**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

CHRISTOPHER FONSECA DA SILVA

**Estudo do comportamento hidráulico de mistura solo-
bentonita visando alternativa de emprego como
sistema de proteção para aterros sanitários**

São Carlos
2015

CHRISTOPHER FONSECA DA SILVA

Estudo do comportamento hidráulico de mistura solo-bentonita visando alternativa de emprego como sistema de proteção para aterros sanitários

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel

São Carlos
2015

Versão corrigida – Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

S586e Silva, Christopher Fonseca
Estudo do comportamento hidráulico de mistura
solo-bentonita visando alternativa de emprego como
sistema de proteção para aterros sanitários /
Christopher Fonseca Silva; orientador Edmundo Rogério
Esquivel. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
2015.

1. Aterro sanitário. 2. Barreira mineral. 3.
Solo-bentonita. 4. Condutividade hidráulica. 5.
Anisotropia. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **CHRISTOPHER FONSECA DA SILVA**.

Título da dissertação: "Estudo do comportamento hidráulico de mistura solo-bentonita visando alternativa de emprego como sistema de proteção para aterros sanitários".

Data da defesa: 27/02/2015

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Profa. Titular **Maria Eugenia Gimenez Boscov**
(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Prof. Titular **João Baptista Nogueira**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

Dedico este trabalho aos meus pais, Carlos Cesar Furtado da Silva e Sônia Marisa Fonseca da Silva, pelo apoio, ensinamentos e educação; ao meu irmão, Mikael Fonseca da Silva, pelo companheirismo; e à minha noiva, Jussara Ferreira Mechetti, pelo carinho e incentivo.

Agradecimentos

A Deus, por me conceder, desde o início desta caminhada, forças para superar todas as dificuldades e assim permitir a concretização de um sonho.

Aos meus pais, Carlos Cesar Furtado da Silva e Sônia Marisa Fonseca da Silva, e ao meu irmão Mikael Fonseca da Silva. Minhas palavras jamais serão suficientes para demonstrar a gratidão e o respeito que tenho por vocês. Foi por vocês que cheguei até aqui e por vocês que seguirei em frente.

À minha noiva Jussara Ferreira Mechetti, pelo carinho, apoio e compreensão durante a elaboração deste trabalho. Meu amor, admiração e gratidão por você que sempre esteve presente, tanto nos momentos difíceis, me dando forças para superar as dificuldades, quanto nos momentos de felicidade.

Ao professor Dr. Edmundo Rogério Esquivel, pela orientação e amizade ao longo desta pesquisa.

Ao departamento de Geotecnia da EESC-USP, pelo fornecimento de infraestrutura necessária à realização desta pesquisa. Neste local, adquiri mais conhecimento e, também, grandes amizades. Um agradecimento especial aos professores, técnicos, funcionários e colegas de pós-graduação pelo auxílio na execução de algumas etapas desta pesquisa e por todos os momentos de convivência.

Aos professores do departamento de Geotecnia da EESC-USP, pelos ensinamentos, apoio e amizade.

Aos técnicos do departamento de Geotecnia da EESC-USP, José Luis Guerra e Oscar dos Santos Neto, pelo auxílio prestado durante a fase experimental desta pesquisa e pela amizade.

Aos funcionários do departamento de Geotecnia da EESC-USP, Maristela Aparecida Zotesso Batissaco, Neiva Mompeam Rosalis Cardoso, Álvaro Luiz Nery e Herivelto Moreira dos Santos, pelo apoio e amizade.

Aos amigos que fiz em São Carlos, Thaise Oliveira Morais, João Manoel Sampaio Filho, Phillippe Fernandes de Almeida, Rafaela Faciola, Laurenn Macedo, Loana Henriquez Sanchez, Bruno Canozza, Breno Rocha, Roberto Aguiar, João Parizotto e Camila Regina Eberle. Muito

obrigado pelos momentos de descontração, troca de experiências e pela grande amizade. Vocês foram fundamentais em todas as etapas desta caminhada.

Ao professor Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos, por seus ensinamentos, apoio e, sobretudo, pela grande amizade.

À professora Msc. Karina Retzlaff Camargo, pelo suporte concedido desde minha chegada a São Carlos, até os dias de hoje, e pela amizade que se estende desde a infância.

À empresa Areia do Mar Comércio de Aterros Ltda., pelo fornecimento do solo utilizado nesta pesquisa.

À empresa Bentonit União Nordeste Indústria e Comércio Ltda., pelo fornecimento da bentonita sódica ativada (Brasgel®) utilizada na pesquisa.

Ao Laboratório de Química do Solo da Faculdade de Agronomia Eliseu Maciel da Universidade Federal de Pelotas (FAEM-UFPel), pelas análises químicas.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo suporte financeiro.

Resumo

Silva, C.F. **Estudo do comportamento hidráulico de mistura solo-bentonita visando alternativa de emprego como sistema de proteção para aterros sanitários**. 2015. 114 p. Dissertação de Mestrado (Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Este trabalho apresenta um estudo sobre a influência do acréscimo de 4% de bentonita sódica, da anisotropia inerente, produzida pela compactação, e do estado de tensões no comportamento hidráulico de um solo areno-argiloso encontrado na região Costeira Sul do estado do Rio Grande do Sul. Neste estudo, busca-se não somente viabilizar o emprego do referido solo como barreira mineral em obras de proteção ambiental, mas também verificar seu desempenho, quando misturado ao aditivo, perante as condições de fluxo de água experimentalmente impostas, antes e depois da fase de consolidação, nas direções normal e paralela aos planos de orientação preferencial das partículas e poros a elas associados. Com o escopo de atingir tais objetivos, executaram-se dois métodos de compactação (ensaios Mini e Proctor Normal) para a moldagem de corpos de prova com planos de orientação preferencial das partículas ou de compactação normais ($\theta = 90^\circ$) e paralelos ($\theta = 0^\circ$) à vertical. As amostras de solo e mistura foram compactadas na energia Proctor Normal e submetidas aos ensaios triaxiais de condutividade hidráulica, em permeâmetro de parede flexível à carga constante, e de consolidação. A técnica permitiu determinar a condutividade hidráulica dos materiais para vazões desenvolvidas preferencialmente nas direções normal e paralela aos planos de compactação dos corpos de prova. Os resultados demonstram que o acréscimo de 4% de bentonita sódica provoca uma redução da condutividade hidráulica do solo, que supera o valor mínimo exigido de 10^{-9} m/s em ambas as direções de fluxo, habilitando o emprego deste material para a aplicação prevista. Além disso, verifica-se que a compactação confere um comportamento hidráulico anisotrópico ao solo, no entanto, quando misturado ao aditivo no teor indicado, seu comportamento se modifica, tornando-se mais isotrópico. Os resultados ainda revelam que o efeito da tensão de confinamento sobre a diminuição da condutividade hidráulica do solo e da mistura se mostra significativo para ambas as modalidades experimentais.

Palavras-chave: Aterro sanitário, Barreira mineral, Solo-bentonita, Condutividade hidráulica, Anisotropia.

Abstract

Silva, C.F. **Study of the hydraulic behavior of soil-bentonite mixture seeking employment as protection system for sanitary landfills**. 2015. 114 p. Master Thesis (Geotechnics) – School of Engineering at São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2015.

This work proposes to evaluate the influence of the inherent anisotropy, promoted by compaction, and the confining pressure on the hydraulic behavior of a clayey sand from the south coastal region of Rio Grande do Sul state (Brazil), in pure condition and mixed with 4% sodium bentonite content. This study aims to make possible the use of this soil as mineral barrier in environmental protection works, as well as evaluating the hydraulic behavior of both materials (soil and mixture), before and after the consolidation stage, when developed water flow conditions in the perpendicular and parallel directions in relation to the compaction planes of the compacted samples. In order to achieve these objectives, was performed a Standard Proctor Test and an alternative compaction test (Mini-test), intending to get specimens with compaction planes in the perpendicular ($\theta = 90^\circ$) and parallel ($\theta = 0^\circ$) directions in relation to the vertical. The soil and mixture samples were compacted at Normal Proctor energy and subjected to the triaxial consolidation and hydraulic conductivity tests. The technique allowed to evaluate the hydraulic conductivity of the specimens for flow perpendicular and parallel to the directions of the compaction planes. The results indicate that the increase of 4% sodium bentonite content reduces the hydraulic conductivity of the soil in both flow directions, making it suitable for employment as protection system in sanitary landfills or in other similar applications. Furthermore, it is observed that compaction provides anisotropic hydraulic behavior to the soil, however, when it is mixed with 4% sodium bentonite content, its behavior changes, becoming more isotropic. The results also reveal that the effect of the confining pressure on the decrease in hydraulic conductivity of the soil and mixture is significant in both adopted experimental conditions.

Keywords: Sanitary landfill, Mineral barrier, Soil-bentonite, Hydraulic conductivity, Anisotropy.

Lista de figuras

Figura 1 – Destino final dos resíduos sólidos, por unidades de destino dos resíduos	33
Figura 2 – Percentual das modalidades de destinação final de RSU	34
Figura 3 – Condições hidrogeológicas favoráveis à implantação de um aterro sanitário	35
Figura 4 – Elementos que constituem um aterro sanitário típico.....	36
Figura 5 – Esquema ilustrativo do revestimento de fundo	37
Figura 6 – (a) barreira simples de solo compactado e barreiras compostas de (b) geomembrana e solo compactado e (c) geomembrana, geocomposto argiloso e solo compactado.....	38
Figura 7 – Métodos de execução de CCL: (a) arranjo paralelo e (b) arranjo horizontal.....	39
Figura 8 – Diagrama esquemático da estrutura de uma montmorilonita sódica	40
Figura 9 – Efeito da substituição isomórfica sobre a carga líquida negativa.....	43
Figura 10 – Expansão das camadas de montmorilonita sódica conforme hidratação	44
Figura 11 – Superfície de contato real entre partículas sólidas	45
Figura 12 – Transmissão de esforços entre partículas	45
Figura 13 – Resistência ao cisalhamento das montmorilonitas sódica e cálcica em função do índice de vazios	47
Figura 14 – Mecanismo de resistência ao cisalhamento de argilominerais expansivos	47
Figura 15 – Efeito do teor de bentonita na condutividade hidráulica	48
Figura 16 – Potencial elétrico (ψ) versus espessura da camada dupla em função (a) do efeito da valência dos cátions adsorvidos e (b) da constante dielétrica da substância de hidratação	50
Figura 17 – Efeito da constante dielétrica sobre a expansão da argila.....	50
Figura 18 – Influência da constante dielétrica de diferentes substâncias sobre a condutividade hidráulica.....	50
Figura 19 – Experiência de Reynolds: (a) fatores de influência sobre o regime de escoamento e (b) delimitação do regime de fluxo em função de v e i	52
Figura 20 – Experiência de Darcy: percolação em filtro de areia saturado	53
Figura 21 – Influência do teor de bentonita e da composição do solo sobre a condutividade hidráulica.....	56
Figura 22 – Efeito da porcentagem de finos na composição do solo sobre sua condutividade hidráulica quando misturado à bentonita sódica	57

Figura 23 – Relação entre condutividade hidráulica, teor de umidade e energia de compactação	57
Figura 24 – Modelo de agregados deformáveis	59
Figura 25 – Condutividade hidráulica em função do teor de umidade.....	60
Figura 26 – Variação dos ângulos médios em relação à horizontal e porcentagem de orientações entre 0° e 10° em função de diferentes teores de umidade	63
Figura 27 – Estrutura típica de solos coesivos compactados a umidades acima da ótima.....	64
Figura 28 – Microestrutura de um caulim compactado dinamicamente com umidade acima da ótima (x1000)	64
Figura 29 – Método de preparação dos corpos de prova para medir condutividades hidráulicas vertical (k_v) e horizontal (k_h)	65
Figura 30 – Influência da tensão de confinamento sobre k_v e k_h para diferentes misturas compactadas de solo fino e agregado (v e h significam fluxo normal e paralelo aos planos de compactação, respectivamente)	66
Figura 31 – Condutividade hidráulica anisotrópica do solo e das misturas	67
Figura 32 – Províncias Geomorfológicas do estado do Rio Grande do Sul	69
Figura 33 – Ocorrência do solo investigado na Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul e localização da jazida pesquisada	70
Figura 34 – Perfil de Argissolo Vermelho-Amarelo da área de estudo	70
Figura 35 – Perfil esquemático (W-E) transversal aos sistemas deposicionais da Planície Costeira do Rio Grande do Sul com suas fácies sedimentares associadas	71
Figura 36 – (a) depósito e local de coleta na jazida estudada e (b) acondicionamento do solo para o transporte	72
Figura 37 – Equipamento de compactação miniatura	75
Figura 38 – Condições de fluxo em função da disposição dos planos de compactação	76
Figura 39 – Moldagem de CP miniatura defasado 90° em relação ao eixo longitudinal do CP matriz	76
Figura 40 – Moldagem de CP miniatura defasado 90° em relação ao eixo longitudinal do CP matriz (representação esquemática)	76
Figura 41 – Arranjo experimental para ensaio de condutividade hidráulica	78
Figura 42 – Curva de calibração para a expansão da câmara triaxial	79
Figura 43 – Instalação, em etapas, do corpo de prova na câmara triaxial	80
Figura 44 – Detalhes de uma câmara triaxial típica.....	81
Figura 45 – Curvas granulométricas do solo e da mistura com 4% de bentonita sódica.....	85

Figura 46 – Curvas de compactação do solo e da mistura com 4% de bentonita sódica	87
Figura 47 – Curvas de saturação e de deformação volumétrica para os corpos de prova ensaiados	89
Figura 48 – Curvas de variação dos volumes inicial e final dos CPs em função dos estágios de saturação	91
Figura 49 – Condutividade hidráulica versus tempo	94
Figura 50 – Curvas de consolidação para os CPs de solo e de mistura com 4% de bentonita sódica	97
Figura 51 – Condutividade hidráulica antes e após a etapa de consolidação versus tempo.....	99

Lista de tabelas

Tabela 1 – Resíduos domésticos potencialmente perigosos	30
Tabela 2 – Composição percentual média do total de RSU coletados no Brasil em 2012	31
Tabela 3 – Raio iônico e localização de elementos comuns em argilominerais.....	41
Tabela 4 – Principais argilominerais do grupo esmectita.....	42
Tabela 5 – Valores de ângulo de atrito entre faces de clivagem de alguns minerais sob variadas condições de umidade.....	46
Tabela 6 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade	54
Tabela 7 – Classificação baseada nos valores de K	54
Tabela 8 – Valores de k em função do tipo de argilomineral e do índice de plasticidade correspondente	55
Tabela 9 – Composição química da bentonita <i>Brasgel</i> ®	72
Tabela 10 – Propriedades geotécnicas da bentonita <i>Brasgel</i> ®	73
Tabela 11 – Relação entre dispositivos e parâmetros correspondentes	79
Tabela 12 – Gradiente hidráulico máximo recomendado em função da condutividade hidráulica do solo	83
Tabela 13 – Caracterização geotécnica dos solos estudados	85
Tabela 14 – Caracterização química dos solos estudados.....	86
Tabela 15 – Parâmetros de compactação do ensaio Proctor Normal	87
Tabela 16 – Características dos corpos de prova com planos de compactação $\theta = 90^\circ$	88
Tabela 17 – Características dos corpos de prova com planos de compactação $\theta = 0^\circ$	88
Tabela 18 – Parâmetros hidráulicos do solo e da mistura com 4% de aditivo	94
Tabela 19 – Deformação volumétrica de estabilização e tempo despendido para sua ocorrência	97
Tabela 20 – Parâmetros hidráulicos do solo e da mistura com 4% de aditivo, antes e após a etapa de consolidação	100
Tabela 21 – Redução de k_v e k_h por influência da consolidação	100
Tabela 22 – Comparação entre as características sugeridas pela CETESB e as encontradas para a mistura	100

Lista de abreviaturas e siglas

ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRELPE	–	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais
ASTM	–	American Society for Testing and Materials (Sociedade Americana para Ensaios e Materiais)
BSI	–	British Standards Institution (Instituto Britânico de Padronização)
CCL	–	Compacted Clay Liner (Revestimento de Argila Compactada)
CETESB	–	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental do Estado de São Paulo
CH	–	Clay of High Plasticity (Argila de Alta Plasticidade)
CL	–	Clay of Low Plasticity (Argila de Baixa Plasticidade)
CP	–	Corpo de prova
CV	–	Coeficiente de variação
DER-SP	–	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
FAEM	–	Faculdade de Agronomia Eliseu Maciel
FURG	–	Universidade Federal do Rio Grande
GCL	–	Geosynthetic Clay Liner (Revestimento de Geocomposto Argiloso)
GM	–	Geomembrana
IBGE	–	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPT	–	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
MCT	–	Metodologia que utiliza corpos de prova <i>Miniatura, Compactados, de solos Tropicais</i>
NBR	–	Norma Brasileira Regulamentadora
NUCASE	–	Núcleo Sudeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental
OH	–	Organic Clay/Organic Silt (Argila Orgânica/Silte Orgânico)
PNRS	–	Política Nacional de Resíduos Sólidos
RSI	–	Resíduos Sólidos Industriais
RSU	–	Resíduos Sólidos Urbanos
SC	–	Clayey Sand (Areia Argilosa)
SUCS	–	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFPeI	–	Universidade Federal de Pelotas

Lista de símbolos

γ	–	Peso específico do fluido percolante
δV_2	–	Variação de volume da câmara triaxial
$\Delta \sigma_3$	–	Incremento de tensão confinante
Δu	–	Acréscimo de pressão neutra
ΔV_s	–	Variação de volume do corpo de prova na fase de saturação
ΔV_2	–	Variação de volume da câmara triaxial e do corpo de prova
ϵ	–	Constante dielétrica
ϵ_v	–	Deformação volumétrica
θ	–	Ângulo formado entre o plano de orientação preferencial das partículas de solo e a vertical
μ	–	Viscosidade do fluido percolante
μ_{20}	–	Viscosidade do fluido percolante para 20°C
ρ_d	–	Massa específica seca
$\rho_{d,máx}$	–	Massa específica seca máxima
ρ_s	–	Massa específica dos sólidos
σ	–	Tensão normal
σ_3	–	Tensão de confinamento
ψ	–	Potencial elétrico
A	–	Área seccional transversal
A_c	–	Área de contato real entre partículas de solo
Al	–	Alumínio
B	–	Parâmetro de saturação de Skempton
Ca	–	Cálcio
D	–	Diâmetro
e	–	Índice de vazios
Fe	–	Ferro
g	–	Aceleração da gravidade
GC	–	Grau de compactação
G_s	–	Gravidade específica
h	–	Perda de carga
H	–	Altura ou Hidrogênio
H/D	–	Relação entre altura e diâmetro do corpo de prova
i	–	Gradiente hidráulico
I_p	–	Índice de plasticidade
k	–	Condutividade hidráulica

K	– Coeficiente de permeabilidade ou Potássio
k_h	– Condutividade hidráulica horizontal
k_v	– Condutividade hidráulica vertical
k_h'	– Condutividade hidráulica horizontal pós-consolidação
k_v'	– Condutividade hidráulica vertical pós-consolidação
k_h/k_v	– Fator de anisotropia
k_{20}	– Condutividade hidráulica corrigida para 20°C
L	– Comprimento
Li	– Lítio
M	– Massa
Mg	– Magnésio
N	– Força normal
Na	– Sódio
O	– Oxigênio
OH ⁻	– Hidroxila
pH	– Potencial hidrogeniônico
Q	– Vazão
R^2	– Coeficiente de determinação
Re	– Número de Reynolds
R_T	– Razão de viscosidade da água para a temperatura do ensaio e para 20°C
Si	– Silício
S_r	– Grau de saturação
t	– Tempo
T	– Força tangencial ou temperatura
U_b	– Contrapressão
v	– Velocidade de escoamento ou velocidade de percolação
v_c	– Velocidade crítica
V_i	– Volume inicial
V_f	– Volume final
w_{mold}	– Teor de umidade de moldagem do corpo de prova
w_L	– Limite de liquidez
w_{ot}	– Teor de umidade ótimo
Zn	– Zinco

Sumário

Folha de julgamento	3
Dedicatória	5
Agradecimentos	7
Resumo	9
Abstract	11
Lista de figuras	13
Lista de tabelas	17
Lista de abreviaturas e siglas	19
Lista de símbolos	21
Sumário	23
Capítulo 1: Introdução	25
1.1 Relevância e justificativa do trabalho	25
1.2 Objetivos.....	27
1.3 Organização da dissertação	27
Capítulo 2: Revisão bibliográfica	29
2.1 Resíduos sólidos	29
2.2 Aterros sanitários	32
2.3 Revestimentos de fundo de aterros sanitários.....	36
2.3.1 Barreiras impermeáveis de solo compactado	38
2.4 Bentonita	40
2.4.1 Comportamento mecânico das montmorilonitas.....	44
2.5 Barreiras impermeáveis de solo-bentonita.....	48
2.6 Condutividade hidráulica dos solos	51
2.6.1 Lei de Darcy	53
2.6.2 Fatores que afetam a condutividade hidráulica	54
2.7 Anisotropia em solos	60

2.7.1 Anisotropia na condutividade hidráulica dos solos	64
Capítulo 3: Materiais e métodos	69
3.1 Materiais	69
3.1.1 Solo	69
3.1.2 Bentonita	72
3.1.3 Mistura solo-bentonita	73
3.2 Métodos	74
3.2.1 Caracterização geotécnica e química	74
3.2.2 Preparação dos corpos de prova	74
3.2.3 Ensaio de condutividade hidráulica	78
Capítulo 4: Resultados e análises	85
4.1 Caracterização geotécnica e química	85
4.2 Propriedades índice dos corpos de prova	87
4.3 Saturação e variação volumétrica	89
4.4 Condutividade hidráulica	92
4.5 Consolidação.....	95
4.6 Condutividade hidráulica pós-consolidação	98
4.7 Viabilização de emprego da mistura como barreira mineral	100
Capítulo 5: Conclusões	103
5.1 Sugestões para trabalhos futuros	105
Referências bibliográficas	107

Capítulo 1

Introdução

1.1 Relevância e justificativa do trabalho

Solos, quando submetidos a tensões maiores que as de pré-consolidação, se utilizam de mecanismos capazes de promover um rearranjo entre partículas, fornecendo uma estrutura mais estável e resistente. Em resposta à reconfiguração estrutural, os maciços terrosos sujeitos a carregamentos excedentes experimentam uma orientação preferencial de suas partículas e poros, geralmente perpendicular à direção do carregamento, influenciando diretamente sua resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica.

Materiais que apresentam mudanças em suas propriedades em direções distintas são conhecidos como anisotrópicos. A anisotropia nas propriedades dos solos, de modo geral, pode ser atribuída à variabilidade espacial do arranjo entre partículas e poros a elas associados. Vários são os agentes que deflagram comportamento anisotrópico ao solo, dentre os quais se destacam: consolidação anisotrópica, tensões de cisalhamento, direção de transporte das partículas e esforços promovidos pela compactação.

A presença de solos sujeitos a alterações comportamentais em diferentes direções pode desencadear uma série de efeitos adversos, os quais podem comprometer a estabilidade de obras de terra. Dentre os fatores que contribuem para a deflagração de rupturas em maciços terrosos, tem-se o aumento de pressão neutra gerada pelo fluxo de água que se desenvolve em horizontes menos permeáveis rumo a camadas suscetíveis à instabilização. O aumento na pressão de água intersticial pode estar vinculado a descontinuidades hidráulicas através do maciço, onde camadas de solo constituídas por partículas e poros ordenados segundo uma orientação preferencial tendem a apresentar condutividade hidráulica superior, contribuindo para um aumento da pressão neutra e, conseqüentemente, uma diminuição da tensão efetiva.

Em muitas situações na prática da engenharia geotécnica, o estudo do fluxo de água ou solutos na direção horizontal demanda por adequações dos métodos de investigação, visando soluções técnicas mais seguras. Casos típicos de estruturas sujeitas à percolação horizontal incluem poços de monitoramento, escavações abaixo do nível freático, sistemas de drenagem vertical, barragens e aterros.

Em aterros sanitários, as barreiras impermeáveis, compostas por solo compactado, constituem elementos projetados para a contenção e atenuação de poluentes derivados da biodegradação e lixiviação dos resíduos confinados, de maneira a preservar o subsolo e os aquíferos subjacentes. No entanto, a função de impermeabilização pode vir a se

comprometer quando desenvolvido um fluxo acentuado segundo uma direção de orientação preferencial de partículas e poros do solo. No caso das camadas de solo compactado, este fluxo geralmente ocorre na direção horizontal, onde prevalecem descontinuidades nas interfaces entre camadas compactadas e alinhamentos de partículas e poros perpendicularmente à direção dos esforços de compactação, que são verticais. O fluxo horizontal somado à heterogeneidade das camadas de solo compactado, em razão da presença de imperfeições (fissuras e juntas), pedregulhos e materiais alheios à composição natural do solo (raízes, conchas, etc.), condiciona uma drenagem mais rápida que eleva a condutividade hidráulica média, reduzindo uma das principais atribuições dada às barreiras impermeáveis.

Vazamentos em barreiras de proteção, oriundos de defeitos locais nos materiais empregados em revestimentos de fundo de aterros sanitários, promovem a ocorrência de fluxo direto de efluentes na direção das camadas de solo de apoio, podendo afetar a qualidade das águas subterrâneas. Considerando que as camadas de solo de apoio apresentem propriedades anisotrópicas, particularmente condutividade hidráulica, a capacidade de dispersão de líquidos potencialmente contaminantes pode atingir não só toda a extensão perimetral de implantação do aterro sanitário, mas também ultrapassá-la, alcançando zonas mais permeáveis que podem facilitar a infiltração do percolado até o nível freático. Se atingido, a água subterrânea começa a dissolver lentamente os compostos presentes no contaminante e os transporta consigo. Forma-se, então, a pluma de contaminação, cuja área de abrangência tende a aumentar conforme a evolução do fluxo na direção horizontal.

Para que sistemas de impermeabilização de aterros de resíduos, utilizando solo compactado, consigam reduzir ao máximo o transporte de poluentes até camadas subjacentes, é necessário que os mesmos apresentem características apropriadas a sua função, dentre elas destaca-se a condutividade hidráulica, que deve apresentar valor inferior a 10^{-9} m/s. Solos que não atendem a este requisito, alternativamente, podem ser misturados à bentonita para sua readequação.

Misturas compactadas de solo-bentonita têm sido amplamente investigadas em suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Contudo, estudos dirigidos à análise do comportamento anisotrópico destes materiais ainda têm sido pouco explorados. Por esta razão, o presente trabalho busca contribuir para o avanço no conhecimento dos efeitos da anisotropia sobre as propriedades mecânicas e hidráulicas de amostras compactadas de solo-bentonita, de forma a fomentar soluções técnicas e ambientalmente adequadas em projetos de barreiras minerais em áreas de disposição de resíduos.

1.2 Objetivos

Investigar o efeito da anisotropia inerente, produzida pela compactação, sobre o comportamento hidráulico de uma mistura solo-bentonita, com base nas condições de fluxo estabelecidas quando defasada em 0° e 90° a disposição dos planos de orientação preferencial das partículas ou de compactação em relação à vertical. Busca-se verificar se a presença de bentonita sódica na composição do solo investigado confere valores de condutividade hidráulica vertical e horizontal que habilitem a utilização deste como barreira impermeável em aterros sanitários ou em outras aplicações do gênero.

São objetivos específicos desta pesquisa:

- a) Avaliar a influência da anisotropia e do estado de tensões sobre a condutividade hidráulica do solo na condição natural e misturado à bentonita sódica;
- b) Analisar a influência da presença de bentonita sódica sobre a variação volumétrica de amostras compactadas de solo conforme aumento do seu grau de saturação;
- c) Investigar o efeito da adição de bentonita sódica nas propriedades geotécnicas e químicas do solo.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação se encontra dividida em cinco capítulos. Em seguimento deste capítulo introdutório, o capítulo 2 tratará de uma revisão bibliográfica que discute os principais aspectos relacionados aos resíduos sólidos urbanos e suas formas de gerenciamento, aos aterros sanitários e sistemas de proteção, destacando as barreiras impermeáveis de solo compactado. Serão, também, abordados alguns pontos que tratam sobre as características físicas e químicas dos materiais utilizados como barreira selante. O capítulo 2 encerra abordando os fundamentos de condutividade hidráulica e os principais fatores a afetam, e a anisotropia em solos compactados. No capítulo 3 serão descritos os materiais utilizados na pesquisa e os métodos dos ensaios empregados para caracterização e para avaliação das propriedades hidráulicas desses materiais. Os resultados obtidos são apresentados e analisados no capítulo 4. Por fim, são apontadas no capítulo 5 as conclusões deste estudo, seguidas por sugestões para trabalhos futuros. O trabalho encerra com as referências bibliográficas consultadas durante sua elaboração.

Capítulo 2

Revisão bibliográfica

2.1 Resíduos sólidos

Resíduos sólidos são resíduos nos estados sólido e semissólido, que resultam de atividades de origem industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços e de varrição (NBR 10004/04). Entre os vários tipos de resíduos, destacam-se os sólidos urbanos, os industriais, os da construção civil, os de serviços de saúde, os portuários e aeroportuários, os rejeitos e estéreis de mineração, e os lodos de estações de tratamento de água e de esgoto.

Todos os resíduos devem ser dispostos de maneira a não causar impactos deletérios ao meio ambiente. A disposição em aterros é a destinação mais frequente dos resíduos sólidos e semissólidos em todo o mundo. Os aterros para resíduos sólidos urbanos são denominados aterros sanitários. Resíduos industriais são geralmente depositados em aterros industriais, mas os de Classe II A (Não perigosos – Não inertes) podem ser codispostos com os resíduos sólidos urbanos.

Denominam-se resíduos sólidos urbanos (RSU) aqueles gerados nas residências, nos estabelecimentos comerciais, nos logradouros públicos e nas diversas atividades desenvolvidas nas cidades, incluindo os resíduos de varrição de ruas e praças. Os RSU são geralmente compostos por: materiais putrescíveis (resíduos alimentares, resíduos de jardinagem e varrição, e demais materiais que apodrecem rapidamente), papéis/papelões, plásticos, madeiras, metais, vidros, outros (entulhos, espumas, solos, couro, borrachas, cinzas, tecidos, óleos, graxas, resíduos industriais não perigosos, etc.) (Boskov, 2008).

São considerados resíduos sólidos industriais (RSI) os resíduos em estado sólido e semissólido que resultam da atividade industrial, incluindo-se os lodos provenientes das instalações de tratamento de águas residuárias, aqueles gerados em equipamentos de controle de poluição, bem como determinados líquidos cujas particularidades tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgotos ou corpos de água, ou exijam, para isto, soluções técnicas e economicamente inviáveis face à melhor tecnologia disponível (CETESB, 1993).

Para possibilitar o correto gerenciamento de resíduos, é imprescindível agrupá-los conforme sua composição (orgânico e inorgânico), riscos ao meio ambiente (perigosos, não inertes, inertes) e origem. A NBR 10004/04 define as seguintes classes para os resíduos sólidos:

- a) Classe I – Perigosos: resíduos que, em função de suas propriedades físicas, químicas ou infectocontagiosas, podem apresentar riscos à saúde pública,

provocando mortalidade, incidência de doenças ou acentuando seus índices. Podem, também, apresentar riscos ao meio ambiente, quando gerenciados de forma inadequada. Enquadram-se a esta classe os resíduos que apresentarem características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade ou patogenicidade.

b) Classe II – Não perigosos:

Classe II A – Não inertes: resíduos que não se enquadram nas classes I (Perigosos) ou II B (Inertes). Podem apresentar propriedades como biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água.

Classe II B – Inertes: resíduos que, quando amostrados de uma forma representativa e submetidos a um contato dinâmico e estático com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, não apresentarem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água, excetuando-se aspectos de cor, turbidez, dureza e sabor.

A classificação quanto à periculosidade dos resíduos sólidos não determina, necessariamente, sua origem. Resíduos sólidos urbanos, embora classificados como não perigosos e não inertes (Classe II A), podem conter resíduos compostos por elementos perigosos, denominados resíduos domésticos potencialmente perigosos (Tabela 1), gerando riscos à saúde da população e ao meio ambiente. O gerenciamento destes resíduos requer cuidados especiais, cabendo aos municípios estabelecer mecanismos que assegurem sua gestão e eliminação de forma segura.

Tabela 1 – Resíduos domésticos potencialmente perigosos (IPT, 2000).

Tipo	Produto
Material para pintura	Tintas, solventes, pigmentos e vernizes.
Materiais para jardinagem e animais	Pesticidas, inseticidas, repelentes, herbicidas.
Materiais automotivos	Óleos lubrificantes, fluidos de freio e transmissão e baterias.
Outros itens	Pilhas, frascos de aerossóis em geral e lâmpadas fluorescentes.

A composição dos RSU também compreende aspectos a considerar em projetos de aterros sanitários. Resíduos domésticos gerados em regiões mais desenvolvidas tendem a apresentar baixos teores de materiais putrescíveis. Em contrapartida, exibem quantidades de materiais industrializados e perigosos maiores em relação a regiões menos desenvolvidas. A composição dos RSU depende fundamentalmente dos hábitos de consumo da população e do desenvolvimento econômico e tecnológico de cada local. No Brasil, os

materiais putrescíveis correspondem à praticamente metade de todo resíduo gerado, conforme resume a Tabela 2.

Tabela 2 – Composição percentual média do total de RSU coletados no Brasil em 2012 (ABRELPE, 2013).

Material	Composição (%)
Metais	2,9
Papel/papelão	13,1
Plástico	13,5
Vidro	2,4
Matéria orgânica	51,4
Outros	16,7

É importante ressaltar, considerando os dados apresentados na Tabela 2, que os materiais incluídos na categoria outros podem conter resíduos potencialmente perigosos. Com o seu rompimento, estes resíduos liberam metais pesados e substâncias tóxicas que podem migrar para os aquíferos e para o ar, potencializando riscos voltados à saúde da população. Pilhas, lâmpadas fluorescentes e alguns tipos de frascos de aerossóis estão presentes no lixo municipal em quantidades significativamente maiores em relação a outros resíduos potencialmente perigosos, principalmente, em grandes cidades (IPT, 2000).

A incorporação dos processos de decomposição e do comportamento reológico da massa de resíduos, considerando as atividades que lhes deram origem e sua composição, é de fundamental importância em projetos de aterros sanitários que buscam um bom desempenho da obra. O teor de materiais putrescíveis pode influenciar na geração de chorume e gás, no desenvolvimento de pressões neutras no interior do maciço de resíduos, na resistência ao cisalhamento e na compressibilidade dos RSU (Bosco, 2008), podendo comprometer a integridade das barreiras hidráulicas e dos sistemas de drenagem. Quanto ao comportamento mecânico da massa de resíduos, este depende fundamentalmente das características dos componentes dos RSU. No entanto, a determinação das propriedades geomecânicas dos RSU é bastante complexa, em razão de sua heterogeneidade e variações de certas propriedades em função do tempo. Atualmente, continua prevalecendo a retroanálise como *input* em projetos de aterros de resíduos, incorporando, quando conveniente, modelagens numéricas baseadas em simulações do comportamento geomecânico do maciço sanitário, adaptadas à obra em questão.

Previsões voltadas à compressibilidade dos RSU em aterros sanitários, durante a fase de projeto, configuram meios úteis para a definição das características do revestimento de cobertura que melhor se adaptem às possíveis deformações. Além disso, possibilita pleitear planos de manutenção mais eficientes após o encerramento da obra, conferindo maior viabilidade de aproveitamento do terreno para fins habitacionais ou paisagísticos. Os

principais processos responsáveis pelos recalques diferenciais na massa de RSU são de caráter físico, químico e biológico (Sharma e De, 2007).

Deformações horizontais em revestimentos de cobertura podem resultar no surgimento de concavidades hábeis ao acúmulo de águas pluviais e na formação e propagação de fissuras de tração. Revestimentos superiores compostos por solos de baixa condutividade hidráulica são mais suscetíveis ao surgimento de trincas, devido a sua baixa resistência a tensões de tração (Sharma e De, 2007).

Um dos principais transtornos ocasionados pelo fissuramento de solos empregados como revestimentos de cobertura vincula-se à infiltração de águas pluviais. Estas geram elevação da carga hidráulica no interior da estrutura de armazenamento de resíduos, promovendo maior solicitação dos sistemas de drenagem e das barreiras impermeabilizantes de fundação e, conseqüentemente, potencializando a infiltração de lixiviado ao longo das camadas subjacentes.

2.2 Aterros sanitários

Atualmente, os aterros sanitários constituem uma das técnicas mais seguras para a disposição final e confinamento dos RSU. Sua implantação e operação devem conferir controle de emissão de poluentes capazes de degradar as águas superficiais e subterrâneas, o solo e o ar. Basicamente, aterro sanitário consiste em um processo utilizado para a disposição de resíduos sólidos no solo, particularmente RSU que, fundamentada em critérios de engenharia e normas operacionais específicas, permite um confinamento seguro em termos de controle de poluição ambiental e proteção à saúde pública (IPT, 2000).

A técnica de disposição final de RSU em aterros sanitários tem sido cada vez mais difundida nos municípios brasileiros, consolidando ações de saneamento ambiental voltadas à minoração de riscos à saúde humana e ao meio ambiente. Questões vinculadas ao gerenciamento adequado dos RSU vêm ganhando importância frente à administração pública, se materializando nas recentes legislações, com destaque para a Política Nacional de Saneamento Básico (Lei nº 11.445/07) e para a Política Nacional de Resíduos Sólidos – PNRS (Lei nº 12.305/10), as quais se utilizam de instrumentos legais para orientar os municípios a cumprirem com os objetivos do gerenciamento integrado de seus resíduos.

A PNRS entrou em vigor em 3 de agosto de 2010, concedendo prazo até 2 de agosto de 2012 para que todos os municípios brasileiros apresentassem seus planos de gestão integrada de resíduos sólidos e até 2 de agosto de 2014 para desativação, isolamento e recuperação ambiental das áreas de implantação dos vazadouros a céu aberto (lixões) e dos aterros controlados. O primeiro prazo para a entrega dos planos pelas prefeituras foi amplamente descumprido, repetindo-se para o prazo de encerramento dos lixões e aterros

controlados. De acordo com Portal Brasil (2014), o governo federal não adotará medida de prorrogação do prazo para os municípios que ainda não se adequaram aos planos de gestão integrada de resíduos sólidos nos termos da PNRS.

A disposição final ambientalmente inadequada de resíduos sólidos é caracterizada como crime desde 1998, quando foi sancionada a lei de crimes ambientais (Lei nº 9.605/98). Dessa forma, os municípios que ainda dispõem de vazadouros a céu aberto e aterros controlados em funcionamento estão em desacordo com as Leis nº 9.605/98 e 12.305/10, sujeitando-se a sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas à saúde humana e ao meio ambiente.

O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) realizou, em convênio com o Ministério das Cidades, a Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (IBGE, 2010). Esta investigou, em todos os municípios brasileiros, informações acerca de serviços de saneamento prestados à população por entidades públicas e privadas, incluindo o manejo de resíduos sólidos. Os estudos revelaram uma evolução bastante tímida quanto à gestão adequada de resíduos, cujo cenário de destinação final predominante até o ano de 2008 continuava sendo os vazadouros a céu aberto e os aterros controlados (Figura 1). Pesquisas mais recentes, como as realizadas pela ABRELPE (2014), têm revelado uma crescente quanto à gestão adequada dos resíduos gerados pelos municípios brasileiros (Figura 2), constatando uma evolução nas práticas correntes frente aos instrumentos legais e normativos até então disponíveis.

Figura 1 – Destino final dos resíduos sólidos, por unidades de destino dos resíduos (IBGE, 2010).

Figura 2 – Percentual das modalidades de destinação final de RSU (adaptado de ABRELPE, 2014).

A disposição indiscriminada de resíduos no solo pode causar poluição do ar, pela exalação de odores, fumaça, gases tóxicos ou material particulado; poluição das águas superficiais, pelo escoamento de líquidos percolados ou carreamento de resíduos pela ação das águas de chuva e poluição do solo e das águas subterrâneas, pela infiltração de líquidos percolados. Estes problemas são minorados em um aterro sanitário, frente à adoção das seguintes medidas de proteção ambiental: localização adequada, elaboração de projeto criterioso, implantação de infraestrutura de apoio, implantação de obras de controle de poluição e adoção de regras operacionais específicas (CETESB, 1993).

Para a escolha do local adequado à implantação de um aterro sanitário, a NBR 13896/97 estabelece as seguintes condições a serem observadas:

- subsolo com condutividade hidráulica (k) inferior a 10^{-8} m/s e com espessura da camada de solo não saturado superior a 3 m, localizada entre a superfície inferior do aterro e o mais alto nível do lençol freático (Figura 3);
- declividade máxima de 30% no terreno;
- distância mínima de 200 m entre o aterro e corpos de água superficiais e
- distância mínima de 500 m entre o aterro e núcleos populacionais.

Figura 3 – Condições hidrogeológicas favoráveis à implantação de um aterro sanitário.

A construção de um aterro sanitário visa principalmente confinar e reduzir o resíduo disposto ao menor volume possível, assim como prevenir o aumento de carga hidráulica no interior da estrutura de contenção dada pela biodegradação e lixiviação dos resíduos aterrados. Compete ao projeto geotécnico de aterros de resíduos, estabelecer elementos que garantam sua segurança estrutural e ambiental em longo prazo. Os elementos constituintes de um aterro sanitário típico são resumidos a seguir e ilustrados na Figura 4.

- a) Revestimento de fundo: impede à infiltração de efluentes e gases, derivados da biodegradação e lixiviação dos resíduos aterrados, para o subsolo e aquíferos subjacentes, promove suporte mecânico para a massa de resíduos e serve como base para implantação de sistemas de drenagem.
- b) Revestimento de cobertura: restringe a infiltração de águas pluviais para o interior do aterro, isola os resíduos e seus gases gerados do ambiente externo e oferece base para a implantação de sistemas de controle de erosão, como, por exemplo, cobertura vegetal.
- c) Revestimento lateral: inibe o fluxo horizontal de efluentes e de água para fora e para dentro do aterro, respectivamente, proporciona resistência mecânica à pressão de água e previne a fuga lateral de gases.
- d) Drenagem superficial: coleta o escoamento superficial das águas pluviais, evitando não só sua infiltração e a geração de líquidos lixiviados no interior do maciço sanitário, mas também a ocorrência de erosão nas camadas de cobertura final e nos taludes do aterro.
- e) Drenagem e tratamento de percolado: coleta e conduz o percolado gerado pelos resíduos para um sistema de tratamento, antes do mesmo ser devolvido ao meio ambiente. A técnica evita o aumento de carga hidráulica na massa de resíduos e possíveis problemas de instabilidade associados, bem como a contaminação do subsolo e lençol freático frente à infiltração de efluentes no terreno de fundação.
- f) Drenagem e tratamento de gases: capta, a partir de drenos verticais, e encaminha o gás gerado pela decomposição dos resíduos para tratamento ou

aproveitamento energético. O método impede a emissão destes gases na atmosfera, evitando contribuir para o efeito estufa.

- g) Célula de resíduo: constitui um volume reduzido de resíduos isolado por barreiras impermeáveis, as quais restringem o seu movimento e orientam o percolado e o biogás gerado para o sistema de coleta.

Figura 4 – Elementos que constituem um aterro sanitário típico (adaptado de NUCASE, 2008).

2.3 Revestimentos de fundo de aterros sanitários

Os revestimentos de fundo têm como principal função conter e atenuar os efluentes e gases produzidos pela biodegradação e lixiviação dos resíduos confinados, evitando-se a contaminação do subsolo e aquíferos subjacentes. É composto basicamente por camadas de drenagem e impermeabilização, conforme ilustra o esquema da Figura 5. Para a impermeabilização de base, geralmente são empregadas camadas de solo argiloso compactado (*Compacted Clay Liner* - CCL), geomembranas (GM), geocompostos argilosos (*Geosynthetic Clay Liner* – GCL) ou, ainda, uma combinação destas, desde que alcançada uma condutividade hidráulica máxima de 10^{-9} m/s. Segundo Boscov (2008), este valor limite de condutividade hidráulica tornou-se referência para aterros de resíduos, adotado sem maiores questionamentos para a aceitação de materiais e aprovação de projetos.

O valor de condutividade hidráulica máximo de 10^{-9} m/s, estabelecido por normas técnicas e legislações ambientais de vários países, resulta da aplicação da Lei de Darcy, considerando uma barreira mineral com espessura mínima de 1 m sujeita à percolação sob gradiente hidráulico unitário. Nestas condições, estima-se que o tempo mínimo necessário

para que o percolado consiga atravessar a camada seja de 30 anos, tempo após o qual se assume que o percolado não mais seria poluente (Potter e Yong, 1995). A baixa condutividade hidráulica apresentada pelos solos utilizados como barreira impermeável ou *liner* minimiza a velocidade de percolação do contaminante, contribuindo para os processos de atenuação natural. Por esta razão, as barreiras minerais atuam como um reator bioquímico, reduzindo a toxicidade do percolado desde a fonte geradora até as coleções hídricas subterrâneas.

Figura 5 – Esquema ilustrativo do revestimento de fundo (Boskov, 2008).

Para garantir segurança do revestimento de fundo, as camadas impermeabilizantes devem ser executadas com rigoroso controle tecnológico e atender às espessuras mínimas exigidas em norma. Além disso, devem apresentar características de estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência às intempéries, compatibilidade físico-químico-biológica com os resíduos a serem aterrados e seus percolados (IPT, 2000).

As barreiras de proteção podem ser simples, compostas ou duplas. As barreiras simples são aquelas constituídas por um único tipo de material impermeabilizante, seja solo compactado, seja material geossintético (GM ou GCL). As barreiras compostas e duplas, por sua vez, promovem a integração de ambos os materiais impermeabilizantes supracitados, as quais constituem a solução mais adequada frente à proteção do subsolo e dos mananciais subterrâneos, pois reduzem consideravelmente a taxa de infiltração de percolado através da camada de solo de apoio. Para decidir qual sistema de revestimento de base mais se adequa ao projeto de aterro sanitário é fundamental conhecer as características do terreno de implantação, a hidrogeologia do local e a periculosidade dos resíduos a serem dispostos.

Koerner (2005) destaca que a probabilidade de ocorrência de vazamentos em barreiras compostas pelo conjunto GM/GCL/CCL é praticamente nula, visto que o GCL atua como sistema de detecção de vazamentos, impedindo o fluxo direto de efluentes através de furos ou defeitos locais da geomembrana em direção à camada de solo compactado. Quando empregado este tipo de sistema de proteção, as exigências voltadas à condutividade hidráulica máxima permitida para a camada de solo compactado se

tornam mais flexíveis, tolerando valores pouco maiores que 10^{-9} m/s, desde que a combinação GCL/CCL respeite os limites de condutividade hidráulica regulamentados (Giroud *et al.*, 1997). A Figura 6 ilustra três tipos de barreiras de proteção, exemplificando possíveis problemas de infiltração vinculados às diferentes combinações de materiais utilizados como barreira.

Figura 6 – (a) barreira simples de solo compactado e barreiras compostas de (b) geomembrana e solo compactado e (c) geomembrana, geocomposto argiloso e solo compactado (adaptado de Koerner, 2005).

2.3.1 Barreiras impermeáveis de solo compactado

Revestimentos de fundo constituídos por camadas de solo compactado, também conhecidos como barreiras minerais, compreendem uma das técnicas mais antigas e utilizadas para a contenção e atenuação de poluentes em áreas de disposição de resíduos. Em barreiras de proteção compostas, o CCL cumpre funções de suporte para sistemas de drenagem, proporcionando base lisa e resistente, e de defesa secundária no caso de ocorrência de vazamentos através dos geossintéticos subjacentes. Para alcançar o desempenho desejado, a camada de solo compactado deve apresentar baixa condutividade hidráulica, compatibilidade química em longo prazo com os poluentes, alta capacidade de retenção de poluentes, baixo coeficiente de difusão, alta capacidade de suporte e baixa compressibilidade (Boscov, 2008).

Para garantir que barreiras minerais atendam ao valor máximo exigido de condutividade hidráulica (10^{-9} m/s), foram estabelecidos alguns requisitos mínimos para solos utilizados em sistemas de impermeabilização. Daniel (1993) recomenda que solos de clima temperado, empregados a esta função, devem apresentar as seguintes características:

- porcentagem de finos entre 20 e 30%;
- índice de plasticidade entre 7 e 10%;
- porcentagem de pedregulho menor que 30% e
- tamanho máximo das partículas entre 25 e 50 mm.

A CETESB (1993) sugere que para um solo argiloso ser considerado adequado para utilização em barreiras minerais, este deve atender aos seguintes requisitos:

- ser classificado como CL, CH, SC ou OH, segundo Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-11);
- apresentar uma porcentagem maior do que 30% de partículas passando pela peneira de abertura 0,075 mm (NBR 7181/84);
- apresentar limite de liquidez maior ou igual a 30% (NBR 6459/84);
- apresentar índice de plasticidade maior ou igual a 15% e
- apresentar pH maior ou igual a 7.

Além disso, para assegurar que camadas impermeabilizantes de solo compactado desempenhem satisfatoriamente sua função, é necessário um controle tecnológico de compactação que estabeleça os seguintes critérios de execução:

- camadas compactadas de no máximo 20 cm de espessura;
- umidade em torno da umidade ótima obtida no ensaio de compactação (NBR 7182/86) e
- grau de compactação de no mínimo 95%.

Quanto a sua implantação, as camadas de solo compactado são executadas sucessivamente até o alcance da espessura definida em projeto. Quando implantadas sobre taludes, sua construção pode ser realizada horizontalmente ou paralelamente à inclinação do terreno (Figura 7). Dá-se preferência ao arranjo paralelo, em virtude das camadas adjacentes inibirem a possibilidade de fuga de poluentes para fora do aterro via fluxo horizontal, a qual é promovida por imperfeições nas interfaces entre as camadas compactadas de solo ou pela presença de material impróprio em uma destas camadas. Em contrapartida, a execução de camadas paralelas não é recomendada para taludes com inclinações superiores a 18°, devido a limitações dos equipamentos utilizados para a compactação. Alternativamente, as camadas de solo compactado podem ser executadas no sentido horizontal, porém, para evitar a incidência dos problemas supracitados, recomenda-se realizar uma pequena inclinação das mesmas, sendo esta voltada para o interior do aterro (Daniel, 1993).

Figura 7 – Métodos de execução de CCL: (a) arranjo paralelo e (b) arranjo horizontal (Daniel, 1993).

Para a construção de revestimentos de base, cuja camada de solo compactado atua como único elemento de proteção é imprescindível que as condições climáticas e hidrogeológicas do local de implantação contemplem as exigências normativas (vide

Figura 3). Caso o terreno apresente deficiências quanto à presença de solos compactados com baixa condutividade hidráulica ou aquíferos pouco profundos, torna-se necessária a utilização de camadas impermeabilizantes sobrejacentes ao solo natural, de modo a evitar seu contato com o líquido percolado. Existem diversos materiais naturais e sintéticos que podem ser utilizados para a impermeabilização das fundações de aterros sanitários. Misturas de solo com bentonita retratam este cenário. Esta técnica tem sido bastante utilizada para reduzir a condutividade hidráulica de solos arenosos empregados na construção de barreiras selantes em áreas de disposição de resíduos.

2.4 Bentonita

O nome bentonita foi aplicado pela primeira vez em 1898 a uma argila plástica coloidal encontrada em camadas cretáceas em Fort Benton, Wyoming (EUA) (Santos, 1975). Atualmente este termo refere-se à argila constituída principalmente pelo argilomineral montmorilonita, o qual pertence ao grupo esmectita.

Esmectita corresponde a um grupo de minerais estruturalmente similares, cujo arranjo das camadas é do tipo 2:1, representando a combinação de uma camada octaédrica de alumínio ou magnésio entre duas camadas tetraédricas de silício (Figura 8).

Figura 8 – Diagrama esquemático da estrutura de uma montmorilonita sódica (adaptado de Mitchell e Soga, 2005).

O silício, na lâmina tetraédrica, e o alumínio ou magnésio, na lâmina octaédrica, estão sujeitos à substituição por outros cátions com tamanho ou raio iônico semelhante. O raio iônico e a localização de cátions comumente encontrados na constituição dos argilominerais são mostrados na Tabela 3. A partir desta, verifica-se que o alumínio apresenta

raio iônico ligeiramente maior que do silício. Por esta razão, o alumínio consegue se ajustar no centro do tetraedro no lugar do silício sem muita alteração na estrutura básica do cristal. Este processo, no qual um elemento preenche a posição normalmente ocupada por outro com tamanho similar, denomina-se substituição isomórfica. Este fenômeno é responsável por grande parte da variabilidade mineralógica das argilas silicatadas (Brady e Weil, 2010).

A substituição isomórfica pode ocorrer também em lâminas octaédricas. Com base na Tabela 3, observa-se que os íons ferro e zinco possuem tamanhos semelhantes aos dos íons alumínio e magnésio, respectivamente. Dessa forma, tanto o Fe quanto o Zn podem ocupar a posição central do sítio octaédrico no lugar do Al e Mg. Em algumas argilas silicatadas, a substituição pode ocorrer, concomitantemente, nas lâminas tetraédricas e octaédricas (Brady e Weil, 2010).

Tabela 3 – Raio iônico e localização de elementos comuns em argilominerais (Brady e Weil, 2010).

Íon	Raio (Å)	Localização
Si^{4+}	0,42	Lâmina tetraédrica
Al^{3+}	0,51	Lâmina tetraédrica e/ou octaédrica
Fe^{3+}	0,64	Lâmina octaédrica e/ou entre camadas
Mg^{2+}	0,66	Lâmina octaédrica e/ou entre camadas
Zn^{2+}	0,74	Lâmina octaédrica e/ou entre camadas
Fe^{2+}	0,76	Lâmina octaédrica e/ou entre camadas
Na^{+}	0,95	Entre camadas
Ca^{2+}	0,99	Entre camadas
K^{+}	1,33	Entre camadas
O^{2-}	1,40	Lâminas tetraédrica e octaédrica
OH^{-}	1,55	Lâminas tetraédrica e octaédrica

Argilominerais do grupo esmectita exibem extensas substituições isomórficas tanto nas lâminas tetraédricas quanto nas octaédricas. Geralmente, estas substituições ocorrem com cátions de mesma valência, impossibilitando a geração de cargas negativas superficiais. Fogem a esta tendência substituições isomórficas dos cátions de maior valência por outros de menor valência, em particular substituições tetraédricas Si^{4+} por Al^{3+} e octaédricas Al^{3+} por Mg^{2+} . Estas e outras substituições são responsáveis pelo surgimento dos minerais pertencentes ao grupo esmectita, os quais são classificados de acordo com a localização e o tipo de cátion presente na estrutura cristalina (Mitchell e Soga, 2005; Santos, 1989).

A estrutura básica dos argilominerais do grupo esmectita é composta por 20 átomos de oxigênio e 4 hidroxilas por célula unitária, contendo ainda 8 sítios tetraédricos e 6 octaédricos. Argilominerais que possuem todos estes sítios ocupados por cátions, pertencem

ao subgrupo trioctaédrico. Quando somente dois terços destes sítios são ocupados por cátions, trata-se de um argilomineral dioctaédrico (Mitchell e Soga, 2005). Os principais minerais do grupo esmectita e suas composições são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Principais argilominerais do grupo esmectita (Mitchell e Soga, 2005).

	Mineral	Substituições isomórficas		Fórmulas estruturais (célula unitária)
		Lâmina tetraédrica	Lâmina octaédrica	
Dioctaédrico	Montmorilonita	Nenhuma	Mg ²⁺ substitui Al ³⁺	(OH) ₄ Si ₈ (Al _{3,34} Mg _{0,66})O ₂₀
	Beidelita	Al ³⁺ substitui Si ⁴⁺	Nenhuma	(OH) ₄ (Si _{6,34} Al _{1,66})Al _{4,34} O ₂₀
	Nontronita	Al ³⁺ substitui Si ⁴⁺	Fe ³⁺ substitui Al ³⁺	(OH) ₄ (Si _{7,34} Al _{0,66})Fe _{4,34} O ₂₀
Trioctaédrico	Hectorita	Nenhuma	Li ⁺ substitui Mg ²⁺	(OH) ₄ Si ₈ (Mg _{5,34} Li _{0,66})O ₂₀
	Saponita	Al ³⁺ substitui Si ⁴⁺	Fe ³⁺ substitui Mg ²⁺	(OH) ₄ (Si _{7,34} Al _{0,66})Mg ₆ O ₂₀
	Sauconita	Al ³⁺ substitui Si ⁴⁺	Zn ²⁺ substitui Mg ²⁺	(OH) ₄ (Si _{8-y} Al _y)(Zn _{6-x} Mg _x)O ₂₀

As substituições isomórficas de Al³⁺ no lugar do Si⁴⁺ (folha tetraédrica) e de Mg²⁺ no lugar do Al³⁺ (folha octaédrica) resultam em um excesso de carga elétrica negativa na superfície das camadas dos argilominerais. No caso da montmorilonita, a substituição do íon de maior valência (alumínio), com três cargas positivas (trivalente), por outro de menor valência (magnésio), com apenas duas cargas positivas (divalente), ocasiona deficiência de uma carga positiva no centro do sítio octaédrico e, conseqüentemente, a manifestação de uma carga negativa na superfície do colóide. Por esta razão, a camada octaédrica acumula uma carga negativa a cada substituição de Al³⁺ por Mg²⁺ (Figura 9). Da mesma forma, cada Al³⁺ que substitui um Si⁴⁺, na lâmina tetraédrica, gera uma carga líquida negativa naquele ponto de substituição (Brady e Weil, 2010). Esta carga é neutralizada por cátions trocáveis, que são adsorvidos junto às superfícies intracristalinas situadas entre as sucessivas camadas das espécies minerais (Mitchell e Soga, 2005). Nas montmorilonitas, os íons sódio e cálcio representam os cátions interlamelares compensadores de carga predominantes (Santos, 1975).

Em razão das extensas substituições isomórficas protagonizadas pelos argilominerais do grupo esmectita, estes apresentam alta capacidade de troca catiônica, geralmente na ordem de 80 a 150 meq/100g. Além disso, possuem vasta área superficial específica, atingido desde 50 a 120 m²/g (área superficial externa) até 840 m²/g (área superficial externa e entre camadas) e, portanto, contribuindo para o seu elevado comportamento coloidal (Mitchell e Soga, 2005).

Figura 9 – Efeito da substituição isomórfica sobre a carga líquida negativa (Brady e Weil, 2010).

A estrutura do tipo 2:1 das espécies minerais do grupo esmectita se caracteriza por possuir uma lâmina de átomos de oxigênio tanto na parte superior quanto na parte inferior das camadas cristalinas. Deste modo, as ligações entre as sucessivas camadas dos argilominerais esmectíticos ocorrem por interações oxigênio-oxigênio e entre oxigênio e cátions interlamelares compensadores de carga (Figura 8). Estas ligações caracterizam-se por ser bastante fracas, podendo facilmente ser separadas por clivagem ou adsorção de água (Brady e Weil, 2010; Mitchell e Soga, 2005). Por este motivo, as esmectitas se distinguem sob o ponto de vista da expansibilidade intracristalina, cuja entrada de moléculas de água entre as camadas presentes em sua estrutura pode promover um aumento no volume do argilomineral em até 20 vezes (Norrish, 1954).

A espessura da lâmina monomolecular de água entre camadas varia principalmente com a natureza do cátion adsorvido. Montmorilonitas que possuem predominantemente o sódio como cátion adsorvido, também conhecidas como bentonitas sódicas (Figura 8), se destacam pela capacidade de aumentar várias vezes o seu volume inicial quando hidratadas. Montmorilonitas ricas em cálcio (bentonitas cálcicas) são menos expansíveis, comportando até três camadas moleculares de água na região interplanar (Santos, 1975).

Um dos principais fatores relacionados à divergência quanto à capacidade de expansão entre bentonitas sódicas e cálcicas é atribuído à valência do íon interlamelar e seu raio hidratado (Cancelli *et al.*, 1994). Para neutralizar 2 cargas negativas junto à superfície coloidal são necessários 2 íons monovalentes de sódio (Na^+) ou apenas 1 íon divalente de cálcio (Ca^{2+}). Por esta razão, a quantidade de Na^+ adsorvido supera duas vezes a de Ca^{2+} , motivo pelo qual prevalece a demanda por moléculas de água necessárias à hidratação do íon sódio fixado ou a capacidade de adsorção de água pelas bentonitas sódicas. Além disso, o raio hidratado de 2 íons sódio (15,8 Å) supera o de 1 íon cálcio (9,6 Å), atribuindo às bentonitas sódicas não só espaçamentos interplanares superiores aos das bentonitas cálcicas, conforme hidratação dos respectivos cátions interplanares, mas também capacidade de expansão mais acentuada (Brady e Weil, 2010).

Bentonitas sódicas, quando expostas à umidade atmosférica, adsorvem o equivalente a uma lâmina monomolecular de água em torno de cada partícula e entre as camadas estruturais, causando pequena variação do espaçamento basal desde o valor mínimo de 9,6 Å. Com a hidratação, as bentonitas sódicas adsorvem continuamente até 4 lâminas de moléculas de água na região interplanar, gerando um distanciamento entre as camadas cristalinas de aproximadamente 20 Å e, conseqüentemente, um aumento expressivo no volume do argilomineral. Para teores de umidade ainda maiores, verifica-se correspondente aumento no espaçamento basal desses argilominerais, chegando a alcançar até 40 Å. No entanto, esta acentuada expansão reflete em um enfraquecimento das forças de atração entre as camadas estruturais, as quais são responsáveis pelo empilhamento das camadas basais (Norrish, 1954). A Figura 10 mostra o aumento do espaçamento basal da bentonita sódica conforme sua hidratação.

Figura 10 – Expansão das camadas de montmorilonita sódica conforme hidratação (Norrish, 1954).

2.4.1 Comportamento mecânico das montmorilonitas

Macroscopicamente, a transmissão das tensões efetivas se diferencia sob o ponto de vista microscópico. De acordo com Lambe e Whitman (1969), a superfície de contato real constitui apenas uma pequena parcela da superfície aparente de contato entre partículas, dado que, em nível microscópico, as superfícies dos materiais são efetivamente rugosas, cuja interação é permitida apenas nas protuberâncias mais salientes, conforme mostra a Figura 11. Verifica-se, portanto, que o atrito é regido pelas superfícies reais de contato. Logo, as características de rugosidade e de adsorção na superfície da partícula se tornam relevantes para controlar a resistência que se desenvolve. A rugosidade comanda a

dimensão das protuberâncias superficiais, que, em geral, diferenciam-se conforme o tamanho das partículas de solo. Por outro lado, a adsorção de água ou outras substâncias tende a interferir na resistência ao cisalhamento das junções (Mitchell e Soga, 2005).

Figura 11 – Superfície de contato real entre partículas sólidas (adaptado de Lambe e Whitman, 1969).

O fenômeno da adsorção de água ou outras substâncias sobre a superfície das partículas minerais finas deriva-se do saldo de carga elétrica negativa, promovido por extensas substituições isomórficas na estrutura cristalina do mineral. Dependendo da natureza dos cátions adsorvidos junto às superfícies dos minerais, a película de água adsorvida pode ser bastante espessa, como é o caso da montmorilonita sódica.

A presença de água adsorvida pode permitir situações em que os esforços normais sejam transmitidos através das películas de água presentes nos contatos entre partículas, interferindo diretamente na resistência que se desenvolve. Lambe e Whitman (1969) reproduziram os resultados obtidos por Bolt (1956), que investigou a transmissão de esforços através de um conjunto de partículas lamelares dispostas face a face. Nesta pesquisa, duas placas recobertas por uma camada muito fina de montmorilonita sódica úmida foram solicitadas por uma força normal de 65,4 N, atuante sobre uma área de 645,2 mm² (Figura 12a). As partículas do argilomineral se encontravam dispostas paralelamente às placas de deposição, permitindo a transmissão de esforços face a face. Na Figura 12b, tem-se a curva que representa a relação entre tensão normal (σ) e espaçamento entre partículas, obtida experimentalmente para o material em questão.

Figura 12 – Transmissão de esforços entre partículas (Bolt, 1956 *apud* Lambe e Whitman, 1969).

Pode-se observar que para uma tensão normal de $0,1 \text{ N/mm}^2$ (1 atm) o espaçamento entre argilominerais é de $115 \text{ \AA}$, indicando a possibilidade de transmissão de esforços sem o contato direto entre partículas. Foi necessário aplicar uma tensão de 550 MPa para expulsar a película de água adsorvida e possibilitar o contato direto entre as faces dos minerais.

Evidentemente, a situação descrita constitui um caso extremo, visto que qualquer grau de floculação possibilitará contatos reais de forma que a transmissão de esforços ocorrerá exclusivamente entre partículas (Lambe e Whitman, 1969).

Para um arranjo de partículas finas, a carga em cada contato tende a ser baixa, passando a ganhar relevância a película adsorvida. A montmorilonita sódica, em virtude de seu elevado comportamento coloidal sobre a formação de espessas camadas de água adsorvida, tende a apresentar resistência reduzida, visto que de certa ocorrência de partículas finas dispostas face a face que tornam as áreas reais de contato mais reduzidas, ocasionando baixos ângulos de atrito. Atribui-se este comportamento à interferência da água intercalar sobre a transmissão de esforços, pois se prevê que a resistência ao cisalhamento da película de água é muito menor que a do mineral.

A atuação da água na diminuição da resistência do solo não se resume somente à camada adsorvida. Seu desempenho como "lubrificante" nos contatos entre partículas finas lamelares também inclui participação no comportamento resistente dos solos, como mostra a Tabela 5. Argilominerais, quando sujeitos à umidade higroscópica, apresentam filmes de água adsorvida muito finos, cujos íons superficiais se encontram parcialmente desidratados, conferindo diminuição do espaçamento interpartículas e, conseqüentemente, maiores forças de atração entre superfícies. Neste caso, há um ganho de resistência do argilomineral. Com o umedecimento das superfícies das camadas de silicatos, aumentam-se suas mobilidades, conforme hidratação dos íons superficiais com correspondente diminuição de suas forças de ligação na superfície do mineral (dissociação). Nesta situação, a resistência ao cisalhamento diminui com o aumento de umidade do argilomineral (Horn e Deere, 1962).

Tabela 5 – Valores de ângulo de atrito entre faces de clivagem de alguns minerais sob variadas condições de umidade (Horn e Deere, 1962).

Mineral	Seco em estufa	Umidade higroscópica	Saturado
Mica muscovita	23,3°	16,7°	13,0°
Mica flogopita	17,2°	14,0°	8,5°
Mica biotita	17,2°	14,6°	7,4°
Clorita	27,9°	19,3°	12,4°

Warkentin e Yong (1960) investigaram a influência das forças entre partículas de montmorilonitas sódica e cálcica sobre a resistência ao cisalhamento. Para isso, amostras compactadas foram submetidas ao processo de saturação e, em seguida, consolidadas sob diferentes carregamentos, resultando em espécimes com índices de vazios distintos. A

resistência de cada amostra foi medida em ensaio de cisalhamento direto, cujos resultados são apresentados na Figura 13.

Figura 13 – Resistência ao cisalhamento das montmorilonitas sódica e cálcica em função do índice de vazios (Warkentin e Yong, 1960).

Segundo os autores, a resistência de ambos argilominerais decresce conforme aumento do índice de vazios, sendo menor para a montmorilonita cálcica. Os resultados fogem à tendência, visto que o aumento da valência dos íons trocáveis tende a provocar maior atração interpartículas, refletindo em acréscimo das forças de atração e, conseqüentemente, em maior resistência. De acordo com os pesquisadores, a redução da resistência face à diminuição da repulsão entre partículas pode ser explicada da seguinte forma: Durante a incidência dos esforços de cisalhamento, surgem forças que tendem a orientar ou a mobilizar um reajuste das partículas para formar o plano de ruptura. Porém, este rearranjo estrutural é resistido pela repulsão interpartículas, como mostrado esquematicamente na Figura 14. Qualquer diminuição da repulsão entre partículas possibilitará um reajuste das partículas adjacentes, inclusive nos contornos do plano de ruptura, resultado numa diminuição na resistência ao cisalhamento para um índice de vazios constante.

Figura 14 – Mecanismo de resistência ao cisalhamento de argilominerais expansivos (Warkentin e Yong, 1960).

2.5 Barreiras impermeáveis de solo-bentonita

Misturas de solo com bentonita têm sido amplamente empregadas como método alternativo voltado à melhoria de solos impróprios à construção de barreiras impermeáveis. De acordo com Daniel (1993), uma pequena quantidade de bentonita pode acarretar uma diminuição em várias ordens de grandeza no valor da condutividade hidráulica de determinado solo (Figura 15). Para a impermeabilização de sistemas de proteção ambiental, geralmente se tem utilizado bentonita sódica ou bentonita cálcica ativada com carbonato de sódio, cuja proporção necessária para reduzir a condutividade hidráulica de solos não coesivos, até valores entre 10^{-9} e 10^{-11} m/s, varia de 4 a 10% (Rowe, 2001). No entanto, este intervalo não se aplica a todos os casos, tornando-se imprescindível determinar, a partir de ensaios laboratoriais, o teor mínimo de aditivo necessário para diminuir a condutividade hidráulica de amostras de solo compactado até o valor especificado.

Para que revestimentos minerais de solo-bentonita consigam alcançar os valores de condutividade hidráulica desejados é fundamental que durante a construção das camadas impermeabilizantes seja realizado um controle tecnológico de compactação, respaldado por critérios de execução, conforme descrito no subitem 2.3.1. Além disso, deve-se assegurar boa homogeneização da mistura, de maneira a evitar segregação antes e durante sua aplicação (Rowe, 2001). As misturas podem ser preparadas na própria praça de compactação ou previamente em equipamentos apropriados para a homogeneização da mistura (*Pulvimixer*) (Bosco, 2008).

Figura 15 – Efeito do teor de bentonita na condutividade hidráulica (Daniel, 1993).

Barreiras impermeáveis de solo-bentonita desempenham funções de segurança ou proteção total contra a infiltração de efluentes gerados pela biodegradação e lixiviação dos resíduos confinados. Em revestimentos compostos, a camada de solo-bentonita compactada, disposta sob o geocomposto argiloso e/ou a geomembrana, impede o fluxo

direto de poluentes advindos de defeitos locais nos materiais sobrejacentes. Em barreiras simples, o revestimento mineral constitui o único elemento de proteção, interagindo diretamente com os resíduos confinados e seus percolados. Dependendo das características químicas do líquido contaminado, a função de impermeabilização atribuída às barreiras selantes de solo-bentonita pode vir a se comprometer.

Bentonitas sódicas, quando permeadas por soluções contendo Ca^{2+} ou Mg^{2+} , podem sofrer aumento expressivo na condutividade hidráulica, devido ao efeito da valência de cátions adsorvidos sobre o espaçamento das camadas estruturais (Cancelli *et al.*, 1994; Rowe, 2001). A adsorção de Ca^{2+} ou Mg^{2+} , acompanhada pela dessorção de Na^+ , diminui a quantidade de cátions fixados à superfície cristalina e, conseqüentemente, reduz a demanda pela água necessária à hidratação do argilomineral. Com isso, há uma redução do afastamento entre camadas coloidais, seguido por uma contração do solo, facilitando o fluxo (Figura 16a).

Compostos orgânicos com baixa constante dielétrica (ϵ) também são capazes de estimular o aumento na condutividade hidráulica das argilas, devido à diminuição da espessura da camada dupla (Rowe, 2001). A camada dupla compreende a região em torno do colóide na qual há um campo elétrico negativo que demanda por cargas positivas para reestabelecer o equilíbrio. O campo elétrico negativo é gerado a partir da formação da camada dupla difusa, que é composta pela superfície coloidal eletronegativa, pelos cátions e pelas moléculas polares de água. Devido ao caráter dipolar das moléculas de água, evidenciada pela elevada constante dielétrica, estas podem formar espessas camadas de hidratação sobre os cátions interlamelares e a superfície coloidal (camada dupla) (Figura 17). Por esta razão, há maior repulsão entre partículas de argila e, conseqüentemente, a expansão do solo.

Basicamente, a constante dielétrica consiste na capacidade que determinadas substâncias possuem de neutralizar a atração entre cargas elétricas opostas por meio da hidratação de íons. Compostos orgânicos com baixa constante dielétrica geram finas camadas monomoleculares de água ao longo das superfícies coloidais. A diminuição da espessura da camada dupla provoca aproximação entre as partículas individuais de argilominerais, assim como maior atração entre íons fixados junto à superfície das mesmas (contraíons). Por consequência disso, ocorre a contração do solo, seguida por um acréscimo na condutividade hidráulica em função do aumento nos macroporos (Fernandez e Quigley, 1988). A influência da constante dielétrica sobre a espessura da camada dupla e a condutividade hidráulica pode ser observada nas Figuras 16b e 18, respectivamente.

Figura 16 – Potencial elétrico (ψ) versus espessura da camada dupla em função (a) do efeito da valência dos cátions adsorvidos e (b) da constante dielétrica da substância de hidratação (Rowe, 2001).

Figura 17 – Efeito da constante dielétrica sobre a expansão da argila (adaptado de Mitchell e Soga, 2005).

Figura 18 – Influência da constante dielétrica de diferentes substâncias sobre a condutividade hidráulica (Fernandez e Quigley, 1985).

2.6 Condutividade hidráulica dos solos

Praticamente, todos os problemas geotécnicos vinculados à infiltração, deformação e estabilidade dos solos estão relacionados com o fluxo de água no interior dos mesmos. A condutividade hidráulica é um parâmetro característico do meio poroso (solo) e do fluído que percola por este meio, a qual desempenha papel fundamental no comportamento dos solos. O estudo do comportamento hidráulico dos solos, seja na condição natural ou compactada, é de fundamental importância no que se refere à adequabilidade construtiva e operacional de sistemas selantes basais e de cobertura em aterros sanitários.

O Material a ser utilizado em construções de barreiras impermeabilizantes de fundo deve não só apresentar baixíssimos valores de condutividade hidráulica, mas também ser criteriosamente escolhido, devido a essas barreiras estarem submetidas a ataques químicos provenientes dos líquidos percolados, à abertura de trincas de expansão causadas pela lixiviação de águas pluviais, e de gretas de contração devido a variações de temperatura causadas por reações exotérmicas derivadas da decomposição dos resíduos estocados. Os critérios para a seleção de solos a serem utilizados como barreiras são geralmente baseados em propriedades que descrevem a composição dos mesmos, como, por exemplo, os limites de consistência e a distribuição granulométrica. Alguns requisitos mínimos exigidos para solos utilizados em sistemas de impermeabilização são apresentados no subitem 2.3.1.

Desde os estudos pioneiros realizados por Lambe (1954) e Mitchell *et al.* (1965), tem-se estabelecido que para uma camada de solo compactado ser considerada praticamente impermeável, esta deve apresentar um valor de condutividade hidráulica mínimo de 10^{-9} m/s.

O estudo sobre o movimento de água nos solos fundamenta-se nas bases teóricas sobre o regime de escoamento em condutos forçados, estabelecidas por Reynolds (1883). Segundo ele, dependendo das condições, o regime de escoamento pode ser linear ou turbulento. Experimentalmente, Reynolds verificou o fluxo de água com corante através de uma tubulação transparente (Figura 19a). Se o corante escoasse com uma trajetória retilínea, o regime de escoamento seria laminar, pois as moléculas de água seguiriam trajetórias paralelas; caso contrário, o regime seria turbulento.

Em seus experimentos, Reynolds avaliou a influência do diâmetro e do comprimento do conduto sobre a velocidade de escoamento da água submetida a diferentes níveis de pressão. Os resultados constam na Figura 19b, onde está plotado o gradiente hidráulico (i) versus a velocidade de escoamento (v). O gradiente hidráulico expressa a porção de carga que se dissipa durante o escoamento (h) ao longo de determinado comprimento (L), cuja relação é representada pela Equação 1.

Figura 19 – Experiência de Reynolds: (a) fatores de influência sobre o regime de escoamento e (b) delimitação do regime de fluxo em função de v e i (adaptado de Reynolds, 1883).

$$i = \frac{h}{L} \quad (1)$$

A partir da experiência de Reynolds, verifica-se que há uma velocidade crítica (v_c) abaixo da qual o regime é laminar, havendo proporcionalidade entre o gradiente hidráulico e a velocidade de escoamento. Para velocidades acima de v_c , a relação não é linear e o regime de escoamento passa a ser turbulento. Ainda segundo Reynolds, o valor de v_c é relacionado teoricamente com as demais grandezas intervenientes através da equação:

$$R_e = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma}{\mu \cdot g} \quad (2)$$

Na Equação 2, R_e é o número de Reynolds, adimensional e igual a 2000, D é o diâmetro do conduto, γ é o peso específico do fluido, μ é a viscosidade do fluido e g é a aceleração da gravidade.

Substituindo na Equação 2 os valores correspondentes à água na temperatura de 20°C, obtém-se o valor de v_c , em m/s, em função do diâmetro do conduto D , em metros:

$$v_c = \frac{28 \times 10^{-4}}{D} \quad (3)$$

A partir da Equação 3, verifica-se que a velocidade crítica é inversamente proporcional ao diâmetro do conduto. Portanto, quanto menor for o diâmetro do tubo por onde ocorre o fluxo, maior será o valor correspondente à velocidade crítica. Os diâmetros dos vazios dos solos são muito pequenos. Logo, se utilizada a Equação 3, se observará que os valores de velocidade crítica correspondentes serão muito elevados. De fato, a percolação de água no interior dos solos ocorre a velocidades muito inferiores à crítica, concluindo-se, deste modo, que a percolação segue um regime laminar, cuja evolução da velocidade de escoamento é proporcional ao aumento do gradiente hidráulico, conforme

mostra a Figura 19b. A partir dessa variação linear, surge uma constante de proporcionalidade entre v e i denominada condutividade hidráulica (k), a qual é expressa pela seguinte equação:

$$v = k \cdot i \quad (4)$$

2.6.1 Lei de Darcy

Na realidade, a Equação 4, deduzida no item anterior segundo a teoria de Reynolds, foi estabelecida cerca de 30 anos antes pelo engenheiro francês Henry Darcy. Em 1856, o autor publicou seus estudos sobre o movimento de água em filtros de areia saturados. Destes estudos, Darcy formulou uma relação empírica que ficou conhecida pelo seu nome.

Experimentalmente, Darcy verificou como os diversos fatores geométricos, indicados na Figura 20, influenciavam a vazão de água. Para isso, percolou-se água através de uma amostra de solo de comprimento L e área seccional transversal A , cujo fluxo era permitido devido à diferença de cota h entre dois reservatórios. Os resultados desse estudo indicaram que a velocidade de percolação v , definida como vazão dividida pela área, é proporcional ao gradiente hidráulico i , conforme visto na Equação 4. Dessa forma, a Lei de Darcy estabelece que a vazão unidimensional (Q) depende das características do meio poroso e do fluido que percola por este meio, sendo estas representadas pela condutividade hidráulica (k), do gradiente hidráulico (i) e da área da seção do conduto na direção transversal ao fluxo (A), como mostra a Equação 5.

Figura 20 – Experiência de Darcy: percolação em filtro de areia saturado.

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (5)$$

sendo k definido por:

$$k = K \frac{\gamma}{\mu} \quad (6)$$

Na Equação 6, K é a permeabilidade do solo, uma propriedade que é função exclusiva do meio poroso, γ e μ são o peso específico e a viscosidade do fluido percolante, respectivamente.

O coeficiente de permeabilidade depende fundamentalmente do tamanho dos vazios intersticiais do solo, que, por sua vez, está relacionado à distribuição granulométrica, à forma das partículas de solo e à estrutura (Craig, 2004). Em geral, quanto menor o tamanho das partículas de solo, menor será o tamanho dos vazios no interior do mesmo e menor será seu coeficiente de permeabilidade. A presença de finos (partículas com diâmetros menores que 0,075 mm), mesmo em pequenas quantidades, pode conferir a solos granulares diminuição significativa nos valores de K, visto a influência do preenchimento parcial dos vazios de solos de granulação grossa, no qual reduz o tamanho dos poros que controlam o fluxo (Benson *et al.*, 1994). Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para diferentes tipos de solo estão normalmente dentro dos intervalos mostrados na Tabela 6. Dependendo das características físicas do solo, este pode exibir grau de permeabilidade desde alto até praticamente impermeável, conforme classificação apresentada na Tabela 7.

Tabela 6 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (m/s) (BS 8004: 1986).

Tabela 1 - Faixas típicas de ocorrência da permeabilidade (m/s) (de 100 a 1000)											
1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	
Pedregulhos	Areias e areias pedregulhosas			Areias finas, siltes e argilas siltosas			Argilas não fissuradas e argilas siltosas (>20% de argila)				
	Argilas dessecadas e fissuradas										

Tabela 7 – Classificação baseada nos valores de K (Mitchell e Soga, 2005).

Grau de permeabilidade	K (m/s)
Alto	$> 10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente impermeável	$< 10^{-9}$

2.6.2 Fatores que afetam a condutividade hidráulica

De acordo com os estudos pioneiros realizados por Lambe (1954) sobre o comportamento hidráulico de solos de granulação fina compactados, cinco são os fatores de maior influência sobre a condutividade hidráulica dos solos: composição e estrutura do solo, índice de vazios, grau de saturação durante a percolação e características do fluido percolante. Neste trabalho, se dará destaque a dois destes fatores: a composição e a estrutura do solo.

- **Composição do solo**

Os limites de consistência são índices que denotam a qualidade da fração argila presente na composição do solo. Além disso, permitem estimar a composição mineralógica predominante da fração argilosa. Em geral, limites de liquidez e índices de plasticidade elevados estão associados a solos com quantidades significativas de argilominerais com certa atividade coloidal (Mitchell e Soga, 2005). Diante disso, é plausível traçar uma relação entre a condutividade hidráulica e os limites de consistência. Solos com plasticidade moderada a alta tendem a apresentar baixa condutividade hidráulica (Benson *et al.*, 1994).

Lambe (1954), avaliou a condutividade hidráulica de diferentes tipos de argilominerais (montmorilonita sódica, montmorilonita cálcica, atapulgita e caulinita), cuja medida foi realizada em consolidômetros utilizando amostras normalmente consolidadas. Deste estudo, o autor mostra a influência da plasticidade sobre a condutividade hidráulica dos solos. Segundo ele, a montmorilonita sódica possui, dentre os argilominerais investigados, a menor condutividade hidráulica, seguida pela montmorilonita cálcica, atapulgita e caulinita. Os valores de limites de consistência dos argilominerais não são apresentados por Lambe (1954), embora já se conheça a ordem típica de decréscimo de seus índices de plasticidade (montmorilonita sódica > montmorilonita cálcica > atapulgita > caulinita) (Mitchell e Soga, 2005). Estudo semelhante foi realizado por Mesri e Olson (1971). Os resultados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores de k em função do tipo de argilomíneral e do índice de plasticidade correspondente (Mesri e Olson, 1971).

Argilomíneral	Índice de plasticidade (%)	k (m/s)
Montmorilonita	500	$1,0 \cdot 10^{-13}$
Ilita	60	$2,0 \cdot 10^{-11}$
Caulinita	20	$1,5 \cdot 10^{-8}$

Com base na Tabela 8, os autores explicam que argilas com altos índices de plasticidade tendem a possuir partículas com tamanhos inferiores aos de argilas com índices de plasticidade mais baixos. Além disso, argilominerais altamente plásticos conferem menor agregação e camadas duplas mais espessas. Esses fatores, quando combinados, refletem em baixa condutividade hidráulica.

A distribuição do tamanho das partículas pode conferir mudanças significativas na condutividade hidráulica de solos coesivos compactados. Solos bem graduados, cuja fração argila governa o comportamento hidráulico da matriz de solo, podem apresentar baixa condutividade hidráulica. Vincula-se este comportamento ao preenchimento parcial de finos nos vazios formados entre partículas de solo, o qual reduz o tamanho dos poros interligados que conduzem o fluxo (Benson *et al.*, 1994).

A influência da fração argila sobre o condutividade hidráulico de solos granulares foi objeto da pesquisa proposta por Daniel (1993) (vide Figura 15). Estudo semelhante foi

desenvolvido por Kenney *et al.* (1992). Ambos os autores avaliaram o efeito do acréscimo de bentonita sódica sobre a condutividade hidráulica de solos arenosos e verificaram que o aumento no teor do argilomineral reflete em correspondente diminuição na condutividade hidráulica do solo investigado, até certa proporção. Daniel (1993) concluiu que teores de bentonita sódica superiores a 8% já não promoviam reduções significativas na condutividade hidráulica do solo. Kenney *et al.* (1992) observaram comportamento similar, porém para teores acima de 12%. Segundo Benson *et al.* (1994), a baixa variação da condutividade hidráulica encontrada para teores de bentonita sódica excedentes a 8 e 12% advém do preenchimento limite dos vazios entre grãos de areia, cujo estado de densidade o torna pouco suscetível ao fluxo. Além disso, o solo arenoso passa a manifestar comportamento hidráulico semelhante ao de solos argilosos, mesmo apresentando a areia como fração granulométrica predominante.

D'Appolonia (1980) investigou a influência da porcentagem de finos (partículas com diâmetro menor que 0,074 mm) sobre o comportamento hidráulico de misturas solo-bentonita. Segundo ele, a condutividade hidráulica das misturas diminui à medida que se eleva a porcentagem de finos na composição do solo, conforme mostra a Figura 21. Além disso, o autor revela que solos contendo finos plásticos, quando misturados à bentonita sódica, podem apresentar condutividade hidráulica inferior à de misturas compostas por finos não plásticos ou de baixa plasticidade. Em seus estudos, o autor encontrou diferenças significativas, cujos valores alcançaram uma a duas ordens de grandeza de defasagem (Figura 22).

Figura 21 – Influência do teor de bentonita e da composição do solo sobre a condutividade hidráulica (D'Appolonia, 1980).

Figura 22 – Efeito da porcentagem de finos na composição do solo sobre sua condutividade hidráulica quando misturado à bentonita sódica (D'Appolonia, 1980).

- **Estrutura do solo**

Mitchell *et al.* (1965) identificaram os fatores de maior influência sobre a condutividade hidráulica de argilas compactadas. Segundo eles, a condutividade hidráulica é sensível ao teor de umidade e à energia de compactação, conforme apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Relação entre condutividade hidráulica, teor de umidade e energia de compactação (adaptado de Mitchell *et al.*, 1965).

Em seus estudos, os autores revelam que com o aumento da energia de compactação ou do teor de umidade no ramo úmido da curva de compactação, há correspondente diminuição da condutividade hidráulica do solo, cujos valores mais baixos foram obtidos para teores de umidade acima de, aproximadamente, 2 a 4% do teor de umidade ótimo.

A mudança na condutividade hidráulica do solo, devido a variações no teor de umidade de moldagem ou na energia de compactação, resulta diretamente de certas modificações na estrutura interna do solo em macro e microescalas.

Solos finos apresentam três níveis de estrutura interna: microestrutura, miniestrutura e macroestrutura. Estas, por sua vez, interferem diretamente na condutividade hidráulica de solos coesivos. A microestrutura consiste da agregação regular de partículas e poros muito pequenos, cujos tamanhos se aproximam a 1 μm . Neste tipo de arranjo, a diminuta dimensão dos poros intraagregados dificulta a passagem de fluxo. A miniestrutura contém essas agregações e vazios formados pelos contatos de agregações adjacentes (poros interagregados). Estes vazios podem apresentar algumas dezenas de micrômetros de diâmetro, permitindo um fluxo muito maior se comparado ao fluxo através de poros intraagregados. Numa escala maior, pode haver a macroestrutura, que contém fissuras, laminações ou orifícios provocados pela penetração de raízes. Por esta razão, a taxa de fluxo será muito maior que nos outros dois casos supracitados (Mitchell e Soga, 2005).

O distúrbio estrutural, em macroescala, causado pelo aumento do teor de umidade ou do esforço de compactação, é refletido na extinção dos agregados de argila, com eventual fusão dos mesmos, e eliminação dos poros interagregados. Em microescala, há correspondente reorientação das partículas de argila em um arranjo mais disperso, com redução no tamanho dos poros interpartículas (Mitchell *et al.*, 1965). Essas mudanças conduzem à diminuição da condutividade hidráulica de solos coesivos compactados.

Bosco (2008) descreveu o modelo de agregados deformáveis proposto por Olsen (1960). Segundo ela, antes da compactação, as partículas de solo estão agrupadas em aglomerações ou "agregados deformáveis", cujo tamanho e resistência são influenciados pelo teor de umidade. Desta forma, existem duas redes de vazios na massa de argila: uma rede de poros maiores interagregados e uma rede de poros minúsculos intraagregados. Durante a compactação, a baixos teores de umidade (ramo seco), essas aglomerações apresentam alta resistência, devido às elevadas sucções interiores, e possuem maior capacidade de resistir aos esforços de compactação sem muita distorção. A energia de compactação consegue aproximá-los sem modificar significativamente seus contornos. À medida que o teor de umidade aumenta, ainda no ramo seco, a resistência dos agregados decresce, conferindo maior deformação durante a compactação, o que resulta em uma diminuição do espaço dos vazios e em um aumento da massa específica seca. Com o aumento do teor de umidade, perto e acima da ótima, os agregados são facilmente

distorcidos, moldando seus contornos aos dos agregados adjacentes e eventualmente se fundindo. Nesse ponto, além da diminuição e eventual extinção dos poros interagregados, pode ocorrer, também, reorientação individual das partículas em um arranjo disperso. A Figura 24 ilustra o modelo de agregados deformáveis proposto por Olsen (1960).

Figura 24 – Modelo de agregados deformáveis (Olsen, 1960).

A profunda influência do teor de umidade sobre o comportamento hidráulico de solos coesivos, considerando os aspectos descritos por Boscov (2008), foi investigada por Mitchell *et al.* (1965). Os autores compactaram, dinamicamente, amostras de argila siltosa, controlando a energia de compactação, de modo que os corpos de prova mantivessem a massa específica seca constante conforme aumento no teor de umidade. Após a moldagem, os corpos de prova eram avaliados em suas propriedades hidráulicas por meio do ensaio de condutividade hidráulica. Os resultados são apresentados na Figura 25.

Figura 25 – Condutividade hidráulica em função do teor de umidade (adaptado de Mitchell *et al.*, 1965).

2.7 Anisotropia em solos

Materiais anisotrópicos são aqueles cujas propriedades mecânicas se diferenciam segundo direções distintas. O comportamento dos solos é controlado pela sua estrutura interna em macro e microescalas. Solos anisotrópicos refletem desempenhos diferenciados em função, exclusivamente, das feições de sua estrutura, cuja configuração é manipulada

principalmente pelos seguintes fatores: condições ambientais durante a deposição das partículas minerais, direção de transporte das partículas, histórico de tensões, consolidação anisotrópica, tensões de cisalhamento e esforços promovidos pela compactação (Hoque e Tatsuoka, 1998; Mitchell e Soga, 2005). O comportamento anisotrópico dos solos pode ser representado a partir de duas categorias fundamentais: anisotropia inerente e anisotropia induzida.

A anisotropia inerente está relacionada ao comportamento intrínseco do solo, que, por sua vez, é resultado da macro e microestrutura do mesmo, caracterizada pelo elevado grau de orientação preferencial de partículas e poros intersticiais. Os agentes responsáveis pela formação desse tipo de estrutura incluem os meios de deposição (água ou ar), a compactação e os processos de intemperismo (Hoque e Tatsuoka, 1998).

A anisotropia induzida é herdada a partir da solicitação de tensões superiores às de pré-consolidação, capazes de modificar a microestrutura genuinamente esculpida por processos naturais de transporte, deposição e consolidação. Solos *in situ*, quando submetidos a carregamentos que excedem aqueles por eles já experimentados no passado (tensão de pré-consolidação), passam a sofrer distúrbios em sua estrutura. O esqueleto sólido do solo é incapaz de sustentar a nova condição que se desenvolve, mobilizando um gradual rearranjo e reorientação das partículas e poros que o constituem, de maneira a conceder uma estrutura mais estável e resistente (Holtz e Kovacs, 1981). Em outras palavras, a anisotropia induzida é uma consequência direta dos estados de tensões efetivas a qual esteve submetido o depósito de solo depois de sua formação, ou seja, a qualquer outra causa que tenha modificado sua estrutura original.

Cetin *et al.* (2007) investigaram as mudanças na estrutura interna de um solo coesivo, desenvolvidas durante a compactação dinâmica. As orientações das partículas e dos poros a elas associados foram medidas individualmente a partir de amostras compactadas em diferentes condições de umidade. O estudo contemplou, também, a variabilidade das orientações nas três distintas camadas de cada um dos espécimes compactados. Para medir a angulosidade, em relação à horizontal, das partículas de cada um dos corpos de prova amostrados, misturou-se ao solo natural empregado na pesquisa (argila siltosa) 33% de areia micácea, cujos tamanhos dos grãos se encontravam entre 0,125 e 1 mm.

Após a compactação, cada espécime era extraído, utilizando-se de procedimentos de talhagem, a partir do centro e ao longo do eixo longitudinal do corpo de prova matriz, evitando-se, assim, a ocorrência de partículas com orientações preferenciais devido ao efeito de fricção interfacial, que, por sua vez, consiste na influência provocada pela adesão entre a superfície do corpo de prova e a superfície interna do molde de compactação sobre a disposição relativa das partículas existentes nas zonas de abrangência.

Os corpos de prova talhados foram compartimentados em três camadas equivalentes (superior, média e inferior), sendo cada uma submetida à dissecação à vácuo. Segundo os

autores, a contração dos espécimes, durante este processo, foi bastante baixa e insuficiente para causar interferência sobre suas estruturas. Estabelecido o ressecamento, as fatias eram então impregnadas, a vácuo, com resina epóxi, cujo endurecimento permitiria a confecção de lâminas delgadas de 4 x 9 cm. Os azimutes dos eixos das partículas (principalmente partículas de mica muscovita) e dos poros orientados foram medidos com o auxílio de um scanner controlado por software apropriado a esta função. Os resultados das 68.594 medidas realizadas são mostrados, simplificadaamente, na Figura 26.

Cetin *et al.* (2007) concluíram que a orientação das partículas no ramo seco da curva de compactação é aproximadamente aleatória, caracterizando uma estrutura floculada. Nesta fase, os vazios intersticiais se apresentam maiores, geralmente interconectados e orientados aleatoriamente. Conforme aumento do teor de umidade, os ângulos médios em relação à horizontal diminuem e as orientações entre 0° e 10° aumentam. A baixos teores de umidade (ramo seco), a disposição face-aresta dos contatos entre partículas é significativo. Porém, com o umedecimento do solo, as partículas tendem, cada vez mais, a estar dispostas face a face, até atingido o teor de umidade ótimo. Neste ponto, a massa específica seca do solo é máxima, os ângulos médios em relação à horizontal são mínimos e as orientações medidas entre 0° e 10° atingem porcentagens de pico.

A partir do teor de umidade ótimo, os ângulos médios medidos a partir da horizontal voltam a aumentar e as porcentagens das orientações preferenciais entre 0° e 10° diminuem novamente, indicando que maiores acréscimos de umidade não causam dispersões adicionais no solo como um todo. Segundo os autores, a estrutura do solo no ramo úmido da curva de compactação se caracteriza, principalmente, por longas cadeias de aglomerações fundidas e orientadas segundo trajetórias curvas, com partículas dispostas face a face (Figura 27). Embora haja um elevado grau de orientação preferencial em cada aglomeração, os mesmos se encontram orientados em direções distintas, resultado em aumento dos ângulos médios em relação à horizontal e diminuição das orientações entre 0° e 10°.

De acordo com Mitchell e Soga (2005), o teor de umidade controla a facilidade do rearranjo entre partículas de argila e correspondentes aglomerações perante aos esforços produzidos pela compactação. No ramo seco da curva de compactação, a umidades próximas à ótima, o soquete (compactação dinâmica) ou o pistão (compactação estática) geralmente não são capazes de penetrar a superfície do solo. Desta forma, o alinhamento das partículas e aglomerações ocorrerá segundo planos horizontais. Se o solo se encontrar a umidades vinculadas ao ramo úmido da curva de compactação, o soquete ou o pistão conseguirá penetrar a superfície do solo, resultando em perdas de capacidade de carga e em deformações cisalhantes em zonas sob a face da ferramenta de aplicação dos esforços, assim como em alinhamentos de partículas ao longo da superfície de ruptura (Figura 28).

Cetin *et al.* (2007) ainda destacam significativa redução do grau de orientação das partículas presentes desde o terço superior até o terço inferior do corpo de prova de solo

compactado, encontrando-se para a camada inferior, os menores ângulos médios em relação à horizontal, com percentuais de orientações entre 0° e 10° mais elevados, tanto para o ramo seco, quanto para o ramo úmido da curva de compactação.

Figura 26 – Variação dos ângulos médios em relação à horizontal e porcentagem de orientações entre 0° e 10° em função de diferentes teores de umidade (adaptado de Cetin *et al.*, 2007).

Figura 27 – Estrutura típica de solos coesivos compactados a umidades acima da ótima (adaptado de Cetin *et al.*, 2007).

Figura 28 – Microestrutura de um caulim compactado dinamicamente com umidade acima da ótima (x1000) (Yoshinaka e Kazama, 1973).

A mudança na estrutura interna do solo, promovida por variações no teor de umidade e por esforços de compactação, pode lhe conferir comportamentos hidromecânicos distintos em direções defasadas perpendicularmente à orientação preferencial das partículas e dos poros a elas associados, caracterizando comportamento anisotrópico de caráter inerente. A mobilização de um gradual realinhamento das partículas e dos vazios intersticiais segundo planos horizontais, para umidades em torno da ótima, pode atribuir certas mudanças no comportamento hidráulico e mecânico de solos compactados em camadas, particularmente, condutividade hidráulica, compressibilidade e resistência.

2.7.1 Anisotropia na condutividade hidráulica dos solos

Solos formados por partículas alongadas ou lamelares, quando presentes em depósitos sedimentares estratificados ou em camadas compactadas, podem manifestar

comportamento hidráulico anisotrópico, permitindo fluxos mais acentuados no sentido paralelo à orientação preferencial das partículas e dos poros a elas associados.

A utilização de solos finos ou de mistura solo-bentonita em núcleos de barragens ou como barreiras de proteção constitui uma alternativa técnica de vasta aplicação. No entanto, o comportamento anisotrópico de caráter inerente, produzido pela compactação, pode comprometer a função de impermeabilização quando desenvolvido um fluxo acentuado segundo uma direção de orientação preferencial de partículas e poros do solo. No caso das camadas de solo compactado, este fluxo geralmente ocorre na direção horizontal, onde prevalecem descontinuidades nas interfaces entre camadas compactadas e alinhamentos de partículas e poros perpendicularmente à direção dos esforços de compactação, que são verticais.

Shafiee (2008) avaliou o efeito da anisotropia inerente, provocada pela compactação, e do estado de tensões sobre a condutividade hidráulica de um solo silto-argiloso medianamente plástico, na condição natural e misturado a 20, 40 e 60% de agregados cerâmicos de formato esférico, com diâmetros de 4, 6 e 9 mm. A utilização de grãos esféricos, com tamanhos bem definidos, permitiu analisar claramente sua influência sobre o comportamento hidráulico da matriz silto-argilosa, minimizando os efeitos relacionados à distribuição granulométrica.

O solo e as misturas investigadas foram compactados na umidade ótima em um molde cúbico de paredes removíveis, com arestas de 20 cm. Após a compactação, era extraído apenas um corpo de prova na direção vertical ou horizontal (Figura 29). A condutividade hidráulica dos materiais pesquisados, em ambas as direções, foi obtida em permeâmetro de parede flexível. Os espécimes ensaiados eram primeiramente conduzidos à saturação por contrapressão e, em seguida, à consolidação isotrópica a tensões confinantes de 100, 350 e 600 kPa.

Figura 29 – Método de preparação dos corpos de prova para medir condutividades hidráulicas vertical (k_v) e horizontal (k_h) (Shafiee, 2008).

A variação das condutividades hidráulicas vertical (k_v) e horizontal (k_h) e do fator de anisotropia (k_h/k_v) do solo silto-argiloso investigado, em função da tensão de confinamento e da proporção de agregados e seus diâmetros equivalentes, é mostrada nas Figuras 30 e 31, respectivamente.

Figura 30 – Influência da tensão de confinamento sobre k_v e k_h para diferentes misturas compactadas de solo fino e agregado (v e h significam fluxo normal e paralelo aos planos de compactação, respectivamente) (Shafiee, 2008).

Figura 31 – Condutividade hidráulica anisotrópica do solo e das misturas (Shafiee, 2008).

Com base nestes resultados, Shafiee (2008) conclui que, independentemente da tensão de confinamento e do diâmetro dos grãos, as condutividades hidráulicas vertical e horizontal do solo silto-argiloso diminuem conforme o acréscimo do teor de agregado, cujos valores mínimos encontrados equivalem para um teor de 40%. Fugindo a essa tendência, verifica-se que para o teor de 60% de agregado misturado ao solo natural, não há correspondente diminuição da condutividade hidráulica do mesmo. Mesmo assim, os valores de k_v e de k_h permaneceram inferiores aqueles obtidos para o solo no estado puro. Segundo o autor, com o acréscimo de 60% de agregado, a fração fina deixa de governar o comportamento hidráulico da matriz do solo investigado. Neste caso, verifica-se que o teor de material fino já não é mais capaz de selar os macroporos formados entre grãos, cujo preenchimento parcial contribui para um aumento da condutividade hidráulica.

Shafiee (2008) explica o motivo pelo qual a condutividade hidráulica do solo silto-argiloso estudado varia quando o mesmo é misturado a grãos de formato esférico. Segundo ele, este tipo de agregado apresenta um índice de vazios máximo de 0,91. Assumindo-se que quando misturado ao solo supracitado, o arranjo entre grãos consiga atingir um índice de vazios máximo, cuja proporção volumétrica mínima de finos necessária para um preenchimento pleno dos poros formados entre grãos seja de $0,91/(1+0,91) \approx 48\%$. Portanto, se a proporção de solo silto-argiloso for menor que 48%, o comportamento hidromecânico da mistura dependerá principalmente dos contatos entre grãos. Caso a proporção exceda significativamente o valor limite, a fração granular estará difusa na matriz silto-argilosa e, por esta razão, o comportamento hidromecânico da mistura estará vinculado às propriedades

do material fino predominante. Segundo o autor, isso justifica a drástica variação de condutividade hidráulica, em ambas as direções, entre as misturas com proporções de 40 e 60% de agregado ou de 60 e 40% de material fino, respectivamente.

Quanto à influência do diâmetro dos grãos sobre o comportamento hidráulico do solo, desconsiderando-se a tensão de confinamento e a proporção de agregado junto à mistura, baixa variação pode ser observada, demonstrando que as condutividades hidráulicas vertical e horizontal são afetadas principalmente por fatores vinculados à estrutura e às características físico-químicas da matriz de solo fino. Em termos de tensão de confinamento, o decréscimo da condutividade hidráulica conforme aumento desta é resultado da redução do índice de vazios. Além disso, constata-se que para baixos valores de k_v e de k_h , não há variação significativa na condutividade hidráulica do solo quando submetido a maiores tensões de confinamento. A baixa suscetibilidade do solo ao fluxo de água, frente a um determinado estado de tensão, é retratada, também, em seu comportamento anisotrópico (Shafiee, 2008).

Como pode ser observado na Figura 32, o comportamento hidráulico anisotrópico das misturas se mostra vulnerável ao teor de agregado e à tensão de confinamento. Para o solo puro e para as misturas com 20 e 40% de agregados, correlata variação entre o fator de anisotropia e a tensão de confinamento pode ser observada. Tendência oposta é verificada para as misturas com 60% de agregados. Shafiee (2008) justifica o comportamento anômalo ao surgimento de zonas heterogêneas de densidade na matriz fina, induzida pela forte presença de agregados.

Capítulo 3

Materiais e métodos

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

Para a realização da pesquisa, utilizou-se um solo areno-argiloso de comportamento laterítico encontrado na Planície Costeira Sul do estado do Rio Grande Sul (Figura 32), mais precisamente, em uma jazida localizada entre os municípios de Pelotas e Rio Grande, na localidade de Domingos Petrolini, município do Rio Grande (RS) (Figura 33).

O solo estudado pertence ao horizonte pedogenético B de perfis de Argissolos Vermelho-Amarelos formados nos terrenos sedimentares da Barreira Litorânea II (Figura 34) (Bastos *et al.*, 2008). Seu comportamento laterítico é confirmado pela Metodologia MCT, cuja classificação resulta em LA' (solo arenoso de comportamento laterítico) (Silva *et al.*, 2012).

Figura 32 – Províncias Geomorfológicas do estado do Rio Grande do Sul (adaptado de SCP, 1998).

Figura 33 – Ocorrência do solo investigado na Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul e localização da jazida pesquisada (adaptado de Bastos *et al.*, 2008).

Figura 34 – Perfil de Argissolo Vermelho-Amarelo da área de estudo (adaptado de Bastos *et al.*, 2008).

A Barreira Litorânea II constitui um dos quatro sistemas deposicionais do tipo “Laguna-Barreira” que agregam a Planície Costeira do estado do Rio Grande do Sul (Figura 35), cuja formação resulta de um segundo evento transgressivo-regressivo do mar no Pleistoceno, com idade aproximada de 325 mil anos. A Planície Costeira Sul corresponde a um antigo sistema de ilhas-barreira, responsável pelo primeiro isolamento da Lagoa Mirim. Litologicamente, os sedimentos são compostos por areias quartzo-feldspáticas, castanho-amareladas, bem arredondadas, envoltas em uma matriz silto-argilosa de natureza diagenética. Os processos pedogenéticos atuais e pretéritos afetaram profundamente estes sedimentos, destruindo estruturas sedimentares primárias (Tomazelli e Villwock, 2005).

A pedogênese atuante sobre este pacote de sedimentos arenosos, em particular a translocação de elementos no perfil e a consequente acumulação de argila e óxidos de

ferro e alumínio no horizonte B, determinaram a formação de perfis de Argissolos Vermelho-Amarelos distróficos arênicos (Bastos *et al.*, 2008), identificados como pertencentes à unidade de mapeamento de solos Tuia (Brasil, 1973).

Figura 35 – Perfil esquemático (W-E) transversal aos sistemas deposicionais da Planície Costeira do Rio Grande do Sul com suas fácies sedimentares associadas (adaptado de Tomazelli e Villwock, 2005).

Na região sul do estado do Rio Grande do Sul, o solo areno-argiloso avermelhado do horizonte B (vide Figura 34) é explorado e comercializado para a indústria de fertilizantes do município do Rio Grande, exercendo papel no processo de granulação do adubo (Bastos *et al.*, 2008). Além disso, seu uso tem sido estendido a obras de aterro e rodoviárias na região em destaque.

Desde 1993, o referido solo tem sido objeto de pesquisas junto ao Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). Os estudos visam o reconhecimento e a caracterização deste solo considerado alternativo para pavimentação e obras de terra (Bastos, 2003). Estudos recentes, como os desenvolvidos por Silva (2011), Camargo (2012) e Barros (2013), têm investigado certas propriedades do solo vinculadas a soluções alternativas que permitam seu emprego como barreira mineral em áreas de disposição de resíduos.

Segundo nomenclatura adotada pelo Grupo de Pesquisa Geotecnia – FURG, tanto o solo enfatizado neste item como sua jazida são identificados como ARMAR. A denominação se baseia numa contração do nome comercial da empresa mineradora *Areia do Mar Comércio de Aterros Ltda.* que explora e comercializa este material não só para a indústria de fertilizantes, como também para obras de aterro e rodoviárias desenvolvidas na região sul do estado do Rio Grande do Sul.

Foram coletados cerca de 250 kg de amostras deformadas em um dos depósitos da empresamineradorasupracitada, em diferentes pontos (Figura 36a). Este procedimento permitiu

a obtenção de porções de solo suficientemente representativas em relação ao montante explorado na referida jazida. Em seguida, as amostras coletadas foram acondicionadas em três caixas de madeirite para o transporte de Rio Grande (RS) a São Carlos (SP) (Figura 36b).

Para sua utilização em ensaios, o solo primeiramente passou por procedimentos de secagem ao ar, até próximo da umidade higroscópica; de destorroamento, com uso de almofariz e mão de gral de porcelana revestida de borracha; de homogeneização, com auxílio da peneira de abertura 2 mm, e quarteamento, conforme recomenda a NBR 6457/86.

Figura 36 – (a) depósito e local de coleta na jazida estudada e (b) acondicionamento do solo para o transporte.

3.1.2 Bentonita

A bentonita utilizada na pesquisa foi a bentonita sódica ativada (montmorilonita cálcica ativada com carbonato de sódio), cuja principal característica é baseada em sua elevada capacidade de expansão quando hidratada. Em suma, este fenômeno resulta da adsorção de vários estratos monomoleculares de água, promovida pela forte presença de cátions trocáveis Na^+ entre as camadas cristalinas do argilomineral. Esta hidratação intracristalina provoca maior afastamento entre as camadas estruturais de argila, diminuindo a força atrativa entre as mesmas e, conseqüentemente, gerando um aumento expressivo no volume do argilomineral (expansão).

O aditivo empregado nos estudos atende comercialmente pelo nome *Brasgel*®, o qual é explorado, produzido e fornecido pela empresa *Bentonit União Nordeste Indústria e Comércio Ltda.*, localizada no município de Boa Vista, estado da Paraíba. As Tabelas 9 e 10 apresentam, respectivamente, a composição química e as propriedades geotécnicas deste material.

Tabela 9 – Composição química da bentonita *Brasgel*®
(Fonte: *Bentonit União Nordeste Indústria e Comércio Ltda.*).

Composição química			
Anidro Silícico (SiO_2)	60,2%	Óxido de Cálcio (CaO)	2,4%
Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	18,5%	Óxido de Sódio (Na_2O)	2,5%
Óxido Férreo (Fe_2O_3)	7,2%	Óxido de Titânio (TiO_2)	0,9%
Óxido de Magnésio (MgO)	2,0%	Óxido de Potássio (K_2O)	0,5%

Tabela 10 – Propriedades geotécnicas da bentonita *Brasgel*® (Camargo, 2012).

Propriedades Geotécnicas	
Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	28,3
Argila (%)	75
Silte (%)	25
Limite de liquidez (%)	458
Índice de plasticidade (%)	403
Condutividade hidráulica* (m/s)	1x10 ⁻¹²

*Fonte: *Bentonit União Nordeste Indústria e Comércio Ltda.*

3.1.3 Mistura solo-bentonita

Nesta pesquisa, foi utilizada uma mistura de solo com bentonita sódica no teor de 4%, proporção esta calculada em termos de massa seca de solo. A preparação da mistura foi realizada adotando os seguintes procedimentos:

- 1) homogeneização do solo;
- 2) redução da quantidade de material, por quarteamento, até obtenção de quantidade suficiente para realização do ensaio;
- 3) adição de 4% de bentonita sódica ao solo, seguido pela homogeneização manual da mistura;
- 4) inclusão de água destilada na quantidade necessária para completa mistura dos materiais;
- 5) acondicionamento e identificação da mistura em saco plástico, mantendo-a em repouso, em câmara úmida, durante aproximadamente sete dias, para fins de homogeneização da umidade. Na sequência, a amostra era submetida à compactação.

A escolha em avaliar apenas a mistura de solo com 4% de bentonita sódica se fundamenta nos resultados encontrados por Silva (2011), cujo trabalho se concentrou em investigar o efeito do teor de bentonita sódica no comportamento hidráulico do mesmo solo areno-argiloso de comportamento laterítico, típico da região Costeira Sul do estado do Rio Grande do Sul (solo ARMAR). Com o escopo de atingir tais objetivos, foi determinada a condutividade hidráulica, em permeâmetro de parede flexível à carga constante, do solo no estado puro e misturado à bentonita sódica nos teores de 2, 4, 6, 8, 10, 12 e 14%. As amostras foram compactadas na energia Proctor Intermediário. O autor encontrou, para um teor mínimo de 4% de bentonita sódica, uma condutividade hidráulica de $2,8 \times 10^{-10}$ m/s, viabilizando o emprego do solo pesquisado como barreira mineral.

No presente trabalho de pesquisa, serão empregados o mesmo solo e bentonita sódica utilizados na pesquisa desenvolvida por Silva (2011), porém, adotando-se a energia Proctor Normal. Presume-se que com a diminuição da energia de compactação, o solo e a

mistura poderão se tornar mais suscetíveis ao fluxo de água, ocasionando valores de condutividade hidráulica maiores. Desse modo, será adotado o teor de 4% de bentonita sódica como ponto de partida para as investigações acerca do comportamento hidráulico do solo areno-argiloso investigado.

3.2 Métodos

3.2.1 Caracterização geotécnica e química

A caracterização geotécnica dos materiais foi realizada conforme os procedimentos estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): análise granulométrica (NBR 7181/84), massa específica dos sólidos (NBR 6508/84), limite de liquidez (NBR 6459/84), limite de plasticidade (NBR 7180/84) e ensaio de compactação Proctor Normal (NBR 7182/86). A caracterização química foi conduzida junto ao Laboratório de Química do Solo da Faculdade de Agronomia Eliseu Maciel (FAEM) da Universidade Federal de Pelotas (UFPeI).

3.2.2 Preparação dos corpos de prova

Assim como no ensaio de compactação Proctor Normal, a moldagem dos corpos de prova (CPs) utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica foi realizada depois de garantida a homogeneização da umidade, conforme descrito no subitem 3.1.3. Para a confecção dos CPs, foi empregado o equipamento de compactação miniatura dotado de cilindro bipartido (Figura 37). As dimensões dos CPs eram de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, atendendo a relação altura-diâmetro de 2,0 a 2,5 estabelecida pela norma ASTM D4767-11. A umidade de moldagem dos espécimes se manteve próxima ao teor ótimo, com tolerância de 1%, para mais ou para menos. A massa e as dimensões dos CPs ensaiados foram controladas, de forma a atingir um grau de compactação superior a 95%, conforme recomenda CETESB (1993). O referido método de moldagem foi executado para obtenção de corpos de prova com planos de orientação preferencial das partículas ou de compactação horizontais, isto é, defasados 90° em relação à vertical ($\theta = 90^\circ$). Desta forma, as condições de fluxo para os ensaios de condutividade hidráulica se desenvolveriam perpendicularmente aos referidos planos, medindo-se, portanto, a condutividade hidráulica vertical (k_v) (Figura 38a).

Figura 37 – Equipamento de compactação miniatura (adaptado de Portal de Tecnologia, 2010).

Para avaliar o comportamento hidráulico dos CPs sujeitos ao fluxo de água paralelo aos planos de orientação preferencial das partículas ou de compactação ($\theta = 0^\circ$) (Figura 38b), foram confeccionados corpos de prova com base nos seguintes procedimentos:

- 1) compactação do material, na umidade ótima, em cilindro grande (Figura 39a), com aplicação de golpes uniformemente distribuídos sobre a superfície de cada uma das seis camadas com alturas aproximadamente iguais. Definia-se o fim da confecção de cada camada, quando encontradas dez medidas de distância coincidentes entre a superfície da camada e um plano de referência. Cabe salientar que, previamente à compactação de cada camada, executava-se ligeira escarificação da camada subjacente, inibindo a ocorrência de possíveis imperfeições interfaciais. Além disso, a cada duas camadas de solo compactado, colocava-se um papel filtro, procedimento este esclarecido no item seguinte. Para assegurar um grau de compactação mínimo de 95%, foram ajustadas as quantidades de material a compor cada camada, considerando-se o volume desta e correspondentes parâmetros de compactação (w_{ot} e $p_{d,máx}$). O corpo de prova apresentava dimensões médias de 17,7 cm de altura e 15,6 cm de diâmetro, dividido em seis camadas com aproximadamente 2,95 cm de altura;
- 2) remoção do CP incluso no molde com auxílio de extrator mecânico (Figura 39b), seguido pela compartimentação do mesmo em três camadas com cerca de 5,9 cm de altura (Figura 39c). A inclusão de papéis filtro entre camadas de solo compactado facilitou a separação das mesmas, minimizando possíveis danos vinculados a esta operação;
- 3) extração, por talhamento, de três CPs miniatura com aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, a partir das três distintas camadas compactadas do

corpo de prova matriz, numa orientação defasada 90° em relação ao eixo longitudinal do mesmo (Figuras 39d e 40);

- 4) determinação dos índices físicos dos corpos de prova matriz e miniatura a partir das medidas de massa, volume e umidade durante a execução dos procedimentos supracitados, permitindo aferição do grau de compactação apresentada pelos mesmos.

Figura 38 – Condições de fluxo em função da disposição dos planos de compactação.

Figura 39 – Moldagem de CP miniatura defasado 90° em relação ao eixo longitudinal do CP matriz.

Figura 40 – Moldagem de CP miniatura defasado 90° em relação ao eixo longitudinal do CP matriz (representação esquemática).

Os dois métodos adotados nesta pesquisa para a preparação dos corpos de prova contemplam processos de compactação distintos, a principiar pela energia e sua forma de aplicação. Conforme descrito anteriormente, para a moldagem de corpos de prova com planos de compactação horizontais e verticais, adotaram-se os métodos de compactação miniatura, com uso de molde de dimensões reduzidas, e de compactação Proctor Normal, com uso de cilindro grande, respectivamente. No ensaio Proctor Normal, a energia conferida ao solo corresponde a 591,3 kJ/m³, e o soquete atinge apenas uma pequena porção da superfície do solo a cada golpe. Na modalidade miniatura, a energia de compactação é igual a 691,5 kJ/m³, e a seção do soquete equivale à seção do corpo de prova, ou seja, toda a amostra recebe o impacto a cada golpe. Para a moldagem dos CPs, a diferença entre as energias não interferiu substancialmente no controle do grau de compactação, uma vez que a aplicação dos golpes era mantida enquanto não alcançada a espessura prevista para cada camada do corpo de prova. Cabe lembrar que o controle do grau de compactação dependia das quantidades de solo a compor cada camada, considerando-se o volume desta e correspondentes parâmetros de compactação. Quanto à porção da superfície de solo atingida pelo impacto de cada golpe, compreende-se a significativa diferença entre as duas modalidades de moldagem no tocante ao surgimento de deformações por cisalhamento em zonas atingidas pelo soquete, bem como eventuais alinhamentos de partículas ao longo da superfície de ruptura. Acredita-se que estes fenômenos possam intervir no comportamento hidráulico dos materiais investigados.

Apesar da influência dos dois distintos métodos de moldagem sobre os resultados da atual pesquisa, sua execução tornou-se uma alternativa viável face à quantidade de solo disponível. Embora os fatores intervenientes associados às mudanças nas modalidades de moldagem possam interferir no comportamento de interesse, Vilar e Röhm (1994) encontraram boas evidências de correlação entre os dois ensaios para uma gama variada de solos, envolvendo desde os arenosos até os argilosos. Em seus estudos, os autores compactaram cerca de 40 diferentes tipos de amostras de solo em molde de dimensões reduzidas e em cilindro Proctor, utilizando-se das metodologias do DER-SP (1988) e da ABNT (1986), respectivamente. Os resultados de massa específica seca máxima obtidos no ensaio Proctor Normal ($PN_{pd,máx}$) e no ensaio Mini ($Mpd,máx$), foram relacionados em um gráfico de dispersão e ajustados por uma reta de regressão linear que estabelece a seguinte equação:

$$PN_{pd,máx} = 0,984 \cdot Mpd,máx \quad R^2 = 0,950 \quad (7)$$

Analogamente, a correlação entre os valores de umidade ótima encontrados nos ensaios Proctor Normal (PNw_{ot}) e Mini (Mw_{ot}) pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$PNw_{ot} = 1,017 \cdot Mw_{ot} \quad R^2 = 0,987 \quad (8)$$

Segundo os autores, os resultados mostram um bom ajuste entre os valores medidos através dos dois tipos de ensaios, permitindo supor, em termos práticos, que os parâmetros do ensaio Mini são equivalentes aos do ensaio Proctor Normal.

3.2.3 Ensaio de condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica do solo no estado puro e misturado a 4% de bentonita sódica, para ambas as modalidades de moldagem, foi determinada em permeâmetro de parede flexível à carga constante. O aparato experimental envolvido nos ensaios realizados nesta pesquisa (Figura 41) consiste nos seguintes componentes:

- prensa eletromecânica com capacidade máxima de compressão de 50 kN, dotada de controlador de velocidade para avanço de 0,1 a 25 mm/min e *datalogger* de 4 canais. O equipamento é acoplado a um sistema de aquisição digital de dados, gerenciado por *software* de interface, para processamento simultâneo dos dados de força, pressão neutra, variação de volume e deslocamento;
- câmara triaxial com capacidade para pressão máxima de 1,7 MPa;
- sistema com interface ar/água, para aplicação da tensão de confinamento e contrapressão, e atuador hidráulico com capacidade de 2 MPa, para aplicação de pressão no topo do corpo de prova;
- painel acoplado a um manômetro com resolução de 5 kPa e capacidade de 1,2 MPa, para controle analógico da tensão de confinamento e contrapressão;
- transdutor de pressão com capacidade para até 1 MPa;
- variador volumétrico com capacidade de 110 cm³, acoplado a um transdutor de deslocamento com curso de ± 50 mm;
- transdutor de deslocamento com curso de ± 50 mm.

Figura 41 – Arranjo experimental para ensaio de condutividade hidráulica.

a) Calibrações

Os instrumentos utilizados para as medidas dos parâmetros de interesse foram devidamente calibrados, determinando-se, assim, as respectivas constantes de calibração. O ajuste dos dispositivos foi efetuado de acordo com os procedimentos sugeridos por Head (1998). A Tabela 11 relaciona os instrumentos utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica e correspondentes parâmetros obtidos a partir destes.

Tabela 11 – Relação entre dispositivos e parâmetros correspondentes.

Dispositivo	Parâmetro(s)
Transdutor de pressão	Pressão neutra
Variador volumétrico	Variação de volume do CP e volume de água percolado
Manômetro	Tensão de confinamento e contrapressão
Atuador hidráulico	Pressão no topo do CP

Além dos instrumentos de medida, foi também calibrada a expansão da câmara triaxial para incrementos de tensão confinante (Figura 42). Buscou-se determinar a variação de volume da câmara triaxial (δV_2) em resposta aos incrementos de tensão de confinamento (σ_3), minimizando erros nas medidas de variação volumétrica apresentada pelo corpo de prova durante a fase de saturação por contrapressão. Os procedimentos de calibração são detalhadamente descritos por Head (1998).

Figura 42 – Curva de calibração para a expansão da câmara triaxial.

b) Instalação do corpo de prova na câmara triaxial

Após a moldagem do corpo de prova, providenciou-se a instalação do mesmo junto à câmara triaxial por meio das seguintes etapas:

- 1) saturação das válvulas presentes na base da câmara triaxial, seguida pela limpeza e lubrificação com graxa de silicone sobre a superfície da mesma;
- 2) posicionamento do corpo de prova sobre o pedestal da câmara, com disposição de pedra porosa e papel filtro, previamente saturados, na base e no topo do mesmo;
- 3) colocação do cabeçote (*top cap*) sobre o conjunto papel filtro e pedra porosa situado no topo do corpo de prova;
- 4) colocação de membranas impermeáveis de látex nas regiões superior e inferior do corpo de prova, de maneira a evitar possíveis danos à membrana que cobrirá todo espécime. Estes danos podem ser provocados pelas superfícies ásperas das duas pedras porosas pré-dispostas;
- 5) fixação e vedação da membrana impermeável com anéis *o'ring*s no topo e na base do corpo de prova;
- 6) fechamento da câmara triaxial com posterior ajuste e travamento do pistão de carregamento axial sobre o cabeçote justaposto ao corpo de prova, restringindo possíveis deformações longitudinais do mesmo durante as fases de saturação e consolidação;
- 7) eliminação de bolhas de ar oclusas nas linhas condutoras de pressão;
- 8) preenchimento da câmara com água destilada;
- 9) retirada de possíveis bolhas de ar retidas no interior da câmara por meio de um suspiro localizado junto à tampa da mesma.

O aspecto geral do corpo de prova instalado na câmara triaxial é mostrado na Figura 43, cujos detalhes são apresentados esquematicamente na Figura 44.

Figura 43 – Instalação, em etapas, do corpo de prova na câmara triaxial.

Figura 44 – Detalhes de uma câmara triaxial típica (adaptado de Head, 1998).

c) Fase de saturação por contrapressão

Instalado o corpo de prova, foi então estabelecida a fase de saturação, que, por sua vez, consiste na aplicação de estágios de iguais incrementos de 50 kPa de tensão confinante e de contrapressão na base do corpo de prova, mantendo a tensão efetiva constante durante todo o ensaio, dada uma diferença maior para a tensão confinante de 10 kPa. No primeiro estágio, a amostra foi mantida, durante aproximadamente 12 horas, apenas sob uma tensão de confinamento de 50 kPa. Considerou-se este intervalo de tempo suficiente para a adaptação do corpo de prova e da câmara às condições de pressão. Em seguida, o CP foi submetido à percolação de água por cerca de 24 horas, mantendo a tensão confinante em 50 kPa e aplicando uma contrapressão de 40 kPa. Além disso, foi permitida, exclusivamente nesta etapa, a drenagem junto ao topo do CP. Este procedimento teve por objetivo minimizar a presença de microbolhas de ar oclusas nos vazios intersticiais do corpo de prova, facilitando o processo de saturação do mesmo. A partir deste estágio, aplicavam-se gradualmente incrementos de 50 kPa de tensão confinante e de contrapressão. Cada acréscimo de pressão era mantido por aproximadamente 12 horas, conforme justificado anteriormente. Adicionalmente, no início e término de cada estágio era medido o volume do corpo de prova (Equação 9) a partir das leituras fornecidas pelo variador volumétrico ligado à linha de pressão confinante. Considerava-se atingida a saturação da amostra quando o parâmetro B acusasse um valor mínimo de 0,95, conforme estabelece a norma ASTM D5084-10. O parâmetro B permite verificar o grau de saturação da amostra de solo com base no acréscimo de pressão neutra (Δu) gerado pelo incremento de tensão confinante ($\Delta \sigma_3$), em condições não drenadas, conforme definido na Equação 10 proposta

por Skempton (1954). O parâmetro B atinge seu valor máximo quando o corpo de prova se encontra completamente saturado, ou seja, quando o acréscimo Δu iguala-se ao incremento $\Delta \sigma_3$, resultando em um valor de B igual a 1.

$$\Delta V_s = \Delta V_2 - \delta V_2 \quad (9)$$

Na Equação 9, ΔV_s , δV_2 e ΔV_2 significam, respectivamente, variação de volume do corpo de prova, da câmara triaxial e do conjunto câmara triaxial e corpo de prova, durante a saturação. δV_2 é obtido a partir da constante de calibração da câmara triaxial, conforme descrito no subitem a (vide Figura 42).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (10)$$

Na Equação 10, Δu corresponde ao acréscimo de pressão neutra gerado e $\Delta \sigma_3$ ao incremento de tensão de confinamento aplicado, geralmente 50 kPa.

d) Determinação da condutividade hidráulica

As condutividades hidráulicas vertical (k_v) e horizontal (k_h) do solo e da mistura deste com 4% de bentonita sódica, considerando ambas as modalidades de moldagem, foram determinadas em permeâmetro de parede flexível. Segundo a norma ASTM D5084-10, este equipamento permite determinar adequadamente a condutividade hidráulica de materiais porosos que apresentam valores de k inferiores a 10^{-6} m/s, pois inibe a ocorrência de fluxo preferencial entre a superfície do corpo de prova e a parede do permeâmetro (membrana impermeável de látex), devido ao intenso contato interfacial promovido pela tensão de confinamento. O permeâmetro de parede flexível também possibilita reduzir o tempo de saturação da amostra, dada a possibilidade do emprego de contrapressão, que, por sua vez, é responsável por dissolver as bolhas de ar presentes nos interstícios do solo do corpo de prova, conduzindo à saturação do mesmo.

Confirmada a saturação do corpo de prova, era iniciada a fase de percolação para a determinação da condutividade hidráulica. O fluxo de água foi estabelecido aplicando-se um gradiente hidráulico de aproximadamente 5, oferecido pela diferença de 5 kPa nas pressões entre base e topo ao longo dos aproximados 10 cm de altura do corpo de prova. As referidas pressões eram ajustadas de acordo com a pressão confinante empregada ao final do estágio de saturação. O gradiente hidráulico utilizado nos experimentos se baseou na relação estabelecida pela norma ASTM D5084-10 (Tabela 12).

Tabela 12 – Gradiente hidráulico máximo recomendado em função da condutividade hidráulica do solo (ASTM D5084-10).

k (m/s)	Gradiente hidráulico
10 ⁻⁵ a 10 ⁻⁶	2
10 ⁻⁶ a 10 ⁻⁷	5
10 ⁻⁷ a 10 ⁻⁸	10
10 ⁻⁸ a 10 ⁻⁹	20
< 10 ⁻⁹	30

O volume de água percolado era medido por meio de um variador de volume acoplado a um transdutor de deslocamento. As informações eram transferidas, processadas e registradas automaticamente, em intervalos pré-programados, a partir de um sistema de aquisição de dados gerenciado por *software* de interface. A técnica permitiu determinar a vazão percolada e, através da aplicação da Lei de Darcy (Equação 5), o coeficiente de permeabilidade. Para fins de padronização, convencionou-se adotar a condutividade hidráulica referida à água na temperatura de 20°C, utilizando-se das seguintes equações sugeridas pela norma ASTM D5084-10:

$$k_{20} = R_T \cdot K \quad (11)$$

$$R_T = \frac{2,2902 (0,9842^T)}{T^{0,1702}} \quad (12)$$

Nestas expressões, k_{20} é a condutividade hidráulica corrigida para a temperatura de 20°C, R_T é a razão de viscosidade da água para a temperatura do ensaio (μ) e para 20°C (μ_{20}), K é o coeficiente de permeabilidade e T é a temperatura média da água durante a fase de percolação.

Analogamente, foram determinadas as condutividades hidráulicas vertical e horizontal após a fase de consolidação dos corpos de prova, cujas pressões de base e de topo eram ajustadas de acordo com a pressão confinante utilizada na etapa precedente.

e) Fase de consolidação

Concluída a etapa de percolação, era então estabelecida a consolidação do corpo de prova. A variação de volume da amostra de solo praticamente saturada era medida a partir do volume de água expulsa de seu interior, utilizando-se de variador volumétrico conectado à linha de drenagem no topo do corpo de prova. Nesta pesquisa, os ensaios de consolidação foram realizados utilizando-se de CPs com planos de orientação preferencial das partículas defasados 0° ou 90° em relação à direção de aplicação da drenagem, que era vertical.

Primeiramente, aplicava-se uma tensão confinante de 50, 100 ou 200 kPa sobre o CP, adotando-se como referência o valor medido pelo variador de volume. Em seguida, dava-se início à consolidação do CP, permitindo drenagem apenas no topo do mesmo. O volume de água expelido da amostra era medido por meio de um variador de volume acoplado a um transdutor de deslocamento. As informações eram transferidas, processadas e registradas automaticamente, em intervalos pré-programados, a partir de um sistema de aquisição de dados gerenciado por *software* de interface. O ensaio era finalizado quando as medidas de variação de volume do CP exibissem tendência de estabilização.

Capítulo 4

Resultados e análises

4.1 Caracterização geotécnica e química

As Tabelas 13 e 14 apresentam, respectivamente, os resultados da caracterização geotécnica e química do solo, da bentonita sódica e da mistura com 4% de aditivo. A Figura 45 mostra suas curvas granulométricas correspondentes.

Tabela 13 – Caracterização geotécnica dos solos estudados.

Propriedades índice	Solo	Mistura	Bentonita*
ρ_s (g/cm ³)	2,63	2,66	2,83
Areia grossa (%)	9	8	0
Areia média (%)	54	54	0
Areia fina (%)	8	8	0
Silte (%)	6	6	25
Argila (%)	23	24	75
w _L (%)	28	33	458
I _P (%)	14	17	403

*Camargo (2012).

Figura 45 – Curvas granulométricas do solo e da mistura com 4% de bentonita sódica.

Tabela 14 – Caracterização química dos solos estudados.

Elementos químicos (cmol_c/kg)	Solo	Mistura	Bentonita
Cálcio	2,2	4,0	6,0
Magnésio	2,0	3,0	5,7
Potássio	0,2	0,2	0,3
Sódio	0,1	2,4	57,7
Alumínio	0,1	0,0	0,3
pH em água	5,4	7,5	10,0

Com base nos resultados dos ensaios de caracterização geotécnica, percebe-se que o acréscimo de 4% de bentonita sódica não proporciona mudança significativa na distribuição granulométrica do solo pesquisado. Além disso, verifica-se um tímido aumento da plasticidade encontrada para o solo na condição natural, cujo índice aumenta de 14 para 17%. Segundo a classificação pelo Sistema Unificado (ASTM D2487-11), tanto o solo quanto a mistura se classificam como SC (areia argilosa), ambos contendo finos classificados como de baixa plasticidade (CL). Constata-se, também, que a adição de 4% de aditivo provoca um leve aumento da massa específica dos sólidos do solo, passando de 2,63 para 2,66 g/cm³. Atribui-se este comportamento ao fato de a densidade das partículas sólidas da bentonita (2,83 g/cm³) ser maior que a do solo natural (2,63 g/cm³). Os argilominerais presentes no solo investigado, segundo o índice de atividade de Skempton, manifestam-se inativos, mesmo após o acréscimo de 4% de bentonita sódica, passando de 0,61 para 0,71 e indicando o predomínio de caulinita na composição mineral do solo. Além disso, os resultados mostram que a bentonita apresenta um índice de atividade coloidal típico de solos ativos (5,37), confirmando, assim, seu caráter expansivo.

A partir da caracterização química, verifica-se certa presença de elementos químicos trocáveis na composição do solo, assim como se confirma a natureza sódica da bentonita utilizada na pesquisa. Com a adição de 4% deste aditivo, o solo passa também a assumir caráter sódico. Segundo critérios adotados pelo Centro Nacional de Pesquisa de Solos (EMBRAPA, 2006), o solo, após ser misturado à bentonita sódica no teor indicado, deixa de ser moderadamente ácido e passa a ser moderadamente alcalino, visto o elevado pH apresentado pelo aditivo fortemente alcalino. Presume-se que o baixo pH apresentado pelo solo seja produto da baixa concentração de nutrientes em sua composição, conforme indicam os resultados da análise química. A presença tênue de elementos químicos trocáveis na constituição do solo pode ser derivada dos processos pedogenéticos vinculados à lixiviação de íons no interior do perfil onde mesmo se encontra. Com o beneficiamento do solo, utilizando-se do aditivo fortemente alcalino, seu novo estado de acidez passa a exercer influência sobre a capacidade de retenção de metais

potencialmente tóxicos oriundos, por exemplo, de resíduos perigosos que por ventura possam estar disponíveis sobre barreiras minerais compostas por essa mistura.

As curvas obtidas nos ensaios de compactação (sem reuso de material) estão apresentadas na Figura 46. Os parâmetros de compactação referentes a estas curvas são mostrados na Tabela 15.

Figura 46 – Curvas de compactação do solo e da mistura com 4% de bentonita sódica.

Tabela 15 – Parâmetros de compactação do ensaio Proctor Normal.

Parâmetros de compactação	Solo	Mistura
w_{ot} (%)	12,5	14,0
$\rho_{d,máx}$ (g/cm³)	1,850	1,805

Com base nos resultados obtidos, percebe-se que a adição de 4% de bentonita sódica promove um aumento no teor de umidade ótimo do solo. Consequência disso é atribuída à forte presença de cátions trocáveis Na^+ disponíveis no argilomineral utilizado na pesquisa (montmorilonita sódica), os quais estimulam a adsorção de moléculas de água em torno de cada partícula e entre suas camadas estruturais durante a fase de homogeneização da umidade da mistura. Constatase, também, uma redução da massa específica seca máxima com o incremento de aditivo ao solo, devido não só à elevação da umidade ótima, mas também à textura do solo estudado ter se tornado ligeiramente mais fina.

4.2 Propriedades índice dos corpos de prova

Para avaliar o comportamento hidráulico do solo na condição natural e misturado a 4% de bentonita sódica, foram realizados três ensaios em permeâmetro de parede flexível para cada material na direção $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$, antes e depois da fase de consolidação dos corpos de prova. O procedimento permitiu avaliar o efeito da anisotropia inerente,

produzida pela compactação, e do estado de tensões sobre a condutividade hidráulica das amostras pesquisadas. Foram ensaiados corpos de prova preparados de acordo com as modalidades de moldagem descritas no subitem 3.2.2. As Tabelas 16 e 17 apresentam não somente as condições dos CPs ensaiados, mas também suas propriedades índice, as quais podem exercer efeitos sobre a condutividade hidráulica.

Tabela 16 – Características dos corpos de prova com planos de compactação $\theta = 90^\circ$.

	CP	M (g)	H (cm)	D (cm)	H/D	W _{mold} (%)	W _{ot} - W _{mold} (%)	ρ_d (g/cm ³)	$\rho_{d,m\acute{a}x} - \rho_{dl}$ (g/cm ³)	e	S _r (%)	GC (%)
Solo	01	433,6	10,25	5,13	2,00	12,5	0,0	1,819	0,031	0,45	73,4	98,3
	02	434,1	10,26	5,13	2,00	12,5	0,0	1,818	0,032	0,45	73,2	98,3
	03	435,3	10,25	5,12	2,00	12,5	0,0	1,835	0,015	0,44	75,4	99,2
	CV (%)	0,2	0,0	0,1	0,0	0,0	–	0,4	–	1,3	1,3	0,4
Mistura	01	430,3	10,24	5,12	2,00	15,0	1,0	1,777	0,028	0,50	80,5	98,4
	02	430,0	10,11	5,13	1,97	14,2	0,2	1,799	0,006	0,48	79,1	99,7
	03	430,2	10,19	5,13	1,99	14,1	0,1	1,789	0,016	0,49	77,2	99,1
	CV (%)	0,0	0,5	0,1	0,6	2,8	–	0,5	–	1,5	1,7	0,5

Tabela 17 – Características dos corpos de prova com planos de compactação $\theta = 0^\circ$.

	CP	M (g)	H (cm)	D (cm)	H/D	W _{mold} (%)	W _{ot} - W _{mold} (%)	ρ_d (g/cm ³)	$\rho_{d,m\acute{a}x} - \rho_{dl}$ (g/cm ³)	e	S _r (%)	GC (%)
Solo	Matriz	6938	17,70	15,60	–	12,9	0,4	1,817	0,033	0,45	75,3	98,2
	01	426,0	10,50	5,02	2,09	12,9	0,4	1,814	0,036	0,45	74,9	98,1
	02	424,4	10,37	5,07	2,05	12,7	0,2	1,801	0,049	0,46	72,1	97,4
	03	424,3	10,42	5,05	2,06	12,8	0,3	1,801	0,049	0,46	72,7	97,4
	CV (%)	0,2	0,5	0,4	0,9	0,6	–	0,3	–	1,1	1,7	0,3
Mistura	Matriz	6896	17,70	15,58	–	13,8	0,2	1,796	0,009	0,48	76,2	99,5
	01	394,5	10,05	5,01	2,01	13,8	0,2	1,751	0,054	0,52	70,6	97,0
	02	421,8	10,38	5,04	2,06	14,2	0,2	1,782	0,023	0,49	76,7	98,7
	03	399,5	10,15	5,02	2,02	13,6	0,4	1,752	0,053	0,52	70,1	97,1
	CV (%)	2,9	1,4	0,3	1,1	1,7	–	0,8	–	2,4	4,2	0,8

Observando os valores dos índices físicos estimados para os materiais pesquisados, nota-se um leve aumento do índice de vazios e do grau de saturação do solo quando misturado a 4% de bentonita sódica. Este comportamento pode ser atribuído à influência do aditivo na redução da massa específica seca e no aumento do teor de umidade do solo. Constata-se, também, que não houve desvio significativo dos valores de teor de umidade de moldagem e de massa específica seca encontrados para as doze amostras, em relação aos parâmetros de compactação obtidos para cada material, resultando em corpos de prova com graus de compactação superiores a 97%.

4.3 Saturação e variação volumétrica

Previamente aos ensaios de condutividade hidráulica, os CPs eram conduzidos à saturação por contrapressão, cujos valores do parâmetro B e de deformação volumétrica, obtidos para cada incremento de contrapressão e tensão confinante, estão graficamente representados na Figura 47. Os volumes inicial (V_i) e final (V_f) dos CPs, medidos no início e término de cada estágio de saturação, respectivamente, são mostrados na Figura 48.

Figura 47 – Curvas de saturação e de deformação volumétrica para os corpos de prova ensaiados.

(a) Solo ($\theta = 90^\circ$) (b) Mistura ($\theta = 90^\circ$) (c) Solo ($\theta = 0^\circ$)

Figura 48 – Curvas de variação dos volumes inicial e final dos CPs em função dos estágios de saturação.

Com base nas curvas de saturação do solo e da mistura, considerando ambas as direções dos planos de compactação, verifica-se certa semelhança quanto à evolução do grau de saturação entre as amostras analisadas. A saturação dos corpos de prova foi alcançada com a aplicação de pressões elevadas ($\sigma_3 = 700$ kPa e $u_b = 690$ kPa), exceto para os corpos de prova de solo puro, com planos de orientação preferencial das partículas paralelos à direção de incidência da contrapressão (Figura 47c). Neste caso, a tensão de confinamento foi de 400 kPa e a contrapressão de 390 kPa. Presume-se que o rearranjo estrutural das partículas de solo, promovido pelos esforços dinâmicos da compactação, tenha contribuído para a formação de canais de migração de água sob pressão, facilitando o processo de saturação da amostra. Este comportamento não se verifica para o caso do solo misturado a 4% de bentonita sódica, também sujeito à contrapressão na direção paralela aos planos de orientação preferencial das partículas (Figura 47d). Para esta situação, a saturação é atingida a pressões elevadas ($\sigma_3 = 700$ kPa e $u_b = 690$ kPa). Acredita-se que a presença do argilomineral expansivo tenha colaborado para certa obstrução dos canais de fluxo no interior do corpo de prova, interferindo na capacidade de saturação inerente ao solo.

Observadas as curvas de deformação volumétrica dos CPs, para a fase de saturação, verifica-se uma redução no volume das amostras compactadas de solo no estado natural, conforme aplicação gradual dos incrementos de tensão confinante e de contrapressão. Atribui-se este comportamento à diminuição e eventual extinção dos vazios intersticiais do solo, estimuladas pela acomodação das partículas em resposta às novas condições de tensão que se desenvolvem. Para a mistura de solo com 4% de bentonita sódica, nota-se um aumento no volume da maioria dos CPs ensaiados. Acredita-se que o processo de

saturação tenha estimulado o caráter expansivo do aditivo. Mais detalhes acerca do comportamento contrátil e expansivo das amostras pesquisadas, para cada incremento de tensão confinante e contrapressão, podem ser observados na Figura 48.

À medida que o grau de saturação dos CPs de mistura solo-bentonita evolui, observa-se que as deformações volumétricas correspondentes (expansão) se desenvolvem até atingir certa estabilização. Com base nas curvas apresentadas na Figura 47 (b e d), verifica-se que, para um dado estágio de incremento de tensão, o confinamento passa a restringir a expansão dos CPs, uma vez que começa a se igualar às tensões provocadas pela expansão do argilomineral contido na mistura, permitindo, desta forma, a estimativa destes valores. Estima-se, com base na tendência assintótica dos pontos adequados às curvas de deformação volumétrica, que a tensão de expansão limite da montmorilonita sódica, para um teor de 4%, é de aproximadamente 550 kPa. Entende-se, também, que a iminência de saturação tenha contribuído para a tendência de estabilização das deformações volumétricas das amostras compactadas de solo-bentonita, uma vez que a saturação deste tipo de material é atingida quando os vazios intersticiais do solo são preenchidos por água e a capacidade de adsorção do argilomineral expansivo é alcançada. Neste caso, a evolução do afastamento das camadas cristalinas das partículas de montmorilonita sódica (expansão do argilomineral) é reduzida significativamente.

4.4 Condutividade hidráulica

Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para o solo e para a mistura deste com 4% de bentonita sódica, realizados previamente à etapa de consolidação, encontram-se reproduzidos graficamente na Figura 49. Os valores de condutividade hidráulica foram calculados em termos acumulados de vazão de água percolada desde o tempo inicial do ensaio, e corrigidos para a água na temperatura de 20°C (k_{20}). Para cada material, foram medidas as condutividades hidráulicas vertical e horizontal, permitindo-se o fluxo normal ($\theta = 90^\circ$) e paralelo ($\theta = 0^\circ$) à direção dos planos de orientação preferencial das partículas, respectivamente. A Tabela 18 resume os valores médios de condutividade hidráulica encontrados para cada amostra. A média destes resultados fornece os fatores de anisotropia (k_h/k_v) inerentes ao solo e à mistura.

(a) Solo ($\theta = 90^\circ$)

(b) Mistura ($\theta = 90^\circ$)

(c) Solo ($\theta = 0^\circ$)

Figura 49 – Condutividade hidráulica versus tempo.

Tabela 18 – Parâmetros hidráulicos do solo e da mistura com 4% de aditivo.

CP	k_v (m/s) $\therefore \theta = 90^\circ$				k_h (m/s) $\therefore \theta = 0^\circ$				k_h/k_v	
	Solo	CV (%)	Mistura	CV (%)	Solo	CV (%)	Mistura	CV (%)	Solo	Mistura
01	$2,5 \cdot 10^{-8}$	6,3	$3,6 \cdot 10^{-10}$	20,0	$1,0 \cdot 10^{-7}$	23,5	$2,4 \cdot 10^{-10}$	23,0	12,9	1,6
02	$4,4 \cdot 10^{-8}$	12,0	$1,7 \cdot 10^{-10}$	23,6	$5,2 \cdot 10^{-7}$	16,6	$2,9 \cdot 10^{-10}$	31,3		
03	$4,4 \cdot 10^{-9}$	4,9	$1,1 \cdot 10^{-10}$	9,9	$3,2 \cdot 10^{-7}$	21,2	$4,8 \cdot 10^{-10}$	48,1		
Média	$2,4 \cdot 10^{-8}$	66,6	$2,2 \cdot 10^{-10}$	50,1	$3,1 \cdot 10^{-7}$	54,1	$3,4 \cdot 10^{-10}$	30,7		

A partir destes resultados, verifica-se uma redução significativa dos valores de condutividade hidráulica vertical e horizontal do solo, quando a ele são incorporados 4% de bentonita sódica. Entende-se que esta mudança no comportamento hidráulico está relacionada ao preenchimento dos vazios intersticiais do solo pelo argilomineral de caráter expansivo, reduzindo, dessa forma, o tamanho dos poros interligados que conduzem o fluxo. Observa-se que quando acrescidos 4% de bentonita sódica na composição do solo areno-argiloso investigado, a condutividade hidráulica vertical média do mesmo passa de $2,4 \times 10^{-8}$ para $2,2 \times 10^{-10}$ m/s e a condutividade hidráulica horizontal média passa de $3,1 \times 10^{-7}$ para $3,4 \times 10^{-10}$ m/s. Com o beneficiamento do solo, sua condutividade hidráulica supera o valor mínimo exigido de 10^{-9} m/s, habilitando-o para emprego como barreira de fluxo em aterros sanitários ou em outras aplicações do gênero. Destaca-se, ainda, a baixa condutividade hidráulica do solo, mesmo na condição natural (sem aditivo), cujos valores para as direções vertical e horizontal equivalem, em média, a $2,4 \times 10^{-8}$ e $3,1 \times 10^{-7}$ m/s, respectivamente. Atribui-se os reduzidos valores de k_v e k_h do solo à forte presença da fração argila junto a sua constituição (vide Tabela 13 e Figura 45), justificando, inclusive, o baixo teor de aditivo necessário à minoração da condutividade hidráulica correspondente.

Em relação ao comportamento hidráulico anisotrópico do solo puro compactado, verifica-se uma expressiva suscetibilidade deste às condições de fluxo experimentalmente impostas, uma vez que os valores médios das condutividades hidráulicas vertical e horizontal

se encontram defasados em pouco mais de uma ordem de grandeza, passando de $2,4 \times 10^{-8}$ para $3,1 \times 10^{-7}$ m/s, respectivamente. O caráter anisotrópico do solo é confirmado pelo fator de anisotropia, cujo valor encontrado equivale a 12,9. Estima-se que o comportamento hidráulico anisotrópico do solo seja produto de uma reorientação das partículas em um arranjo mais disperso, provocada pelos esforços dinâmicos de compactação e pelo teor de umidade. É previsto que o rearranjo das partículas de solo e dos poros a elas associados se desenvolve predominantemente na direção normal à aplicação dos golpes pelo soquete. Nesta direção, o alinhamento das partículas e aglomerações de solo ocorre segundo planos horizontais. Nestes planos, o arranjo disperso pode estimular a formação de canais de migração de água no interior do solo (canais de fluxo), repercutindo numa maior vazão de água na direção de orientação preferencial das partículas, consoante à direção dos planos de compactação. Isso basicamente explica um dos motivos pelos quais a condutividade hidráulica horizontal do solo pesquisado supera a vertical.

Para a mistura de solo com 4% de bentonita sódica, os resultados fogem à tendência mencionada no parágrafo anterior, visto que não há variação significativa entre os valores médios de k_v e k_h . As condutividades hidráulicas vertical e horizontal encontradas para a mistura foram de $2,2 \times 10^{-10}$ e $3,4 \times 10^{-10}$ m/s, respectivamente. Segundo o fator de anisotropia, o solo, após ser misturado ao aditivo no teor indicado, passa a apresentar comportamento hidráulico isotrópico, uma vez que a relação entre k_v e k_h se aproxima à unidade, atingindo o valor de 1,6. Verifica-se, portanto, a eficácia da bentonita sódica quanto ao atributo de impermeabilização do solo investigado, para ambas as direções analisadas.

4.5 Consolidação

Os resultados para a fase de consolidação do ensaio de condutividade hidráulica são apresentados na Figura 50, e se encontram reproduzidos por meio de curvas que demonstram a relação entre a deformação volumétrica do corpo de prova e a raiz quadrada do tempo, em minutos. A Tabela 19 sumariza os valores de deformação volumétrica de estabilização e do tempo despendido para sua ocorrência em função da tensão de confinamento.

(a) Solo ($\theta = 90^\circ$) (b) Mistura ($\theta = 90^\circ$) (c) Solo ($\theta = 0^\circ$)

Figura 50 – Curvas de consolidação para os CPs de solo e de mistura com 4% de bentonita sódica.

Tabela 19 – Deformação volumétrica de estabilização e tempo despendido para sua ocorrência.

σ_3 (kPa)	$\theta = 90^\circ$				$\theta = 0^\circ$			
	Solo		Mistura		Solo		Mistura	
	ε_v (%)	t (min)	ε_v (%)	t (min)	ε_v (%)	t (min)	ε_v (%)	t (min)
50	0,23	450	0,27	1380	0,47	60	0,10	390
100	0,28	480	0,77	1410	1,36	60	0,23	390
200	1,34	630	1,55	1679	1,49	300	0,64	540

Com base nas curvas de consolidação e na Tabela 19, observa-se que o solo puro se mostra mais compressível quando os planos de orientação preferencial das partículas estão dispostos mais paralelamente à direção de aplicação da drenagem ($\theta = 0^\circ$), isto é, quando a dissipação das pressões neutras ocorre segundo uma trajetória vertical no ensaio de consolidação. Estima-se que para a situação $\theta = 0^\circ$ o arranjo mais disperso das partículas de solo tenha contribuído para uma maior presença de canais de fluxo que estimulam a migração de água para fora da amostra compactada. Este comportamento pode ser constatado comparando-se os valores de deformação volumétrica de estabilização e os tempos despendidos para sua ocorrência, mostrados na Tabela 19. Percebe-se que os CPs de solo, na condição $\theta = 0^\circ$, atingem deformações superiores às restantes em períodos mais reduzidos. Quando o solo, ainda na situação $\theta = 0^\circ$, é misturado a 4% de bentonita sódica, sua capacidade de deformação é diminuída, embora o processo de consolidação demonstre ser mais duradouro. Presume-se que este comportamento seja resultado da ocupação dos vazios do solo pelo aditivo já expandido, cuja redução no tamanho dos poros que controlam o fluxo dificulta a evasão de água do interior do CP.

Para a condição $\theta = 90^\circ$, a deformação volumétrica do solo é superada pela da mistura, contrapondo-se à tendência mencionada no parágrafo anterior. O maior tempo

despendido para a consolidação dos CPs constituídos pela mistura confirma a influência do carácter expansivo da bentonita sódica sobre o controle da dissipação das pressões neutras.

Observando as curvas de consolidação para as modalidades $\theta = 90^\circ$ e $\theta = 0^\circ$, verifica-se que o aumento nas tensões de confinamento de 50 para 100 kPa e de 100 para 200 kPa, respectivamente, pouco interfere na evolução das deformações volumétricas do solo. Este comportamento sugere que as tensões provocadas pela compactação tenham produzido arranjos entre partículas distintos nas direções vertical e horizontal. Para a condição $\theta = 90^\circ$, verifica-se que seria necessária uma tensão confinante entre 100 e 200 kPa para promover uma mudança significativa no desenvolvimento das deformações volumétricas do CP de solo. Já para a situação $\theta = 0^\circ$, o solo passa a mudar de comportamento para um confinamento entre 50 e 100 kPa. O comportamento anteriormente presumido nos leva a conjecturar numa espécie de "tensão de pré-consolidação" produzida pela compactação, que varia conforme a direção dos planos de orientação preferencial das partículas. Quando o solo é misturado a 4% de bentonita sódica, a tendência supracitada não se verifica e seu comportamento passa a ser mais isotrópico.

4.6 Condutividade hidráulica pós-consolidação

Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica realizados antes e após a etapa de consolidação, para as condições $\theta = 90^\circ$ e $\theta = 0^\circ$, são apresentados na Figura 51. Os valores médios desses resultados são encontrados na Tabela 20. A influência da consolidação na diminuição da condutividade hidráulica do solo e da mistura é indicada na Tabela 21 por meio das relações k_v'/k_v e k_h'/k_h , onde k_v e k_h correspondem às condutividades hidráulicas vertical e horizontal anteriores à fase de consolidação, respectivamente, e k_v' e k_h' às condutividades hidráulicas vertical e horizontal pós-consolidação, respectivamente.

Figura 51 – Condutividade hidráulica antes e após a etapa de consolidação versus tempo.

Tabela 20 – Parâmetros hidráulicos do solo e da mistura com 4% de aditivo, antes e após a etapa de consolidação.

CP	σ_3 (kPa)	k_v (m/s) $\therefore \theta = 90^\circ$				k_h (m/s) $\therefore \theta = 0^\circ$			
		Solo	CV (%)	Mistura	CV (%)	Solo	CV (%)	Mistura	CV (%)
01	0	$2,5 \cdot 10^{-8}$	6,3	$3,6 \cdot 10^{-10}$	20,0	$1,0 \cdot 10^{-7}$	23,5	$2,4 \cdot 10^{-10}$	23,0
02	0	$4,4 \cdot 10^{-8}$	12,0	$1,7 \cdot 10^{-10}$	23,6	$5,2 \cdot 10^{-7}$	16,6	$2,9 \cdot 10^{-10}$	31,3
03	0	$4,4 \cdot 10^{-9}$	4,9	$1,1 \cdot 10^{-10}$	9,9	$3,2 \cdot 10^{-7}$	21,2	$4,8 \cdot 10^{-10}$	48,1
01	50	$1,3 \cdot 10^{-8}$	6,9	$2,8 \cdot 10^{-10}$	15,0	$2,2 \cdot 10^{-8}$	8,8	$1,5 \cdot 10^{-10}$	22,7
02	100	$2,3 \cdot 10^{-8}$	15,9	$8,8 \cdot 10^{-11}$	13,2	$1,7 \cdot 10^{-7}$	21,1	$2,1 \cdot 10^{-10}$	9,8
03	200	$2,3 \cdot 10^{-9}$	7,1	$5,2 \cdot 10^{-11}$	11,0	$8,9 \cdot 10^{-8}$	20,5	$2,5 \cdot 10^{-10}$	53,0

Tabela 21 – Redução de k_v e k_h por influência da consolidação.

CP	σ_3 (kPa)	k_v/k_v (%)		k_h/k_h (%)	
		Solo	Mistura	Solo	Mistura
01	50	52,0	77,8	22,0	62,5
02	100	52,3	51,8	32,7	72,4
03	200	52,3	47,3	27,8	52,1

Com base nestes resultados, verifica-se que a consolidação provoca uma redução significativa na condutividade hidráulica do solo e da mistura em ambas as condições de fluxo e de confinamento adotadas. Atribui-se este comportamento à diminuição do índice de vazios das amostras confinadas, sendo esta associada à deformação volumétrica dos CPs durante a etapa de consolidação.

4.7 Viabilização de emprego da mistura como barreira mineral

Solos a serem empregados como barreiras de proteção devem apresentar determinadas características geotécnicas que lhe assegurem um desempenho satisfatório a esta função. Desta forma, na Tabela 22 são comparadas as características da mistura investigada com os requisitos propostos pela Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1993), de maneira a averiguar possibilidade de emprego do solo melhorado como barreira mineral.

Tabela 22 – Comparação entre as características sugeridas pela CETESB e as encontradas para a mistura.

Características	Solo	Mistura	Requisitos CETESB
Classificação Unificada (SUCS)	SC	SC	CL, CH, SC ou OH
Solo que passa pela peneira 0,075 mm (%)	28,5	30,5	> 30
Limite de liquidez (%)	28	33	≥ 30
Índice de plasticidade (%)	14	17	≥ 15
pH	5,4	7,5	≥ 7
Condutividade hidráulica vertical (m/s)	$2,4 \cdot 10^{-8}$	$2,2 \cdot 10^{-10}$	< 10^{-9}
Condutividade hidráulica horizontal (m/s)	$3,1 \cdot 10^{-7}$	$3,4 \cdot 10^{-10}$	

Diante destes resultados, constata-se que a mistura pesquisada atende a todos os requisitos estabelecidos pela CETESB, estando, desta forma, apta a atuar como barreira mineral em aterros sanitários ou em outras aplicações do gênero.

Capítulo 5

Conclusões

A caracterização geotécnica demonstra que o acréscimo de 4% de bentonita sódica não confere uma mudança significativa na distribuição granulométrica do solo investigado. De acordo com o Sistema Unificado, o solo e a mistura se classificam como areia argilosa de baixa plasticidade. Os resultados ainda revelam que a incorporação de 4% de aditivo causa um leve aumento da plasticidade e da massa específica dos sólidos do solo, cujos valores passam de 14 para 17% e de 2,63 para 2,66 g/cm³, respectivamente. Segundo o índice de atividade de Skempton, os argilominerais predominantes junto à composição mineral do solo manifestam-se inativos, mesmo após a inclusão de 4% de bentonita sódica.

A caracterização química revela uma presença sutil de íons trocáveis na constituição química do solo, bem como confirma a natureza sódica da bentonita utilizada na pesquisa. Com seu beneficiamento, o solo também passa a assumir caráter sódico, do mesmo modo que deixa de ser moderadamente ácido e passa a ser moderadamente alcalino.

Os parâmetros obtidos nas curvas de compactação apontam um aumento de 12,5 para 14% na umidade ótima e uma redução associada de 1,850 para 1,805 g/cm³ da massa específica seca máxima do solo, depois de misturado à bentonita sódica.

As curvas de saturação pertinentes ao solo e à mistura, para as condições $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$, exibem certa semelhança quanto à evolução do grau de saturação. A saturação das amostras contou com a aplicação de pressões elevadas ($\sigma_3 = 700$ kPa e $u_b = 690$ kPa), com exceção das amostras de solo na condição $\theta = 0^\circ$, em que a contrapressão e a tensão de confinamento necessárias à saturação foram de 390 e 400 kPa, respectivamente.

As curvas de deformação volumétrica, relacionadas à fase de saturação do ensaio de condutividade hidráulica, indicam uma redução no volume das amostras compactadas de solo, conforme os incrementos de tensão confinante e de contrapressão. Para a mistura solo-bentonita, as curvas de deformação volumétrica demonstram que o processo de saturação estimula o caráter expansivo do aditivo, conferindo um aumento no volume da maioria dos corpos de prova ensaiados.

Os resultados obtidos nos ensaios em permeâmetro de parede flexível revelam uma expressiva redução da condutividade hidráulica do solo, quando a ele são incorporados 4% de bentonita sódica, passando de $2,4 \times 10^{-8}$ para $2,2 \times 10^{-10}$ m/s, na direção vertical ($\theta = 90^\circ$), e de $3,1 \times 10^{-7}$ para $3,4 \times 10^{-10}$ m/s, na direção horizontal ($\theta = 0^\circ$). Com o beneficiamento do solo, sua condutividade hidráulica supera, em ambas as direções investigadas, o valor mínimo exigido de 10^{-9} m/s, viabilizando seu emprego como barreira mineral em aterros sanitários ou em outras aplicações do gênero. Embora inapropriada para a aplicação prevista, a

condutividade hidráulica do solo na condição natural (sem aditivo) mostra-se bastante reduzida, cujos valores para as direções vertical e horizontal correspondem, em média, a $2,4 \times 10^{-8}$ e $3,1 \times 10^{-7}$ m/s, respectivamente. Diante destes valores, o fator de anisotropia de 12,9 confirma o caráter anisotrópico do solo frente às condições de fluxo experimentalmente impostas. Para a mistura de solo com 4% de bentonita sódica, os resultados demonstram que não há discrepâncias significativas entre as vazões medidas. As condutividades hidráulicas vertical e horizontal encontradas para a mistura equivalem, em média, a $2,2 \times 10^{-10}$ e $3,4 \times 10^{-10}$ m/s, respectivamente. Segundo o fator de anisotropia, o acréscimo de aditivo no teor indicado atribui comportamento hidráulico isotrópico ao solo, dado que a relação k_h/k_v se aproxima à unidade, atingindo o valor de 1,6.

As curvas de consolidação revelam que as amostras compactadas de solo são mais compressíveis quando a dissipação das pressões neutras ocorre segundo uma trajetória paralela aos planos de orientação preferencial das partículas, isto é, as deformações volumétricas do solo na condição $\theta = 0^\circ$ superam aquelas encontradas na condição $\theta = 90^\circ$, e demandam por períodos de tempo mais reduzidos para atingir a estabilização. No momento em que o solo é misturado a 4% de bentonita sódica, ainda na condição $\theta = 0^\circ$, sua capacidade de deformação é diminuída, embora o processo de consolidação demonstre ser mais duradouro. Para a situação $\theta = 90^\circ$, as deformações volumétricas do solo e os tempos despendidos para sua ocorrência têm seus valores superados por aqueles encontrados para a mistura.

Ainda com relação às curvas de consolidação, é possível constatar uma mudança no comportamento do solo, dada por um aumento expressivo nas deformações volumétricas do mesmo diante do acréscimo das tensões de confinamento de 50 para 100 kPa, para a condição $\theta = 0^\circ$, e de 100 para 200 kPa, para a condição $\theta = 90^\circ$. Conjectura-se que a compactação tenha produzido no solo uma espécie de “tensão de pré-consolidação” que varia nas direções vertical e horizontal. Quando 4% de bentonita sódica são integrados ao solo, o comportamento deste passa a ser mais isotrópico.

Por fim, os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica pós-consolidação mostram que o efeito da tensão de confinamento foi significativo para a redução da condutividade hidráulica do solo e da mistura em ambas as direções de fluxo.

De uma forma geral, a mistura com 4% de bentonita sódica mostra-se tecnicamente adequada para ser utilizada como barreira impermeável em aterros sanitários ou em outras aplicações do gênero. Os estudos revelam que com o beneficiamento do solo, este passa a apresentar um comportamento adequado em termos de condutividade hidráulica vertical e horizontal, e ainda alcança valores satisfatórios em relação à porcentagem de finos, limite de liquidez, índice de plasticidade e pH. Cabe lembrar que a condutividade hidráulica medida em laboratório pode ser excedida em campo, em razão do efeito escala e dos procedimentos de amostragem. Ainda assim, para que revestimentos minerais de solo-

bentonita consigam alcançar uma condutividade hidráulica mais próxima daquela obtida em laboratório, é fundamental que previamente à construção das camadas impermeáveis se estabeleça um controle tecnológico de compactação, respaldado por critérios de execução, isto é, homogeneização da mistura com controle de hidratação da bentonita sódica, execução de camadas compactadas com no máximo 20 cm de espessura e controle do grau de compactação.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, observou-se que a questão sobre o comportamento hidráulico de misturas solo-bentonita contempla diversos fatores condicionantes, tornando-se desta forma um assunto bastante amplo e distante de ser concluído. Dentro desse contexto, são sugeridos, a seguir, alguns temas para a elaboração de novas pesquisas, os quais possam contribuir com os estudos até então desenvolvidos:

- Avaliar o comportamento hidráulico do solo e da mistura empregados nesta pesquisa, utilizando-se de corpos de prova miniatura extraídos, por talhamento, nas direções paralela e ortogonal ao eixo longitudinal de uma mesma amostra compactada. Pretende-se assim confrontar os resultados esperados com os obtidos na atual pesquisa, a fim de verificar a influência dos correspondentes métodos de moldagem sobre as condutividades hidráulicas vertical e horizontal dos materiais supracitados.
- Investigar o comportamento hidráulico dos materiais anteriormente mencionados, mantendo-se as modalidades experimentais $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$ e adotando maiores energias de compactação.
- Determinar os parâmetros de resistência do solo e da mistura estudados, utilizando-se de corpos de prova extraídos, por talhamento, em direções defasadas 0° e 90° em relação ao eixo longitudinal de uma mesma amostra compactada. Dessa maneira, será possível avaliar o efeito da presença de bentonita sódica e da direção dos planos de orientação preferencial das partículas sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.
- Analisar a influência da percolação de contaminantes inorgânicos no comportamento hidráulico da mistura investigada, utilizando-se de íons comumente encontrados na composição química de lixiviados oriundos da biodegradação de rejeitos urbanos. Sugere-se, inclusive, um estudo envolvendo a compatibilidade química e a capacidade de retenção da mistura com os poluentes.

- Aplicar a mesma metodologia utilizada nesta pesquisa para outros solos da região Costeira Sul do Rio Grande do Sul, visando novas alternativas de barreiras minerais para aterros sanitários ou para outras aplicações do gênero.

Referências bibliográficas

American Society for Testing and Materials - ASTM. **D2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, 2011. DOI: 10.1520/D2487-11.

_____. **D4767**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken, 2011. DOI: 10.1520/D4767-11.

_____. **D5084**: Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. West Conshohocken, 2010. 24 p.

Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais - ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil 2013**. São Paulo: ABRELPE, 2014. 112 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9 p.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6 p.

_____. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.

_____. **NBR 6508**: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3 p.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

_____. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10 p.

_____. **NBR 10004**: Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004. 71 p.

_____. **NBR 13896: Aterros de Resíduos Não Perigosos – Critérios para Projeto, Implantação e Operação.** Rio de Janeiro, 1997. 12 p.

Barros, C.C.M. **Ensaio de Coluna para Percolação de Contaminantes em Misturas Solo-Bentonita Visando Alternativa de Barreira Mineral em Região Costeira.** 2013. 153 p. Dissertação de Mestrado (Engenharia Oceânica) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2013.

Bastos, C.A.B. Estudos Recentes Conduzidos na FURG Sobre Solos Alternativos para Pavimentação Econômica e Obras de Terra na Planície Costeira Sul. In: Simpósio de Engenharia Geotécnica, 2., 2003, Rio Grande, RS. **Anais...** Rio Grande: DMC-FURG, ABMS-NRRS, 2003. p. 36-47.

Bastos, C.A.B.; Schmitt, L.A.; Vasconcellos, S.M.; Rabassa, C.M.; Souza, E.W. Propriedades Geotécnicas de um Solo Arenoso Fino Laterítico de Barreira Litorânea na Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, v. 8, n. 12, 2008. p. 59-67.

Benson, C.H.; Zhai, H.; Wang, X. Estimating Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 2, 1994. p. 366-387.

Bolt, G.H. Physico-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays. **Géotechnique**, v. 6, n. 2, 1956. p. 86-93.

Boscov, M.E.G. **Geotecnia Ambiental.** São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 248 p.

Brady, N.C.; Weil, R.R. **Elements of the Nature and Properties of Soils.** 3. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2010. 684 p.

Brasil. Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998. Dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 17 fev. 1998. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l9605.htm>. Acesso em: 18 mar. 2014.

_____. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 11 jan. 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm>. Acesso em: 18 mar. 2014.

_____. Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998; e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 3 ago. 2010. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12305.htm>. Acesso em: 18 mar. 2014.

_____. Ministério da Agricultura. **Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul**. Recife: DNPEA, DPP, 1973. 431 p.

British Standards Institution – BSI. **BS 8004**: Code of Practice for Foundations. London, 1986. 186 p.

Camargo, K.R. **Avaliação da Condutividade Hidráulica e da Resistência ao Cisalhamento de Misturas Solo-Bentonita**: Estudo de Caso de um Aterro Sanitário Localizado em Rio Grande (RS). 2012. 85 p. Dissertação de Mestrado (Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

Cancelli, A.; Cossu, R.; Malpei, F.; Offredi, A. Effects of Leachate on the Permeability of Sand-Bentonite Mixtures. In: Christensen, T.H.; Cossu, R.; Stegmann, R. **Landfilling of Waste**: Barriers. London: Chapman & Hall, 1994. p. 259-293.

Cetin, H.; Fener, M.; Söylemez, M.; Günaydin, O. Soil Structure Changes During Compaction of a Cohesive Soil. **Engineering Geology**, v. 92, nos. 1-2, 2007. p 38-48.

Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental do Estado de São Paulo – CETESB. **Resíduos Sólidos Industriais**. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1993. 233 p.

Craig, R.F. **Soil Mechanics**. 7. ed. New York: Spon Press, 2004. 447 p.

Daniel, D.E. **Geotechnical Practice for Waste Disposal**. London: Chapman & Hall, 1993. 683 p.

D'Appolonia, D.J. Soil-Bentonite Slurry Trench Cutoffs. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 106, n. 4, 1980. p. 399-417.

Darcy, H. **Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon**: Exposition et Application des Principes à Suivre et des Formules à Employer dans les Questions de Distribution d'Eau. Paris: Dalmont, 1856. 647 p.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP. **M 191**: Ensaio de Compactação de Solos em Equipamento Miniatura. São Paulo, 1988. 20 p.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 2. ed. Rio de Janeiro: EMBRAPA-SPI, 2006. 306 p.

Fernandez, F.; Quigley, R.M. Hydraulic Conductivity of Natural Clays Permeated with Simple Liquid Hydrocarbons. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, n. 2, 1985. p. 205-214.

_____. Viscosity and Dielectric Constant Controls on the Hydraulic Conductivity of Clayey Soils Permeated with Water-Soluble Organics. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 3, 1988. p. 582-589.

Giroud, J.P.; Badu-Tweneboah, K.; Soderman, K.L. Comparison of Leachate Flow Through Compacted Clay Liners and Geosynthetic Clay Liners in Landfill Liner Systems. **Geosynthetics International**, v. 4, nos. 3-4, 1997. p. 391-431.

Head, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing**: Effective Stress Tests. v. 3, 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons, 1998. 425 p.

Holtz, R.D.; Kovacs, W.D. **An Introduction to Geotechnical Engineering**. New Jersey: Prentice Hall, 1981. 733 p.

Hoque, E.; Tatsuoka, F. Anisotropy in Elastic Deformation of Granular Materials. **Soils and Foundations**, v. 38, n. 1, 1998. p. 163-179.

Horn, H.M.; Deere, D.U. Frictional Characteristics of Minerals. **Géotechnique**, v. 12, n. 4, 1962. p. 319-335.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008**. Rio de Janeiro: IBGE, 2010. 219 p.

Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT. **Lixo Municipal: Manual de Gerenciamento Integrado**. 2. ed. São Paulo: IPT/CEMPRE, 2000. 370 p.

Kenney, T.C.; Van Veen, W.A.; Swallow, M.A.; Sungaila, M.A. Hydraulic Conductivity of Compacted Bentonite–Sand Mixtures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 3, 1992. p. 364-374.

Koerner, R.M. **Designing with Geosynthetics**. 5. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2005. 796 p.

Lambe, T.W. The Permeability of Compacted Fine-Grained Soils. **Special Technical Publication**, ASTM, n. 163, 1954. p. 56-67.

Lambe, T.W.; Whitman, R.V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

Mesri, G.; Olson, R. Mechanisms Controlling the Permeability of Clays. **Clays and Clay Minerals**, v. 19, 1971. p. 151-158.

Mitchell, J.; Hooper, D.; Campanella, R. Permeability of Compacted Clay. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v. 91, n. 4, 1965. p. 41-65.

Mitchell, J.K.; Soga, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2005. 592 p.

Norrish, K. The Swelling of Montmorillonite. **Discussions of the Faraday Society**, v. 18, 1954. p. 120-134.

Núcleo Sudeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental - NUCASE. **Resíduos Sólidos: Projeto, Operação e Monitoramento de Aterros Sanitários**. Belo Horizonte: ReCESA, 2008. 120 p.

Olsen, H. Hydraulic Flow Through Saturated Clays. **Clays and Clay Minerals**, v. 9, n. 1, 1960. p. 131-161.

Portal Brasil. Tire suas Dúvidas Sobre a Política de Resíduos Sólidos. Publicado em: 5 ago. 2014. Disponível em: <<http://www.brasil.gov.br/meio-ambiente/2014/08/tire-suas-duvidas-sobre-a-politica-de-residuos-solidos>>. Acesso em: 26 ago. 2014.

Portal de Tecnologia. Ensaio de Compactação Mini-Proctor. Publicado em: 17 fev. 2010. Disponível em: <<http://www.portaldetecnologia.com.br/pavimentacao-obras/ensaio-de-compactacao-mini-proctor>>. Acesso em: 18 set. 2014.

Potter, H.A.B.; Yong, R.N. Waste Disposal by Landfill in Britain: Problems, Solutions and the Way Forward. In: Waste Disposal by Landfill: Proceedings of the Symposium GREEN'93 – Geotechnics Related to the Environment, 1993, Bolton, United Kingdom. **Anais...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1995. p. 167-173.

Reynolds, O. An Experimental Investigation of the Circumstances which Determine whether the Motion of Water shall be Direct or Sinuous, and of the Law of Resistance in Parallel Channels. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, v. 174, 1883. p. 935-982.

Rowe, R.K. **Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook**. Ontario: Kluwer Academic Publishers, 2001. 1088 p.

Santos, P.S. **Ciência e Tecnologia de Argilas**. V. 1, 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1989. 408 p.

_____. **Tecnologia de Argilas Aplicada às Argilas Brasileiras**. V. 2. São Paulo: Edgard Blücher, 1975. 802 p.

Secretaria da Coordenação e Planejamento - SCP. **Atlas Socioeconômico do Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: SCP, 1998. 31 p.

Shafiee, A. Permeability of Compacted Granule-Clay Mixtures. **Engineering Geology**, v. 97, 2008. p. 199-208.

Sharma, H.D.; De, A. Municipal Solid Waste Landfill Settlement: Postclosure Perspectives. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 133, n. 6, 2007. p. 619-629.

Silva, C.F. **Estudo Sobre a Influência do Teor de Bentonita na Condutividade Hidráulica e nas Propriedades Índices e Mecânicas de Solo Litorâneo Arenoso Fino Laterítico para Emprego em Barreiras Minerais**. 2011. 190 p. Trabalho de Conclusão do Curso (Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2011.

Silva, C.F.; Camargo, K.R.; Bastos, C.A.B. Condutividade Hidráulica e Propriedades de Compactação de um Solo Arenoso Fino Laterítico Litorâneo com Bentonita para Uso em Barreiras Minerais. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16., 2012, Porto de Galinhas, PE. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2012. In CD-ROM.

Skempton, A.W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. **Géotechnique**, v. 4, n. 4, 1954. p. 143-147.

Tomazelli, L.J.; Villwock, J.A. Mapeamento Geológico de Planícies Costeiras: o Exemplo da Costa do Rio Grande do Sul. **GRAVEL**, v. 3, n. 1, 2005. p. 109-115.

Vilar, O.M.; Röhm, S.A. Comparação Entre um Ensaio de Compactação de Solos em Molde de Dimensões Reduzidas e o Ensaio Proctor Normal. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 10., v. 2, 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1994. p. 373-380.

Warkentin, B.P.; Yong, R.N. Shear Strength of Montmorillonite and Kaolinite Related to Interparticle Forces. **Clays and Clay Minerals**, v. 9, 1960. p 210-218.

Yoshinaka, R.; Kazama, H. Microstructure of Compacted Kaolin Clay. **Soils and Foundations**, v. 13, n. 2, 1973. p. 19-34.