PRINCIPAIS PARÂMETROS DOS ESGOTOS

Um resumo dos principais parâmetros constituintes dos esgotos domésticos que merece destaque é apresentado por VON SPERLING (1996):

- Sólidos:

Os contaminantes da água, com exceção dos gases dissolvidos, contribuem para a carga de sólidos. Os resíduos sólidos correspondem a 0,1% do volume dos esgotos, podendo ser classificados de acordo com o seu tamanho e estado, suas características químicas e sua decantabilidade:

- (1) Classificação por tamanho e estado (sólidos em suspensão e dissolvidos);
- (2) Classificação pelas características químicas (sólidos voláteis e fixos);
- (3) Classificação pela decantabilidade (sólidos em suspensão sedimentáveis e não sedimentáveis).

- Matéria Orgânica Carbonácea:

A presença de matéria orgânica nos esgotos é a principal responsável pela poluição das águas, devido ao consumo de oxigênio dissolvido pelos microrganismos nos seus processos metabólicos de utilização e estabilização da matéria orgânica. As substâncias orgânicas presentes nos esgotos são constituídas por: compostos de proteínas (40%), carboidratos (25 a 50%), gorduras e óleos (10%), surfatans, uréia, fenóis, pesticidas e outros (em menor quantidade).

A matéria orgânica carbonácea (baseada no carbono orgânico) presente nos esgotos divide-se nas seguintes frações:

- (1) Classificação quanto à forma e tamanho (em suspensão ou particulada e solúvel);
- (2) Classificação quanto à biodegradabilidade (inerte e biodegradável).

Para a determinação da matéria orgânica em laboratório normalmente utilizam-se métodos indiretos (DBO, DBO_U e DQO) e métodos diretos (COT):

- (1) Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO): retrata a quantidade de oxigênio requerida para estabilizar, através de processos bioquímicos, a matéria orgânica carbonácea. Portanto, é uma indicação indireta do carbono orgânico biodegradável;

- (2) Demanda Bioquímica Última de Oxigênio (DBO_U): corresponde ao consumo pouco representativo de oxigênio exercido após a DBO ou DBO_5 ;
- (3) Demanda Química de Oxigênio (DQO): mede o consumo de oxigênio ocorrido durante a oxidação química da matéria orgânica. Este valor é uma indicação indireta do teor de matéria orgânica presente;
- (4) Carbono Orgânico Total (COT): mede diretamente todo o carbono total liberado na forma de CO_2 .

- Nitrogênio:

O nitrogênio é um componente de grande importância para avaliação e controle da poluição das águas. No esgoto bruto o nitrogênio se encontra basicamente na forma de nitrogênio orgânico ou amônia, principalmente quando a contribuição de despejos for recente. No meio aquático o nitrogênio pode ser encontrado nas seguintes formas:

- (1) Nitrogênio Molecular (N_2) escapando para a atmosfera;
- (2) Nitrogênio Orgânico (dissolvido e em suspensão);
- (3) Amônia (livre – NH_3 e ionizada – NH_4^+);
- (4) Nitrito (NO_2^-);
- (5) Nitrato (NO_3^-).

O nitrogênio orgânico juntamente com a amônia constitui o *Nitrogênio Total Kjeldahl* (NTK), forma predominante nos esgotos domésticos. Portanto, o nitrogênio total (NT) é a soma do (NTK) com nitrito e nitrato.

A amônia existe em solução tanto na forma de íon (NH_4^+) como na forma livre, não ionizada (NH_3). A distribuição relativa assume a seguinte forma em função dos valores de pH.

- (1) $pH < 8$ (amônia na forma de NH_4^+);
- (2) $pH = 9,5$ (50% NH_3 e 50% NH_4^+);
- (3) $pH > 11$ (amônia na forma de NH_3).

- Fósforo:

O fósforo na água apresenta-se nas seguintes formas:

- (1) Ortofosfato (HPO_4^{2-}): tem como principais fontes os detergentes, solo, fertilizantes, despejos industriais e esgotos domésticos (degradação da matéria orgânica);

- (2) Polifosfato: são moléculas mais complexas com dois ou mais átomos de fósforo. Os polifosfato se transformam em ortofosfato pelo mecanismo da hidrólise;
- (3) Fósforo Orgânico: é normalmente de menor importância nos esgotos domésticos, mas pode ser importante em água residuárias industriais e lodos oriundos do tratamento de esgotos.

- Meio de transporte de agentes patogênicos:

A determinação da potencialidade de uma água transmitir doenças pode ser efetuada de forma indireta, através dos organismos indicadores de contaminação fecal, pertencentes principalmente ao grupo de coliformes. Estes organismos não são patogênicos, mas dão uma satisfatória indicação de quanto uma água apresenta contaminação por fezes humanas ou de animais e, por conseguinte, a sua potencialidade para transmitir doenças.

2.10 ALGUNS ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS FLUIDOS

2.10.1 Reometria

A reometria pode ser conceituada como o conjunto de técnicas que auxiliam o estudo da deformabilidade dos líquidos no domínio do tempo quando solicitados por tensões cisalhantes.

Para o estudo da reologia dos líquidos torna-se necessário levantar algumas características dos fluidos a partir de medições feitas em escoamentos controlados. Nos testes, o fluido é tensionado de maneira simples, de tal forma que poucas componentes de seu tensor de tensões sejam diferentes de zero. Assim, a partir das componentes da tensão cisalhante e da taxa de deformação, pode-se chegar a uma equação característica.

A expressão matemática mais conhecida para descrever um modelo reológico é a do fluido newtoniano (em que a tensão de cisalhamento é diretamente proporcional à taxa de deformação):

$$\tau = \mu \cdot \dot{\gamma} \quad (10)$$

em que, τ : tensão de cisalhamento;

μ : viscosidade;

$\dot{\gamma}$: taxa de deformação.

Existem outros modelos matemáticos que descrevem o comportamento de fluidos com distintas características reológicas. Esses modelos são aplicados de acordo com as características de cada fluido, conforme apresentado por LLEDO DOS SANTOS (2003).

Na prática, para se medir a viscosidade e avaliar o comportamento reológico de um fluido é necessário confiná-lo em dispositivos com condições de bordas fixas e determinadas, conhecidos como reômetros.

2.11 PROBLEMAS EM OBRAS DE CANALIZAÇÃO

As canalizações são obras de engenharia superficialmente enterradas que têm por finalidade transportar diferentes fluidos, entre eles: água bruta ou tratada (em adutoras), esgotos (em coletores, interceptores e emissários), gás (em gasodutos) e óleo (em oleodutos).

Envolvem, quase sempre, apenas um horizonte de solo ou rocha decomposta. Os principais problemas encontrados para a instalação destas obras estão relacionados à diversidade geológica encontrada, pois em geral, são interceptadas formações geológicas com diferentes tipos de solos.

Durante a conservação das canalizações enterradas alguns problemas podem ser encontrados, sendo os mais importantes:

- Ataques físico-químicos de agentes externos: normalmente são provocados pelo efluente das tubulações e, em alguns casos, pelo solo. Como resultado desta agressão, os materiais que compõem as canalizações sofrem corrosão, reduzindo a vida útil com futura possibilidade de vazamentos.
- Esforços mecânicos externos: a flexão é o principal esforço que age sobre as canalizações. Para solos mais compressíveis, com o passar do tempo, as solicitações podem deformar o terreno de apoio causando recalques com esforços de tração na base dos tubos.
- Recalques das tubulações: algumas obras que envolvem a instalação de tubulações são realizadas sem o controle adequado de compactação no fundo das valas. O solo, por ser um material heterogêneo, não se comporta da mesma forma frente às solicitações atuantes. Por isso, torna-se possível a ocorrência de deformações volumétricas excessivas na camada.

Os recalques de tubulações de água ou de esgoto algumas vezes podem ser associados a colapsibilidade dos solos. Estes solos apresentam comportamento mecânico instável, localizando-se próximos à superfície do terreno (camadas superiores do perfil de subsolo), onde estão instaladas estas canalizações.

Os recalques provocam deformações no perfil longitudinal das tubulações e, por consequência, esforços de flexão e compressão podendo levá-las a ruptura (Figura 12). A ocorrência de qualquer tipo de vazamento constitui um evento imprevisível e indesejável aliado sempre a prejuízos materiais.

RÉTHATI (1961) apud CINTRA (1998) apresenta dados estatísticos envolvendo danos em 57 edificações construídas sobre áreas de aterro na Hungria, onde a causa mais freqüente é a infiltração de água, sendo originada provavelmente de:

- Quebra de encanamento de esgotos (36% dos casos);
- Águas pluviais do telhado (25%);
- Água superficial (15%);
- Quebra em tubos da linha de abastecimento (10%);
- Refluxo devido a entupimento dos esgotos (8%);
- Água processada (5%).

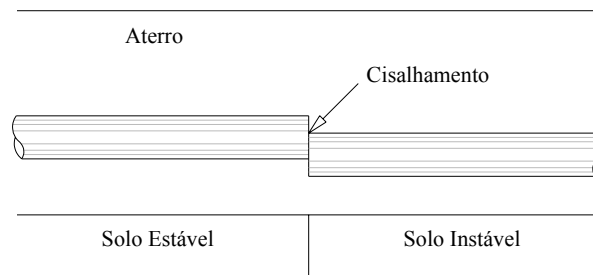


Figura 12. Canalização passando de uma zona mais compressível a outra menos compressível
(modificado de MACIEL FILHO, 1994)

O vazamento do líquido aumenta a umidade do solo podendo provocar o colapso. O umedecimento do solo pode, então, atingir as fundações de obras nas proximidades da região afetada pela saturação. Esta situação configura um exemplo clássico da manifestação do colapso (Figura 13). Neste exemplo, o elemento de fundação encontra-se em equilíbrio após as deformações

causadas pela carga (Q) que induz as tensões (p_a) no solo. No instante (t_1), em que ocorre a ruptura da tubulação, o solo sofre uma apreciável redução de volume sob carga constante devido à inundação.

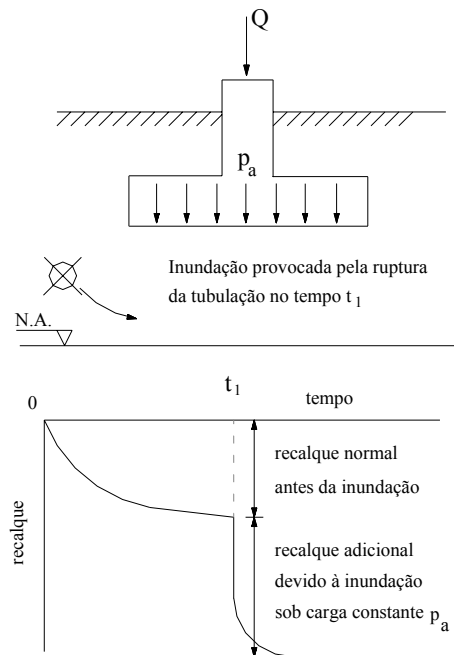


Figura 13. Situação Clássica de colapso provocado pela infiltração de água no solo (modificado de JENNINGS & KNIGHT, 1975)

3. CARACTERÍSTICAS DA ÁREA ESTUDADA

3.1 LOCAL ESTUDADO

O município de Ilha Solteira localiza-se na Região Noroeste do Estado de São Paulo entre os meridianos 51°00' e 51°30'W e os paralelos 20°15' e 20°45'S, distante 650 km da Capital Paulista.



Figura 14. Localização de Ilha Solteira no Estado de São Paulo

3.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS

Os materiais de origem dos solos na região são rochas sedimentares (predominantemente arenitos pertencentes à Formação Santo Anastácio) e intrusivas básicas (basaltos da Formação Serra Geral) sendo que o substrato rochoso composto pelos arenitos ocupa a maior parte da área.

Do ponto de vista pedológico as unidades de solos presentes na área podem ser divididas em duas categorias. Enquanto aqueles derivados dos litotipos arenosos compreendem basicamente Podzólicos vermelho amarelos e Latossolos vermelho amarelos e vermelho escuros fase arenosa, os produtos residuais derivados das intrusivas correspondem a Latossolos vermelho escuros argilosos.

Essa categoria de solos, comumente denominada *sedimento cenozóico*, compreende solos lateríticos arenosos finos, os quais apresentam como principais características: textura tipicamente arenosa, ausência de argilominerais ativos, estrutura altamente porosa e condutividade hidráulica elevada (da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s) quando em seu estado natural.

3.3 AVALIAÇÃO DO TERRENO

O método de avaliação do terreno baseia-se no reconhecimento, interpretação e análise de feições do relevo as quais, sendo reflexo dos processos naturais atuantes sobre os materiais da superfície terrestre, devem refletir as condições destes materiais (LOLLO, 1996).

A técnica de avaliação do terreno proporcionou um novo impulso aos trabalhos de caracterização do meio físico e facilitou a disseminação da utilização do mapeamento geotécnico ao planejamento territorial devido à boa aplicabilidade e adaptação ao zoneamento do meio físico.

3.3.1 Aplicação da Técnica de Avaliação do Terreno

A aplicação desta técnica permite a divisão da área em estudo em unidades cada vez menores a partir do uso de sensores remotos e de trabalhos de campo para posterior avaliação das propriedades dos materiais presentes nestas unidades.

O uso da técnica pressupõe um enfoque baseado em três níveis hierárquicos de feições de relevo (do mais amplo geograficamente para o mais detalhado) utilizados para este tipo de zoneamento. Estes níveis são denominados sistema de terreno (*land system*), unidade de terreno (*land unit*) e elemento de terreno (*land element*).

A Figura 15 representa a aplicação da técnica de avaliação do terreno considerando os níveis hierárquicos citados.

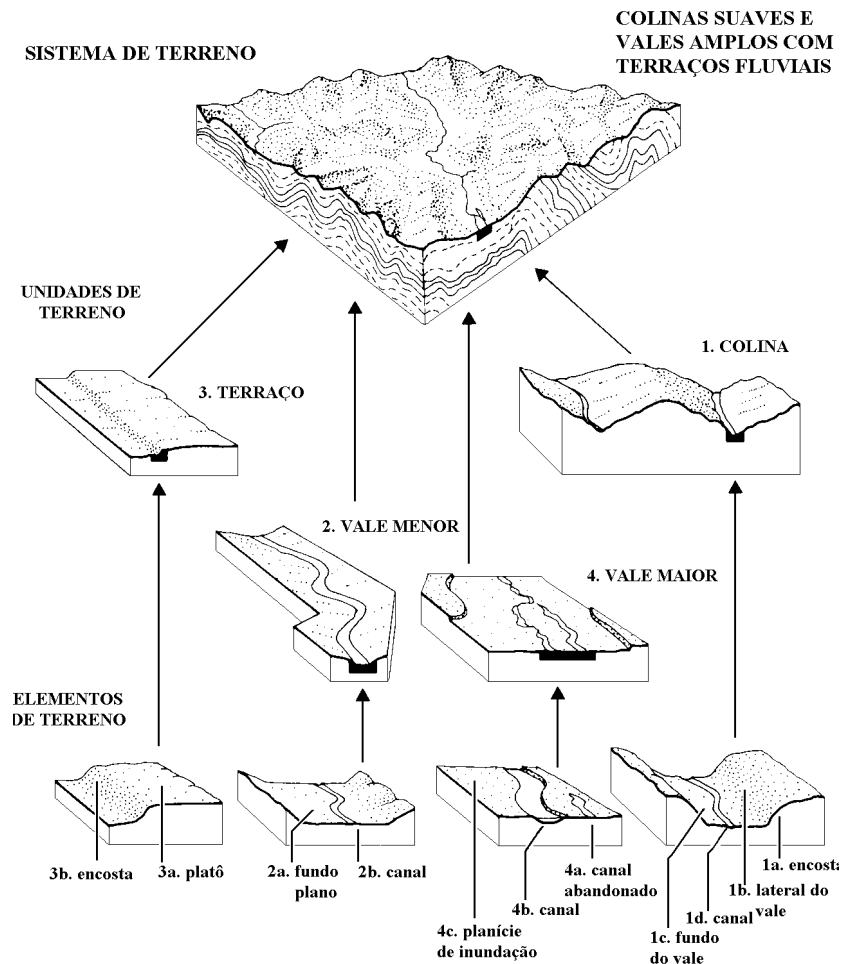


Figura 15. Aplicação da técnica de avaliação do terreno
(modificado de COOKE & DOORNKAMP, 1990 apud LOLLO, 1996)

3.3.2 Zoneamento de Unidades de Solos

Ao aplicar a técnica de avaliação do terreno na região de Ilha Solteira, LOLLO (1998) identificou duas unidades de terreno (chamadas de A.1 e A.2), sendo que, dentre os elementos de terreno pertencentes a cada uma dessas unidades, apenas os elementos codificados de A.1.2, A.2.1 e A.2.2 foram identificados na área urbana.

A seguir são apresentadas as descrições do sistema, das unidades e dos elementos identificados na área urbana.

- **SISTEMA A:** colinas médias suaves onduladas, com encostas convexas e com média frequência de canais, associadas a vales pequenos e profundos, com encostas convexas, com alta frequência de canais e presença de ravinas. As formas presentes neste sistema e os trabalhos de campo efetuados permitem afirmar que o substrato rochoso é formado por arenitos do Grupo Bauru.

- **Unidade A.1:** vales pequenos, profundos, com encostas convexas, evidências de processos erosivos na porção inferior das encostas, frequência de canais média a alta e presença de ravinas. Os materiais são inconsolidados arenosos finos homogêneos pouco espessos (espessuras raramente superiores a 5 m).

- **Elemento A.1.2:** porção inferior das encostas, formas retilíneas evoluindo para côncavas, bastante íngremes, alta frequência de canais e intenso ravinamento. Os materiais inconsolidados são pouco espessos (espessuras variando entre 2 e 5 m).

- **Unidade A.2:** colinas médias suaves onduladas com encostas convexas com média frequência de canais. As formas mais suaves sugerem a presença de perfis de alteração de solos arenosos finos homogêneos bem desenvolvidos e espessos.

- **Elemento A.2.1:** porção inferior das colinas, formas convexas e com média frequência de canais. Os solos são arenosos finos e apresentam perfis de alteração com espessuras sempre inferiores a 10 metros.

- **Elemento A.2.2:** metade superior e topo de colinas, formas convexas e topos relativamente aplainados, baixa frequência de canais. Os perfis apresentam materiais arenosos fofos com espessuras comumente superiores a 20 metros.

Para efeito do presente trabalho optou-se por designar tais perfis de solos como solo do local A (elemento de terreno A.2.2) e solo do local B (elemento de terreno A.2.1). A Figura 16 apresenta perfis de sondagem dos dois perfis de solos presentes na área urbana e a Tabela 11 apresenta um resumo de suas principais características baseado nos boletins de sondagem que originaram a Figura 16.

N SPT	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	PROF. (m)
3		1
2		2
2		3
3		4
3	Areia Fina pouco argilosa, fofa a medianamente compacta, marrom avermelhada	5
4		6
4		7
5		8
7		9
8		10
9		11
10		12
12		13
		13,55
15	Areia Fina pouco argilosa, pouco compacta a medianamente compacta, marrom amarelada,	14
8		15
9		16
51/30	Areia Fina, compacta, com seixos de quartzo, $\phi \pm 1\text{cm}$	16,55
		17

N SPT	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	PROF. (m)
2		1
3	Areia Fina muito argilosa, fofa a pouco compacta, marrom avermelhada	2
4		3
4		4
5		5
		5,47
*	Areia Fina muito argilosa, fofa e pouco compacta, marrom avermelhada com seixos de quartzo ϕ até 2cm	6
*		7
		7,70
18		8
16	Areia Fina argilosa, rija a dura, avermelhada	9
16		10
18		11
25		12
20		13

Obs.: * Não executado ensaio de SPT devido a presença de seixos

(a) Perfil de solo típico do local A

(b) Perfil de solo típico do local B

Figura 16. Perfis de sondagem dos principais elementos de terreno da área urbana
(OLIVEIRA, 2002)

Os perfis geotécnicos estudados apresentam nos horizontes mais superficiais uma espessa camada de areia fina argilosa que varia de 6 a 12 m. Abaixo encontra-se uma linha de seixos (*stone line*) de quartzo com espessura aproximada de 0,50 a 1,50 cm com partículas que variam de 1 a 2 cm de diâmetro.

A linha de seixos é uma feição muito comum no horizonte superficial ou no limite inferior da camada dos solos que cobrem o interior do Estado de São Paulo. Todavia, esta feição não se restringe aos solos tropicais, mas é nos solos lateríticos que essas linhas aparecem com maior frequência e desenvolvimento. De uma forma geral, a linha de seixos significa descontinuidade genética no perfil, onde quase sempre o solo sobrejacente à linha de seixos tem origem diferente daquele subjacente.

Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) uma das conseqüências da grande espessura das camadas lateríticas e saprolíticas é a grande profundidade em que geralmente se situa o lençol freático. Admite-se que o horizonte pedogenético de tipo laterítico só se desenvolve acima do nível d'água. A grande espessura da camada saprolítica também é atribuída, em grande parte, ao abaixamento sucessivo do nível d'água, à medida que o processo de intemperismo evolui.

Tabela 11. Resumo das características dos principais elementos de terreno da área urbana

Elemento de Terreno	Características	Material Inconsolidado	Abrangência	Compacidade
A.2.2	- Formas convexas e topo aplainado; - Baixa frequência de canais.	Areia fina argilosa com espessuras superiores a 20 metros.	Ocorre em quatro porções da área urbana, distribuídas nas regiões sudeste, centro-oeste e nordeste. Área $\cong 2,5 \text{ km}^2$	Até 12 m: $N_{\text{SPT}} < 10$ Linha de seixos Abaixo: $10 < N_{\text{SPT}} < 20$
A.2.1	- Formas convexas; - Média frequência de canais.	Areia fina argilosa com espessuras entre 12 e 13 metros.	Ocorre nas porções central, extremo norte e extremo sul da área urbana. Área $\cong 2,0 \text{ km}^2$	Até 6 m: $N_{\text{SPT}} < 8$ Linha de seixos Abaixo: $15 < N_{\text{SPT}} < 20$

A distribuição dessas unidades na área urbana é apresentada na Figura 17.

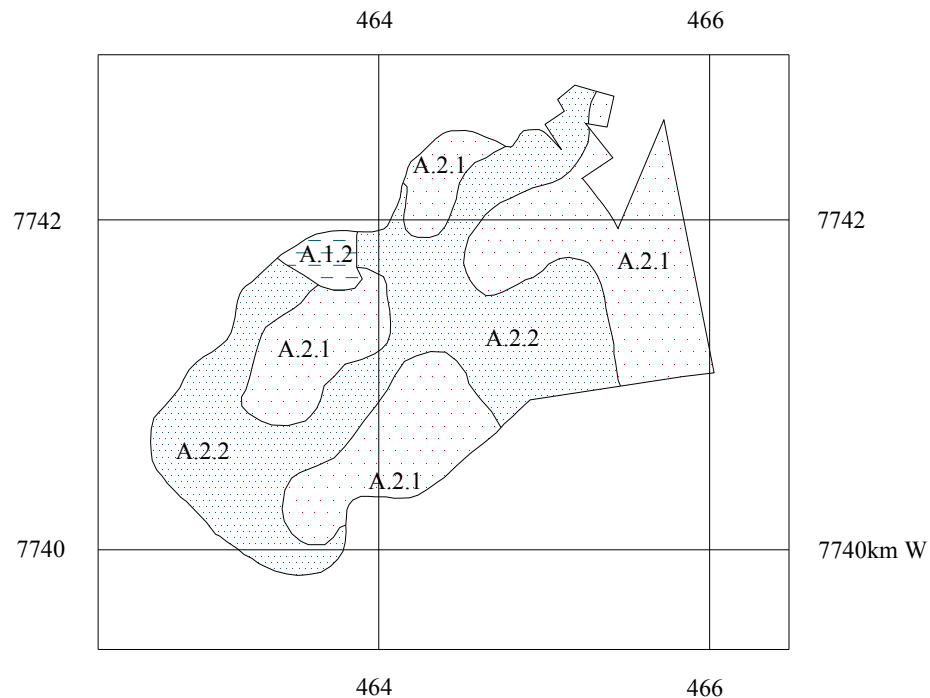


Figura 17. Distribuição dos elementos de terreno na área estudada (LOLLO, 1998)

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresentam-se os recursos empregados para o desenvolvimento da pesquisa. De início, comentam-se os critérios adotados para escolha dos locais de amostragem dos solos e, finalizando este capítulo, são descritas as principais características dos ensaios de laboratório usados para o desenvolvimento da pesquisa proposta.

4.1 AMOSTRAGEM

4.1.1 Solos

A aplicação da técnica de avaliação do terreno possibilitou a divisão da área estudada em unidades cada vez menores (função da escala e das finalidades pretendidas).

Com o uso das informações obtidas pelo zoneamento anteriormente realizado na área por LOLLO (1998), dois locais foram selecionados para a amostragem, de forma a representar os dois perfis de alteração que ocorrem na área urbana. Além disso, tais locais corresponderam a pontos que cumpriram as seguintes condições: (1) locais identificados com grande concentração de ocorrências de colapso e; (2) locais que apresentaram um baixo índice de ocupação urbana, sendo passíveis de autorização dos proprietários de terrenos para escavação dos poços.

Os solos dos dois poços de amostragem estão identificados como solo do local A e solo do local B.

A identificação, profundidade e localização dos poços de amostragem podem ser verificadas na Tabela 12 e visualizadas na Figura 18.

Tabela 12. Listagem, profundidade e localização dos poços de amostragem

Local	Prof. (m)	Descrição
A	1, 2, 3 e 4	Campo de Provas do Laboratório de Engenharia Civil – UNESP
B	1, 2, 3 e 4	Sede da Adunesp – Alameda Santa Catarina

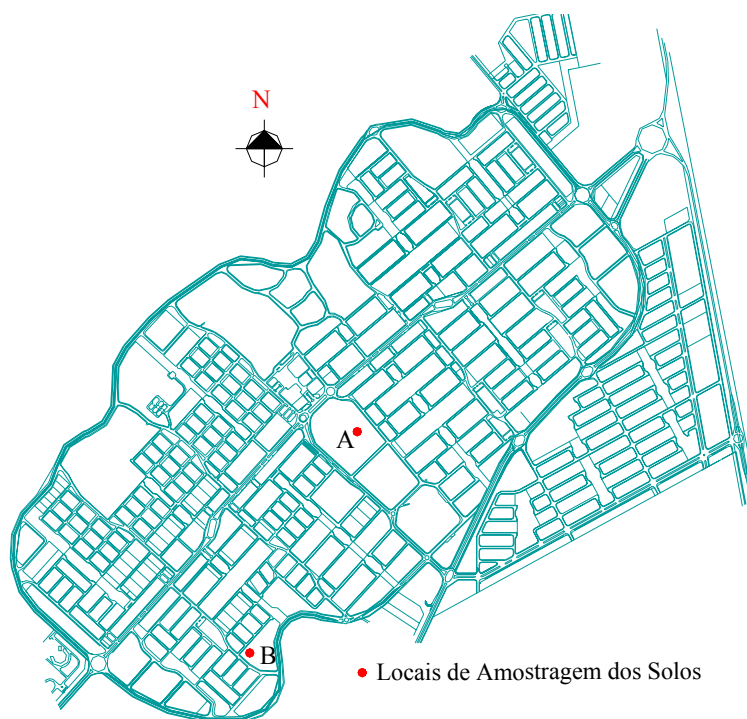


Figura 18. Distribuição dos poços de amostragem

Os poços de inspeção foram escavados com diâmetro de 1 metro e profundidade máxima de 4 metros. A escolha desta profundidade justifica-se pela grande quantidade de fundações diretas em sapatas e profundas do tipo brocas executadas nesta região, que dificilmente supera 4 metros. Associado a isso, a instalação de tubulações de esgoto (principalmente de coletores prediais) nesta profundidade torna-se onerosa pela necessidade de despesas significativas para trabalhos de execução e manutenção.

Durante a fase de abertura dos poços foram coletadas amostras indeformadas a 1, 2, 3 e 4 m, em forma de blocos cúbicos com 30 centímetros de lado. Na mesma cota de escavação das

amostras indeformadas, também foram coletadas amostras deformadas, sendo acondicionadas em sacos plásticos para ensaios de caracterização em laboratório. Para manter a umidade de campo, os blocos foram devidamente parafinados e armazenados em câmara úmida até a realização dos ensaios edométricos.

4.1.2 Esgoto Doméstico

As amostras de esgoto foram coletadas numa estação piloto de tratamento de efluentes (Reator de Leito Aeróbio Fluidizado, com Air-lift, para tratamento de esgoto sanitário) localizada ao sul do município. Para cada ensaio edométrico previsto, o esgoto foi retirado na entrada do sistema do reator em recipientes plásticos com capacidade para 3 litros.

As águas provenientes da rede coletora de esgoto sofrem grandes modificações no decorrer do dia. Durante o período de 24 horas, os esgotos apresentam variações de DBO, DQO, sólidos, amônia e nitrogênio, sendo que os horários de maior concentração alternam-se entre 8 e 10 horas (Figuras 19 e 20).

Devido a estas variações, as amostras de esgoto foram coletadas nos horários mais críticos, ou seja, com maiores concentrações: 8:00, 9:00 e 10:00 horas. Em cada um dos horários o recipiente plástico foi preenchido com a terça parte do volume total e por fim homogeneizado.

Para evitar a obstrução dos vazios do solo durante a realização dos ensaios edométricos, a fração particulada do esgoto (sólidos em suspensão) foi separada por processo de filtração.

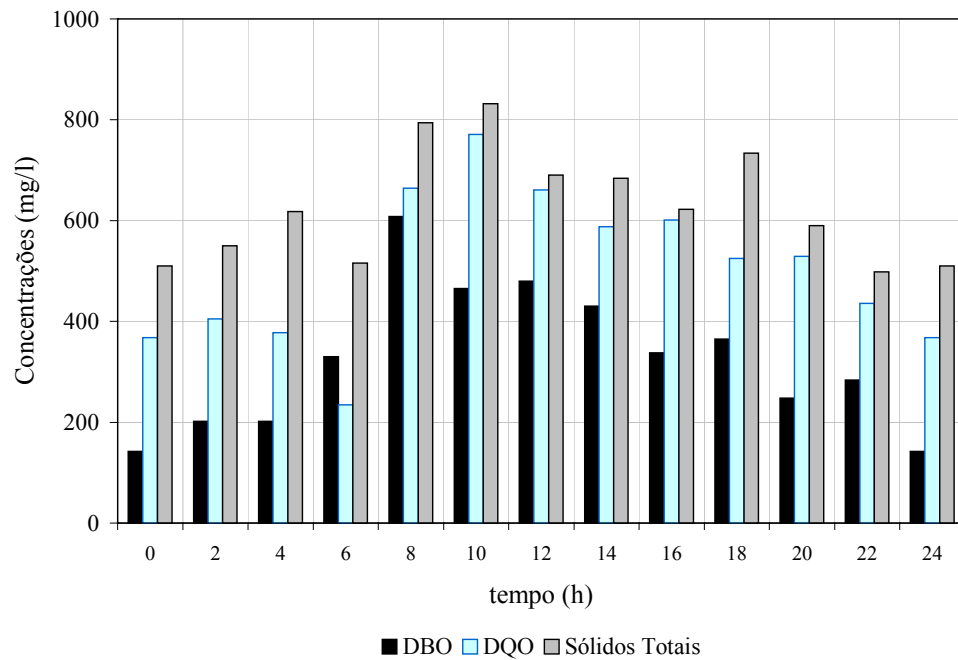


Figura 19. Concentrações de DBO, DQO e sólidos totais

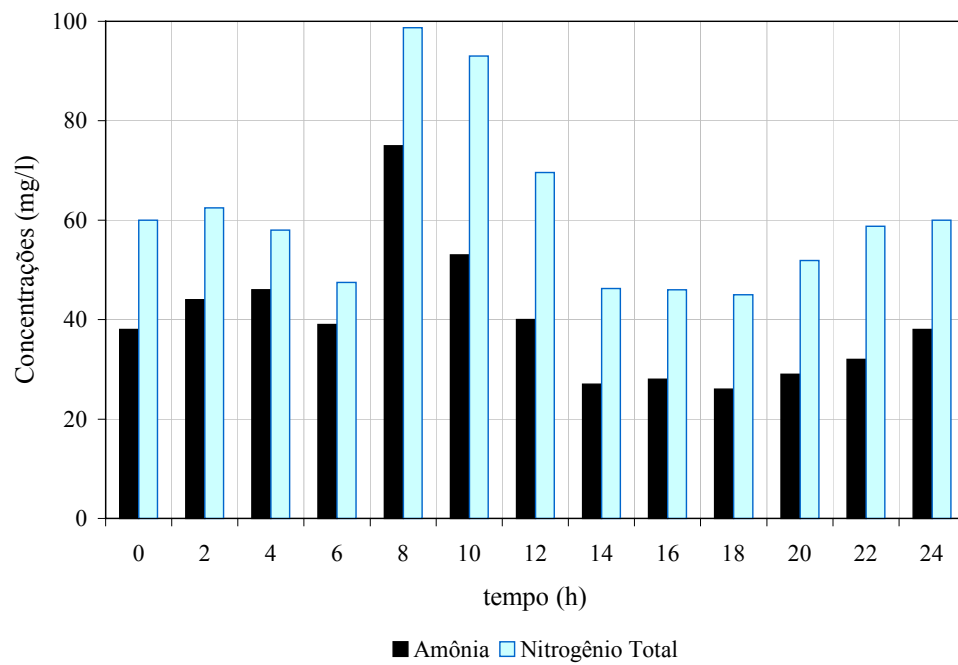


Figura 20. Concentrações de amônia e nitrogênio total

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As amostras de solos coletadas serviram para a realização de vários ensaios. Com as amostras deformadas foram realizados ensaios de caracterização física e química dos solos. Já as amostras indeformadas possibilitaram a realização de ensaios edométricos e de microscopia eletrônica de varredura.

Com as amostras de esgoto doméstico realizaram-se análises da qualidade do esgoto (ensaios de caracterização de águas residuárias), caracterização reológica do fluido e a determinação de alguns parâmetros de propriedades físicas e químicas.

4.2.1 Caracterização Física dos Solos

Os ensaios de caracterização física dos solos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP de Ilha Solteira de acordo com as normas pertinentes da ABNT.

Foram realizados ensaios de granulometria (NBR 7181/84), limite de liquidez - LL (NBR 6459/84), limite de plasticidade - LP (NBR 7180/84) e massa específica dos sólidos (NBR 6508/84) a 1, 2, 3 e 4 m dos solos dos dois poços de inspeção.

Com os dados obtidos foi possível classificar o solo de acordo com os sistemas usuais em Mecânica dos Solos.

4.2.2 Caracterização Química dos Solos

Os ensaios de caracterização química dos solos foram realizados no Laboratório de Fertilidade do Solo da UNESP de Ilha Solteira de acordo a metodologia de VAN RAIJ et al. (1987) adotada pelo IAC (Instituto Agrônomo de Campinas).

Foram realizados ensaios para a determinação do pH, da matéria orgânica e de cátions básicos e ácidos.

Com a determinação dos cátions básicos (Na, K, Ca e Mg) e ácidos (Al e H), torna-se possível calcular a capacidade de troca catiônica ($CTC = Na + K + Ca + Mg + Al + H$), a soma de bases ($SB = Na + K + Ca + Mg$) e a saturação em bases do solo ($V = 100 \cdot SB / CTC$).

Os ensaios de pH foram preparados com amostras dos solos dos locais A e B coletadas a 1, 2, 3 e 4 metros com determinação de pH em soluções de H_2O e KCl. O índice de acidez que representa a determinação de pH em solução de $CaCl_2$ também foi obtido para os solos desses locais.

Com os valores de pH calculados em soluções de H_2O e KCl é possível determinar o ΔpH , que representa a diferença entre o pH medido em solução de KCl e o pH medido em solução de H_2O . Resultados negativos de ΔpH indicam que o solo possui capacidade de retenção de cátions e valores positivos indicam capacidade de retenção de ânions.

A análise química dos solos dos locais A e B não se restringiu ao estudo do solo natural, amostras previamente inundadas com esgoto doméstico também foram ensaiadas.

4.2.3 Caracterização do Esgoto Doméstico

A caracterização dos esgotos pode ser obtida com a determinação de alguns parâmetros. A demanda bioquímica de oxigênio (DBO), a demanda química de oxigênio (DQO), o nitrogênio total, a amônia, o pH e os sólidos totais e suspensos (fixos e voláteis) compõem parte dos requisitos necessários para a análise que apresenta o nível de comprometimento das águas residuárias e a capacidade de contaminação.

A quantificação de detergente e outros compostos com a mesma similaridade nos esgotos torna-se relevante para o presente estudo. A tensão superficial e a viscosidade complementam estas informações, já que a influência de alguns desses parâmetros numa solução pode condicionar a forma de inundação e a capacidade de saturação do solo. A obtenção da temperatura torna-se também necessária, pois a viscosidade (fator importante no comportamento tensão vs deformação dos fluidos) é fortemente dependente deste parâmetro.

Os ensaios de DBO (Standard Methods) e DQO (Hach 10067), de nitrogênio total (Hach 8075) e amônia (Hach 8155), de pH (Standard Methods), de sólidos totais (Standard Methods) e sólidos suspensos (Hach 8006) e de detergente (Hach 8028) foram realizados no Laboratório de Saneamento da UNESP de Ilha Solteira. Os ensaios de tensão superficial foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Fluidos e Transferência de Calor da UNESP de Ilha Solteira conforme metodologia proposta pelo ITA (Instituto Tecnológico de Aeronáutica) para utilização do Tensiômetro de Du-Nouy. As leituras de temperatura foram obtidas na estação piloto de tratamento de efluentes durante um período de 4 meses.

4.2.4 Caracterização Reológica do Esgoto Doméstico

Os ensaios de reometria foram realizados no Laboratório de Hidrologia da UNESP de Ilha Solteira utilizando-se o R/S Rheometer da Brookfield Engineering associado a uma câmara térmica para manter constante a temperatura da amostra durante os ensaios e o software Rheo 2000 que auxilia na obtenção e interpretação dos resultados.

Os ensaios de reometria servem para avaliação do comportamento tensão de cisalhamento vs taxa de deformação, viscosidade aparente e tensão crítica de escoamento.

4.2.5 Ensaios Edométricos

Os ensaios edométricos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UNESP de Ilha Solteira com uma prensa de compressão edométrica fabricada pela Soiltest (Aparelhos para Mecânica dos Solos Ltda), com anel com diâmetro de 8,7 cm e 2,0 cm de altura.

Para o estabelecimento de uma rotina de ensaio foram realizados ensaios piloto. Testaram-se corpos-de-prova com umidade natural (do campo) e inundados desde o início do ensaio. Observações, a respeito dos corpos-de-prova ensaiados sem inundação, permitiram uma redução considerável no tempo de permanência dos carregamentos iniciais (até 50 kPa) devido à estabilização imediata das deformações.

Para os quatro níveis de tensões iniciais (6,25; 12,5; 25 e 50 kPa) as deformações cessam num período aproximadamente de 2 horas. Para os outros níveis de tensões as deformações estabilizam entre 5 e 8 horas. Semelhante a esta situação ocorreu com VILAR (1979) que, ao ensaiar o solo arenoso do município de São Carlos (SP), verificou que as deformações decorrentes dos primeiros estágios de carregamento (até 50 kPa) cessavam em 1 hora, e nos demais entre 3 e 5 horas.

Já nos corpos-de-prova inundados desde o início, as deformações não cessam com a mesma velocidade. Então, adotou-se como critério de estabilização, uma relação de recalque no tempo para os estágios de carregamento superiores a 50 kPa. Quando se atingia o índice de deformação de 5×10^{-5} mm/min nos ensaios piloto, o corpo-de-prova era então solicitado com o carregamento posterior.

Ao atingir esta relação os corpos-de-prova apresentavam estabilização imediata após 3 horas. No intervalo considerado, as deformações representavam menos que 0,1% do recalque total no estágio de carregamento.

Planejava-se, no início do trabalho, realizar apenas ensaios edométricos duplos. Mas observando as curvas de compressão confinada, resultantes dos testes iniciais, optou-se pela realização de ensaios edométricos simples. Estes ensaios foram realizados com inundação a 200 kPa, por se tratar de uma tensão que se localizou fora da região de fluência (pré-adensamento), função da umidade que os solos se encontravam.

Os ensaios edométricos simples foram conduzidos até 200 kPa com umidade natural protegendo-se a célula de ensaios para não haver perda de umidade. Com o término das deformações provocadas pelo carregamento correspondente a esta tensão, os corpos-de-prova foram inundados permanecendo durante 24 horas nesta condição. Leituras das deformações ocorridas pela inundação foram obtidas nos tempos: 0:09, 0:16, 0:25, 0:36, 0:49, 1:04, 1:40, 2:01, 2:24, 3:16, 6:40 e 24:00 horas.

Para interromper a emissão de radiação solar sobre os corpos-de-prova inundados com esgoto, uma tampa de plástico foi colocada sobre a célula edométrica para desacelerar possíveis reações químicas, já que o esgoto é um fluido instável e transiente do ponto de vista bacteriológico (Figura 21). Além disso, a falta de radiação solar retrata uma condição real do campo durante o umedecimento do solo pela ruptura de uma tubulação enterrada.

O esgoto é um líquido que contém organismos vivos que interagem entre si alterando suas características químicas e biológicas. Desta forma, para cada ensaio, uma quantidade de esgoto foi armazenado em ambiente refrigerado para abastecer o ensaio edométrico quando necessário.

Para as amostras inundadas com água, optou-se em utilizar água destilada em função dos elevados teores de carbonato de cálcio da água de abastecimento do município, o que poderia causar cimentação secundária nas amostras.

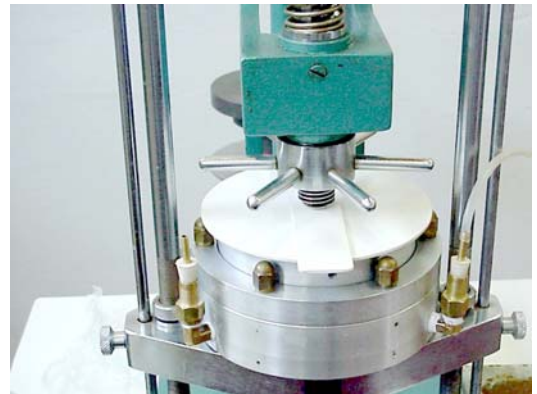
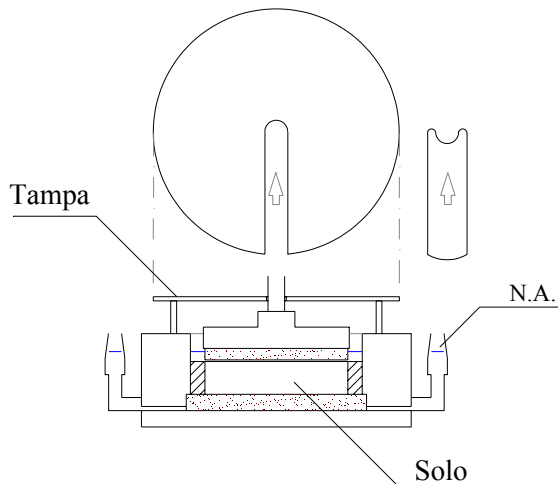


Figura 21. Célula edométrica adaptada para o ensaio inundado com esgoto doméstico

Na aplicação dos estágios de carregamento cada incremento de carga correspondeu ao dobro do carregamento total anterior (Tabela 13).

Tabela 13. Estágios de carregamento e descarregamento com suas respectivas tensões

Prensa Edométrica			
Carregamento		Descarregamento	
Estágios	Tensão (kPa)	Estágios	Tensão (kPa)
1	6,25	1	800
2	12,5	2	400
3	25	3	200
4	50	4	100
5	100	5	50
6	200	6	25
7	400	7	12,5
8	800	8	6,25

4.2.6 Microscopia Eletrônica de Varredura

Os ensaios de microscopia foram realizados no Laboratório de Microscopia Ótica e Eletrônica de varredura da UNESP de Rio Claro com um microscópio eletrônico de varredura (MEV ambiental, modelo ESEM 2020) e um espectrômetro de energia dispersiva (EDS), fabricados pela ELECTROSCAN - PHILIPS e EDAX.

O uso do microscópio eletrônico de varredura (MEV) acoplado a espectrômetro de energia dispersiva (EDS) constitui uma ferramenta eficaz na investigação dos vínculos ou conexões dos solos estudados. A causa do colapso tem sido atribuída à eliminação da sucção, porém, a dissolução do cimento aglutinante, ou ainda, a redução na resistência ao cisalhamento das argilas dessas ligações têm sido também apontadas.

Qualquer que seja a causa do fenômeno, as microestruturas dos solos antes e depois de terem sofrido colapso devem ser investigadas. Face à necessidade de observar amostras de solo em condições diversas de umidade, o microscópio eletrônico de varredura ambiental mostra-se adequado ao estudo dos mecanismos envolvidos no colapso dos solos.

Segundo NOBREGA (2002), o MEV Ambiental utilizado para os ensaios supera algumas limitações tecnológicas dos MEVs convencionais, pois possui:

- (1) Um sistema de vácuo especial que utiliza duas pequenas câmaras intermediárias entre a câmara de amostras, que trabalha sob condições de baixo vácuo (10 torr) e a câmara onde está a coluna ótico-eletrônica submetida à alto vácuo ($< 10^{-5}$ torr);
- (2) Detectores projetados especialmente para operarem com pressões de vapor d'água (ou de outros gases) no interior da câmara de amostras entre 1,0 e 10 torr, utilizando o princípio da ionização dos gases;
- (3) O vapor d'água é ionizado pelo sinal gerado (elétrons secundários e/ou retroespalhados) que pode então ser detectado pelo sistema. Os íons positivos gerados pela colisão dos elétrons com as moléculas de gás, neutralizam o excesso de cargas negativas na amostra, responsáveis pelo efeito de carregamento.

5. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo apresentam-se e analisam-se os resultados experimentais obtidos nos ensaios de caracterização física e química dos solos, ensaios edométricos, microscopia, ensaios de caracterização do esgoto e ensaios de reologia. Inicialmente serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do solo e do esgoto e ensaios de caracterização reológica do esgoto. Na sequência, analisam-se o comportamento colapsível do solo sob influência do esgoto em ensaios edométricos e os aspectos estruturais do solo por meio de ensaios de microscopia eletrônica de varredura. Por fim, discute-se os resultados de ensaios complementares realizados com soluções a base de algumas substâncias que compõem os esgotos domésticos.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

Os índices físicos foram obtidos através do cilindro cortante e dos corpos-de-prova moldados para os ensaios edométricos, exceto a massa específica dos sólidos que é determinada em ensaio independente, conforme a NBR 6508/84. A montagem de 80 ensaios edométricos permitiu a confecção dos gráficos apresentados nas Figuras 22 e 23, respectivamente, para os solos do local A e do local B.

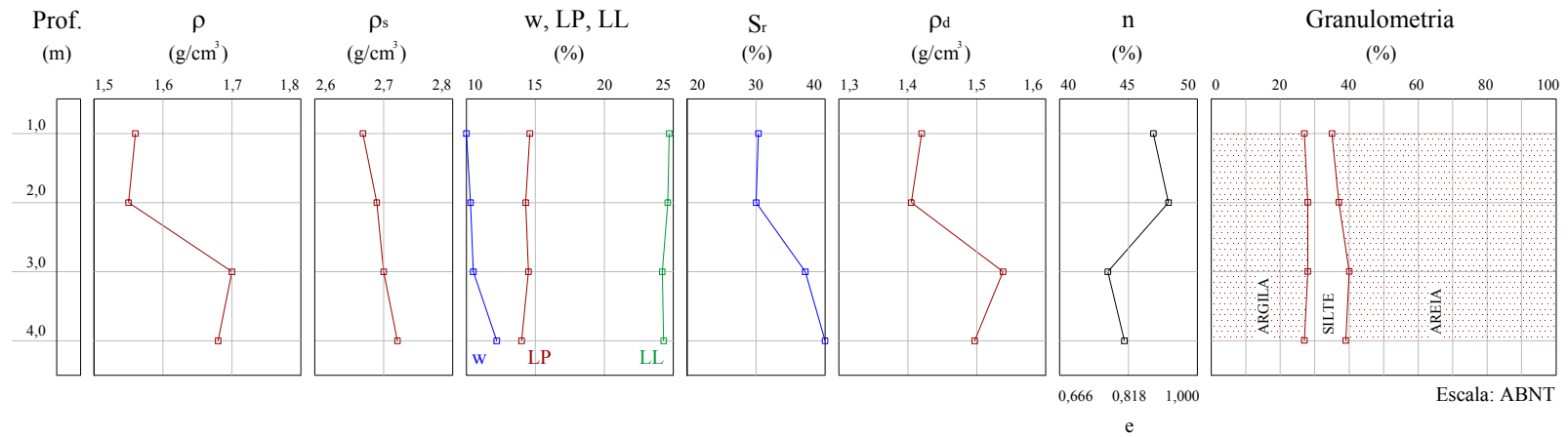


Figura 22. Caracterização do solo do local A

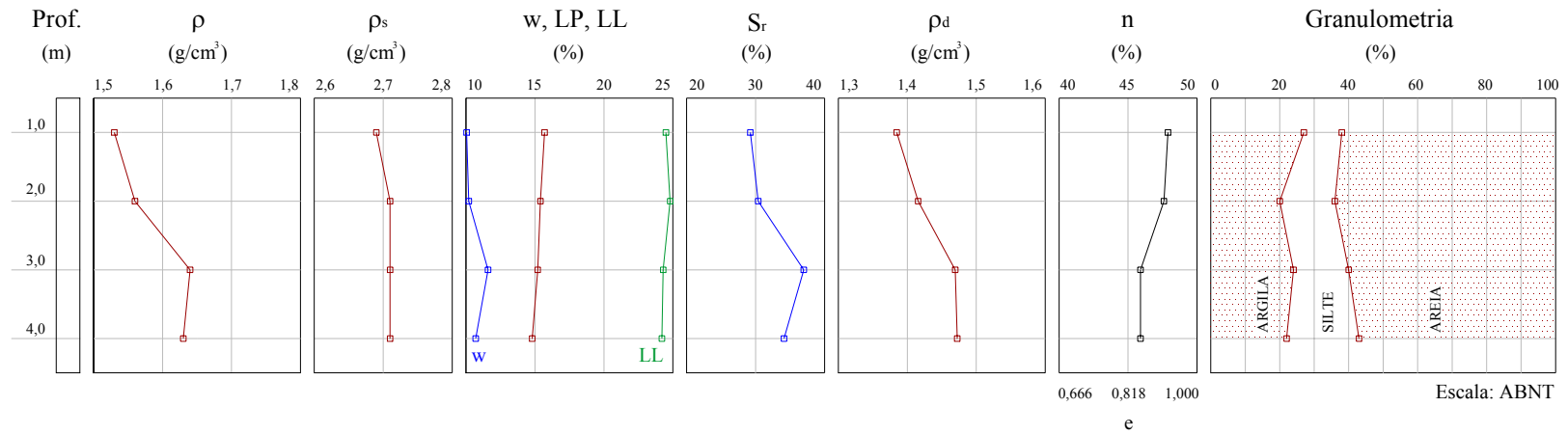


Figura 23. Caracterização do solo do local B

Os resultados indicam solos com elevada porosidade (acima de 40%) e com baixo grau de saturação (abaixo de 60%). Os índices físicos variam ao longo dos perfis geotécnicos estudados, como: a massa específica dos sólidos e o índice de vazios. A massa específica natural, a massa específica aparente seca, a umidade e o grau de saturação são crescentes com a profundidade.

Os solos dos locais A e B apresentam características semelhantes. A maior diferença entre eles está na espessura dos perfis de alteração, evidenciada pela técnica de avaliação do terreno e pelos boletins de sondagem apresentados no Capítulo 3.

A composição granulométrica dos solos classifica-os segundo a NBR 7181/84, como areias argilosas e os limites de consistência indicam solos com plasticidade média ($7 < IP < 15$) com valores de IP (índice de plasticidade) que variam de 8,7 a 10,3%.

Ao analisar a variabilidade das propriedades índices desses solos, nota-se que as Figuras 22 e 23 contém informações mais relevantes que as simples características dos perfis de solo. Uma série de correlações pode ser extraída das informações disponíveis nas Figuras 22 e 23:

- O teor de finos (argila + silte) tende a aumentar com a profundidade, enquanto o índice de vazios diminui. O comportamento descrito por esta relação (argila + silte) vs índice de vazios associa-se ao processo de lixiviação, o que pode explicar a remoção dos finos das camadas mais superficiais, trazendo por consequência o aumento da porosidade;
- A massa específica dos sólidos (ρ_s) aumenta com a porcentagem de silte, ou seja, é provável que os óxidos e hidróxidos de Ferro sejam elementos cimentantes na formação da fração silte ou o mineral que compõe a fração silte possui (ρ_s) maior que as outras frações sem que seja necessariamente um agregado.

As características dos solos investigadas nesta pesquisa e o histórico levantamento de informações realizado ao longo das últimas décadas no Estado de São Paulo indicam que, estes solos possuem uma estrutura porosa e instável com partículas de argila e silte em estado agregado.

Tais fatos tornam-se ainda mais significativos quando se verifica o gráfico da Figura 24. Este gráfico apresenta três curvas granulométricas obtidas com: água, esgoto e solução defloculante (a base hexametáfosfato de sódio - $(\text{NaPO}_4)_6$).

Uma breve análise ilustra com clareza o estado agregado das partículas de argila e silte nas curvas obtidas com água e esgoto, onde as curvas granulométricas comportaram-se distintamente da curva obtida com a solução defloculante. Apesar da semelhança entre as curvas com a água e com o esgoto, ou seja, da pequena variação granulométrica entre si, nota-se que o esgoto apresenta maior capacidade dispersiva que a água.

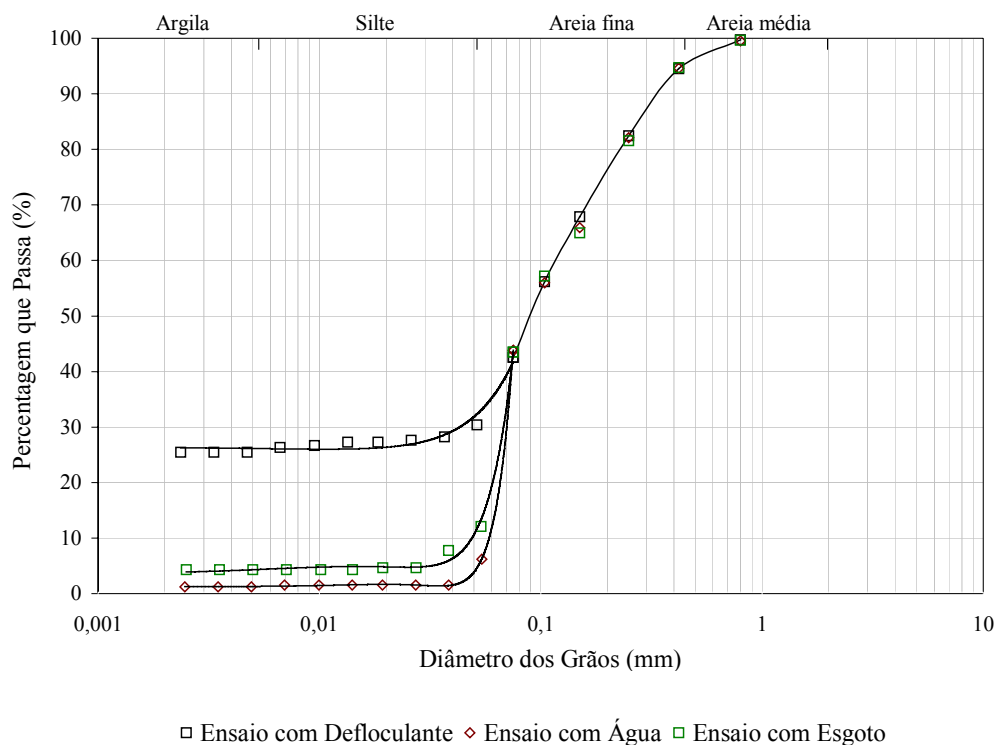


Figura 24. Curvas granulométricas do solo do local A com solução defloculante, água e esgoto

Apresenta-se na Figura 25 a curva característica do solo do local A. A determinação baseou-se na técnica do papel filtro, utilizando-se o papel quantitativo tipo 2 (Whatman nº 42). O princípio de aplicação do método está baseado na seguinte condição: quando o solo é colocado em contato com papel filtro (material poroso que possui capacidade de absorver água), a água passará do solo para o papel até que o equilíbrio seja estabelecido. O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no papel filtro, no entanto com umidades diferentes. Tendo-se a relação da sucção com a umidade do papel filtro (calibração) torna-se possível, então, determinar a sucção do solo através das equações de calibração do papel.

Algumas características do solo condicionam o formato da curva característica, como o estado de tensões a qual a amostra foi submetida, incluindo as tensões efetivas aplicadas sobre o solo e as trajetórias de secagem e umedecimento no estado saturado e não saturado. A forma de retenção da água também varia de acordo com o nível de sucção, pois para valores baixos de sucção a retenção depende de efeitos capilares e da distribuição dos poros do solo, enquanto para altos valores de sucção os fenômenos de adsorção passam a desempenhar grande importância.

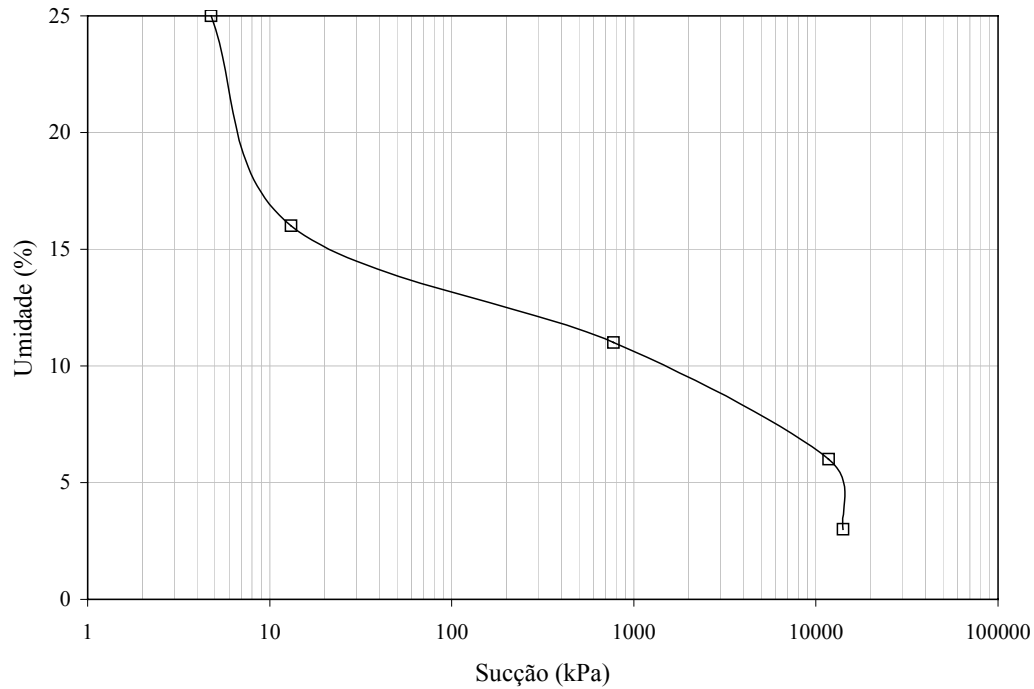


Figura 25. Curva característica do solo do local A a 1 metro

5.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

O conjunto de valores obtidos nos ensaios permite classificar os solos dos locais A e B de acordo com os sistemas usuais em Mecânica dos Solos:

- **Classificação segundo o SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos)**

Solos classificados no subgrupo SC, das areias argilosas, ou seja: é um material com boa trabalhabilidade como material de construção, é pouco permeável quando compactado, apresenta boa ou regular resistência e baixa compressibilidade compactado e saturado e características que variam de má a boa como fundação.

- **Classificação segundo a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)**

Solos classificados como A-4, ou seja: material silto-argiloso com comportamento que varia de mal a regular quando utilizado como camada de pavimento.

• Classificação MCT

A Tabela 14 apresenta os coeficientes necessários para classificação dos solos dos locais A e B segundo a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) e a Figura 26 apresenta o gráfico de classificação com a locação dos pontos que representam os solos envolvidos.

Tabela 14. Classificação geotécnica MCT

Local	Prof. (m)	c'	e'	Pi (%)	d'	Classificação
A	1	1,36	1,030	88,28	95,27	(LA') Laterítico Arenoso
	4	1,40	0,619	0,00	84,32	(LA') Laterítico Arenoso
B	1	1,26	1,024	96,89	190,89	(LA') Laterítico Arenoso
	4	1,39	0,748	28,00	144,40	(LA') Laterítico Arenoso

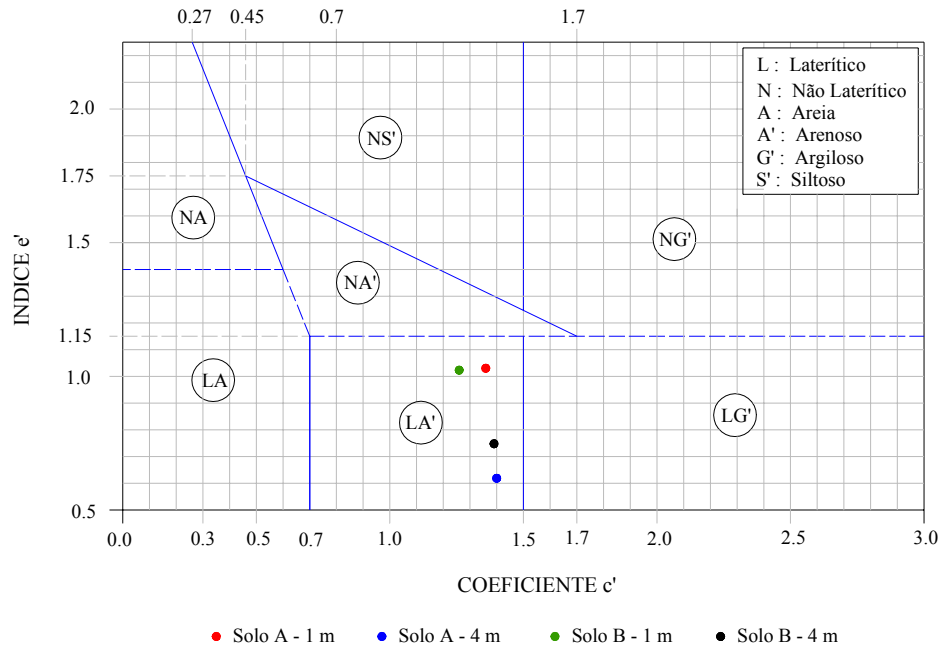


Figura 26. Gráfico de classificação da metodologia MCT

Os solos do grupo LA' são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente no Brasil por latossolos arenosos e solos podzólicos. Quando devidamente compactados, adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água. Em suas condições naturais, esses solos possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água (NOGAMI & VILLIBOR, 1995), considerações que estão de acordo com o observado no campo e

em obras rodoviárias que utilizam tais solos e portanto uma classificação mais adequada para os solos envolvidos do que as duas classificações anteriores.

5.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DOS SOLOS

As Tabelas 15 e 16 exibem resultados de ensaios químicos dos solos dos locais A e B. Em seguida, uma legenda apresenta o significado dos termos utilizados para a formação dessas tabelas. Com base nos resultados dos ensaios químicos tornou-se possível constatar que:

- Os solos analisados possuem características típicas de solos laterizados que passaram por intenso processo de lixiviação. Nestes solos ocorre, principalmente nas camadas menos profundas, o arraste de bases por precipitação pluviométrica, possibilitando a acidificação e a formação de uma estrutura agregada;
- A floculação da fração fina do solo sugere a existência de uma estrutura com equilíbrio metaestável. De acordo com AGNELLI (1997), a defloculação poderá ser tanto maior e mais rápida, quanto maior for a quantidade de sódio presente no líquido inundante, que é o elemento químico predominante nas águas sanitárias e nos sabões. Nota-se que as amostras inundadas com esgoto doméstico sofreram um acréscimo de sódio, indicando a presença deste cátion no líquido;
- A capacidade de troca catiônica dos solos analisados varia de 16,6 a 43,1 mmol_cⁱ/1000 cm³ (1,66 a 4,31 mmol_c/100ml de solo), o que pressupõe a presença da caulinita como argilomineral, segundo a proposta de GRIM (1953) apud AGNELLI (1997);
- O solo do local A (sem inundação com esgoto) apresenta-se ácido com pH igual a 4. Já o solo do local B possui pH igual a 6 até 2 m. A 3 e 4 m os valores de pH dos solos dos perfis A e B são semelhantes;
- Os valores de ΔpH obtidos para os dois solos resultaram negativos, indicando que os solos podem reter cátions. A capacidade de retenção destes solos torna-se mais clara comparando-se as quantidades de cátions dos solos dos locais A e B para as duas condições de ensaio (natural e inundada com esgoto doméstico);
- A quantidade de matéria orgânica dos solos varia de 1 a 8 g/l e de 1 a 7 g/l de solo, sendo o horizonte superior o que apresenta os maiores teores de matéria orgânica.

ⁱ 1 mmol_c / n° de elétrons do cátion = 1 meq
1 meq = massa atômica do cátion (mg)

Tabela 15. Composição química do solo do local A

Condição da Amostra	Prof. (m)	Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺²	Mg ⁺²	H ⁺ +Al ⁺³	Al ⁺³	SB	CTC	M.O. (g/l)	V (%)	pH em CaCl ₂	pH em H ₂ O	pH em KCl	ΔpH
		(mmol/1000cm ³)													
natural	1	0,01	0,1	10	4	25	4	14,1	39,1	8	36	4,3	4,6	3,8	-0,8
	2	0,01	0,1	2	2	25	10	4,1	29,1	4	14	3,9	4,9	4,0	-0,9
	3	0,02	0,1	3	2	16	4	4,5	20,5	2	22	4,1	5,2	4,2	-1,0
	4	0,03	0,1	2	1	16	5	3,7	19,7	1	19	4,1	5,1	4,2	-0,9
inundada com esgoto	1	0,17	0,4	12	4	20	1	17,2	37,2	7	46	4,8	5,3	4,1	-1,2
	2	0,19	0,4	3	2	20	5	5,6	25,6	4	22	4,3	5,1	4,0	-1,1
	3	0,20	0,3	3	2	13	1	5,1	18,1	2	28	4,9	5,6	4,4	-1,2
	4	0,20	0,4	2	2	13	1	4,0	17,0	1	23	4,8	5,5	4,3	-1,2

Tabela 16. Composição química do solo do local B

Condição da Amostra	Prof. (m)	Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺²	Mg ⁺²	H ⁺ +Al ⁺³	Al ⁺³	SB	CTC	M.O. (g/l)	V (%)	pH em CaCl ₂	pH em H ₂ O	pH em KCl	ΔpH
		(mmol/1000cm ³)													
natural	1	0,03	0,1	28	4	11	*	32,1	43,1	7	74	6,1	6,7	5,8	-0,9
	2	0,02	0,1	10	6	10	*	16,1	26,1	3	62	6,2	6,8	6,0	-0,8
	3	0,01	0,2	1	2	16	5	3,6	19,6	2	18	4,1	5,3	4,2	-1,1
	4	0,01	0,1	1	1	16	7	2,3	18,3	1	13	4,0	5,3	4,2	-1,1
inundada com esgoto	1	0,17	0,4	25	4	10	*	29,4	39,4	5	75	6,5	6,8	6,1	-0,7
	2	0,14	0,4	10	7	10	*	17,0	27,0	3	63	6,5	7,0	6,3	-0,7
	3	0,18	0,4	2	3	13	5	5,0	18,0	2	28	4,9	5,7	4,3	-1,4
	4	0,20	0,4	2	1	13	2	3,6	16,6	1	21	4,5	5,7	4,2	-1,5

Legenda:

Prof: profundidade; Na⁺, K⁺, Ca⁺² e Mg⁺²: cátions básicos (sódio, potássio, cálcio e magnésio); H⁺ e Al⁺³: cátions ácidos (hidrogênio e alumínio); SB: soma de bases (SB = Na⁺ + K⁺ + Ca⁺² + Mg⁺²); CTC: capacidade de troca catiônica (CTC = Na⁺ + K⁺ + Ca⁺² + Mg⁺² + H⁺ + Al⁺³); M.O.: matéria orgânica; V: saturação em bases (V = 100*SB/CTC); e pH: potencial hidrogeniônico; * : valores insignificantes.

5.4 CARACTERIZAÇÃO DO ESGOTO DOMÉSTICO

A análise da qualidade dos esgotos normalmente envolve a definição de parâmetros que indicam o nível de comprometimento das águas servidas, instruindo sobre o tipo de esgoto e sua capacidade de contaminação. As Tabelas 17 e 18 apresentam as características do esgoto doméstico utilizado nos ensaios. Os resultados correspondem a determinações semanais que se estenderam por 4 meses. Neste período, foram realizados os ensaios edométricos inundados com o esgoto coletado.

Tabela 17. Caracterização do esgoto doméstico (pH, sólidos e tensão superficial)

pH	(1) Sólidos			(2) Sólidos			Tensão Superficial (10 ⁻² N/m)
	Totais (mg/l)	Totais Fixos (mg/l)	Totais Voláteis (mg/l)	Suspensos (mg/l)	Suspensos Fixos (mg/l)	Suspensos Voláteis (mg/l)	
7,3	822,6	251,6	571,0	155,6	18,9	136,7	5,23

Os sólidos dos esgotos podem ser divididos em três partes: (1) sólidos totais, (2) sólidos suspensos e (3) sólidos dissolvidos. A quantidade de sólidos dissolvidos é obtida pela diferença entre (1) e (2), já que os sólidos totais e suspensos são determinados em laboratório.

Os sólidos totais presentes nos esgotos domésticos normalmente ocupam menos que 0,1% do volume total do líquido. Mesmo confiando na obtenção deste benefício para inundação do solo, recorreu-se a filtração para remoção dos sólidos em suspensão. A opção em removê-los, utilizando-se apenas os sólidos dissolvidos, decorre da possibilidade de obstrução dos vazios do solo pela colmatação durante os ensaios edométricos.

Esta filtração, no entanto, produz modificações nas características do esgoto. É o caso, por exemplo, da demanda química e bioquímica de oxigênio (DQO e DBO), conforme é apresentado na Tabela 18.

Tabela 18. Caracterização do esgoto doméstico (nitrogênio, DBO, DQO, temperatura e detergente)

Nitrogênio Total (mg/l)	Amônia (mg/l)	DBO		DQO		Temperatura (°C)	Detergente (mg/l)
		bruto (mg/l)	filtrado (mg/l)	bruto (mg/l)	filtrado (mg/l)		
84,1	59,7	295,2	181,3	644,0	319,1	29,0	0,189

O conhecimento da temperatura do esgoto doméstico torna-se proeminente, uma vez que algumas variáveis (responsáveis pela caracterização física deste fluido) dependem deste parâmetro. Durante os 4 meses em que o material foi coletado, o esgoto apresentou temperatura média de 29°C.

A tensão superficial da água destilada encontrada na literatura é $7,42 \cdot 10^{-2}$ N/m, enquanto o esgoto estudado apresenta $5,23 \cdot 10^{-2}$ N/m. A redução da tensão superficial do esgoto doméstico está quase sempre associada à quantidade de sabões e detergentes dissolvidos na água, pois tais produtos possuem tensoativo aniônico que abaixa a tensão superficial.

A Figura 27 ilustra amostras de água e de esgoto utilizadas nos ensaios.



Figura 27. Amostras de água destilada e de esgoto doméstico

5.5 CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DO ESGOTO DOMÉSTICO

O esgoto doméstico, embora seja semelhante à água destilada em alguns aspectos, contém substâncias que podem alterar as características dos líquidos. Os sabões, os detergentes, os óleos e as graxas são exemplos de compostos que possui esta capacidade.

A necessidade de conhecer as propriedades do líquido e compará-las com as da água propiciou a investigação do esgoto do ponto de vista de sua deformabilidade, pois esta característica pode influenciar na forma e na velocidade de infiltração dos solos. Os ensaios de reometria permitem a determinação dos parâmetros necessários para descrição do comportamento reológico dos fluidos, ou seja, auxilia na compreensão do comportamento tensão vs deformação.

As Figuras 28 e 29 apresentam gráficos que ilustram o comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico bruto e filtrado. Os resultados vêm codificados com as siglas *cd* e *ct* que significam *controle de deformação* e *controle de tensão*, respectivamente.

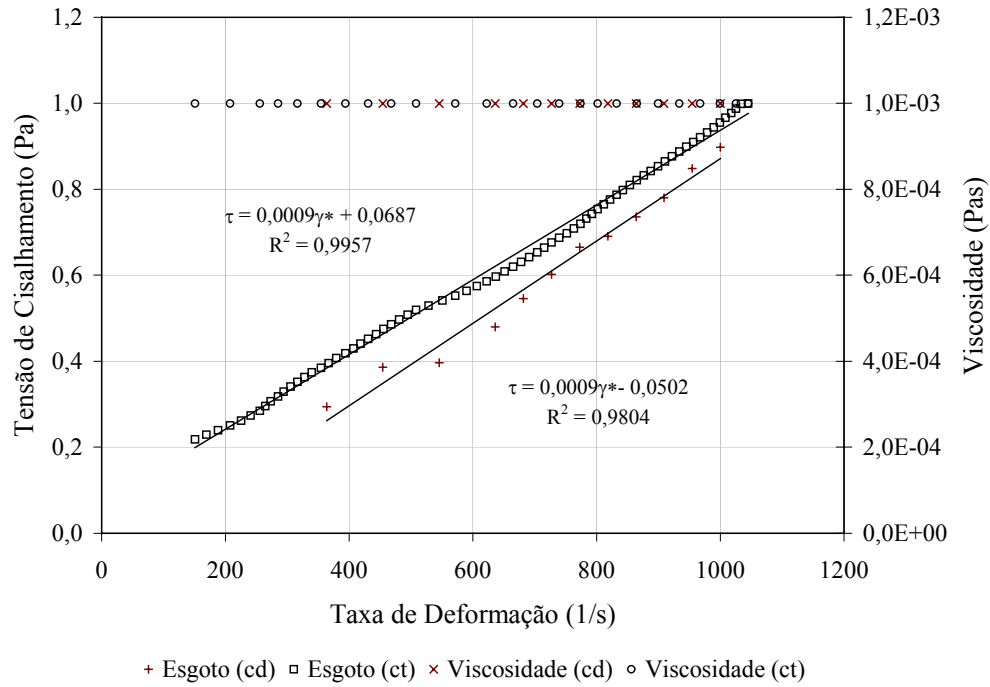


Figura 28. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico bruto a 29°C

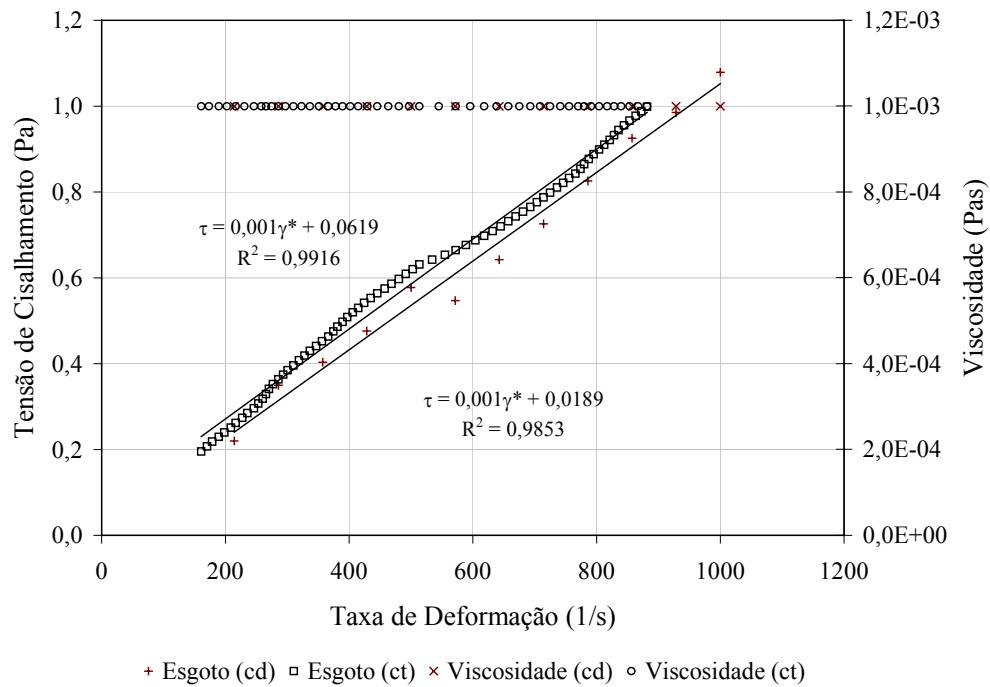


Figura 29. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico filtrado a 29°C

Para se controlar as deformações do fluido é necessário definir intervalos para obtenção de leituras de deformações com aplicação crescente de tensões. O raciocínio é análogo quando se controla a tensão de cisalhamento, ou seja, define-se o intervalo para obtenção das leituras de tensões, e com isso são fornecidos os valores de deformações correspondentes às tensões controladas.

O reômetro associado ao software Rheo 2000 permite controles de tensão de cisalhamento e de taxa de deformação, proporcionando melhores ajustes das equações matemáticas que descrevem os modelos reológicos.

O coeficiente de determinação r^2 define o quanto próximo a modelagem se adapta aos valores experimentais. Valores de r^2 iguais a 1 indicam ajustes perfeitos entre os pontos experimentais e os modelados. O cálculo de r^2 é determinado pela expressão:

$$r^2 = (\text{variação total} - \text{variação não explicada}) / (\text{variação total}) \quad (11)$$

em que, variação total : $\sum (y_i - \bar{y})^2$;

variação não explicada : $\sum (y_i - \hat{y})^2$;

y_i : ordenada do ponto i experimental;

$\bar{y}_i$: ordenada média dos pontos i experimentais;

$\hat{y}_i$: ordenada dos pontos i modelados.

As equações apresentaram r^2 iguais a 0,9957 e 0,9804 para o esgoto bruto e 0,9916 e 0,9853 para o esgoto filtrado, demonstrando boa aproximação dos dados experimentais ajustados ao modelo que representa os fluidos newtonianos.

Os valores de viscosidade alcançados foram de 0,001 Pa.s, mantendo-se constantes durante as deformações ocorridas pela aplicação das tensões. Os termos independentes das quatro equações aproximam-se de zero, ou seja, o esgoto testado nas duas condições (bruto e filtrado) não possui tensões críticas de cisalhamento, confirmando novamente se tratar de um fluido newtoniano.

Os dados experimentais apresentados nos gráficos ajustam-se a Equação 10, demonstrando similaridade com os líquidos de comportamento newtoniano, em outras palavras, o esgoto apresenta características de viscosidade e de deformabilidade semelhantes às características da água destilada.

5.6 ENSAIOS EDOMÉTRICOS

Inicialmente, apresentam-se algumas características dos perfis de solo e as curvas resultantes dos ensaios edométricos para os solos dos locais A e B. Em seguida, analisam-se os potenciais de colapso ao longo da profundidade e as velocidades dos colapsos.

As Figuras 30 e 31 apresenta algumas características dos solos quando coletados.

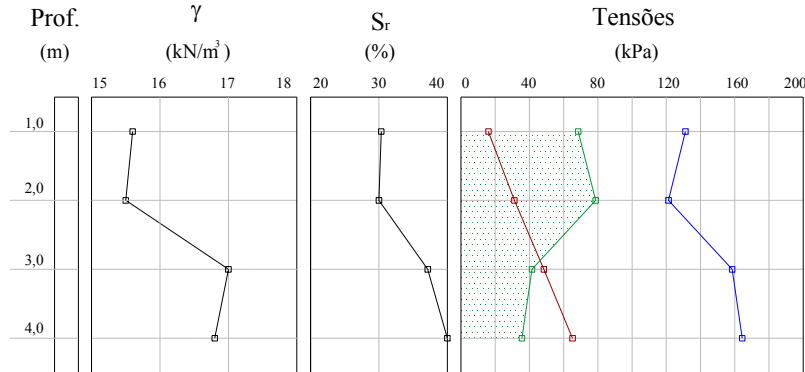


Figura 30. Características do perfil de solo do local A

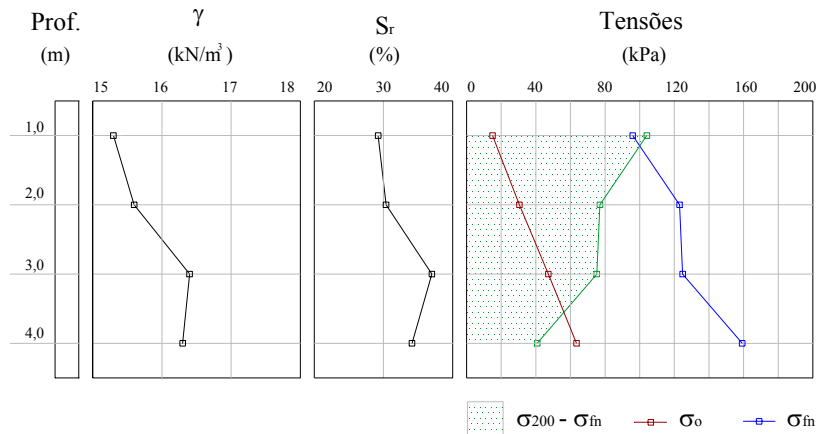


Figura 31. Características do perfil de solo do local B

Legenda: γ : peso específico do solo natural; S_r : grau de saturação; σ_o : tensão geostática; σ_{fn} : tensão de fluência ou de pré adensamento do solo natural; $\sigma_{200} - \sigma_{fn}$: tensão de 200 kPa menos tensão de fluência do solo natural.

Como relatado anteriormente, os solos laterizados apresentam valores de tensão de fluência ou de pré-adensamento virtual (independente de sua história de tensões) quando carregados em edômetros, comportando-se de maneira semelhante aos solos sedimentáveis pré-adensados. Tal

característica é atribuída à gênese destes solos, aliada à sua condição não saturada, ou seja, é função das ligações cimentíceas entre as partículas e da sucção matricial. Logo, os valores de σ_{fn} das Figuras 30 e 31 variam em função do grau de saturação do perfis de solo.

Na linha experimental proposta, o efeito da sucção e de outras variáveis correlatas aos solos não saturados foram consideradas para a identificação do mecanismo de colapso. Os ensaios edométricos não foram realizados variando-se a sucção matricial, conforme permitem os ensaios com controle de sucção, e sim realizados de forma convencional.

Não obstante, as amostras de solo foram rigorosamente protegidas das fontes de variação de umidade durante os ensaios edométricos, principalmente antes do umedecimento do solo com os fluidos de inundação utilizados no trabalho. Alguns cuidados foram tomados, tanto para os blocos de amostras indeformadas quanto para os ensaios edométricos, pois o grau de saturação destes solos altera-se ao longo do ano pelas características hidrológicas da região. Antes do umedecimento dos corpos-de-prova nos ensaios, o edômetro foi revestido com algodões levemente umedecidos e papel filme de PVC de forma a impedir variações de umidade, o que poderia dissimular os resultados.

5.6.1 Ensaios Edométricos Simples

O critério adotado para a determinação do colapso dos solos compreende a definição do potencial de colapso sugerido por LUTENEGGER & SABER (1988) citado no Capítulo 2.

$$I = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \cdot 100\% \quad (9)$$

em que, ΔH_i : variação da altura do corpo-de-prova pela inundação;

H_{ai} : altura do corpo-de-prova antes da inundação.

As amostras destes ensaios foram inundadas a 200 kPa. A tensão escolhida situa-se no trecho de compressão do solo (reta virgem), conforme ilustra a Figura 32, facilitando as análises uma vez que se localiza fora da região de fluência do solo.

Nas Tabelas 19 e 20 encontram-se resumidas as principais características dos ensaios edométricos inundados com água e esgoto doméstico. Cada resultado apresentado nessas tabelas corresponde à média de dois ensaios realizados.

Tabela 19. Características dos ensaios edométricos simples dos solos do local A

Inundação	Prof. (m)	w (%)	e _i	σ _i (kPa)	H _{ai} (mm)	ΔH _i (mm)	I (%)
água	1	10,3	0,92	200	18,473	1,529	8,28
esgoto		10,1	0,91	200	18,675	2,267	12,14
água	2	10,3	0,88	200	18,419	1,794	9,74
esgoto		10,1	0,92	200	18,553	2,271	12,24
água	3	9,9	0,79	200	18,808	1,009	5,36
esgoto		10,2	0,72	200	19,046	1,309	6,87
água	4	12,4	0,85	200	18,975	1,078	5,68
esgoto		12,2	0,82	200	19,053	0,884	4,64

Tabela 20. Características dos ensaios edométricos simples dos solos do local B

Inundação	Prof. (m)	w (%)	e _i	σ _i (kPa)	H _{ai} (mm)	ΔH _i (mm)	I (%)
água	1	10,0	0,95	200	17,856	1,606	8,99
esgoto		10,1	0,93	200	17,580	1,609	9,15
água	2	10,2	0,91	200	18,228	1,739	9,54
esgoto		10,2	0,90	200	18,124	1,610	8,88
água	3	11,5	0,83	200	18,565	0,839	4,52
esgoto		11,6	0,84	200	18,479	0,984	5,32
água	4	10,1	0,88	200	18,762	1,114	5,94
esgoto		9,6	0,81	200	18,948	1,091	5,76

Legenda: w: umidade inicial; e_i: índice de vazios inicial; σ_i: tensão de inundação; H_{ai}: altura do corpo-de-prova antes da inundação; ΔH_i: variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso; I: potencial de colapso.

Os gráficos de compressão confinada relacionam as tensões (kPa) em escala logarítmica com as deformações axiais (%).

As Figuras 32, 33, 34 e 35 exibem curvas de compressão confinada de amostras dos solos do local A inundadas com água e esgoto a 200 kPa.

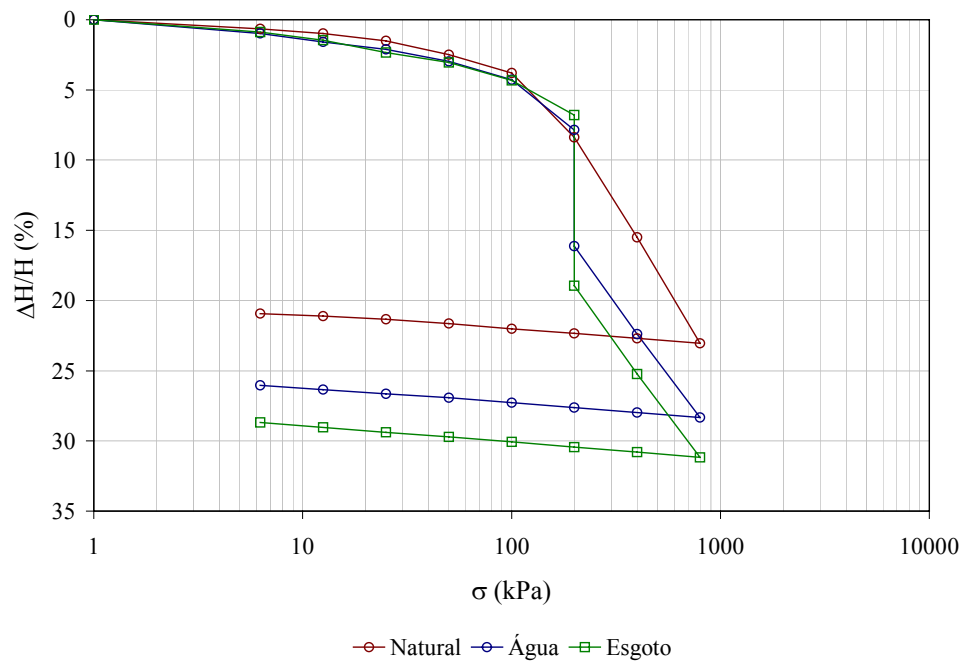


Figura 32. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 1 m)

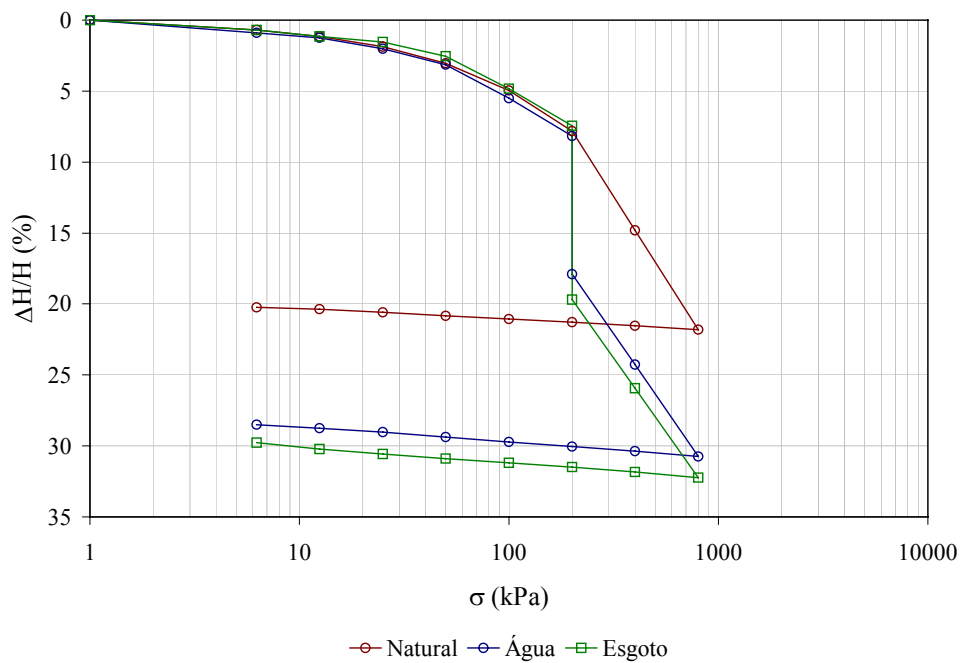


Figura 33. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 2 m)

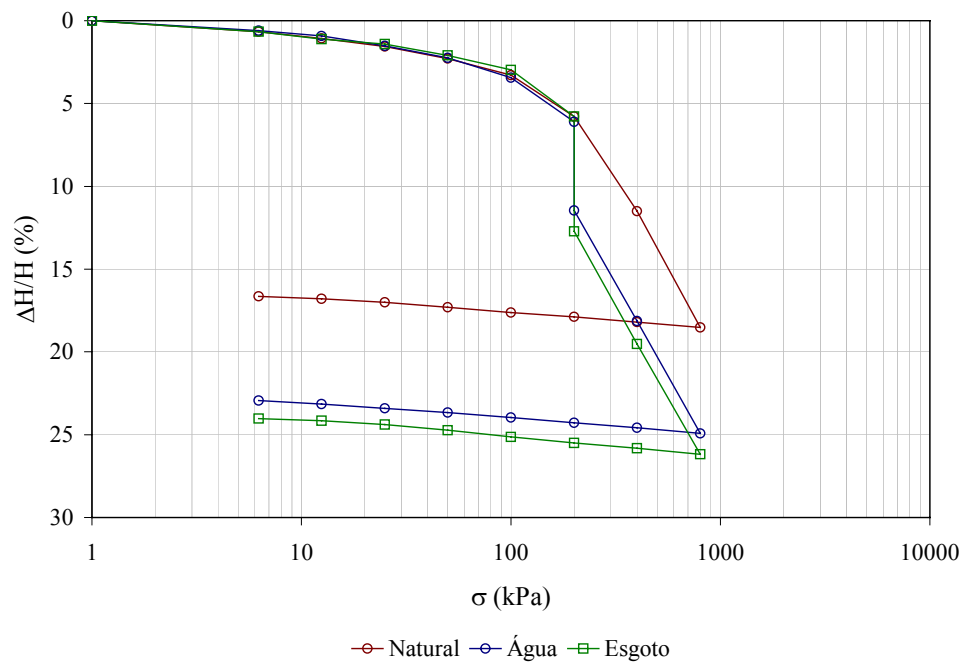


Figura 34. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 3 m)

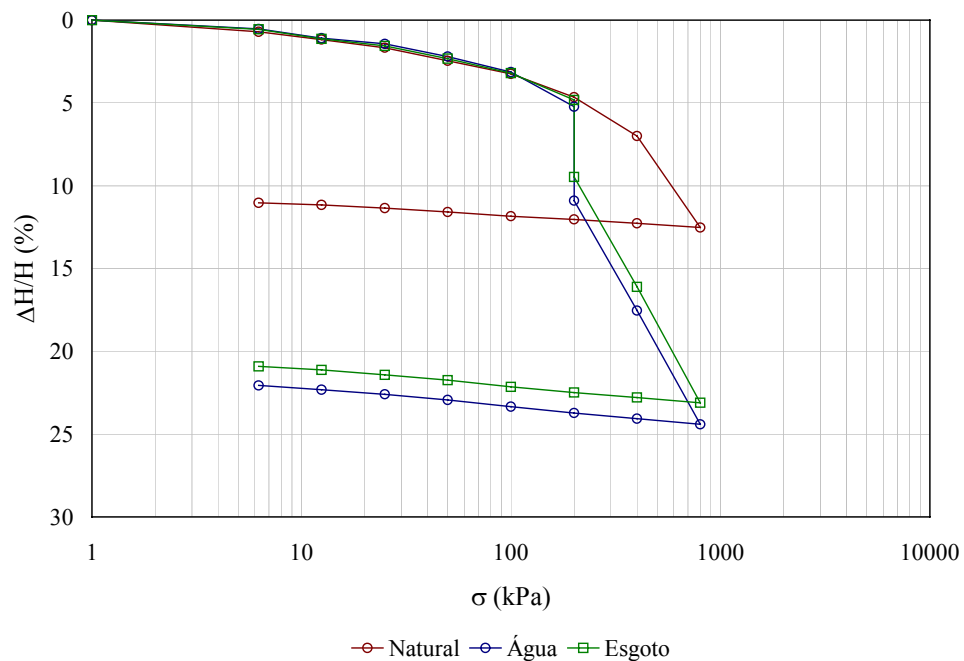


Figura 35. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 4 m)

As Figuras 36, 37, 38 e 39 exibem curvas de compressão confinada de amostras dos solos do local B inundadas com água e esgoto a 200 kPa.

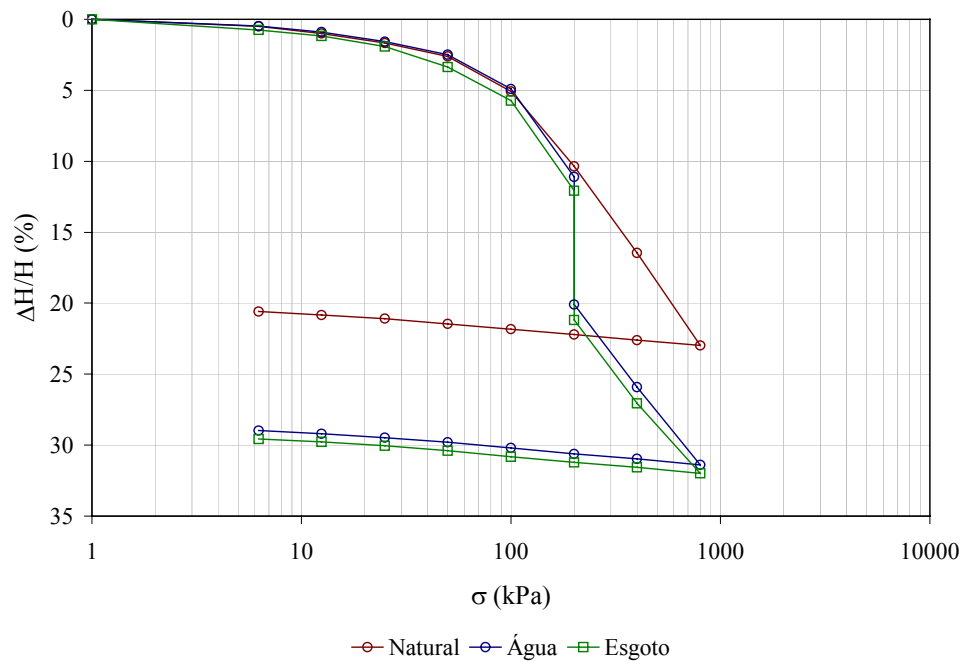


Figura 36. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 1 m)

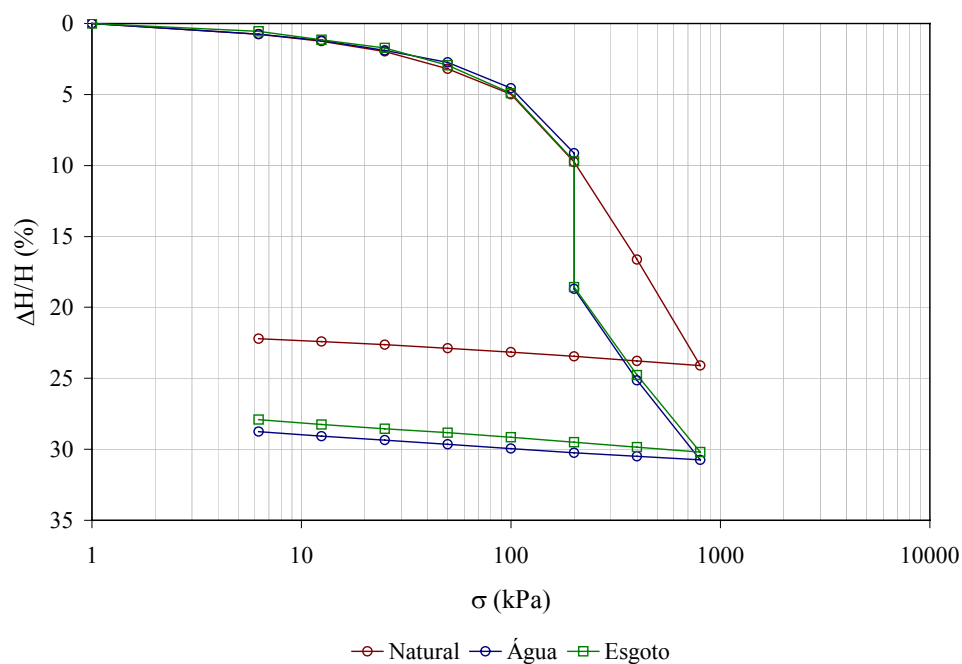


Figura 37. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 2 m)

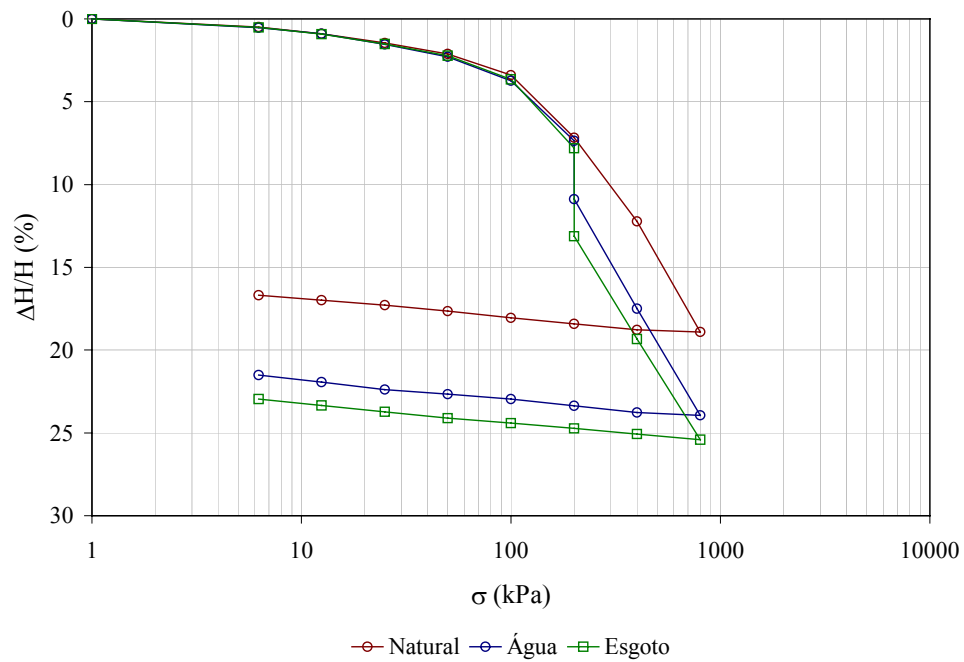


Figura 38. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 3 m)

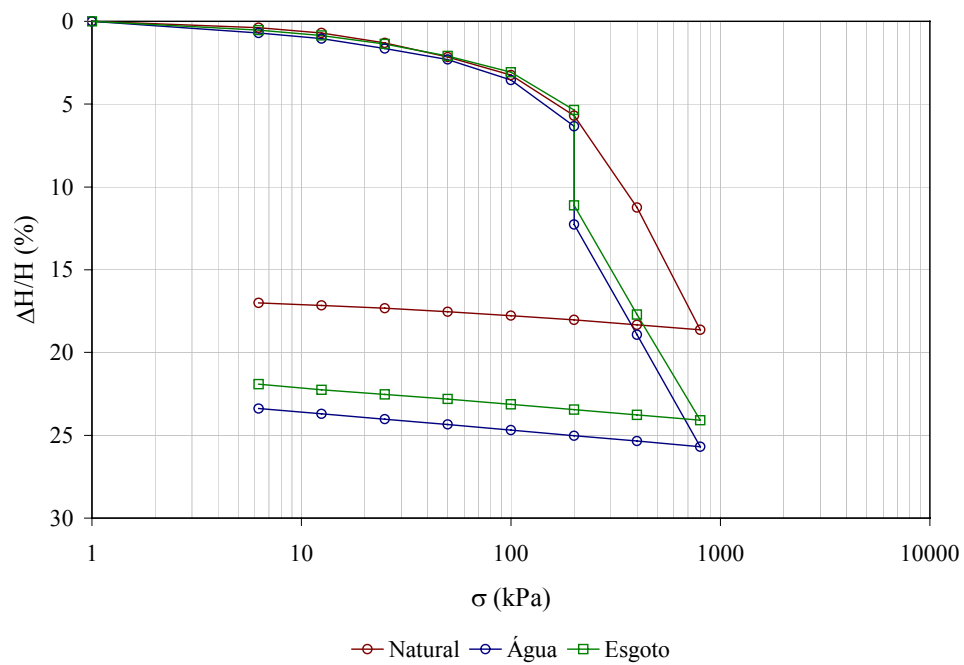


Figura 39. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 4 m)

Para facilitar a análise do comportamento colapsível dos solos dos locais A e B, as Figuras 40 e 41 ilustram os potenciais de colapso obtidos ao longo da profundidade.

Os gráficos apresentam a diminuição das deformações com o aumento da profundidade nas duas curvas que representam os líquidos de inundação. A redução dos potenciais de colapso explica-se pelo decréscimo das tensões $\sigma_{200} - \sigma_{fn}$ (Figuras 30 e 31). A relação (tensão de 200 kPa menos tensão de fluência) varia ao longo da profundidade, pois seus valores são dependentes da sucção. Tais valores não puderam ser mantidos constantes com a profundidade pelo fato dos ensaios edométricos não terem sido realizados em edômetros especiais com controle de sucção.

No gráfico da Figura 40 a diferença dos potenciais de colapso entre as duas curvas é significativamente maior na superfície, decrescendo com a profundidade. Sabe-se que o arraste de bases que ocorre pelas águas de infiltração, principalmente nas camadas menos profundas, torna o solo lixiviado e que o processo de lixiviação possibilita a acidificação do solo e a formação de uma estrutura agregada. Quando um líquido, como o esgoto doméstico, com certa quantidade de sódio infiltra no solo, o colapso pode tornar-se maior devido a maior capacidade de desagregação dos solos finos. No entanto, o paralelismo das retas virgens apresentadas nas Figuras 32 a 39 leva a entender que o mecanismo do colapso é o mesmo para os dois fluidos.

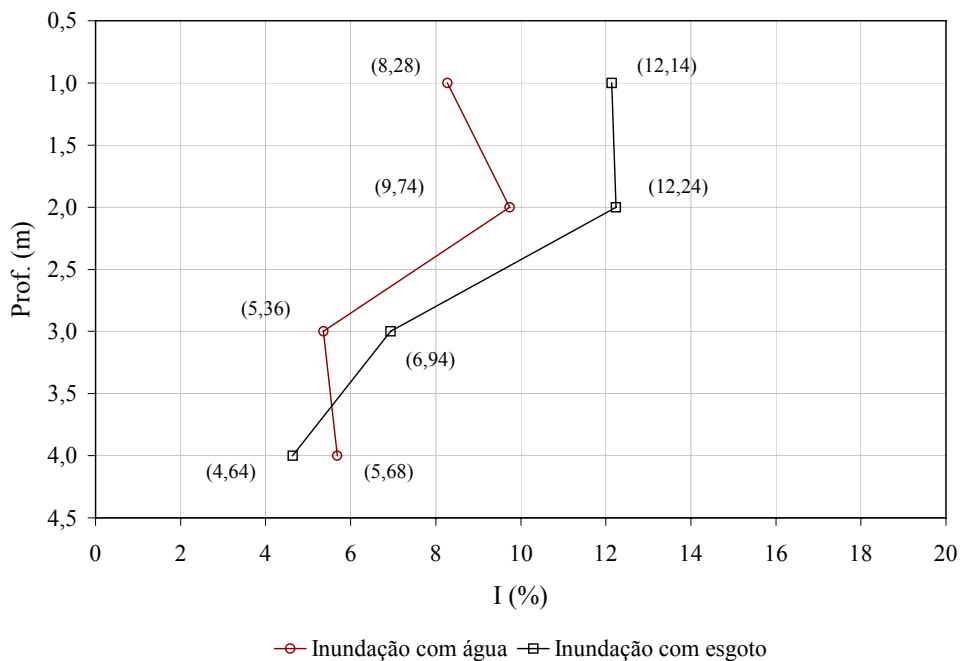


Figura 40. Profundidade vs potencial de colapso (solos do local A)

A variação entre os potenciais de colapso dos solos do local A (umedecido com água e esgoto) não ocorre para os solos do local B (Figura 41).

Os solos do local A situam-se na parte superior e topo das colinas onde predomina o processo de infiltração de águas precipitadas proporcionando maior lixiviação do perfil, enquanto os solos do local B, por situar-se nas porções inferiores da encosta, apresentam condições que facilitam o escoamento superficial das águas de precipitação. Portanto, o perfil do local B tende a ser ligeiramente menos lixiviado que o perfil do local A, ou seja, tende a possuir uma estrutura menos agregada, o que poderia explicar parcialmente menores variações entre os potenciais de colapso induzidos pelo umedecimento dos solos com água e esgoto.

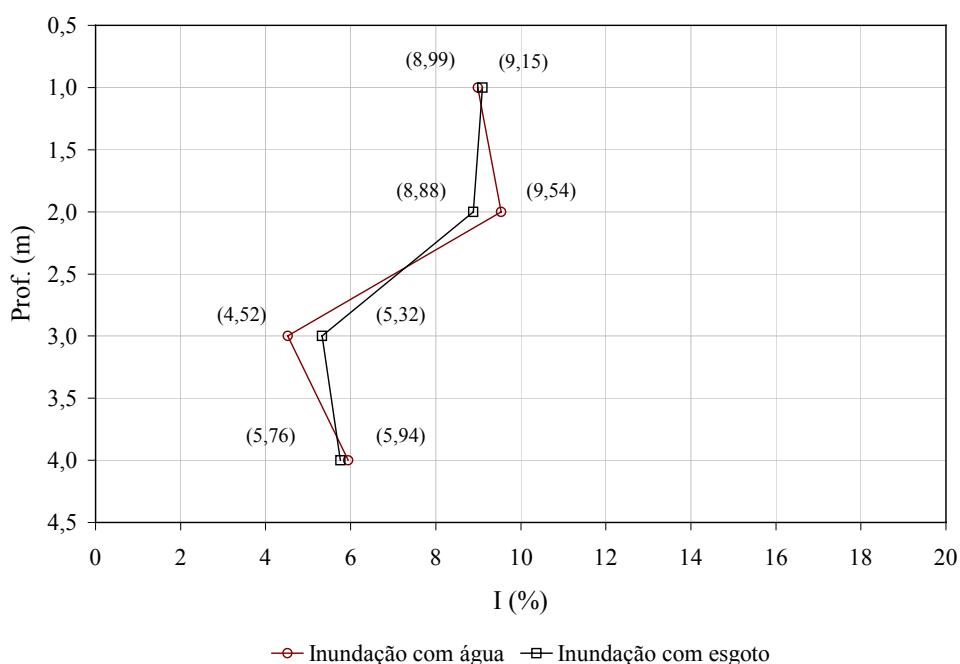


Figura 41. Profundidade vs potencial de colapso (solos do local B)

Quando sobrepostos os gráficos de profundidade vs potencial de colapso dos solos dos locais A e B, nota-se que as alterações resultantes das curvas concentram-se nos potenciais de colapso motivados pela inundação do solo do local A com esgoto doméstico nos dois primeiros metros do perfil (Figura 42).

Os resultados indicam que a intensidade do colapso varia ao longo dos perfis dos elementos de terreno, mas ainda existem fatores que influenciam na variação dos potenciais de colapso pela inundação com esgoto nos solos menos profundos, comparado-se as quatro curvas.

O mecanismo de colapso para estes solos relaciona-se com a redução da sucção pelo umedecimento do solo (alteração das forças de adsorção e da capilaridade), mas a variação de potencial de colapso ocorrida entre a água e o esgoto, que resultou num colapso maior com o esgoto no solo do local A, pode estar associada a maior capacidade do esgoto em desagregar a fração fina, ou de atacar as ligações cimentícias destes solos.

Nas Figuras 30 e 31 os valores de σ_{fn} a 1 m são diferentes, embora os perfis dos locais A e B se apresentem com o mesmo grau de saturação (próximo de 30%) e mesmo peso específico (entre 15 e 16 kN/m³). Neste caso, o solo do local A pode encontrar-se mais cimentado, por apresentar maior σ_{fn} com relação ao solo do local B a 1 m. Isto poderia explicar a variação de colapso ocorrida com o solo do local A (Figura 42). Entretanto, tal afirmação pode ser concluída com segurança verificando-se: os teores de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e os aspectos estruturais do solo.

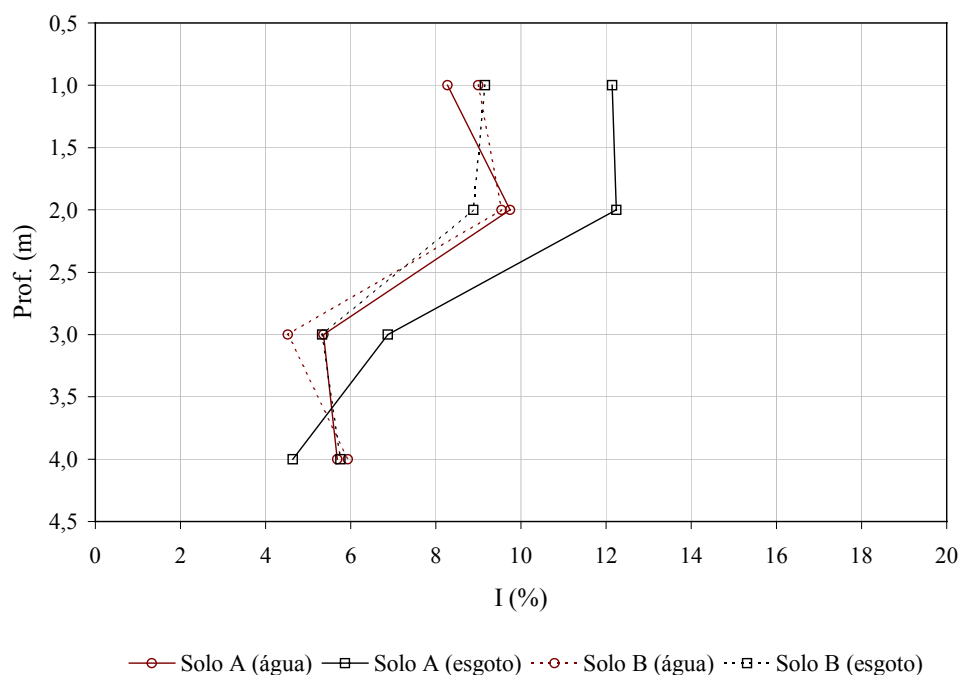


Figura 42. Profundidade vs potencial de colapso (solos dos locais A e B)

Além de algumas peculiaridades abordadas no item 5.1 e da forma de relevo apresentada no item 3.3.2 desta dissertação, algumas diferenças entre os perfis dos locais A e B ainda são observadas. Segundo as Tabelas 15 e 16, o perfil do local A apresenta-se com maior acidez potencial ($H^+ + Al^{+3}$) e menor quantidade de cátions básicos (SB) e saturação em bases (V) que o perfil do local B. Tais características sugerem uma estrutura mais agregada ao solo do local A.

A Tabela 21 apresenta os recalques por colapso ao longo do tempo e associa as medidas de deformações axiais em termos percentuais com relação ao colapso total. A velocidade das deformações provocadas pelos dois fluidos no solo pode ser analisada através da Figura 43.

Tabela 21. Recalques e porcentagem de recalques por colapso em função do tempo

Tempo (min)	Inundação com água		Inundação com esgoto	
	Recalque (mm)	% de Recalque	Recalque (mm)	% de Recalque
9,0	1,457	95,3	2,202	97,1
16,0	1,477	96,6	2,215	97,7
25,0	1,483	97,0	2,222	98,0
36,0	1,488	97,3	2,226	98,2
49,0	1,492	97,6	2,230	98,4
64,0	1,494	97,7	2,233	98,5
100,0	1,499	98,0	2,237	98,7
121,0	1,501	98,2	2,240	98,8
144,0	1,503	98,3	2,242	98,9
196,0	1,505	98,4	2,245	99,0
400,0	1,516	99,1	2,253	99,4
1440,0	1,529	100,0	2,267	100,0

O solo inundado com esgoto doméstico deformou 97,1% do colapso total, 9 minutos após o início da inundação, enquanto o solo inundado com água deformou 95,3%. Após 400 minutos as deformações atingiram 99,1% (com água) e 99,4% (com esgoto) do colapso total.

Em linhas gerais, as velocidades dos colapsos dos solos não apresentaram grandes diferenças. As variações ocorridas entre os solos inundados com água e esgoto podem estar dentro da repetibilidade dos ensaios.

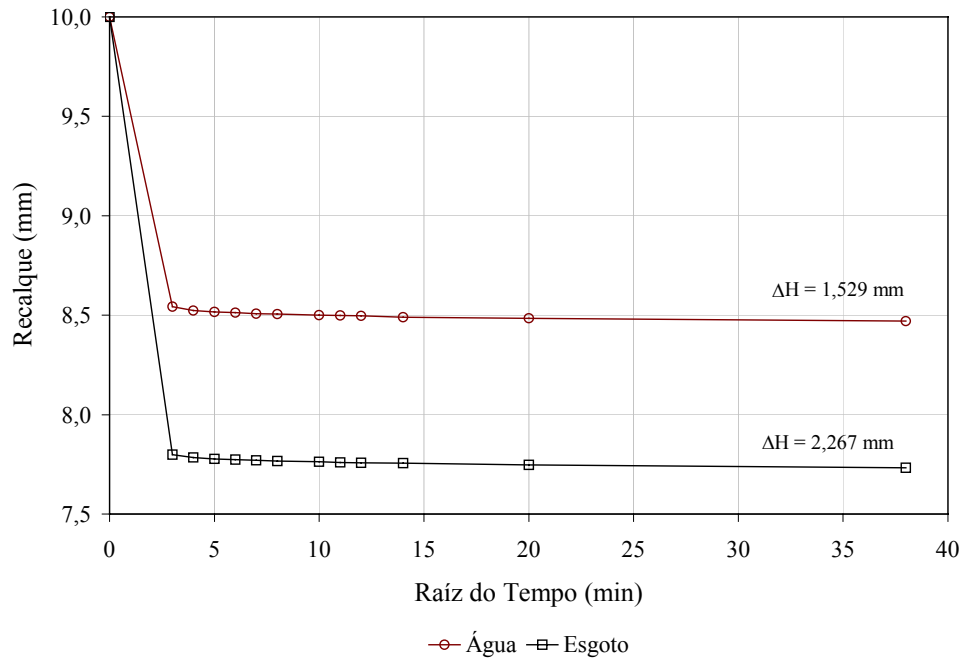


Figura 43. Recalque devido à inundação em função da raiz do tempo (solo do local A – 1 m)

5.6.2 Ensaio Edométrico Duplos

Para a realização dos ensaios edométricos duplos, dois corpos-de-prova idênticos devem ser preparados para serem ensaiados, o primeiro com umidade natural e o outro para ser inundado desde o início do ensaio.

Na literatura existe um critério clássico para avaliação do colapso dos solos baseado nestes ensaios que define o coeficiente de colapsabilidade C (Equação 6), o de REGINATTO & FERRERO (1973). Este critério possui caráter qualitativo e sua aplicabilidade torna-se deficiente à medida que a umidade inicial da amostra de solo é alterada, pois valores de σ_{fn} para os não saturados variam em função da sucção e por extensão da umidade.

Portanto, o critério de REGINATTO & FERRERO (1973) não foi utilizado para avaliação do colapso. Os resultados foram calculados e avaliados em termos de deformabilidade volumétrica, correspondentes a variações de volume provocadas pela inundação e aplicação de tensões até 800 kPa sobre os corpos-de-prova. O cálculo da deformação específica reflete o colapso do solo da tensão zero até a tensão final, por isso, oferece mais segurança para a quantificação e avaliação das deformações por colapso.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_o} \% \quad (12)$$

em que, ε_v : deformação específica;

ΔV : variação de volume devido a inundação e aplicação de tensões;

V_o : volume inicial.

As Tabelas 22 e 23 apresentam resumidamente as principais características dos ensaios edométricos duplos inundados com água e esgoto doméstico para os solos dos locais A e B.

Tabela 22. Características dos ensaios edométricos duplos dos solos do local A

Inundação	Prof. (m)	w (%)	e_i	S_{ri} (%)	S_{rf} (%)	ε_v (%)	$\Delta\varepsilon_v$ (%)
água	1	10,2	0,84	32,4	100	23,03	2,93
esgoto		10,1	0,90	30,2	100	25,96	
água	2	10,3	0,96	28,8	93,6	24,49	1,34
esgoto		10,3	0,94	30,6	100	25,83	
água	3	10,9	0,76	39,0	100	21,31	-2,44
esgoto		10,2	0,82	36,4	100	18,87	
água	4	11,9	0,81	40,0	95,8	18,12	-0,77
esgoto		12,0	0,76	42,9	92,7	17,35	

Tabela 23. Características dos ensaios edométricos duplos dos solos do local B

Inundação	Prof. (m)	w (%)	e_i	S_{ri} (%)	S_{rf} (%)	ε_v (%)	$\Delta\varepsilon_v$ (%)
água	1	10,1	0,96	27,5	100	24,65	-0,73
esgoto		10,0	0,85	31,7	97,3	23,92	
água	2	10,3	0,93	30,1	100	25,63	-1,27
esgoto		10,0	0,91	29,9	98,5	24,36	
água	3	11,6	0,82	38,5	95,7	19,67	3,61
esgoto		11,7	0,89	35,5	99,1	23,28	
água	4	11,9	0,86	37,5	100	20,36	-0,01
esgoto		11,8	0,85	37,7	98,3	20,35	

Legenda:

w: umidade inicial; e_i : índice de vazios inicial; S_{ri} : grau de saturação inicial; S_{rf} : grau de saturação final; ε_v : deformação específica; $\Delta\varepsilon_v$: variação de deformação específica entre amostras inundadas com esgoto e água.

O termo $\Delta\epsilon_v$ (%) representa a variação de deformação específica entre amostras inundadas com esgoto e água. Em outras palavras, valores positivos de $\Delta\epsilon_v$ significam que o esgoto doméstico provocou maiores deformações nos solos com relação à água.

Os valores calculados de deformação específica mostram solos com alta compressibilidade sob efeito da inundação (entre 17,35 e 25,96%) descrevendo preliminarmente o caráter colapsível dos mesmos.

A análise do comportamento mecânico dos solos fazendo-se uso do conceito de deformação específica, não apresenta rigorosamente a mesma propensão dos potenciais de colapso calculados para os ensaios edométricos simples. Os potenciais de colapso foram obtidos sob uma tensão previamente escolhida (200 kPa), já as deformações específicas resultam de variações volumétricas totais dos solos desde a tensão zero até 800 kPa. Com isto, as deformações nas outras tensões sob o qual as amostras foram submetidas podem apresentar magnitudes diferentes, modificando os resultados finais se comparados os dois tipos de ensaios edométricos com os critérios escolhidos para avaliação do colapso.

A seguir, as Figuras 44, 45, 46 e 47 exibem curvas de compressão confinada de amostras dos solos do local A inundadas com água e esgoto e com umidade natural.

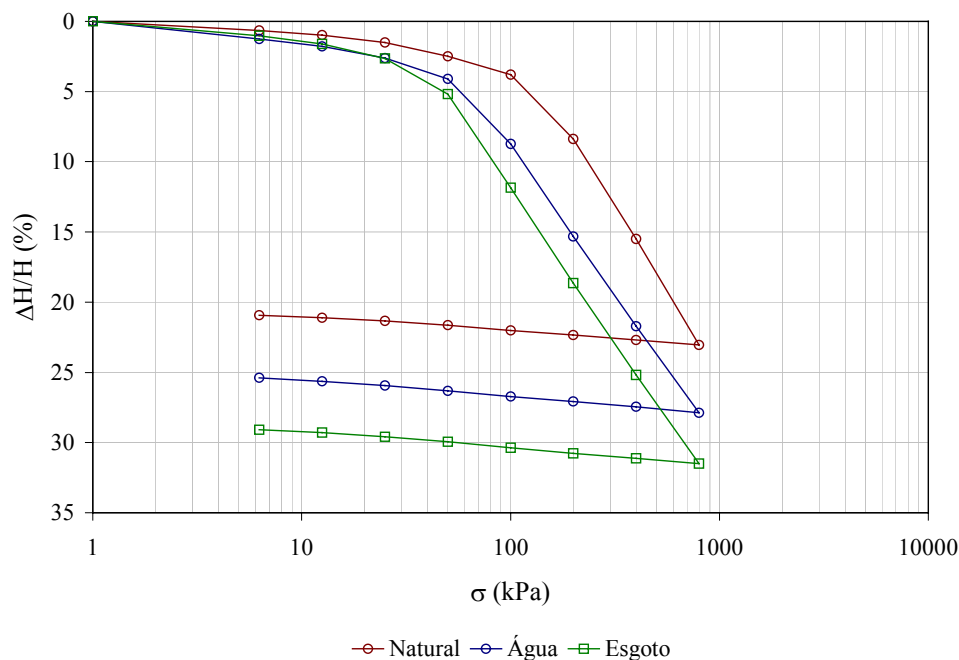


Figura 44. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 1 m)

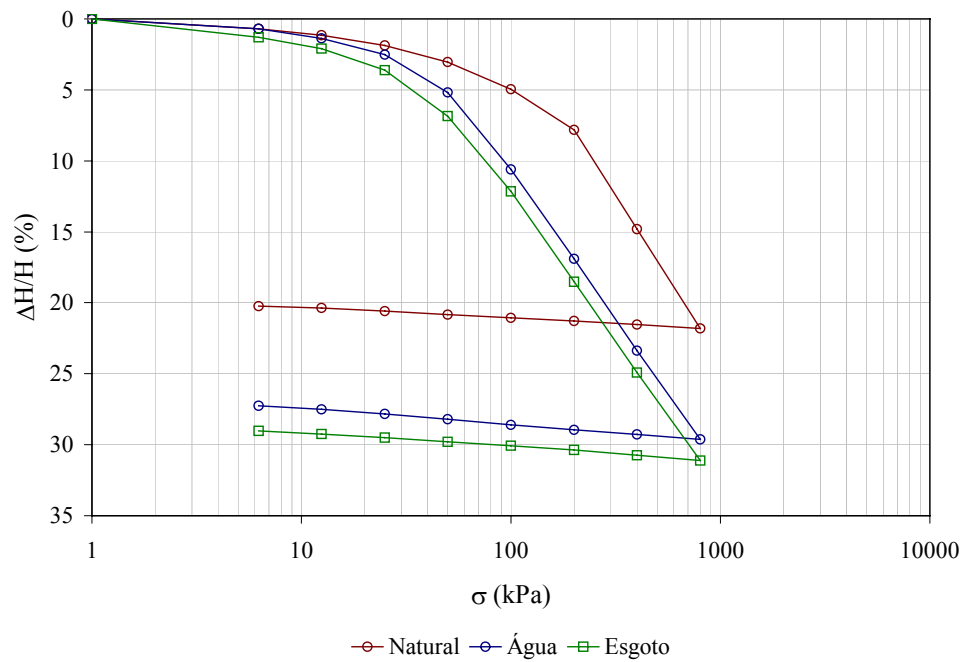


Figura 45. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 2 m)

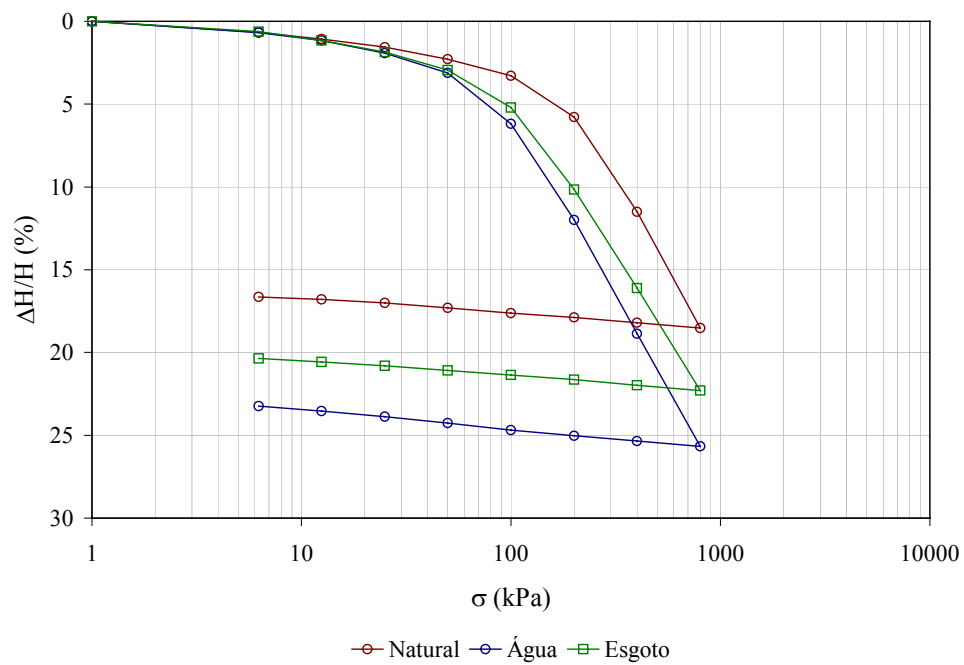


Figura 46. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 3 m)

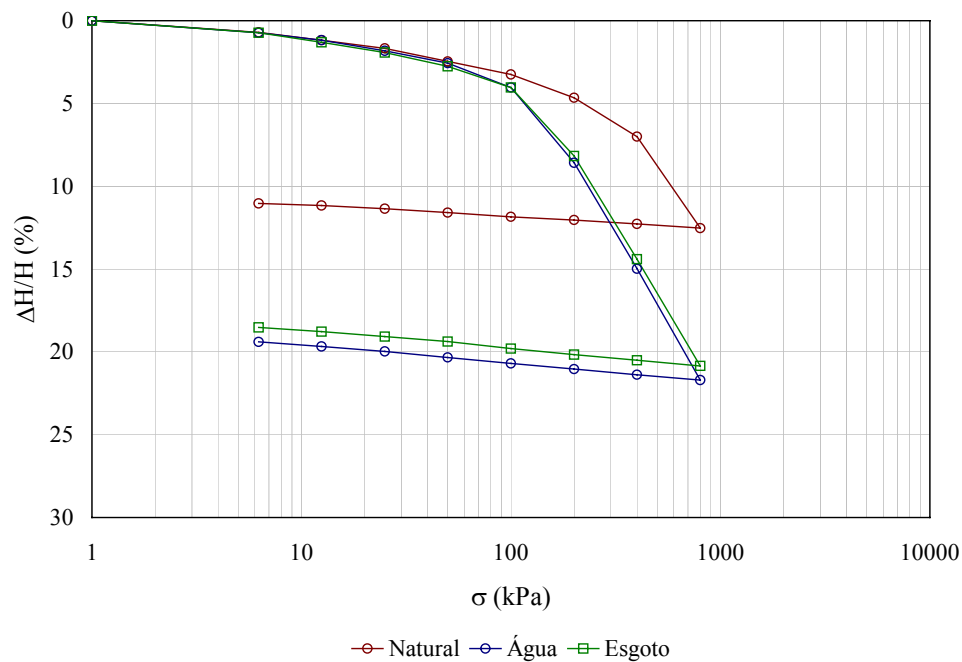


Figura 47. Curvas de compressão confinada (solo do local A – 4 m)

As Figuras 48, 49, 50 e 51 exibem curvas de compressão confinada de amostras dos solos do local B inundadas com água e esgoto e com umidade natural.

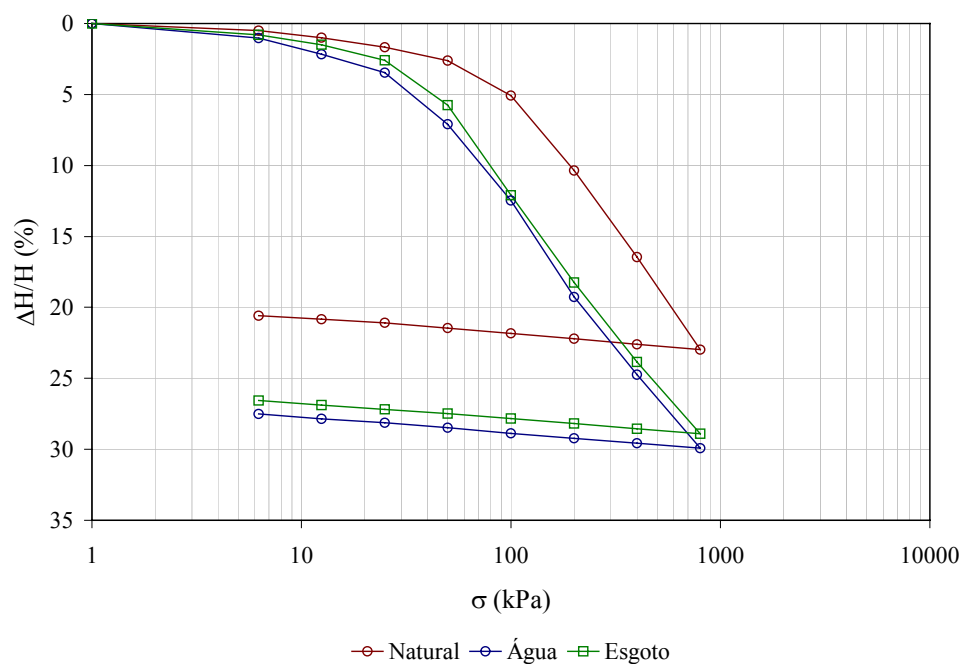


Figura 48. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 1 m)

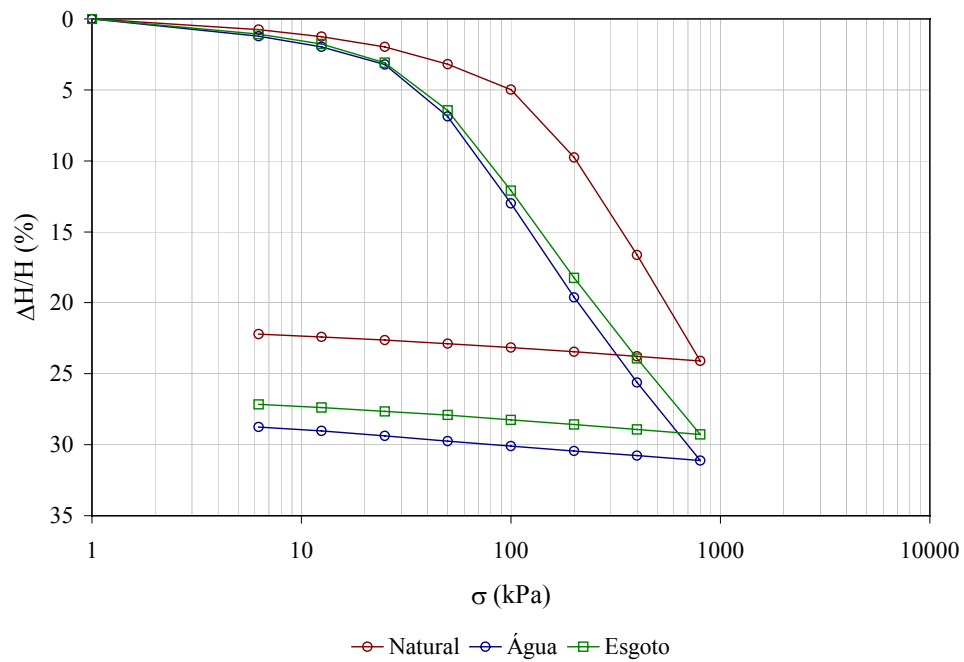


Figura 49. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 2 m)

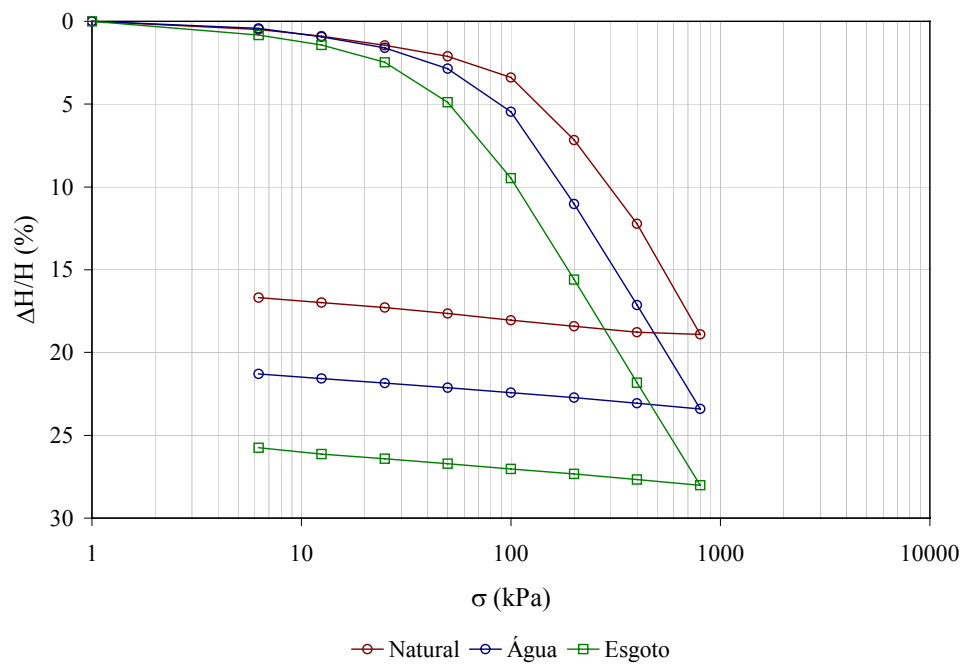


Figura 50. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 3 m)

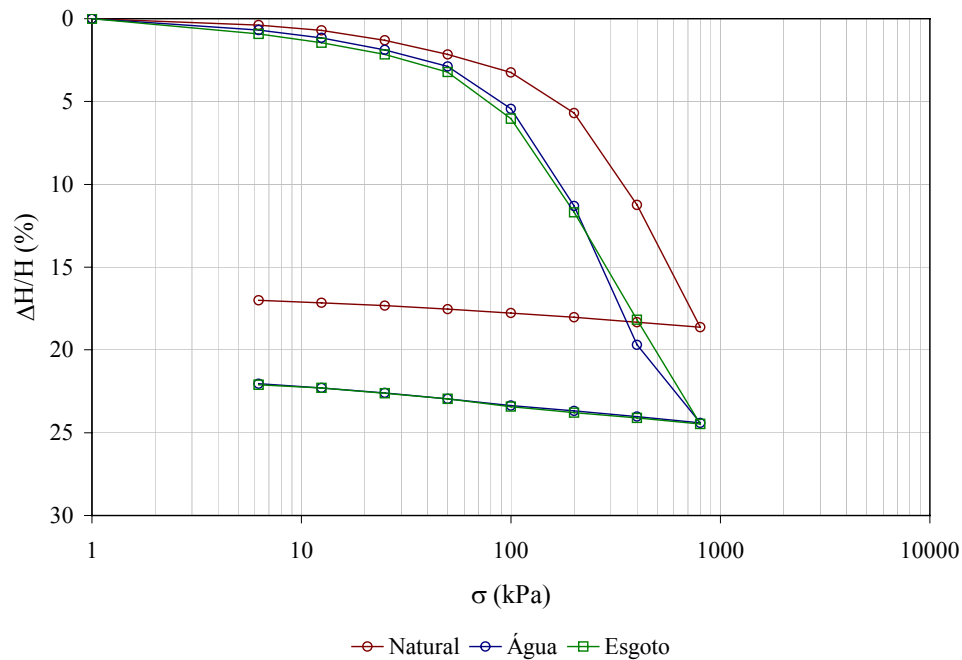
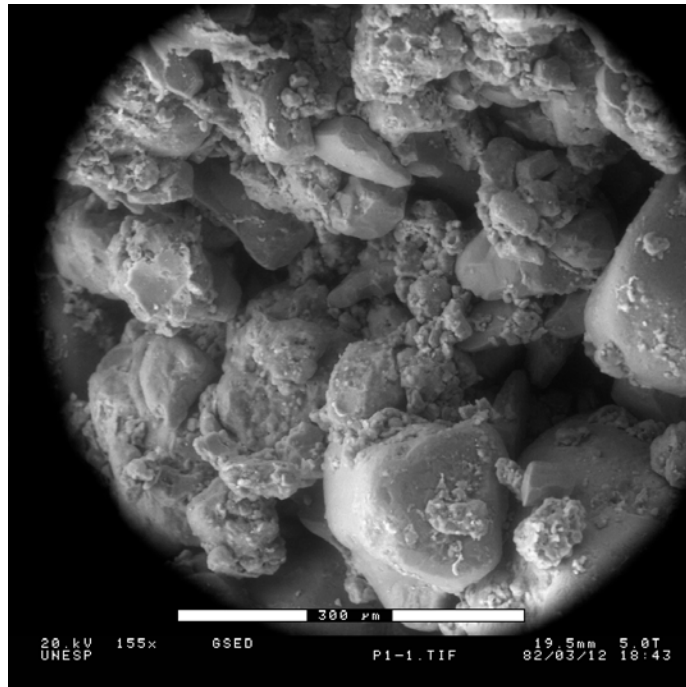


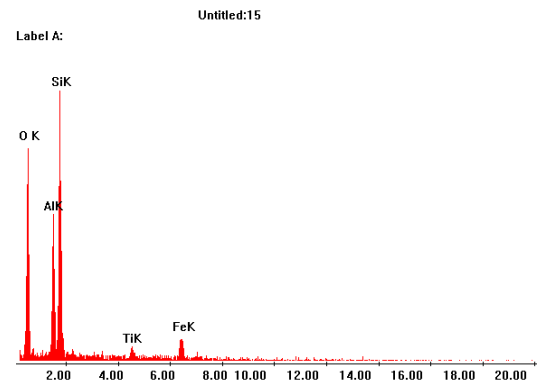
Figura 51. Curvas de compressão confinada (solo do local B – 4 m)

5.7 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Para estudar a estrutura dos solos dos locais A e B foi utilizado um microscópio eletrônico de varredura associado a um espectrômetro de energia dispersiva para a visualização do arranjo estrutural e para a identificação preliminar dos óxidos e hidróxidos principais dos solos. Portanto, as fotos resultantes dos ensaios de microscopia vêm acompanhadas de diagramas espectrais (Figuras 52 a 61).

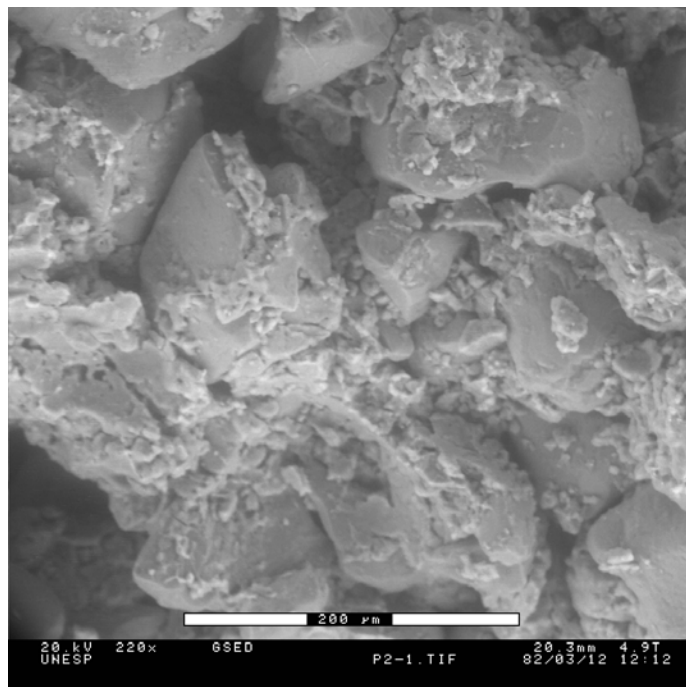


(a) Amostra indeformada

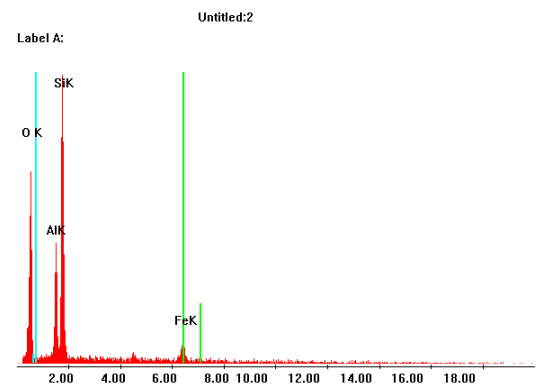


(b) Diagrama espectral

Figura 52. Estrutura do solo do local A – 1 m

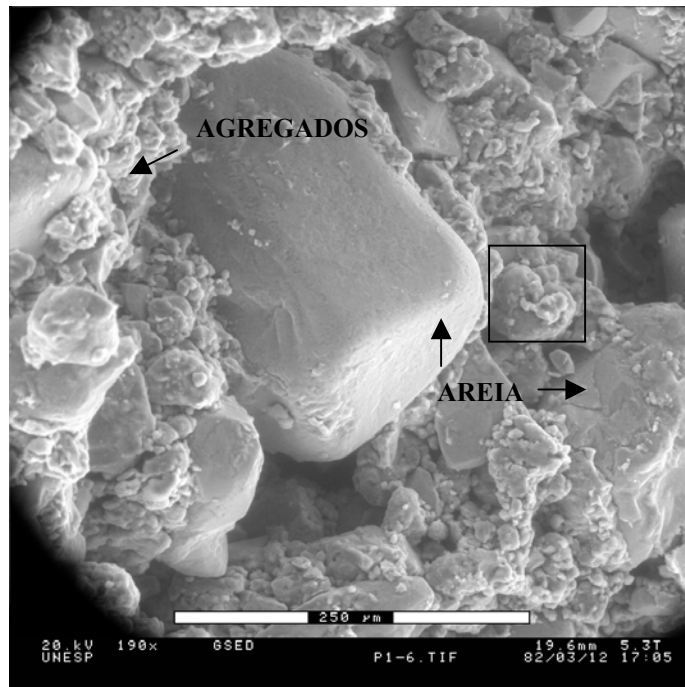


(a) Amostra indeformada



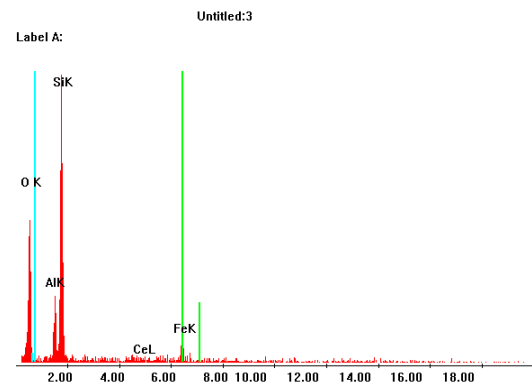
(b) Diagrama espectral

Figura 53. Estrutura do solo do local B – 1 m



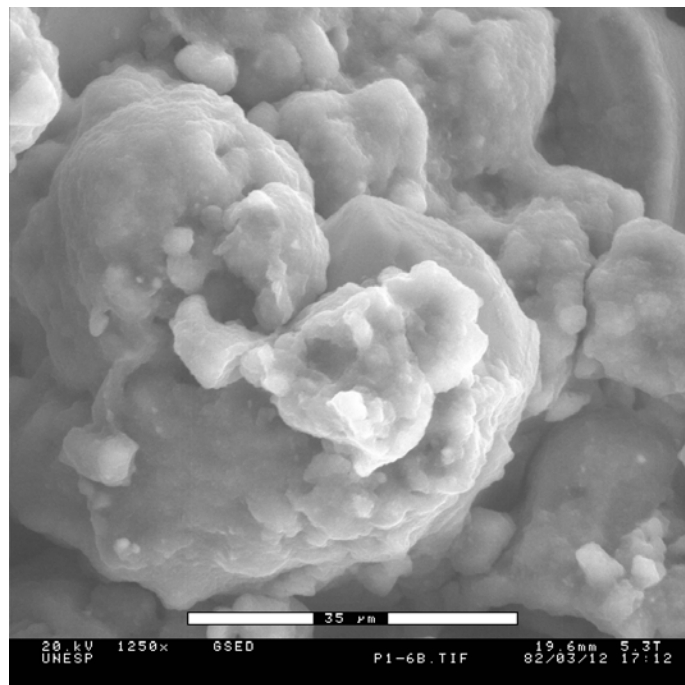
(a) Amostra indeformada

(a área destacada é reproduzida na Figura 55)

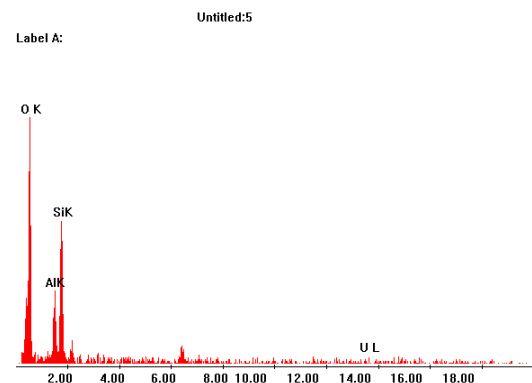


(b) Diagrama espectral

Figura 54. Estrutura do solo do local A – 6 m com partículas de areia circundadas por partículas de argila e silte em estado agregado

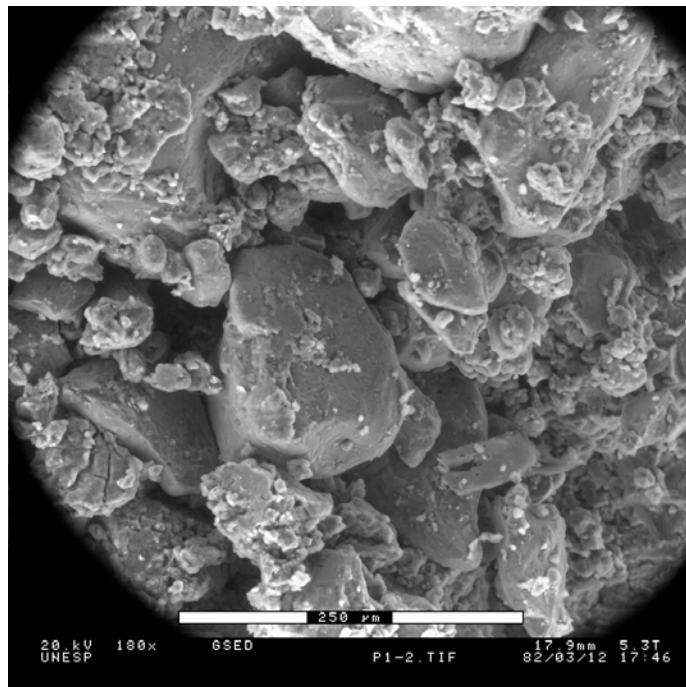


(a) amostra indeformada

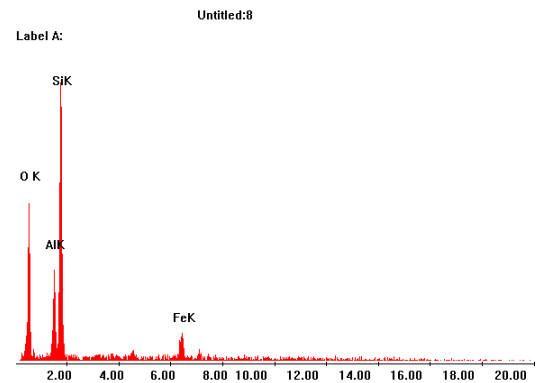


(b) Diagrama espectral

Figura 55. Detalhe dos agregados

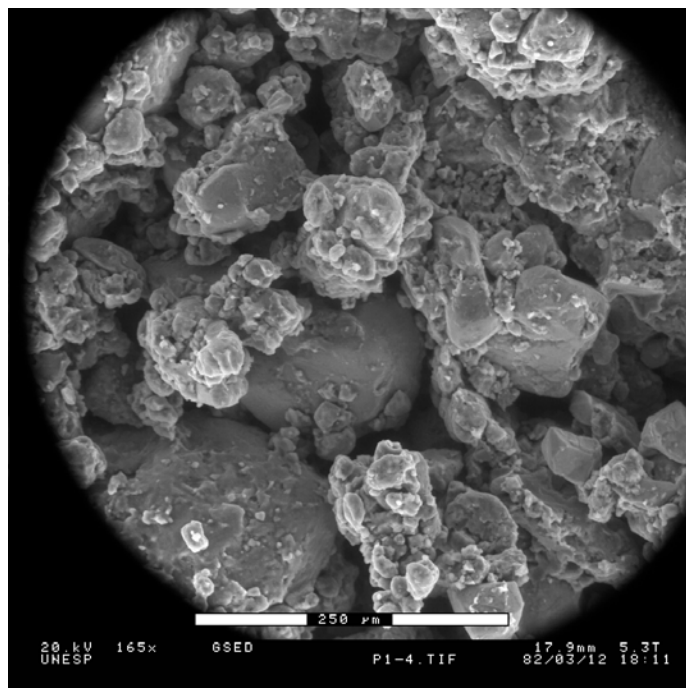


(a) Amostra indeformada

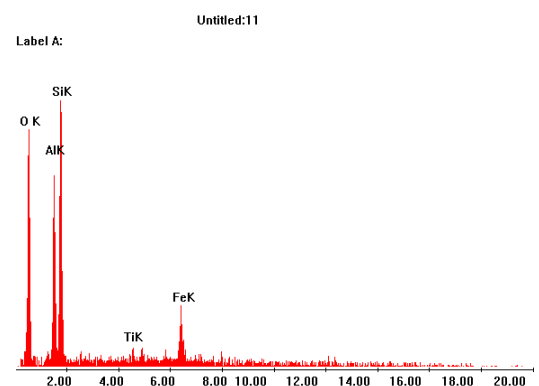


(b) Diagrama espectral

Figura 56. Estrutura do solo do local A – 2 m

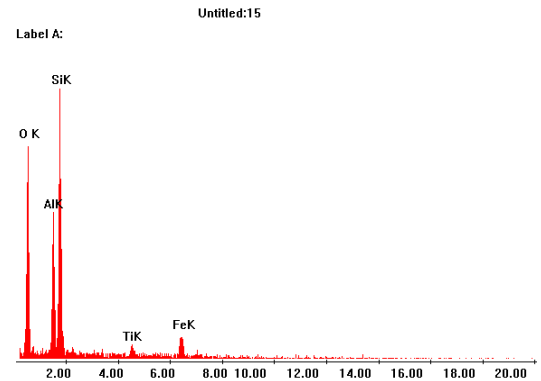
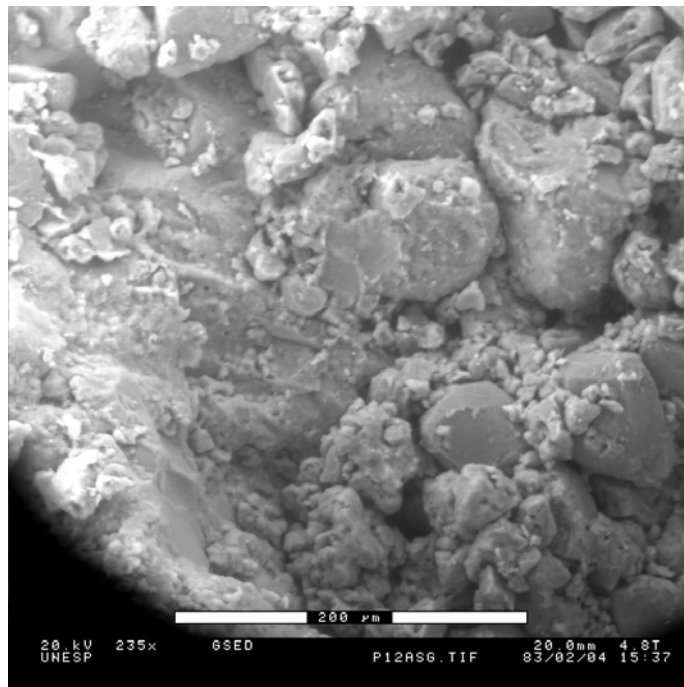


(a) Amostra indeformada



(b) Diagrama espectral

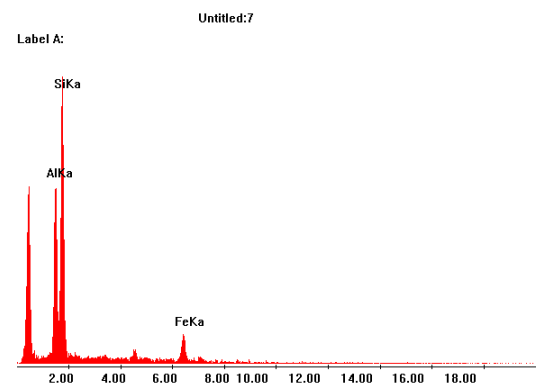
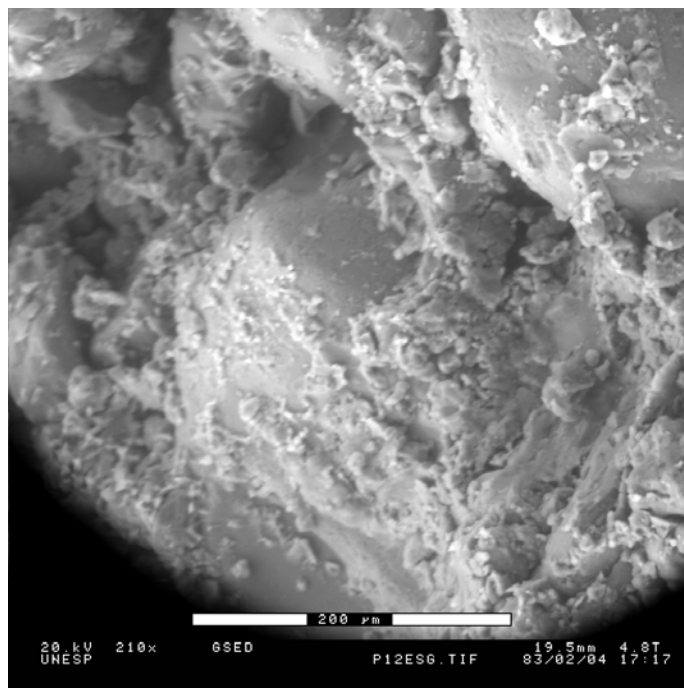
Figura 57. Estrutura do solo do local A – 4 m



(a) Amostra após ensaio edométrico

(b) Diagrama espectral

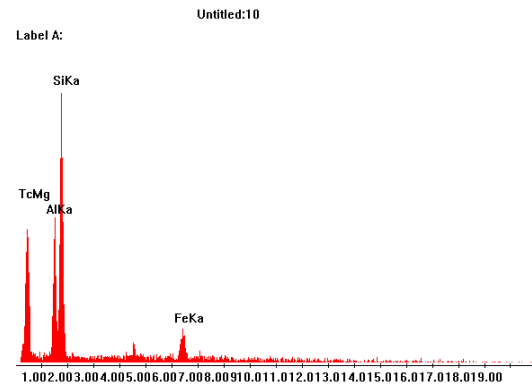
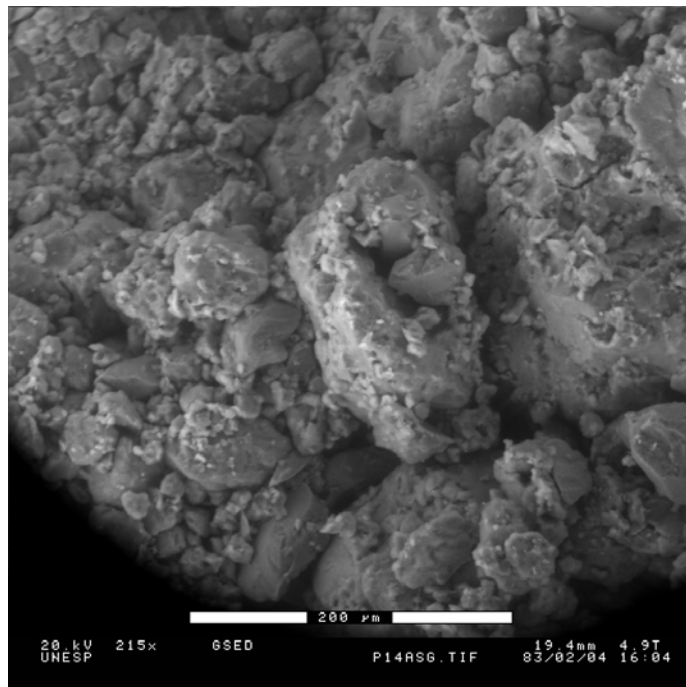
Figura 58. Estrutura do solo do local A – 2 m após inundação com água destilada



(a) Amostra após ensaio edométrico

(b) Diagrama espectral

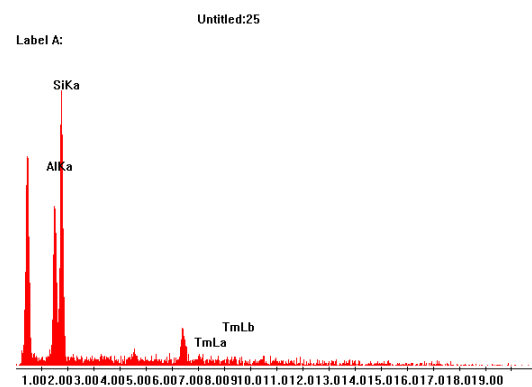
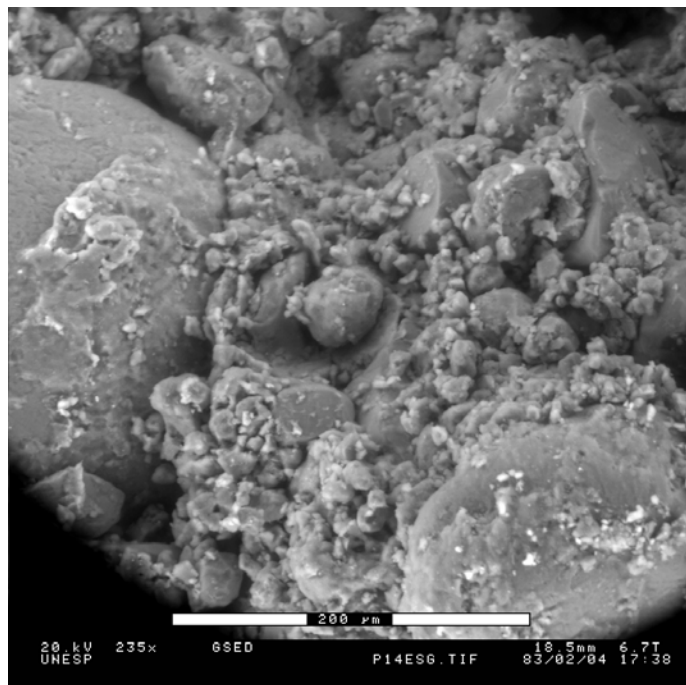
Figura 59. Estrutura do solo do local A – 2 m após inundação com esgoto doméstico



(a) Amostra após ensaio edométrico

(b) Diagrama espectral

Figura 60. Estrutura do solo do local A – 4 m após inundação com água destilada



(a) Amostra após ensaio edométrico

(b) Diagrama espectral

Figura 61. Estrutura do solo do local A – 4 m após inundação com esgoto doméstico

A estrutura dos solos estudados é formada por partículas grandes (areia), de forma predominantemente sub arredondadas, em alguns casos com formato sub angular, apresentando-se circundadas e, às vezes, cimentadas por partículas de argila e silte em estado agregado. A granulometria desses solos é distinta daquela que se obtém com o uso de defloculantes, pois a fração fina do solo ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica devido ao estado agregado em que se encontra (Figuras 52 e 53). Esta constatação condiz com os resultados dos ensaios de granulometria com o uso de solução defloculante, de água destilada e de esgoto doméstico apresentados na Figura 24.

Os diagramas espectrais das Figuras 52 a 61 apresentam semiquantitativamente a presença de silício, alumínio, oxigênio e ferro. Os solos intemperizados das regiões tropicais, conhecidos segundo a pedologia como latossolos, contêm em sua fração argila uma predominância de ferro, alumínio e silício. As regiões de clima tropical favorecem o intemperismo devido à alta temperatura, à umidade e às águas pluviométricas que promovem a remoção de bases pela lixiviação. Segundo AGNELLI (1997), o ferro e o alumínio, que geralmente não são removidos pela lixiviação, aumentam em concentração e constituem-se, na forma de óxidos, cimentos naturais, que interligam as partículas maiores, geralmente de quartzo, da fração arenosa, estruturando o solo.

Quando os solos sofrem colapso, ocorre uma reorganização estrutural compatível com o estado de tensões aplicado. As Figuras 56 e 57 apresentam amostras indeformadas de solos do local A a 2 e 4 m, enquanto as Figuras 58, 59, 60 e 61 ilustram os mesmos solos após ensaios edométricos duplos inundados com água destilada e com esgoto doméstico. As fotos apresentadas nestas figuras permitem comparações entre a estrutura indeformada e a estrutura após o colapso e ainda, a estrutura após o colapso entre solos umedecidos com água e esgoto.

Observando-se as amostras de solo a 2 m (Figuras 56, 58 e 59), constata-se que a ação combinada entre a inundação e a aplicação das tensões provocou maior dispersão e quebra dos agregados de argila e silte no solo umedecido com esgoto. Já, para o solo a 4 m (Figuras 57, 60 e 61), o mesmo efeito não aconteceu, pois o esgoto, quando em contato com o solo, não apresentou a mesma capacidade de desagregação, comportando-se semelhante à água. As medidas de colapso, obtidas com ensaios de compressão edométrica, confirmam esse aspecto, devido à variabilidade de deformações obtidas com os líquidos nos solos a 2 e 4 m (Tabelas 19 e 22).

A estrutura desses solos (com umidade natural) apresenta considerável resistência à compressão edométrica sem redução significativa de volume quando solicitada. No entanto, com o aumento da umidade e ainda sob solicitação de tensões, estes solos apresentam elevada compressibilidade. Supõe-se que o mecanismo de colapso desses solos está relacionado: à eliminação da sucção matricial e ao enfraquecimento das ligações cimentíceas compostas por óxidos de ferro e alumínio. Considera-se ainda que, o mecanismo de colapso seja um fenômeno físico-químico e não químico, pois o colapso torna-se proeminente apenas pela ação direta de sobrecargas no solo.

O esgoto pode apresentar aspectos diferenciados com relação à água, talvez pela maior potencialidade de ataque sobre os compostos cimentantes de ferro e alumínio. Sabe-se, por exemplo, que o ácido sulfídrico (H_2S), presente nos esgotos domiciliares, propicia um meio agressivo aos cimentos de óxidos de ferro.

Com base nas análises, sugere-se um modelo estrutural para o solo de Ilha Solteira conforme apresentado na Figura 62, tendo como principais características: uma estrutura porosa formada por partículas de areia compostas essencialmente pelo mineral quartzo, de formato sub arredondadas e em alguns casos com formato sub angular, circundadas e, às vezes, cimentadas por, argila e eventualmente silte em estado agregado (formando torrões irregulares de granulometria variada) sendo os contatos entre partículas reforçados por compostos de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio; apresenta-se com macrofábrica relativamente homogênea com grande quantidade de agregados e microfábrica em que os contornos dos agregados apresentam indícios de existência de vazios internos.

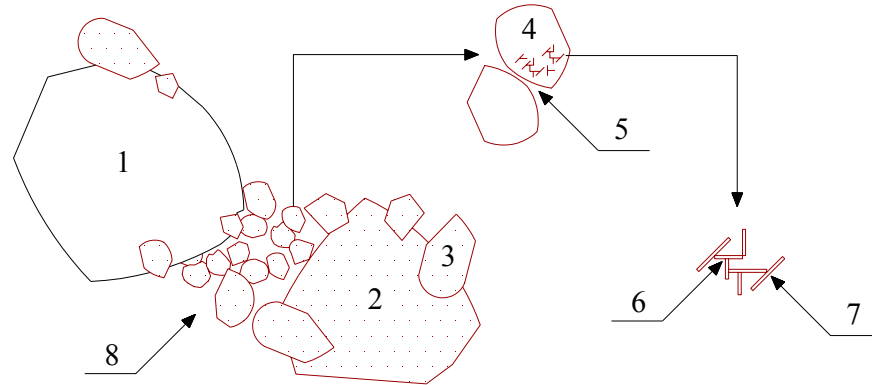


Figura 62. Modelo estrutural proposto para o solo colapsível de Ilha Solteira

Legenda:

- (1) areia;
- (2) agregado maior (torrão irregular de argila) com formato de “esponja ou pipoca”;
- (3) agregado menor (idem 2);
- (1) detalhe de agregados menores compostos por argila e silte, em que (%) argila > (%) silte;
- (2) menisco capilar;
- (3) micromenisco e cimentação composta por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, em que (%) Al > (%) Fe;
- (4) argila;
- (5) poros, em que $n > 40\%$ (com base em dados de caracterização).

5.8 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Após a realização dos ensaios programados para o presente estudo, tornou-se essencial investigar o efeito isolado que algumas substâncias (diluídas em água destilada) produzem no comportamento mecânico dos solos, já que algumas amostras de solos, umedecidas com esgoto, apresentaram maiores colapsos com relação às amostras inundadas com água.

Foram realizados uma nova série de ensaios de caracterização dos fluidos, ensaios edométricos simples e duplos e ensaios de microscopia eletrônica de varredura complementares. A escolha dos líquidos de inundação se baseou em algumas substâncias que são encontradas com frequência nos esgotos domiciliares.

De início esperava-se reproduzir concentrações reais dos compostos nas soluções para avaliar suas influências no colapso. As substâncias, porém, não se encontram com a mesma concentração e a quantidade delas isoladamente no esgoto é pequena. Por outro lado, a reprodução de soluções com concentrações elevadas não condizem com a realidade dos esgotos, podendo-se citar, como exemplo, a concentração de detergente (0,189 mg/l) apresentada na Tabela 18, tornando-se incoerente tais reproduções para o estudo do colapso.

A maneira mais adequada para estudar a influência das soluções de inundação no comportamento colapsível dos solos foi estimar uma concentração que fosse obtida com certa precisão e também igual para todas as soluções. Alguns fabricantes de sabão em pó recomendam a concentração de 1:120 para o consumo ótimo do produto. Para avaliar esta recomendação, alguns testes foram realizados em laboratório, comprovando a veracidade desta informação, uma vez que concentrações maiores da solução a base de sabão em pó provocavam a sedimentação de partículas de sabão que não diluam em meio à água destilada.

Para atender o propósito desta investigação, soluções a base de água sanitária, de detergente líquido, de óleo e de sabão em pó foram preparadas em laboratório. A concentração adotada para as soluções foi 1:120 (em volume), exceto para o óleo que foi utilizado puro e para a água destilada que serviu como parâmetro de comparação entre os líquidos testados.

5.8.1 Caracterização dos Fluidos

A composição química dos produtos baseia-se na especificação dos fabricantes:

- Água sanitária: solução a base de hipoclorito de sódio, hidróxido de sódio, cloreto de sódio e água (teor de cloro ativo de 2 a 2,5%);
- Detergente líquido: solução a base de componente ativo alquil benzeno sulfonato de sódio, sais inorgânicos, coadjuvantes, corante, perfume e água;
- Óleo: produto a base de óleo refinado de soja com antioxidante ácido cítrico;
- Sabão em pó: solução a base de linear alquil benzeno sulfonato de sódio, alquil éter sulfato de sódio, sulfato/silicato/carbonato de sódio, bentonita, zeólito, tripolifosfato de sódio, dimetil hidroxietil cloreto de amônio, polietilenoamina, sulfonato de zinco, silicone, perfume, enzimas, polímeros e branqueadores ópticos.

Na Tabela 24 constam resultados de ensaios de tensão superficial, pH e viscosidade dos líquidos e as Figuras 63, 64, 65 e 66 apresentam curvas (tensão, viscosidade vs deformação) obtidas nos ensaios de reometria.

Tabela 24. Características dos fluidos de inundação

Inundação	Tensão Superficial (10^{-2} N/m)	pH	Viscosidade (10^{-3} Pa.s)	
			(cd) ¹	(ct) ²
água destilada	7,42	6,70	0,9	0,9
água sanitária	6,97	9,56	0,8	0,9
detergente líquido	2,74	4,87	0,9	0,9
óleo	3,92	3,78	41,9	-
sabão em pó	3,27	10,31	0,9	0,9

Os valores de tensão superficial e pH variam consideravelmente para as soluções. Já a viscosidade situa-se próxima de 0,001 Pa.s para todos os líquidos, com exceção do óleo que apresentou viscosidade 40 vezes maior que os demais. Em todas as soluções a viscosidade manteve-se constante durante as deformações ocorridas pela aplicação de tensões nos ensaios de reometria.

¹ (cd) controle de deformação

² (ct) controle de tensão

Os termos independentes das equações aproximam-se de zero, não possuindo tensões críticas de cisalhamento, o que indica comportamento similar ao dos fluidos newtonianos. Os dados experimentais apresentados nos gráficos se ajustam a Equação 10. Todas as soluções apresentam características de deformabilidade semelhantes à água, se adaptando aos requisitos básicos para condições de newtoniedade dos líquidos.

A viscosidade do óleo difere das demais, mas a quantidade de óleo presente nos esgotos domésticos é pequena, além disso, esta parcela pode encontrar-se combinada com sabões e detergentes reduzindo este efeito, já que estes produtos possuem substâncias capazes de alterar a estrutura molecular dos óleos, diluindo-os em água.

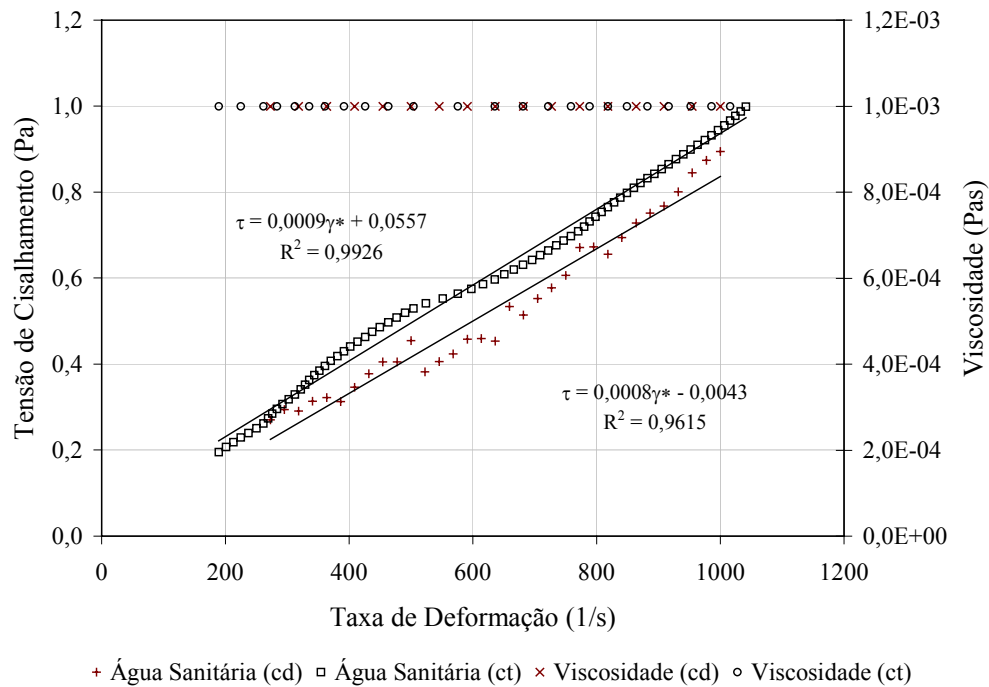


Figura 63. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação da água sanitária a 29°C

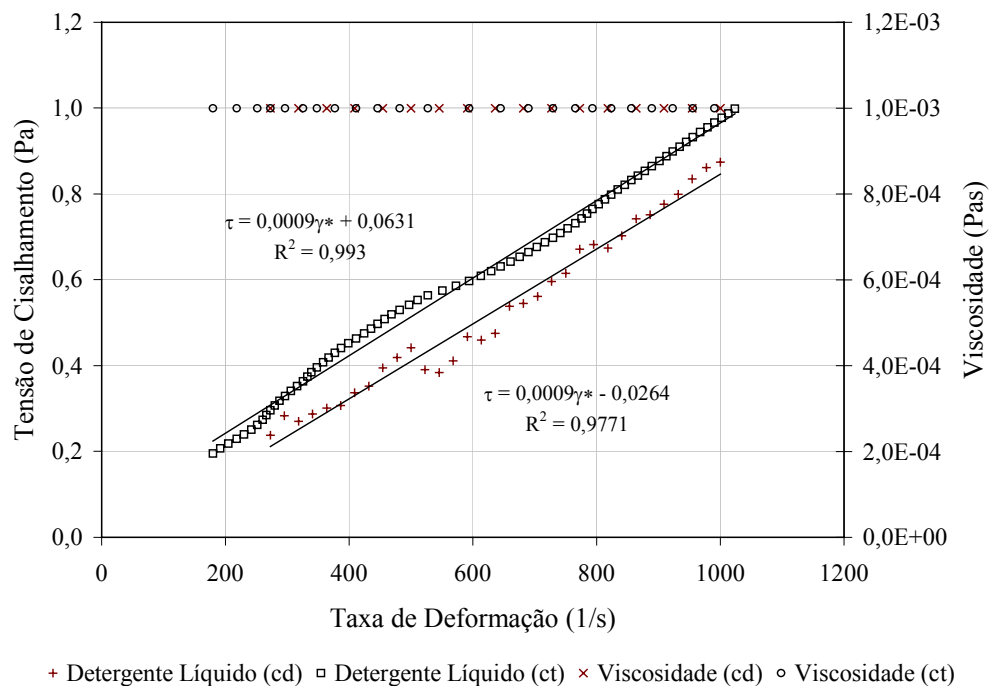


Figura 64. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do detergente líquido a 29°C

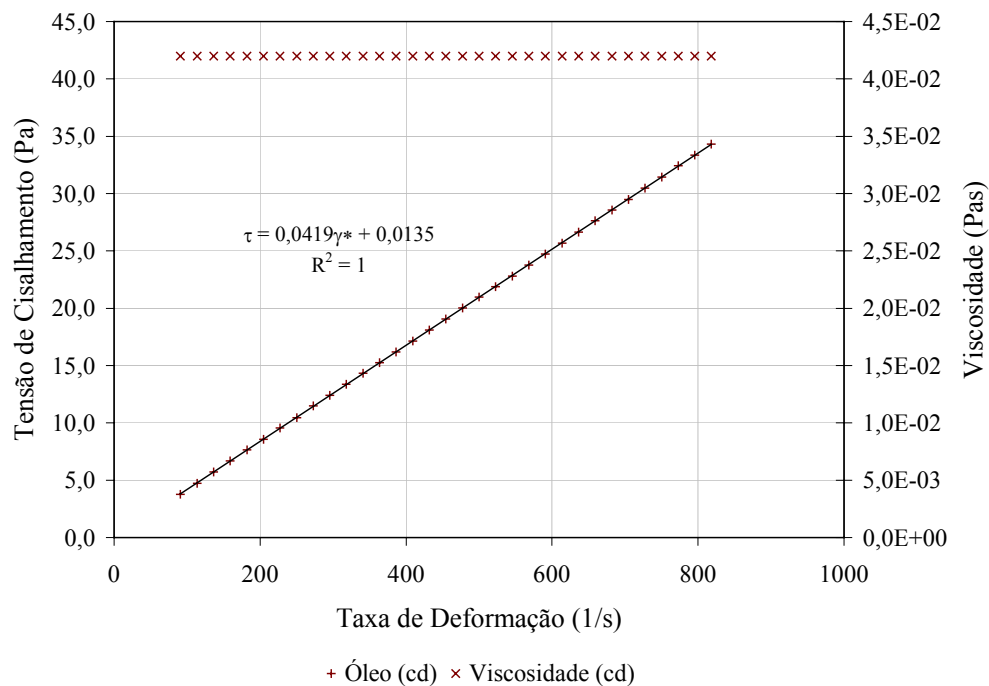


Figura 65. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do óleo a 29°C

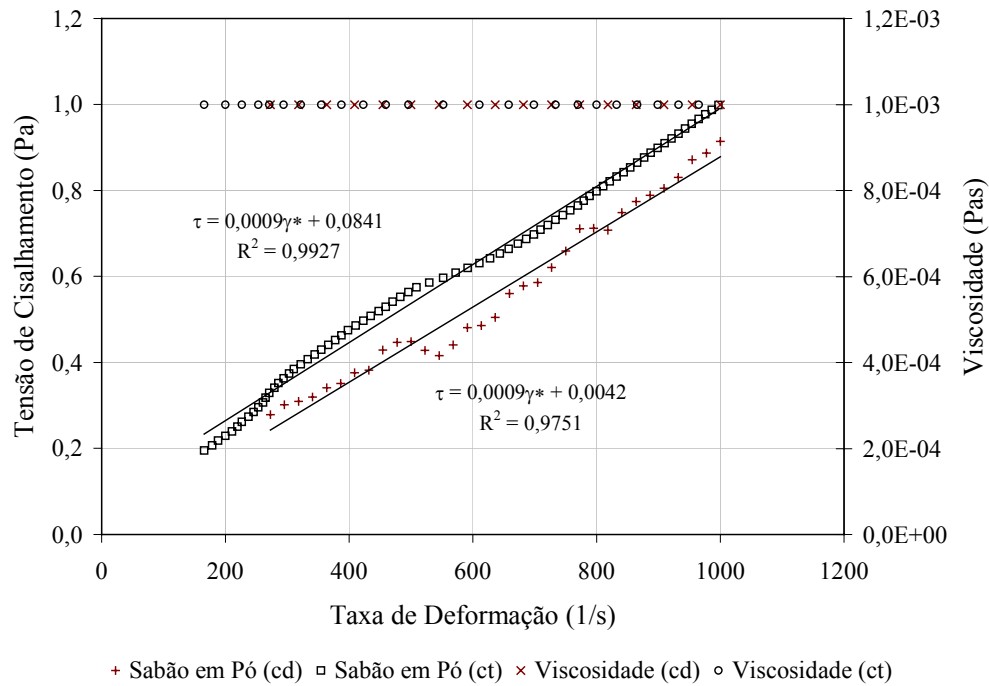


Figura 66. Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do sabão em pó a 29°C

5.8.2 Ensaio Edométricos

Para a realização dos ensaios edométricos complementares recorreu-se ao solo do local A a 1 metro. Sua escolha justifica-se por ter apresentado a maior diferença entre os potenciais de colapso obtidos pelo umedecimento do solo com água destilada e com esgoto doméstico.

Os critérios adotados para a avaliação do colapso compreendem a definição do potencial de colapso e o cálculo da deformação específica, mencionados nos itens 5.6.1 e 5.6.2. As Tabelas 25 e 26 apresentam algumas características dos ensaios edométricos inundados com as soluções.

Tabela 25. Características dos ensaios edométricos simples (solo do local A – 1 m)

Inundação	w (%)	e_i	σ_i (kPa)	H_{ai} (mm)	ΔH_i (mm)	I (%)
água destilada	10,3	0,92	200	18,473	1,529	8,28
água sanitária	10,1	0,97	200	18,513	2,224	12,01
detergente líquido	10,3	0,90	200	18,306	1,548	8,46
óleo	11,1	0,95	200	17,443	0,399	2,29
sabão em pó	10,9	0,94	200	17,839	1,687	9,46

Legenda: w: umidade inicial; e_i : índice de vazios inicial; σ_i : tensão de inundação; H_{ai} : altura do corpo-de-prova antes da inundação; ΔH_i : variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso; I: potencial de colapso.

Tabela 26. Características dos ensaios edométricos duplos (solo do local A – 1 m)

Inundação	w (%)	e_i	S_{ri} (%)	S_{rf} (%)	ϵ_v (%)	$\Delta \epsilon_v$ (%)
água destilada	10,2	0,84	32,4	100	23,03	-
água sanitária	11,6	0,98	31,7	98,3	26,73	3,70
detergente líquido	11,2	0,92	32,5	100	24,08	1,05
óleo	10,9	0,95	31,1	-	25,72	2,69
sabão em pó	11,3	0,95	31,8	98,7	29,00	5,97

Legenda: w: umidade inicial; e_i : índice de vazios inicial; S_{ri} : grau de saturação inicial; S_{rf} : grau de saturação final; ϵ_v : deformação específica; $\Delta \epsilon_v$: variação de deformação específica entre amostras inundadas com as soluções e a água.

As Figuras 67 e 68 apresentam as curvas de compressão confinada das amostras sob efeito da inundação nos dois tipos de ensaios edométricos.

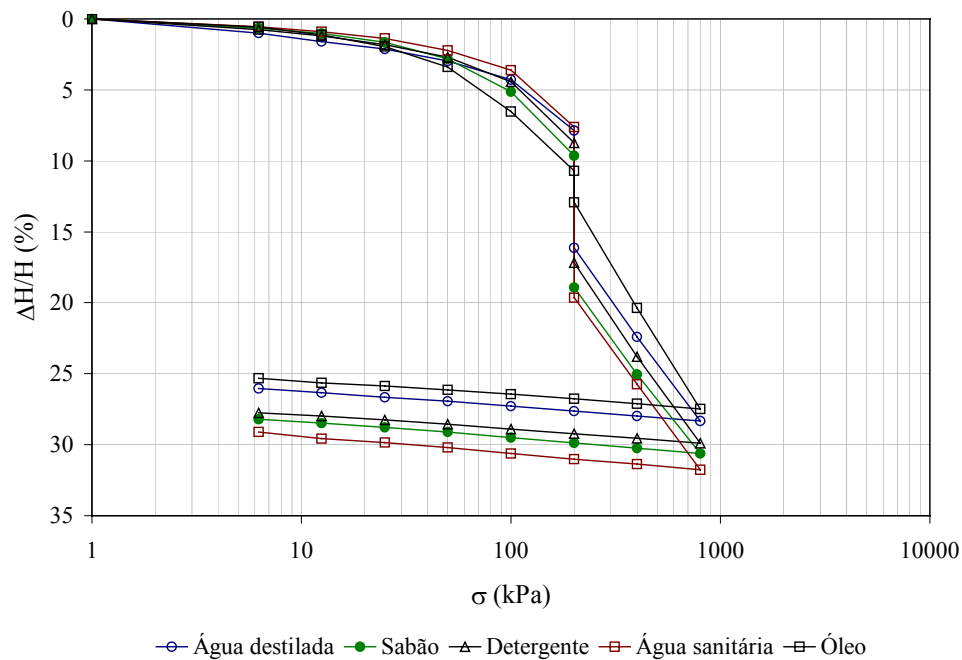


Figura 67. Curvas de compressão confinada de ensaios edométricos simples com diferentes fluidos

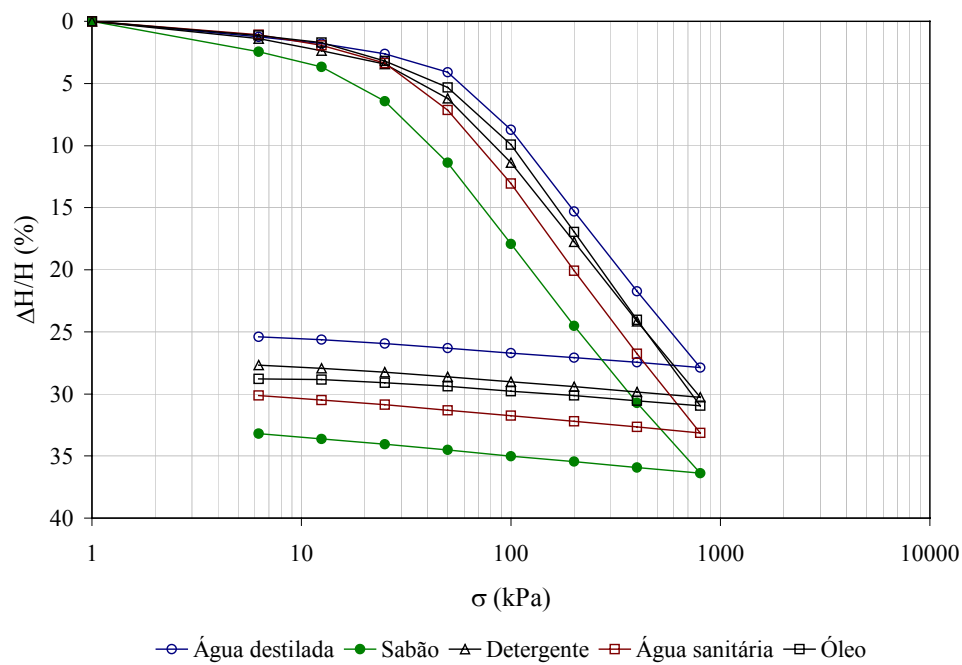


Figura 68. Curvas de compressão confinada de ensaios edométricos duplos com diferentes fluidos

O tempo de estabilização das leituras do deflectômetro da prensa edométrica ultrapassou o previsto nos ensaios inundados com a solução de sabão em pó e com o óleo. A Tabela 27 apresenta as recalques por colapso ao longo do tempo em termos percentuais e a Figura 69 ilustra a evolução dessas deformações nos ensaios inundados a 200 kPa.

Tabela 27. Porcentagem de recalques por colapso em função do tempo

Tempo (min)	% de Recalque Água destilada	% de Recalque Solução de sabão em pó	% de Recalque Solução de detergente	% de Recalque Solução de água sanitária	% de Recalque Óleo
9,0	95,3	70,6	95,5	81,9	45,4
16,0	96,6	77,3	96,6	86,6	72,4
25,0	97,0	81,5	97,2	93,8	80,4
36,0	97,3	82,2	97,7	95,9	83,0
49,0	97,6	82,9	97,9	96,8	84,7
64,0	97,7	83,4	98,1	97,4	87,0
100,0	98,0	84,2	98,5	98,6	88,7
121,0	98,2	84,6	98,6	99,0	91,7
1440,0	100,0	94,9	100,0	100,0	100,0
2880,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

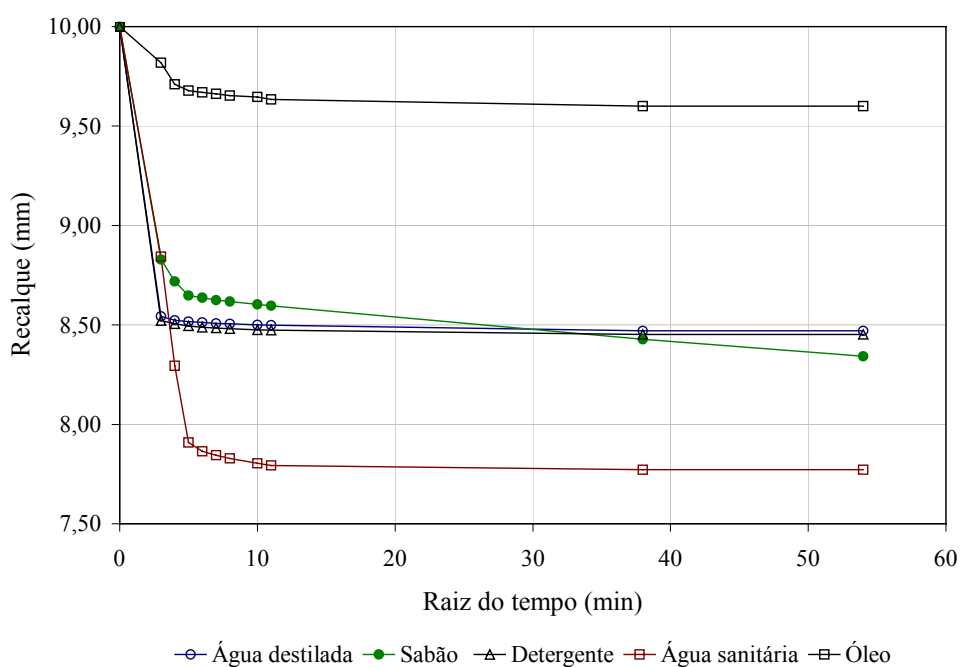


Figura 69. Recalques devido à inundação com diferentes fluidos vs raiz do tempo

Para elucidar as análises pertinentes aos ensaios complementares, encontram-se reunidas em tópicos às discussões relacionadas à influência das soluções testadas e de alguns parâmetros no colapso do solo:

- Solução de água sanitária (1:120):

Esta solução apresentou potencial de colapso igual a 12,01%, cerca de 3,73% superior ao da água destilada. Este acréscimo pode ser atribuído a composição química da solução que é à base de hidróxido de sódio. Sabe-se que o sódio é um cátion que age como dispersante em solos com estrutura agregada, facilitando a quebra dos torrões com a dispersão do cimento ferruginoso destes solos. Já nos ensaios edométricos duplos, o solo apresentou deformação específica igual a 26,73%, sendo superior à água destilada, à solução a base de detergente líquido e ao óleo.

- Solução de detergente (1:120):

Esta solução e a água destilada apresentaram potenciais de colapso e deformações específicas de mesma grandeza: 8,46 e 8,28% nos ensaios edométricos simples e 24,08 e 23,03% nos ensaios edométricos duplos, embora o pH e a tensão superficial da água destilada e da solução a base de detergente sejam diferentes: 6,7 e 4,87 e 7,72 e 2,74 (10^{-2} N/m).

- Óleo:

Este fluido proporcionou o menor potencial de colapso de todos os fluidos estudados, cerca de 2,29%. Quando em contato com este fluido desde o início do ensaio, o solo mostrou-se muito compressível com deformações da ordem de 25,72%, superando valores de deformações induzidas pela água destilada e pela solução a base de detergente líquido. Os gráficos das Figuras 67 e 68 ilustram o aumento da inclinação da reta virgem de compressão na curva de compressão confinada após a inundação. Cabe ressaltar ainda que, devido à alta viscosidade do óleo, a saturação dos corpos-de-prova tornou-se duvidosa, o que impediu a determinação do grau de saturação da amostra após o ensaio edométrico.

- Solução de sabão em pó (1:120):

Esta solução provocou potencial de colapso de 9,46%. Apesar do potencial obtido não representar um grande aumento do colapso (com relação à água destilada) um aspecto interessante da ação desta solução merece destaque: examinado a Figura 69, percebe-se que o tempo de

estabilização das deformações provocadas pelo colapso foi maior para a solução a base de sabão em pó. O recalque imediato (no trecho de compressão primária) foi menor do que para a água destilada, contudo, após 900 minutos a deformação proporcionada pelo sabão alcançou a mesma intensidade da deformação causada pela água destilada, estabilizando somente após 48 horas. Nos ensaios edométricos duplos, a solução pareceu agir sobre o solo lubrificando as partículas de maior diâmetro, o que possibilitou uma nova reorganização da estrutura do solo com elevada deformação específica (29%).

- Influência do pH das soluções no colapso do solo:

Nos ensaios edométricos simples, o esgoto doméstico ($\text{pH} = 7,30$) e a solução a base de água sanitária ($\text{pH} = 9,56$) causaram os maiores potenciais de colapso com relação aos outros líquidos (Figura 70).

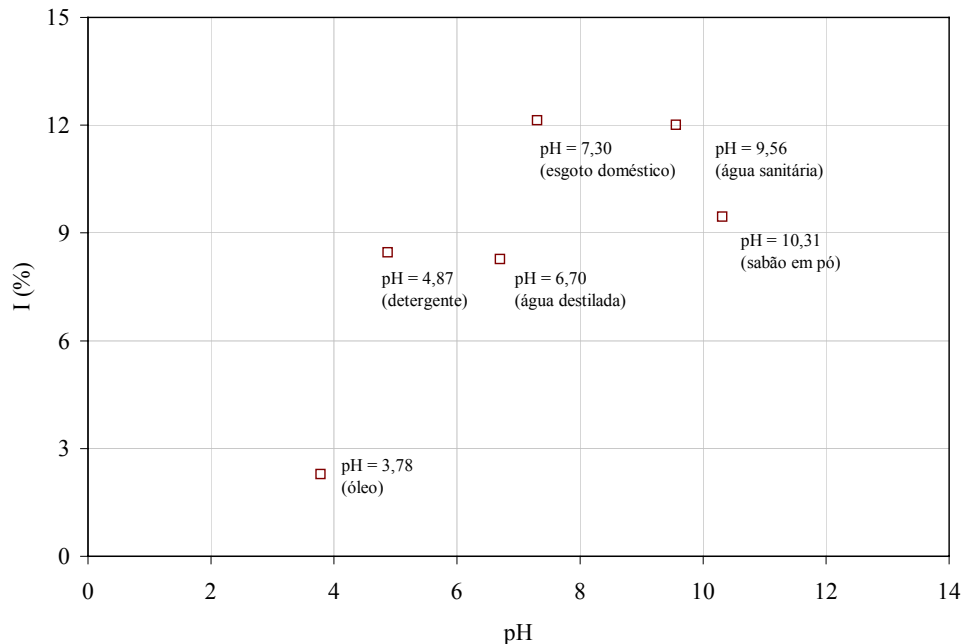


Figura 70. Potencial de colapso vs pH

Nos ensaios edométricos duplos, as soluções a base de sabão em pó ($\text{pH} = 10,31$) e de água sanitária ($\text{pH} = 9,56$) produziram os maiores valores de deformação específica com relação aos demais fluidos de inundação (Figura 71).

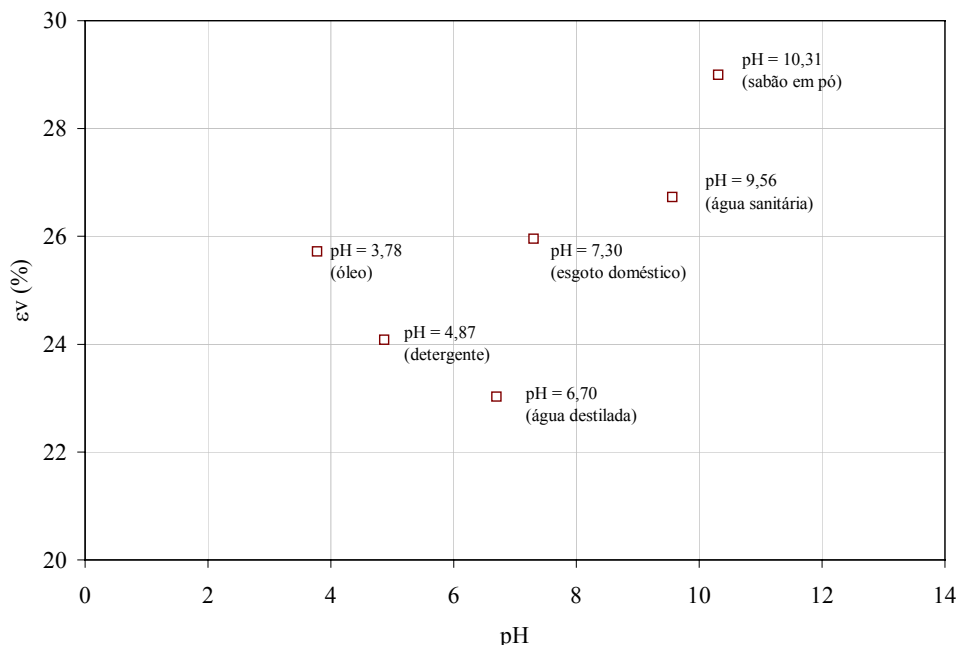


Figura 71. Deformação específica vs pH

Os valores de ϵ_v (%) são crescentes com o pH das soluções, enquanto os valores de I (%) não apresentam a mesma tendência de comportamento. Nesta análise, a deformação específica reflete resultados mais seguros que os potenciais de colapso, já que os potenciais de colapso foram obtidos a 200 kPa e as deformações específicas desde a tensão zero até a tensão de 800 kPa.

Na literatura é possível encontrar alguns trabalhos que tratam da influência do pH de líquidos de inundação no colapso de solos tropicais. AGNELLI (1997) verificou que a solução a base de sabão em pó (pH = 11) causa maiores deformações por colapso no solo de Bauru (SP), assim como CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987) apud COLLARES (1997) observaram que, para as amostras de Ceilândia (DF), o aumento do pH do fluido de inundação tende a intensificar o potencial de colapso dos solos.

CRUZ et al. (1994), com soluções ácidas (compostas por ácido clorídrico) e soluções alcalinas (compostas por hidróxido de sódio), verificaram que o aumento do pH tende a intensificar o colapso do solo de Pereira Barreto (SP). Mas alertam sobre a importância da composição química da solução, pois verificaram que soluções a base de hidróxido de cálcio (pH = 13) não causam colapso algum sobre o solo e sim expansão. COLLARES (1997) verificou que a presença de substâncias químicas misturadas à água altera a intensidade do colapso dos solos. Entretanto, para os líquidos e solos avaliados, o pH das soluções químicas não influenciou nos potenciais de colapso.

Neste trabalho, os líquidos que causaram maiores deformações foram soluções alcalinas a base de sabão em pó e de água sanitária. A composição do sabão em pó baseia-se em compostos a base do cátion sódio (linear alquil benzeno sulfonato de sódio, alquil éter sulfato de sódio, sulfato/silicato/carbonato de sódio e tripolifosfato de sódio) e a composição da água sanitária, semelhante a do sabão em pó, baseia-se em compostos a base de sódio (hipoclorito de sódio, hidróxido de sódio e cloreto de sódio). Sabe-se que o sódio tem considerável importância na origem de solos dispersivos. Assim, líquidos compostos por sódio quando agem na estrutura podem dispersar o solo aumentando as deformações sofridas por este quando solicitado à compressão.

Dentre os fluidos de inundação e das condições de ensaio, pode-se afirmar que o colapso foi maior quando o solo foi inundado com os líquidos de pH alcalino. No entanto, não é possível atribuir a ascendência do colapso apenas ao aumento do pH. As soluções testadas possuem algumas características distintas: a viscosidade e a tensão superficial das soluções são bons exemplos.

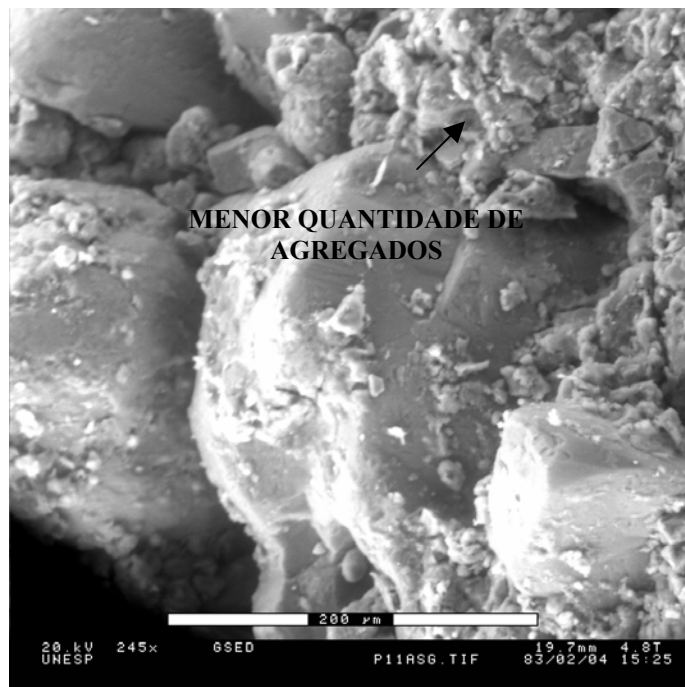
Um estudo mais detalhado para avaliação da influência do pH de soluções de inundação no colapso do solo pode ser realizado utilizando “soluções controladas”, ou seja, fluidos com a mesma composição química e propriedades físico-químicas. Neste caso, pode-se variar a concentração do composto e assim correlacionar tal variação com as medidas de colapso após inundação, ou ainda, testar (sob várias concentrações) outros compostos que resultam no mesmo pH de outras soluções. As combinações podem ser estendidas também a outros tipos de solo.

Neste contexto, verifica-se que a combinação e o conjunto de características físicas e químicas que envolvem os fluidos de inundação e os solos, desempenham relevante papel na compreensão do fenômeno do colapso, tornando-se discutível, pela sua complexidade, informações que atribuem o aumento do colapso a um ou outro parâmetro somente.

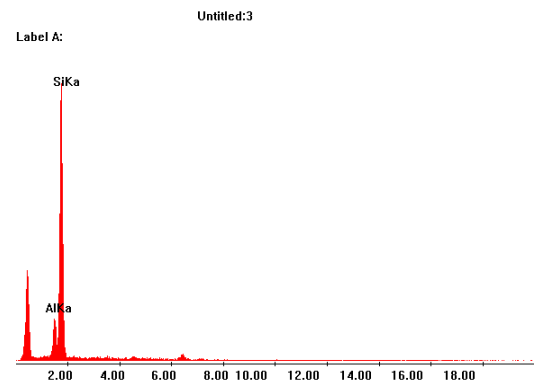
5.8.3 Microscopia Eletrônica de Varredura

A estrutura do solo a 1 m do local A, conforme já discutida, é formada por partículas de areia, de forma sub arredondadas e em alguns casos com formato sub angular, apresentando-se circundadas e, às vezes, cimentadas por partículas menores em estado agregado.

As fotos das Figuras 72, 73, 74 e 75 ilustram a reorganização estrutural do solo sob efeito do umedecimento após os ensaios de compressão edométrica com as soluções a base de: água sanitária, detergente líquido e sabão em pó e com o óleo.

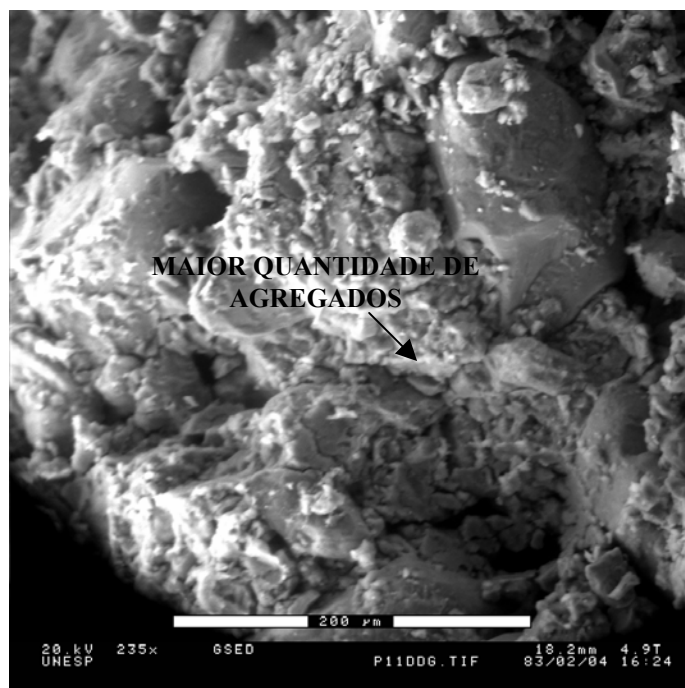


(a) Amostra após ensaio edométrico

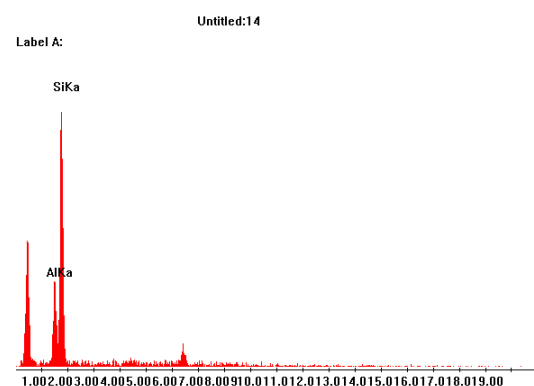


(b) Diagrama espectral

Figura 72. Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de água sanitária

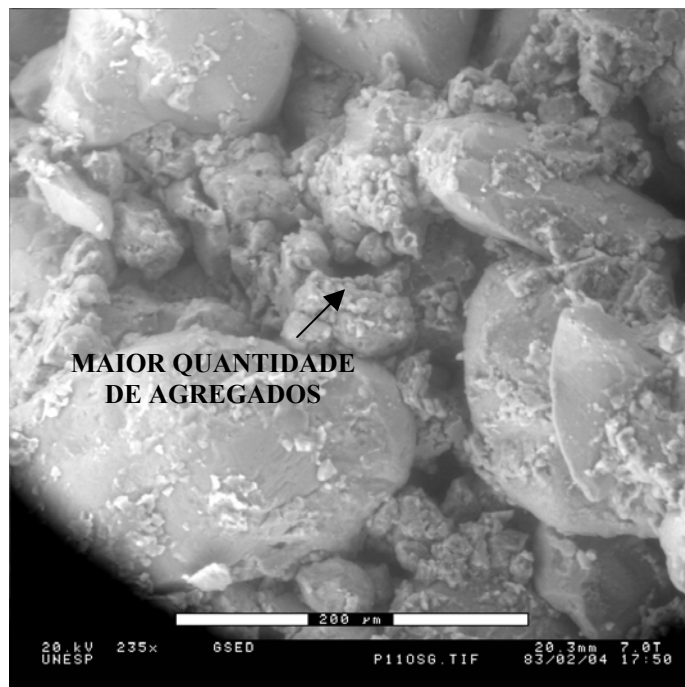


(a) Amostra após ensaio edométrico

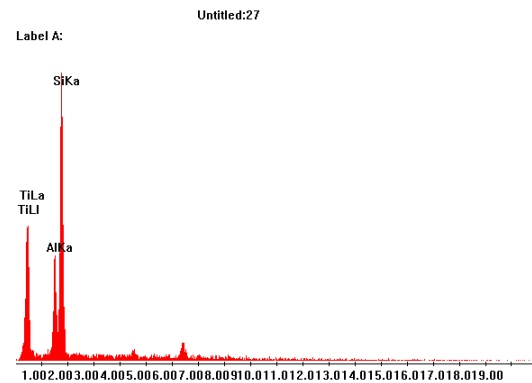


(b) Diagrama espectral

Figura 73. Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de detergente líquido

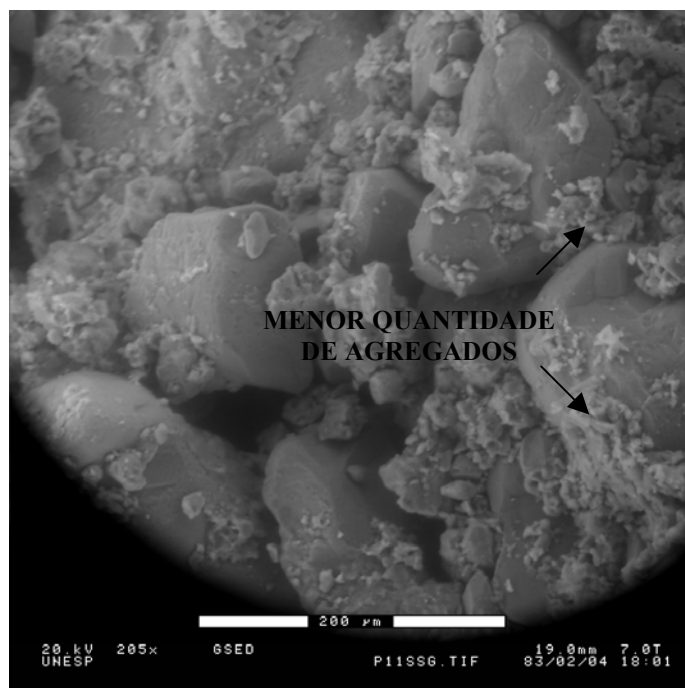


(a) Amostra após ensaio edométrico

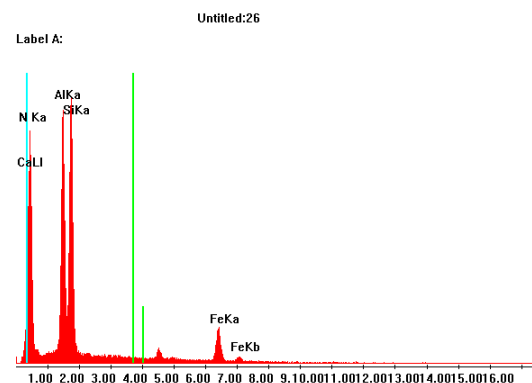


(b) Diagrama espectral

Figura 74. Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com o óleo



(a) Amostra após ensaio edométrico



(b) Diagrama espectral

Figura 75. Estrutura do solo do local A – 1 m após inundação com a solução a base de sabão em pó

Observa-se nas Figuras 73 e 74 que as amostras inundadas com a solução a base de detergente líquido e com o óleo apresentaram redução dos vazios pela consolidação do solo devido à aplicação de tensões, mas com pouca ou nenhuma diminuição do tamanho dos agregados constituídos pela fração fina do solo.

A inundação com as soluções a base de água sanitária e de sabão em pó combinada com a aplicação das tensões ocasionaram, além da redução dos vazios, a mobilização parcial dos materiais agregados, sendo que a solução a base de sabão em pó foi mais agressiva na dispersão do solo (Figura 75). A ação das substâncias na estrutura das amostras resultou na redução volumétrica dos agregados e no aumento do colapso conforme os resultados das Tabelas 25 e 26 e as fotos das Figuras 72 e 75. Assim como o esgoto, as soluções a base de água sanitária e de sabão em pó parecem possuir maior potencial de ataque sobre os compostos cimentantes destes solos.

6. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos e as discussões efetuadas é possível concluir que:

1. O solo natural indica a presença marcante do alumínio mais hidrogênio, do cálcio e do magnésio, enquanto o sódio e o potássio apresentam-se com teores mais baixos. Estas características são típicas de solos laterizados que passaram por intenso processo de lixiviação, o que possibilita a acidificação do solo e a formação de uma estrutura agregada.
2. A estrutura dos solos é formada por partículas de areia apresentando-se circundadas por partículas de argila e silte em estado agregado. A granulometria desses solos é distinta daquela que se determina no ensaio de granulometria conjunta com o uso de defloculantes, pois a fração fina ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica por estar agregada.
3. O caráter colapsível dos solos estudados ficou evidente com os resultados da microscopia eletrônica de varredura. Com este ensaio tornou-se possível avaliar a influência da inundação dos solos considerando diferentes fluidos após os ensaios edométricos. As imagens ilustraram a capacidade do esgoto doméstico e das soluções a base de água sanitária e de sabão em pó na mobilização parcial dos materiais agregados, com deformações superiores às da água destilada, do óleo e da solução a base de detergente líquido.

4. A diferença dos potenciais de colapso dos solos do local A, obtidos pelo umedecido com água e esgoto, é significativamente maior na superfície, decrescendo com a profundidade. Este efeito pode estar associado à acidez e as ligações cimentíceas do solo, principalmente nas camadas menos profundas, que ao ser inundado com esgoto (um líquido que contém sódio), o colapso torna-se maior e mais rápido devido à desagregação da fração fina.
5. Os solos dos locais A e B possuem características fisiográficas diferentes, podendo condicionar quimicamente a distribuição dos cátions principais e por consequência causar alteração na magnitude do colapso, já que o esgoto doméstico induz maiores deformações nos solos mais ácidos, ou seja, mais susceptíveis a infiltração de água (local A).
6. A similaridade entre as propriedades físicas da água e do esgoto pressupõe que a diferença entre as deformações analisadas na mesma profundidade pode estar sendo governada pelos cátions presentes no líquido. O esgoto doméstico pode produzir maiores deformações por colapso nos solos dependendo da estrutura e da composição química dos solos.
7. Os resultados indicam que o mecanismo de colapso dos solos estudados está relacionado à eliminação da sucção matricial e ao enfraquecimento das ligações cimentíceas compostas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. O mecanismo de colapso é o mesmo para todos os fluidos testados, porém a intensidade do colapso parece estar relacionada à capacidade de tais fluidos em atacar os compostos cimentantes do solo.
8. A solução a base de água sanitária apresentou potencial de colapso igual ao do esgoto doméstico e superior ao da água destilada. Isso pode ser explicado pela composição química da solução que é a base de hidróxido de sódio. Sabe-se que o sódio é um cátion que age como dispersante em solos agregados, facilitando a quebra dos torrões com a dispersão do cimento ferruginoso destes solos.
9. A solução a base de detergente líquido apresentou potenciais de colapso e valores de deformação específica semelhantes aos da água destilada, embora a tensão superficial e o pH da água destilada e da solução sejam diferentes.

10. O óleo comportou-se distintamente com relação às outras soluções e sua viscosidade impediu uma avaliação mais detalhada do efeito deste fluido no colapso, pois a saturação do solo tornou-se duvidosa.
11. O tempo para a estabilização das deformações das amostras de solo do local A é diferente para cada fluido de inundação. As amostras inundadas com água apresentam um colapso quase repentino, enquanto que amostras inundadas com as soluções sofrem deformações crescentes ao longo do tempo. A solução a base de sabão em pó produziu altas deformações, estabilizando somente após 48 horas.
12. O colapso foi maior quando o solo foi inundado com os líquidos de pH alcalino, porém, não tornou possível atribuir a ascendência do colapso apenas ao aumento do pH. As soluções testadas possuem características distintas como a composição química, a tensão superficial e a viscosidade, impossibilitando concluir tal afirmação.
13. A deformação por colapso depende da composição química do fluido de inundação. No entanto, a combinação e o conjunto de características físicas e químicas que envolvem os fluidos de inundação e os solos, desempenham relevante papel na compreensão do fenômeno do colapso, tornando-se discutível, devido a sua complexidade, informações que atribuem o aumento do colapso a um ou outro parâmetro somente.

6.1 PROPOSTAS PARA CONTINUIDADE DA PESQUISA

1. Calcular o índice de alteração (K_r), obtido pela quantificação dos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 , buscando relacioná-lo à estrutura dos solos dos locais A e B e ao colapso.
2. Buscar correlações entre: (a) sucção vs colapso (b) teor de finos, índices físicos vs índice de alteração, (c) índices da classificação MCT vs colapso.

3. Estudar a influência do pH de líquidos de inundação no colapso utilizando soluções com a mesma composição química e propriedades físico-químicas, variando a concentração do composto e assim, correlacionar matematicamente tal variação com as medidas de colapso após inundação. Testar (sob várias concentrações) outros compostos que resultam no mesmo pH de outras soluções, porém, com outros íons, estendendo essas combinações a outros tipos de solos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGNELLI, N. (1997). **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. São Carlos, 205p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ALBIERO, J.H., VILAR, O.M. & ROSSETTE, S.N. (1986). Comportamento de reservatórios metálicos assentes sobre solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8, Porto Alegre. **Anais...**, Porto Alegre, ABMS, v. 6, p. 95-101.
- ALONSO, E.E; GENS, A. & HIGHT, D.W. (1987). Special problem soils. General Report (session 5), In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation, 9, Dublin. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, p. 5.1-5.60.
- ARMAN, A. & THORNTON, S.I. (1973). Identification of collapsible soils in Louisiana. **Highway Research Record**, n. 426, p. 14-22.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 6508 – Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,9mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, ABNT.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT.
- BARDEN, L., McGOWN, A. & COLLINS, K (1973). The collapse mechanism in partly saturated soils. **Engineer Geology**, v.7, p. 49-60.
- BASMA, A.A. & TANCER, E.R. (1992). Evaluation and control of collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. ASCE, v. 118, n. 10, outubro, p. 1491-1504.
- BENVENUTO, C. (1982). **Uma avaliação teórico-experimental do comportamento de alguns solos colapsíveis**. São Paulo, 149p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. **Geotechnique**, 13 (3), p. 177-197
- CAMACHO, J. (2002). **Peculiaridades de distribuição de umidades em base de pavimento de solo arenoso fino laterítico**. São Paulo, 180p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CARVALHO, M.F. (1994). **Estudo de solos colapsíveis no Nordeste do Estado de Minas Gerais**. São Carlos, 137p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CARVALHO, D. & SOUZA, A. (1990). Análise do efeito de umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador, ABMS, v. 2, p. 109-114.

- CINTRA, J.C.A. (1998). **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos, SP. Projeto Reenge, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 116p.
- COLLARES, A.C.Z.B. (1997). **A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos**. São Carlos, 97p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CRUZ, P.T., FERREIRA, R.C., CELERI, A. & BENVENUTO, C. (1994). Ensaio in situ em solo colapsível durante ascensão do lençol freático. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu. **Anais...**, Foz do Iguaçu, ABMS, p. 443-450.
- DAVIES, G.I. (2000). **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso**. São Carlos, 148p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- DUDLEY, J.H. (1970). Review of Collapsing Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 96, n. SM3, p. 925-947.
- FEDA, J. (1966). Structural Stability of Subsident Loess Soil from Praha-Dejvice. **Engineering Geology**. Amsterdam, v. 1, n. 3, p. 201-219.
- FERREIRA, R.C. & MONTEIRO L.B. (1985). Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the São Paulo State. In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, Brasília, **Proceedings**, Brasília, ABMS, ISSMFE, v.1, p. 269-280.
- FERREIRA, R.C., MONTEIRO L.B., PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. (1989). Some aspects on the behaviour of brazilian collapsible soils. In. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Rio de Janeiro, **Anais...**, suppl v., p. 117-120.

- FERREIRA, R.C., PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. (1990). Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, Salvador. **Anais...**, Salvador, ABMS, v.2, p. 73-79.
- FERREIRA, S.R.M. (1993). Variações de Volume em Solos não Saturados Colapsíveis e Expansivos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 7, Poços de Caldas. **Anais...**, Poços de Caldas, v.1, p. 283-296.
- FERREIRA, S.R.M. (1994). Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu. **Anais...**, Foz do Iguaçu, ABMS, v.4, p. 1285-1292.
- FERREIRA, S.R.M. & FUCALÉ, S.P. (1999). Características de variação de volume em solos colapsíveis do Estado de Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9, São Paulo. **Anais...**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo, (anais em mídia eletrônica – CD).
- FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley, New York, 517p.
- FREDLUND, D.G. & MORGENTERN, N.R. (1977) Stress state for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE 103, no GT5, May, p. 447-466.
- GIBBS, H.J. & BARA, J.P. (1967). Stability Problems of Collapsing Soil. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**. ASCE, Vol. 93, n. SM4, p. 577-594.
- HACH COMPANY (2001). **The handbook (Odyssey DR/2500 - spectrophotometer)**. Hach Company.

- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure. *Proceedings* of VII REG. CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Durban, v. 1, p. 99-105.
- KLUKANOVÁ & FRANKOVSKÁ (1998). Soil Collapse. In: VIII IAEG CONGRESS, Vancouver. *Proceedings* of VIII IAEG Congress. Vancouver: International Association for Engineering geology and the Environment, p. 3349-3355.
- LAWTON, E.C., FRAGASZY, R.J. & HARDCASTLE, H. (1991). Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayed Sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**. ASCE, v. 117, n. 05, May, p. 714-730.
- LLEDO DOS SANTOS, F. (2003). **Estudo teorico-experimental em via de determinação de uma lei de atrito em escoamentos hiperconcentrados**. Ilha Solteira. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista (em andamento).
- LOLLO, J.A. (1996). **O Uso da Técnica de Avaliação do Terreno no Processo de Elaboração do Mapeamento Geotécnico**: sistematização e aplicação na Quadricula de Campinas. São Carlos, 2v. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LOLLO, J.A. (1998). Caracterização geotécnica da área de expansão urbana de Ilha Solteira (SP) com o uso de formas de relevo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA, 3, Florianópolis. **Anais...**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Florianópolis, (anais em mídia eletrônica – CD).
- LOURENS, J.P. & CZAPLA, H. (1987). Prediction of Collapse Settlement of High Embankment. **Civil Engineering in South Africa**. 29(2), p. 49-57.

- LUTENEGGER, A.J. & SABER, R.T. (1998). Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**. ASTM, Vol. 11, n. 3, Setembro, p. 173-178.
- MACHADO, S.L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um solo arenoso compactado em edômetro com sucção controlada**. São Carlos, 157p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.
- MACIEL FILHO, C.L. (1994). **Introdução à geologia de engenharia**. Santa Maria: Editora da UFSM, Brasília, 284p.
- MARIZ, D.F. & CASANOVA, F.J. (1994). Alguns aspectos relevantes no mecanismo de colapso de solos do Planalto Central. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife. **Anais...**, p. 129-134.
- MELLIOS, G.A. (1985). Provas de carga em solos porosos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS. **Anais...**, São Paulo, v.2, p. 73-102.
- MENDONÇA, M.B. & MAHLER, C.F. (1994). Aspectos microestruturais de solos colapsíveis da Bahia. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10, Foz do Iguaçu. **Anais...**, Foz do Iguaçu, ABMS, p. 1149-1156.
- MOLL, L.L. (1975). Analice del problema de los suelos colapsibles. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, **Anais...**, Buenos Aires, p. 359-370.
- NOBREGA, C.A. (2002). Laboratório de Microscopia ótica e eletrônica de varredura - LABESEM. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/labsem>>, Acesso em: 20 de Nov.2002.
- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Editora Vilibor, São Paulo, 213p.

- NUÑES, E. (1975). Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación. In: CONGRESSO PAN-AMERICANO DE MECÂNICA DOS SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, **Anais...**, Buenos Aires, Vol. 4, Sessão II, p. 43-73.
- OLIVEIRA, C.M.G. (2002). **Carta de risco de colapso de solos para a área urbana do município de Ilha Solteira (SP)**. Ilha Solteira, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.
- OLIVEIRA, L.A.K., SCHNAID, F. & GEHLING, W.Y.Y. (2000). Previsão da colapsibilidade de solos com base em ensaios pressiométricos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4, São Paulo, **Anais...**, São Paulo, p. 299-311.
- PAIXÃO, M. N. O. N. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influencia da microestrutura no colapso de um solo de Brasília. In: SIMPÓSIO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 2, Recife. **Anais...**, p. 105-110.
- REGINATTO, A.R. & FERRERO, J.C. (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscow, **Anais...** Moscow, Vol. 2.2, p. 177-183.
- ROHM, S.A. (1992). **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso laterizado não saturado da região de São Carlos – SP**. São Carlos, 274p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SOUZA, A. (1993). **A utilização de fundações rasas no solo superficial colapsível de Ilha Solteira-SP**. São Carlos, 126p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- STANDARD METHODS (1998). **Métodos padrão para análise de águas residuárias**. 20a Edição, Standard methods, 225p.

- SULTAN, H.A. (1971). Some Engineering Aspects of Collapsing Soils. The University of Arizona, Tucson, 35p.
- VAN RAIJ, B., QUAGGIO, J.A., CANTARELLA, H. e outros (1987). **Análise química do solo para fins de fertilidade**. Instituto Agrônômico de Campinas, Fundação Cargill, Campinas, 170p.
- VARGAS, M. (1978). **Introdução à mecânica dos solos**. 2a Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 509p.
- VILAR, O.M. (1979). **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. São Carlos, 105p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- VILAR, O.M., RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. (1981). Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 209-224.
- VON SPERLING, M. (1996). **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 2a Edição, Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, 243p.