

**BIBLIOTECA DIGITAL DE TESES E DISSERTAÇÕES
UNESP**

RESSALVA

Alertamos para ausência de capa e folha de rosto, não
incluídas pelo autor no arquivo original.

DEDICATÓRIA

A Deus, o Todo Poderoso e a Jesus Cristo, pela saúde e pela força espiritual recebida nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais Domingos e Maria de Lourdes, a minha irmã Roberta e a minha noiva Micheli, que sempre estiveram ao meu lado me apoiando e dando forças para que conseguisse alcançar meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pela bolsa de mestrado concedida e pelo financiamento à pesquisa (Processos 01/11217-3 e 02/2455-0), os quais possibilitaram a realização desta pesquisa.

Ao Professor José Augusto de Lollo pela orientação, dedicação e amizade, que muito contribuíram para a realização dos trabalhos e à minha formação profissional.

Aos Professores Jair Camacho e Laércio Caetano pelas importantes contribuições oferecidas.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da FEIS/Unesp, Mário Roberto Correa Ferreira e Gilson Campos Correa, que sempre estavam dispostos a auxiliar na preparação e realização dos ensaios.

Ao bolsista de Treinamento Técnico da FAPESP, Rafael Torsoni Alves, pelo constante auxílio e companheirismo.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE QUADROS.....	iv
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 CONTAMINAÇÃO DO SOLO.....	4
3.1.1 Introdução.....	4
3.1.2 Transporte de Fluidos em Meios Porosos.....	4
3.1.2.1 PROCESSOS FÍSICOS.....	4
a. Advecção.....	4
b. Dispersão.....	6
3.1.2.2 PROCESSOS QUÍMICOS.....	10
a. Sorção.....	10
b. Complexação.....	15
c. Precipitação.....	15
3.2 PERMEABILIDADE DOS SOLOS.....	16
3.2.1 Fatores que afetam a Permeabilidade dos Solos.....	17
3.2.2 Coeficiente de Permeabilidade.....	17
3.2.2.1 Métodos Diretos.....	17
a. Permeâmetro de Carga Constante.....	18
b. Permeâmetro de Carga Variável.....	19
c. Ensaio de Adensamento.....	20
d. Ensaio Triaxial.....	20
3.2.2.2 Métodos Indiretos.....	20
3.2.2.3 Métodos de Campo.....	20
a. Ensaios em furos de sondagem ou Ensaios de Infiltração.....	21
b. Ensaios em Cava.....	21
3.3 BARREIRAS DE PROTEÇÃO.....	21
3.3.1 Definição.....	21
3.3.2 Classificação.....	22
3.3.3 Especificações para Implantação.....	22

3.3.4 Especificações para Construção.....	26
3.3.5 Características dos materiais a serem Usados.....	29
3.3.6 Pesquisas no Exterior.....	31
3.3.7 Pesquisas no Brasil.....	31
3.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	32
3.3.1 Definição.....	32
3.3.2 Estabilização do Solo com Cimento.....	33
3.4.2.1 Tipo de Solo.....	34
3.4.2.2 Teor de Cimento.....	35
3.4.2.3 Teor de Umidade.....	37
3.4.2.4 Compactação.....	37
3.4.3 Estabilização do Solo com Cal.....	38
4 METODOLOGIA.....	41
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO.....	41
4.2 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	46
4.2.1 Ensaios de Permeabilidade à Carga Variável.	46
4.2.2 Ensaios de Permeabilidade e de Retenção em Área Plena.....	49
4.2.3 Ensaios em Colunas.....	50
4.3 SIMULAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE USO DAS BARREIRAS.....	52
4.4 ENSAIOS QUÍMICOS.....	53
5 RESULTADOS.....	56
5.1 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL.....	56
5.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE COM ÁREA PLENA.....	57
5.3 ENSAIOS QUÍMICOS.....	60
5.3.1 Área Plena.....	60
5.3.2 Colunas.....	64
5.3.3 Novo Esquema Experimental.....	65
5.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA E ENERGIA DISPERSIVA.....	69
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	75
6.1 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL.....	75
6.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE EM ÁREA PLENA.....	75
6.3 ENSAIOS QUÍMICOS.....	76
6.3.1 Corpos de Prova Miniatura.....	76
6.3.1.1 Íon K^+	76
6.3.1.2 Íon Na^+	77
6.3.1.3 Íon Cl^- nos corpos de prova sujeitos à percolação de KCl.....	77
6.3.1.4 Íon Cl^- nos corpos de prova sujeitos à percolação de NaCl.....	78
6.3.2 Colunas.....	79
6.3.2.1 Íon K^+	79
6.3.2.2 Íon Na^+	80
6.3.2.3 Íon Cl^- nas colunas sujeitas à percolação de KCl.....	80
6.3.2.4 Íon Cl^- nas colunas sujeitas à percolação de NaCl.....	80
6.3.4 Novo Esquema Experimental.....	81

6.3.4.1 Íon K^+	81
6.3.4.2 Íon Na^+	81
6.3.4.3 Íon Cl^- nas amostras de KCl percoladas.....	81
6.3.4.4 Íon Cl^- nas amostras de NaCl percoladas.....	82
6.3.4.5 Água Residuária e Chorume.....	82
7 CONCLUSÕES.....	83
8 RECOMENDAÇÕES.....	85
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação Conceitual do Transporte do Contaminante devido ao Processo de Advecção , modificada de DELGADO (2002).....	7
Figura 2: Representação Conceitual do Transporte do Contaminante devido ao Processo de Dispersão, segundo DELGADO (2002).....	7
Figura 3: Processo de Difusão Molecular, (FREEZE & CHERRY, 1979).....	8
Figura 4: Processo de Dispersão, (FREEZE & CHERRY, 1979).....	9
Figura 5: Isoterma Linear, aproximação razoável para baixas concentrações de contaminante, segundo DELGADO (2002).....	12
Figura 6: Isoterma de Langmuir, a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração, b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros, segundo DELGADO (2002).....	12
Figura 7: Isoterma de Freundlich, a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração, b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros, segundo DELGADO (2002).....	13
Figura 8: Percurso do soluto adsorvido e não adsorvido, através de uma coluna de material poroso, (FREEZE E CHERRY, 1979).....	13
Figura 9: Caminho de percolação da água no solo (RIBEIRO, 2002).....	16
Figura 10: Permeâmetro de carga constante (RIBEIRO 2002).....	18
Figura 11: Permeâmetro de carga variável (RIBEIRO 2002).....	19
Figura 12: Seção transversal de um aterro sanitário segundo a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), modificado de LIMA <i>et. al.</i> (2003)...	27
Figura 13: Corte transversal de um aterro sanitário segundo a Norma Alemã, modificado LIMA <i>et. al.</i> (2003).....	28
Figura 14a: Corte transversal segundo a Legislação Federal Brasileira, modificado de LIMA <i>et. al.</i> (2003).....	29
Figura 14b: Corte transversal segundo a Legislação do Estado de São Paulo, modificado de LIMA <i>et. al.</i> (2003).....	29
Figura 15: Corte transversal de um aterro segundo as exigências americanas, modificado de LIMA <i>et. al.</i> (2003).....	29
Figura 16: Curva granulométrica do solo utilizado.	42
Figura 17: Curva de compactação proctor normal do solo utilizado.....	43
Figura 18: Curva de compactação proctor modificado do solo.....	43

Figura 19: Curvas de compactação solo-cimento.....	44
Figura 20: Curvas de compactação solo-cal.....	45
Figura 21: Corpos de prova na condição semi-imersa.....	47
Figura 21: Corpos de prova na condição imersa.	47
Figura 23a: Início da montagem.	48
Figura 23b: Início da montagem.	48
Figura 24: Final da montagem.	48
Figura 25: Ensaio montado.	48
Figura 26: Cilindro de compactação.....	49
Figura 27: Base do permeâmetro.	49
Figura 28: Dimensões dos ensaios em área plena.....	50
Figura 29: Ensaio montado.	50
Figura 30: Cilindro de compactação.....	51
Figura 31: Compactação das Colunas.	51
Figura 32: Dimensões dos ensaios em colunas.	51
Figura 33: Ensaio Montado.	52
Figura 34: Dimensões do novo esquema experimental.....	55
Figura 35: Solo-cimento com KCl – íon K^+	62
Figura 36: Solo-cal com KCl – íon K^+	62
Figura 37: Solo-cimento com NaCl – íon Na^+	62
Figura 38: Solo-cal com NaCl – íon Na^+	63
Figura 39: Solo-cimento com KCl – íon Cl^-	63
Figura 40: Solo-cal com KCl – íon Cl^-	63
Figura 41: Solo-cimento com NaCl – íon Cl^-	64
Figura 42: Solo-cimento com NaCl – íon Cl^-	64
Figura 43: Concentração de K^+ nas soluções percoladas pelos corpos de prova solo-cal (novo esquema experimental).	66
Figura 45: Concentração de Cl^- nas soluções percoladas pelos corpos de prova solo-cal (novo esquema experimental).....	67
Figura 46: Água residuária antes e após a percolação pelo corpo de prova solo-cal (novo esquema experimental).	68
Figura 47: Chorume antes e após a percolação pelo corpo de prova solo-cal (novo esquema experimental).	68

Figura 48: Fosso do Laboratório de Hidrologia inundado.....	69
Figura 49: Dispositivos de ensaio submersos no fosso inundado.....	69
Figura 50: Estrutura do solo utilizado em seu estado natural.....	70
Figura 51: Diagrama espectral mostrando a composição do solo em seu estado natural..	70
Figura 52: Estrutura da mistura solo-cimento, em detalhe um aglomerado composto de partículas finas do solo e cimento, cuja composição é ilustrada na Figura 54.....	71
Figura 53: Estrutura da mistura solo-cal, em detalhe um aglomerado composto de partículas finas do solo e cal, cuja composição é ilustrada na Figura 55.....	71
Figura 54: Diagrama espectral mostrando a composição da mistura solo-cimento.....	72
Figura 55: Diagrama espectral mostrando a composição da mistura solo-cal.....	72
Figura 56: Detalhe da estrutura da mistura solo-cal, mostrando o aglomerado de haloisita.....	73
Figura 57: Diagrama espectral do aglomerado de haloisita presente na mistura solo- cal.....	73
Figura 58: Detalhe da estrutura da mistura solo-cimento, mostrando o aglomerado de caulinita.....	74
Figura 59: Diagrama espectral do aglomerado de caulinita presente na mistura solo- cimento.	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado segundo JESSBERGER (1995), modificado de BOFF (1999).....	25
Quadro 2: Critérios para a seleção de solos quanto a granulometria, modificado de SEGANTINI (1994).....	35
Quadro 3: Teor de cimento para o ensaio de compactação (ABCP, 1986).....	36
Quadro 4: Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.....	42
Quadro 5: Parâmetros de compactação do solo utilizado.....	44
Quadro 6: Valores da massa específica aparente seca e da umidade ótima para cada teor.....	45
Quadro 7: Permeabilidade de solo-cimento.....	56
Quadro 8: Permeabilidade de solo-cal.....	57
Quadro 9: Resultados dos ensaios com área plena – água destilada.....	58
Quadro 10: Resultados dos ensaios com área plena – esgoto afluente.....	59
Quadro 11: Resultados dos ensaios com área plena – esgoto efluente.....	60
Quadro 12: Ensaio químicos das misturas solo-cimento submetidas a ensaios de percolação em área plena.....	61
Quadro 13: Ensaio químicos das misturas solo-cal submetidas a ensaios de percolação em área plena.	61
Quadro 14: Ensaio químicos das colunas sujeitas à percolação de KCl.....	64
Quadro 15: Ensaio químicos das colunas sujeitas à percolação de NaCl.....	65
Quadro 16: Concentrações de K^+ e de Cl^- no fluido após percolado pelos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de KCl (novo esquema experimental).....	66
Quadro 17: Concentrações de Na^+ e de Cl^- no fluido após percolado pelos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de KCl (novo esquema experimental).....	66
Quadro 18: Valores da DQO do fluido percolado pelos corpos de prova submetidos à percolação de água residuária e chorume (novo esquema experimental).....	67

RESUMO

RIZZO, R.P. (2004) **Avaliação da Eficácia de Barreiras de Proteção Ambiental Produzidas com Solo Arenoso Estabilizado Quimicamente**. Ilha Solteira, 91p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

As barreiras de proteção ambiental são os dispositivos mais usados na atualidade para reduzir riscos associados à infiltração de fluidos nocivos no subsolo. O presente trabalho dedicou-se ao estudo, em laboratório, de misturas de solo arenoso fino laterítico com cal e cimento para a produção de barreiras desta natureza.

Para tanto, foram compactadas misturas a fim de produzir corpos de prova submetidos a ensaios, visando à avaliação da condutividade hidráulica e da capacidade de retenção de soluções de origem orgânica (chorume e água residuária) e inorgânica (soluções contendo os íons K^+ , Na^+ e Cl^-) destas misturas.

A condutividade hidráulica foi avaliada com ensaios de permeabilidade em duas condições: à carga variável (corpos de prova de 10cm de diâmetro e 12cm de altura) e em área plena (corpos de prova miniatura – 5cm de altura e diâmetro). Para avaliação da capacidade de retenção foram considerados dois tipos de ensaios: em colunas (25cm de altura e 7cm de diâmetro) e em corpos miniatura (5cm de altura e diâmetro).

Os resultados obtidos mostram que os materiais produzidos em tais condições atendem aos requisitos técnicos para seu uso como barreiras de proteção ambiental. Os valores de condutividade hidráulica obtidos foram menores que os exigidos e os processos de retenção observados mostraram resultados muito bons para os fluidos de origem orgânica e resultados bastante promissores para as soluções inorgânicas.

Palavras-chaves: barreiras de proteção, condutividade hidráulica, capacidade de retenção, solo-cal, solo-cimento, solos tropicais, solos lateríticos.

ABSTRACT

RIZZO, R.P. (2004) **Efficacy evaluation of liners produced with lateritic sandy soil chemically stabilized.** Ilha Solteira, 91p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

Natural liners are the most useful environmental protection systems in order to reduce soil and ground water pollution risks. In this work we made laboratory tests to evaluate hydraulic conductivity and ions retention capability in mixtures produced with soil-cement and soil-lime.

Mixtures were compacted, resulting specimens for laboratory tests of hydraulic conductivity and retention capability with organic (leachate and wastewater) and inorganic (solutions with K^+ , Na^+ e Cl^-) solutions.

For hydraulic conductivity evaluation was used two kinds of tests: variable charge (specimens with 10cm of diameter and 12cm high) and total section test (specimens with 5cm of diameter and high). For retention capability we used also two kinds of tests: column test (specimens with 7cm of diameter and 25cm high) and total section test (specimens with 5cm of diameter and high).

Obtained results show that the produced materials obey technical necessities for barriers usage. Hydraulic conductivity obtained show values lesser than the necessary, while capability retention results show good results also for organic and inorganic solutions.

Keywords: liners, hydraulic conductivity, retention capability, soil-cement, soil-lime, lateritic soil, tropical soil.

1 INTRODUÇÃO

A disposição inadequada de resíduos na natureza e os riscos ambientais a ela relacionados têm sido alvo de muitos estudos em todo o mundo. O desenvolvimento de tecnologias apropriadas e mecanismos legais de controle não tem sido acompanhado, nos países do chamado terceiro mundo, de um desenvolvimento sócio-econômico que propicie recursos para a adoção das técnicas mais adequadas ou de estudos mais profundos visando à produção de tecnologias alternativas, inviabilizando projetos ou a adoção de técnicas pouco econômicas.

Tal realidade é claramente observada em nosso país quando se analisa a condição de pequenos municípios, nos quais a falta de recursos (ou sua má administração) faz com que a destinação final dos resíduos não seja feita de forma adequada, tornando de suma importância a construção de dispositivos de proteção ambiental adequados a essa situação.

O termo barreira de proteção é normalmente utilizado para designar camadas de baixa permeabilidade, constituídas de materiais naturais, artificiais ou a combinação de ambos, e que têm como objetivo proteger as vizinhanças da percolação de fluidos. Esses dispositivos são utilizados em diversos tipos de obras como canais, reservatórios, diques, lagoas de rejeito, lagoas de tratamento de resíduos e aterros sanitários (LEITE, 1997).

Essas barreiras, quando utilizadas para o controle da infiltração de fluidos contaminantes, têm a função de reter uma parcela destes e retardar ao máximo o transporte do restante, de forma que este não atinja as águas naturais, ou, caso o faça, seja com uma concentração tão baixa que sua ação possa ser considerada inócua (LEITE, 1995).

As exigências requeridas para esses dispositivos variam de acordo com as condições locais ou regionais. ROWE (1988) sugere os seguintes critérios para solos desenvolvidos em ambiente temperado:

- (1) apresentar condutividade hidráulica máxima de 10^{-9} m/s;
- (2) mínimo de 15-20% de partículas com diâmetro menor que $2\mu\text{m}$;
- (3) retenção compatível com o fluido percolado, sem que a circulação deste aumente significativamente sua condutividade hidráulica;
- (4) espessura mínima entre 0,9 e 1m quando se tratar de barreira natural destinada à contenção de resíduos domésticos;

- (5) espessura entre 3 e 4m quando se tratar de barreira destinada à contenção de resíduos industriais.

Esses critérios são atingidos com maior eficiência quando se tem disponibilidade de solos com textura fina e que, em sua composição, apresentem argilominerais com boa capacidade de troca catiônica, como se pode verificar em LO *et alii* (1996). Esses materiais, no entanto, nem sempre se encontram disponíveis podendo tornar essa aplicação pouco viável.

Uma forma possível de sanar essa deficiência seria o desenvolvimento de barreiras de solos com a adição de outros materiais. Dentre as possibilidades existentes, acredita-se que o uso de misturas solo-cal e solo-cimento possam se constituir numa alternativa viável, com custos relativamente baixos se comparados às técnicas “tradicionais” (adição de materiais argilosos e utilização de geotêxteis). Essa tecnologia, caso se mostre confiável, pode ser de grande utilidade para pequenas comunidades interessadas em desenvolver sistemas de disposição final de resíduos urbanos com custos relativamente baixos.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho foi desenvolvido visando atingir os seguintes objetivos:

- (1) preparar corpos de prova de misturas de solo-cimento e solo-cal compactadas de forma a obter valores de condutividade hidráulica compatíveis com o aproveitamento do material em barreiras de proteção, com o menor consumo de aditivo possível;
- (2) avaliar a condutividade hidráulica e a capacidade de retenção de substâncias nestas barreiras quando submetidas à percolação de fluidos potencialmente contaminantes (chorume, água residuária, e soluções com íons de interesse);
- (3) avaliar a variação do desempenho com o tempo das misturas utilizadas tendo em vista a possibilidade de destruição dos vínculos de estabilização em função do contato com o fluido;
- (4) testar a eficácia do uso de corpos de prova em miniatura se comparada a ensaios em coluna, para as finalidades pretendidas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONTAMINAÇÃO DO SOLO

3.1.1 Introdução

O acúmulo de contaminantes no solo é uma consequência dos processos físico-químicos de interação solo-contaminante originados do transporte destes contaminantes pelo interior do solo.

São vários os fenômenos que regem o transporte de substâncias contaminantes em meios porosos, transporte este que se dá através dos vazios presentes na estrutura dos solos, e que ocorre devido à presença de gradientes hidráulicos, podendo ser transportados através da região não saturada em direção às águas subterrâneas, causando a contaminação destas águas e do solo da região.

3.1.2 Transporte de Fluidos em Meios Porosos

Os fenômenos que controlam o transporte de fluidos em meios porosos podem ser classificados em processos físicos e processos químicos. Os processos físicos descrevem a movimentação física do contaminante através do espaço poroso, e os processos químicos estão relacionados com a interação existente entre o contaminante e o solo.

3.1.2.1 Processos Físicos

a. Advecção

Advecção é o movimento de translação na direção do fluxo da água subterrânea, e conseqüentemente o soluto se move porque está ligado à água do aquífero. Assim, o contaminante se desloca por fazer parte de um meio móvel. Advecção é, portanto, atribuída ao fluxo de água subterrânea (LEITE, 1996).

Para DELGADO (2002), advecção é o mecanismo responsável pela migração do poluente em resposta a gradientes de pressão agindo no fluido em que está dissolvido. Levando-se em consideração apenas a advecção, a velocidade de transporte do poluente será igual à velocidade de percolação da solução.

A associação do contaminante a um grande volume de água provoca modificações nas condições de fluxo, devido à grande diferença entre as densidades da água e do contaminante, o que causa o surgimento de movimentos convectivos.

Se a densidade do contaminante for menor do que a da água, forma-se uma lente que flutua sobre a superfície freática, que pode se deslocar sobre a superfície da água e dissolver-se lentamente. Por outro lado, se a densidade do contaminante for maior do que a da água, a solução tende a se movimentar em direção à base da camada saturada, depositando-se no fundo do aquífero.

Conhecendo-se a permeabilidade, a porosidade e o gradiente hidráulico pode-se avaliar o movimento advectivo do contaminante a partir da Lei de Darcy.

O tempo necessário para que um soluto não reativo migre, por advecção, numa camada de solo saturado de espessura L é fornecido pela seguinte expressão:

$$t = \frac{L}{v} = \frac{nL}{Ki} \quad (1)$$

em que:

t : tempo de migração do soluto;

L : espessura da camada de solo saturado;

v : velocidade como definida por Darcy;

n : porosidade do solo;

K : condutividade hidráulica;

$i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$: gradiente hidráulico.

Num meio poroso tal como o solo, o fluxo passa através dos vazios. Portanto, a velocidade média v será a velocidade de percolação v_s sendo expressa como:

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{Q}{An} \quad (2)$$

em que:

Q : vazão através de uma área transversal A ;

v_s : velocidade de percolação.

Segundo Darcy:

$$v = k \frac{\Delta h}{\Delta l} = ki \quad (3)$$

Substituindo (3) em (2) tem-se:

$$v_s = \frac{ki}{n} \quad (4)$$

Sendo a concentração de soluto é definida como a massa de soluto por unidade de volume de solução, a massa de soluto por unidade de volume do meio poroso será $n \times C$. O fluxo de massa (F_m) por unidade de área devido ao processo de advecção será:

$$F_m = v_s n C \quad (5)$$

em que:

C : concentração do soluto.

O transporte do contaminante pelo processo de advecção se dá em forma de um pulso, como apresentado na Figura 1. Neste caso, é injetada uma certa quantidade de contaminante a uma concentração C_0 , que é transportado, na forma de um pulso, mantendo a sua concentração C_0 constante ao longo do tempo.

b. Dispersão

Nesse caso considera-se que o contaminante toma direções diferentes daquela do fluxo, espalhando-se, misturando-se e ocupando um volume de solução maior que aquele que ocuparia se só o processo de advecção ocorresse.

Nessas condições o pico de concentração diminui enquanto a frente de contaminante se desloca mais rapidamente (DELGADO 2002). A Figura 2 representa este processo.

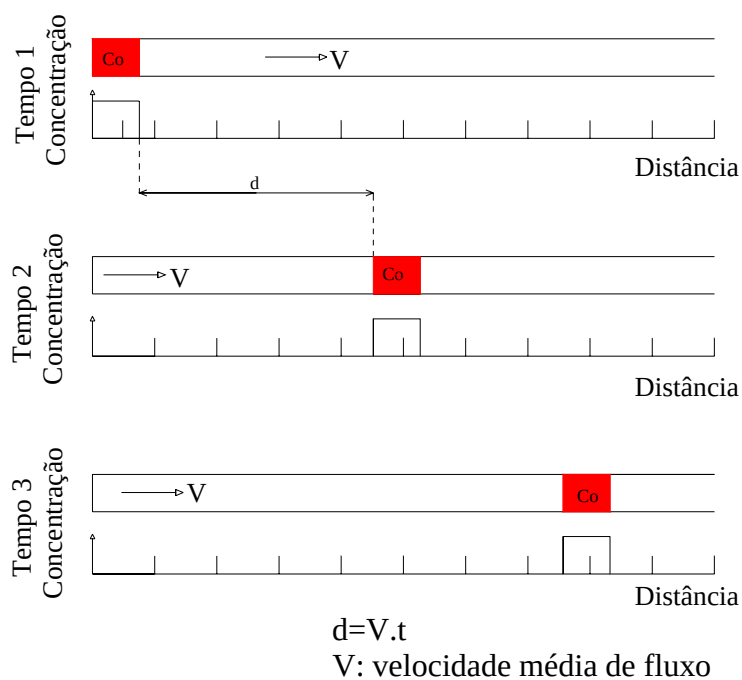


Figura 1: Representação Conceitual do Transporte do Contaminante devido ao Processo de Advecção, modificada de DELGADO (2002).

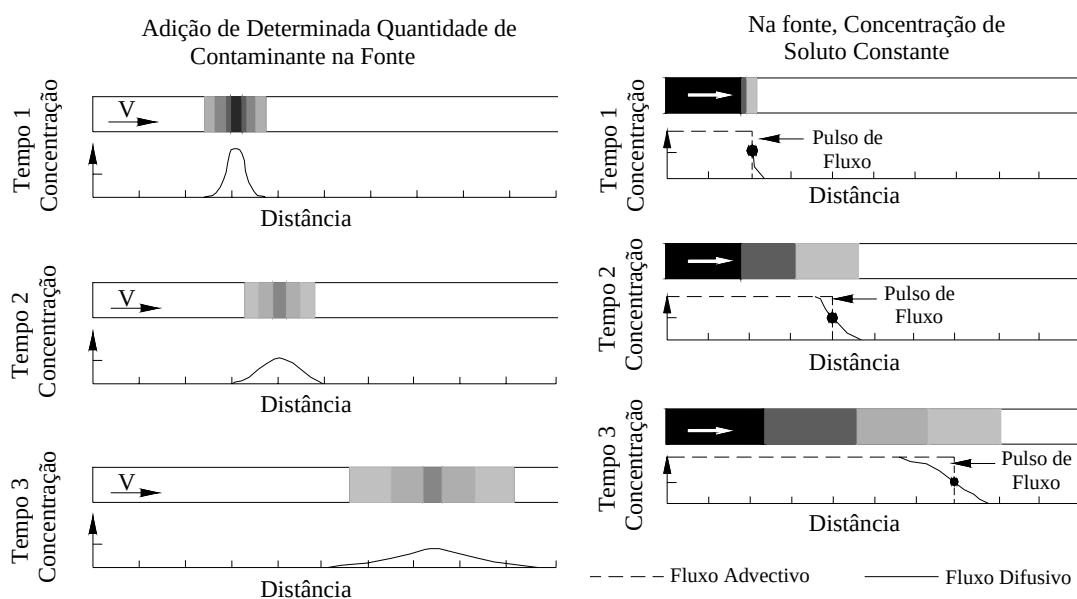


Figura 2: Representação Conceitual do Transporte do Contaminante devido ao Processo de Dispersão segundo DELGADO (2002).

Para BEAR (1972) dispersão hidrodinâmica é o conjunto de processos de dispersão mecânica e difusão molecular que atuam no espalhamento do soluto.

b.1 Difusão Molecular

A difusão molecular refere-se ao deslocamento das partículas, sob a influência da energia cinética, na direção da zona de menor concentração, através dos espaços porosos.

Para que ocorra a difusão molecular, não há a necessidade de presença de fluxo, ou seja, de gradientes hidráulicos, e o processo termina quando os gradientes de concentração se reduzem a valores que podem ser desprezados. A Figura 3, mostra a representação deste processo.

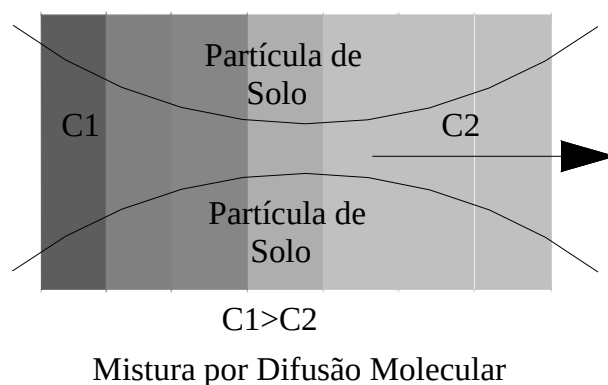


Figura 3: Processo de Difusão Molecular, (FREEZE & CHERRY, 1979).

O coeficiente de difusão num meio poroso é dado por:

$$D_e = wD_m \quad (6)$$

em que:

D_e : coeficiente de difusão molecular efetivo.

D_m : coeficiente de difusão molecular das espécies iônicas em água.

w : fator de tortuosidade, ≤ 1 .

O coeficiente de difusão é influenciado pela temperatura e independe da resistência iônica. Para íons em soluções aquosas o coeficiente de difusão varia entre 1.10^{-9} a 2.10^{-9} m^2/s a 25 °C, (ROBSON & STOKES, 1965).

No entanto, num meio poroso saturado, seu valor será menor devido à presença das partículas de solo, que além de contribuir para aumentar a trajetória percorrida por esses íons, podem causar adsorção dos mesmos.

O transporte de contaminante (fluxo de massa de soluto) por difusão molecular é proporcional à concentração e é expresso pela Lei de Fick.

$$F = -D_m \left(\frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad (7)$$

em que:

F: fluxo de massa do soluto por unidade de área;

D_m : coeficiente de difusão molecular;

C: concentração do soluto;

$\frac{\partial C}{\partial z}$: Gradiente de concentração.

b.2 Dispersão Mecânica

A dispersão mecânica é o processo de mistura do contaminante decorrente da velocidade de percolação, que ocorre nos canais e nos poros individuais por eles interligados. Nestes espaços, as moléculas do contaminante se deslocam com velocidades diferentes em pontos diferentes dos canais.

Isto é decorrente do atrito exercido sobre o fluido pela rugosidade das paredes dos poros e do tamanho dos poros presentes ao longo da trajetória de fluxo seguida pelas moléculas da solução. A Figura 4 mostra o processo de dispersão mecânica.

A dispersão é dita longitudinal quando o espalhamento do contaminante se dá na direção do fluxo da solução e transversal quando ocorre na direção perpendicular ao fluxo da solução. De maneira geral, a dispersão longitudinal é predominante em relação a transversal.

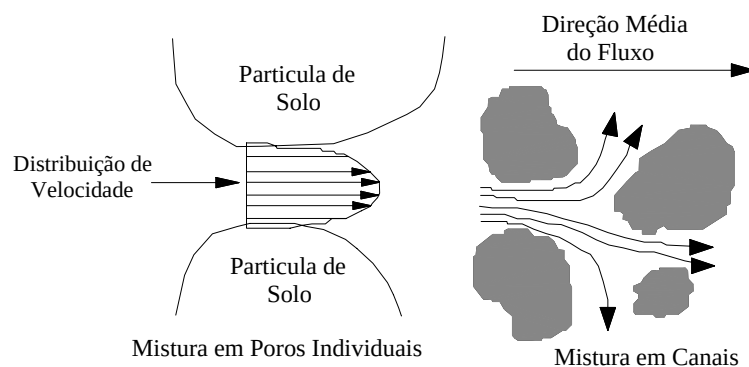


Figura 4: Processo de Dispersão, (FREEZE & CHERRY, 1979).

3.1.2.2 Processos Químicos

Além dos processos físicos, o transporte de contaminante também pode se dar por processos químicos que ocorrem entre a solução contaminada e as partículas do solo e que podem provocar a diminuição ou aumento na concentração de solutos.

a. Sorção

A sorção pode ser definida como a interação do contaminante com o sólido (PIWONI E KEELEY, 1990). Para YONG *et.al.* (1992) a sorção é um termo que em geral indica os processos nos quais os solutos (íons, moléculas e compostos) são repartidos entre a fase líquida e a interface da partícula do solo.

O processo de sorção pode ser dividido em adsorção e absorção. O termo adsorção se refere a um excesso de concentração de contaminante na superfície do sólido, enquanto que a absorção refere-se à fixação do contaminante na superfície do sólido. Entretanto, o termo absorção é utilizado de forma genérica para nos referirmos a ambos os fenômenos.

Segundo LIESER (1975) e OHLWEILER (1976) existem pelo menos dois tipos de adsorção: a adsorção física e a adsorção química, sendo que também ocorre adsorção por troca iônica.

YONG (1992) classifica o processo de sorção em:

- **Adsorção física:** caracteriza-se pela ligação química entre os constituintes do solo e os íons da solução contaminante, predominando Forças de Van der Walls. É um processo reversível, e os cátions e os ânions podem ser adsorvidos especificamente ou não pelos sólidos do solo.
- **Adsorção catiônica não específica:** ocorre quando os íons são aprisionados por forças eletrostáticas, ou seja, quando a fase sólida adsorve da solução íons carregados positivamente e libera para a solução quantidade equivalente de íons de baixa afinidade.
- **Troca catiônica:** envolve os cátions associados aos sítios de cargas negativas nos sólidos do solo através de forças fortemente eletrostáticas.
- **Adsorção específica:** refere-se à adsorção de íons por outras forças além do potencial eletrostático, influenciando o sinal do potencial resultante.
- **Adsorção química:** envolve a formação de ligações químicas entre íons ou moléculas em solução e a superfície das partículas do solo. Estas ligações são

muito fortes e o processo geralmente é irreversível, ocorrendo em casos limitados.

A velocidade com a qual a adsorção ocorre depende da velocidade com a qual os íons se movimentam na solução, ou da velocidade com a qual os elementos do contaminante podem alcançar a superfície das partículas de solo através da difusão pelos poros, isto faz, em alguns casos, com que os elementos do contaminante se distribuam entre a fase sólida e a solução quase que instantaneamente e em outros, com uma velocidade menor, até o equilíbrio ser atingido.

O equilíbrio da adsorção física é estabelecido rapidamente de forma que a velocidade não pode ser medida. Em alguns casos, essa adsorção, inicialmente rápida, é seguida por um processo de adsorção lento que pode ser decorrente da adsorção química ou da dificuldade das moléculas em atingir a superfície das partículas (MANTELL 1945, apud DELGADO 2002).

O processo de adsorção pode, no caso mais simples, ser modelado como sendo linear e reversível. Assim, a massa de contaminante (S) removida da solução é proporcional à concentração (C) na solução:

$$S = K_d C \quad (8)$$

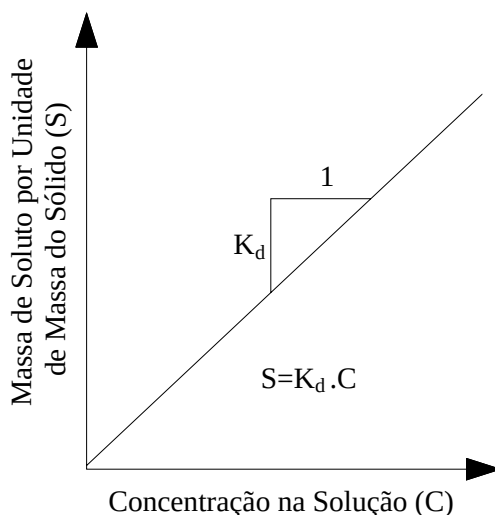
em que:

S: massa de soluto removido da solução por unidade de massa de sólido;

K: coeficiente de partição ou distribuição;

C: concentração de equilíbrio do soluto (massa de soluto por unidade de volume de poros percolado).

O gráfico S *versus* Concentração da solução em equilíbrio é chamada de isoterma. Na Figura 5 é apresentada uma relação linear, recomendável para baixas concentrações de contaminante.



Baixas Concentrações de Contaminante

Figura 5: Isoterma Linear, aproximação razoável para baixas concentrações de contaminante, segundo DELGADO (2002).

Entretanto, em altas concentrações a adsorção é não linear, e reações mais complexas entre a concentração na fase sólida S e a concentração do soluto têm sido idealizadas. As relações mais utilizadas são as de Langmuir e Freundlich, as quais são apresentadas nas Figuras 6 e 7.

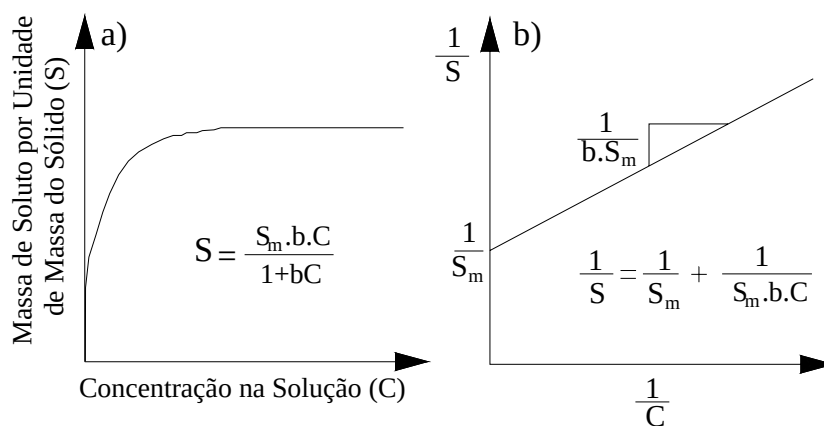


Figura 6: Isoterma de Langmuir, a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração, b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros, segundo DELGADO (2002).

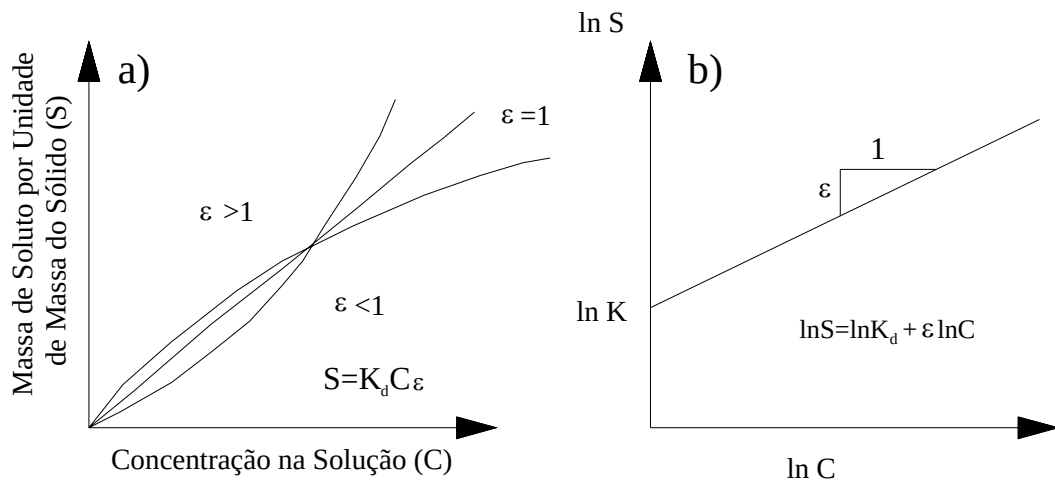


Figura 7: Isoterma de Freundlich, a) Gráfico mostrando a adsorção como função da concentração, b) Gráfico utilizado para determinar os parâmetros, segundo DELGADO (2002).

O uso de isotermas de adsorção é um dos métodos mais utilizados para a obtenção da função de distribuição K_d . A isoterma de Langmuir, apresenta uma boa base teórica. Entretanto, nem sempre é adequada para descrever o processo de adsorção.

A isoterma de Freundlich fornece um modelo empírico com uma melhor descrição quantitativa do processo de adsorção. Os casos que não se adequam a nenhuma das duas isotermas, podem ser ajustadas por polinômios.

Em condições de fluxo constante, a velocidade com a qual a solução avança no solo é função da concentração. Assim, se duas diferentes soluções (água e uma outra solução com contaminante que sofre adsorção) estiverem passando pelo solo, observa-se que para um mesmo tempo, que a água percorrerá uma distância maior do que a solução que contém contaminante, que pode ser indicado pelo fator de retardamento, como na Figura 8.

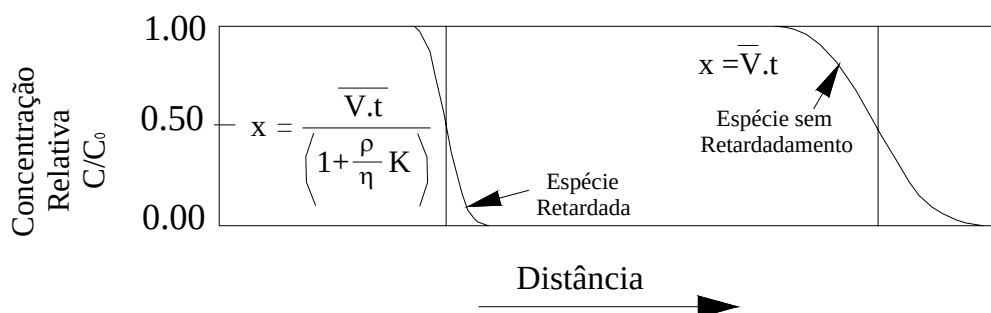


Figura 8: Percurso do soluto adsorvido e não adsorvido, através de uma coluna de material poroso, (FREEZE E CHERRY, 1979).

A equação que descreve o movimento do contaminante através do solo, levando em consideração a influência da adsorção é dada por:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - V \frac{\partial C}{\partial z} - \frac{\rho}{n} \frac{\partial S}{\partial t} \quad (9)$$

em que:

ρ : massa específica seca do solo;

n : porosidade;

$\frac{\partial C}{\partial t}$: velocidade com que o soluto é adsorvido;

$\frac{\rho}{n} \frac{\partial S}{\partial t}$: variação da concentração do fluido causada pela adsorção ou desorção;

T : temperatura;

A concentração do contaminante que é adsorvido pelos sólidos é função da concentração da solução, $S = f(C)$. Assim:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial t} \quad (10)$$

$$\frac{\rho}{n} \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\rho}{n} \frac{\partial S}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial t} \quad (11)$$

$$\frac{\rho}{\eta} \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\rho}{\eta} K_d \frac{\partial C}{\partial t} \quad 12$$

Desenvolvendo a equação (9) com a (12), temos:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\rho}{\eta} K_d \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - V \frac{\partial C}{\partial z} \quad 13$$

$$\left(1 + \frac{\rho}{\eta} K_d\right) \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - V \frac{\partial C}{\partial z} \quad 14$$

$$R \frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} - V \frac{\partial C}{\partial z} \quad 15$$

em que:

$\frac{\partial S}{\partial C} = K_d$: função de distribuição, que representa a separação do contaminante entre

a solução e a fase sólida, e,

$R = 1 - \frac{\rho}{n} K_d$ = função de retardamento, que é um índice da mobilidade de deslocamento do soluto. Quanto maior é o valor de K_d , menor será a velocidade de percolação do contaminante.

b. Complexação

Os complexos são combinações de cátions, denominados átomos centrais, com moléculas ou ânions contendo pares livres de elétrons (bases) referidos como ligantes, podendo as bases conter mais de um átomo ligante, por exemplo, o oxalato e o citrato, referidos como complexos multidentados de outros complexos (MATTHESS *et.al.*, 1995).

Ainda para MATTHESS *et.al.* (1995) a complexação por substâncias complexantes orgânicas ou inorgânicas pode alterar a solubilidade. Um aumento da solubilidade tende a ocorrer nas soluções que se encontram nos poros da zona saturada na presença de ácidos fúlvicos, ácido tartárico, ácido cítrico e ácido salicílico, enquanto que na presença de ácidos húmicos formam-se quelatos de baixa solubilidade.

Para YONG *et.al.* (1992), a complexação ocorre quando um cátion metálico reage com um ânion que funciona como ligante inorgânico. Os íons metálicos que podem ser complexados por ligantes inorgânicos incluem metais de transição e metais alcalinos terrosos.

Os ligantes que são complexados com os íons metálicos incluem grande parte dos ânions comuns, tais como, OH^- , Cl^- , SO_4^{2-} , CO_3^{2-} , PO_3^{3-} , e CN^- . Em geral, os complexos formados entre os íons metálicos e os ligantes inorgânicos são mais fracos do que aqueles complexos formados com ligantes orgânicos.

c. Precipitação

O processo de precipitação é o contrário da dissolução e, no caso de contaminante na fase aquosa, deve-se considerar que ela ocorre quando a transferência de soluto da fase

aquosa para a interface resulta na acumulação de uma nova substância, na forma de uma nova fase sólida solúvel, e ocorre em dois estágios: nucleação e crescimento de partícula.

3.2 PERMEABILIDADE DOS SOLOS

O solo é constituído por uma fase sólida representada pelas partículas orgânicas e inorgânicas e uma fase líquida (água e ar) que ocupa os vazios existentes entre as partículas da fase sólida.

Quando este fluido é a água, ela pode se apresentar livremente, permanecendo em equilíbrio estático, quando se tratar de solos grosseiros. Este fato se deve à menor intensidade das forças de superfícies dos minerais, o que é uma característica dos solos de textura grosseira.

Nos solos finos, em que a intensidade das forças de superfície é muito grande devido à presença de argilominerais, existe a formação de uma camada de água adsorvida, conferindo uma resistência intrínseca às partículas, resistências esta chamada de coesão verdadeira. O resto da água existente nesses solos se encontra livre, podendo fluir entre as partículas, quando existe um potencial hidráulico disponível.

A maior ou menor facilidade que as partículas de água encontram para fluir por entre os vazios do solo, constitui a propriedade chamada permeabilidade do solo, e sua medida é feita com base no coeficiente de permeabilidade (k).

A água circula no interior do solo através dos canais formados pela interligação dos vazios (fluxo laminar). Em termos macroscópicos o caminho de percolação (trajetória, linha de fluxo ou de percolação) é indicado pela reta AB, enquanto em termos microscópicos a trajetória é definida pelo segmento MN, indicando o canal formado pelos vazios do solo, conforme a Figura 9. A retificação do caminho MN para AB é utilizada para fins de aproximação em casos práticos.

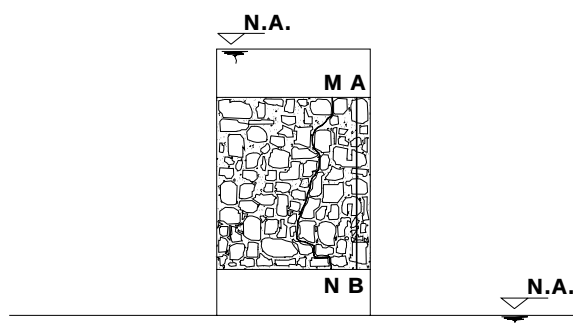


Figura 9: Caminho de percolação da água no solo (RIBEIRO, 2002).

3.2.1 Fatores que afetam a Permeabilidade dos Solos

Os fatores que afetam a permeabilidade dos solos podem ser divididos em dois grupos: fatores relativos ao fluido de percolação e fatores relativos ao solo.

Os fatores mais importantes relativos ao fluido, de acordo com RIBEIRO (2002), são a massa específica e a viscosidade do fluido. Como estes parâmetros são dependentes da temperatura, é comum representar o coeficiente de permeabilidade dos solos na temperatura padrão de 20°C, usando-se os valores de massa específica e viscosidade do fluido (comumente a água) para essa temperatura.

Dentre os fatores relativos ao solo, os mais importantes, segundo RIBEIRO (2002) são:

- *textura*: relacionada a granulometria da fase sólida e de grande influência principalmente em solos grossos;
- *índice de vazios*: diretamente proporcional à permeabilidade;
- *estrutura*: quanto mais floculado, maior será a percolação;
- *mineralogia*: a presença de argilominerais reduz a permeabilidade devido à sua capacidade de fixação da água;
- *grau de saturação*: o aumento do grau de saturação condiciona aumento da permeabilidade já que com a saturação há expulsão de ar dos vazios possibilitando o aumento da percolação.

3.2.2 Coeficiente de Permeabilidade

A obtenção do coeficiente de permeabilidade pode ser feita através da utilização de métodos diretos, métodos indiretos e métodos de campo.

3.2.2.1 Métodos Diretos

Os métodos diretos são os mais utilizados, pois proporcionam uma determinação mais precisa do coeficiente de permeabilidade, principalmente os que utilizam dispositivos denominados permeâmetros.

Neste caso são usados dispositivos e técnicas de ensaio em laboratório que permitem a leitura direta da permeabilidade do solo.

a. Permeâmetro de Carga Constante

Consiste em fazer circular água através de um corpo de prova devidamente preparado e medir o volume de água percolado por intervalo de tempo. É uma técnica muito empregada para materiais granulares (areias e pedregulhos) e solos de textura mais grosseira.

Por se tratar de um ensaio que apresenta uma circulação rápida da água, já que a permeabilidade dos materiais granulares e dos solos grosseiros é alta, a evaporação da água coletada por meio do recipiente na saída do corpo de prova pode ser considerada desprezível. Uma representação deste esquema experimental pode ser observada na Figura 10.

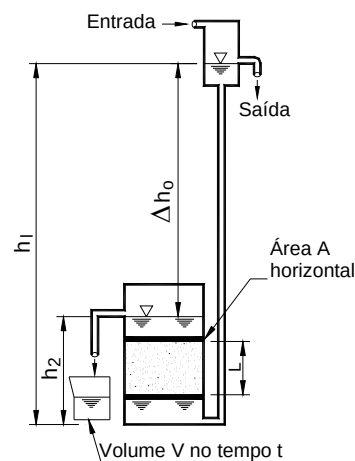


Figura 10: Permeâmetro de carga constante (RIBEIRO 2002).

Neste caso o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido por:

$$k = \frac{VL}{HA t} \quad (16)$$

em que:

k: coeficiente de permeabilidade (m/s);

V: volume de água coletado (m³) durante o tempo t (s);

L: altura do corpo de prova (m);

H: altura da carga, constante durante o ensaio (m);

A: área da base do corpo de prova (m²).

b. Permeâmetro de Carga Variável

Esta técnica de ensaio é recomendada para solos finos, já que o volume de água circulado pelo corpo de prova é medido em circuito fechado, o que impede a evaporação.

Neste caso, a evaporação é um fator a ser evitado, pois se trata de um ensaio que costuma ser demorado, já que os materiais apresentam baixa permeabilidade. A Figura 11 representa o esquema experimental do ensaio de permeabilidade à carga variável.

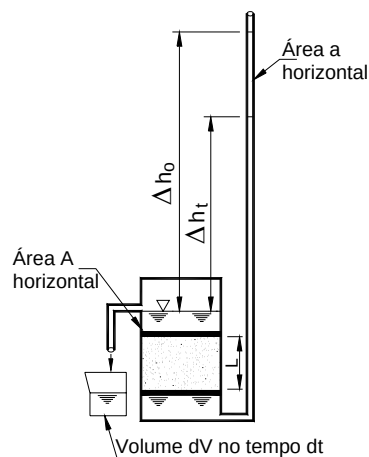


Figura 11: Permeâmetro de carga variável (RIBEIRO 2002).

A solução da equação do fluxo para esta condição é:

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \log(h_f - h_i) \quad (17)$$

em que:

k: coeficiente de permeabilidade (m/s);

a: área da seção da coluna de água (m²);

L: altura do corpo de prova (m)

A: área da base do corpo de prova (m²);

Δt: intervalo de tempo entre as medições variação de altura da coluna (s);

h_f: altura da carga no instante final (m);

h_i: altura da carga no instante inicial (m);

c. Ensaio de Adensamento

A técnica consiste em se acoplar à câmara do ensaio um tubo similar ao utilizada no ensaio de carga variável e efetuar a medida do volume de água por intervalo de tempo a cada etapa de carregamento do ensaio, possibilitando a caracterização da variação do coeficiente de permeabilidade para diferentes níveis de tensão aplicados ao solo. O ensaio é calculado como num ensaio a carga variável.

d. Ensaio Triaxial

Neste caso, também se acopla um tubo à câmara do equipamento (após a aplicação da tensão confinante na câmara) e efetuam-se leituras de altura de água no tubo calculando-se o coeficiente de permeabilidade através da fórmula do ensaio de carga variável.

A vantagem da técnica é a obtenção do coeficiente de permeabilidade em diferentes estados de tensão (estados duplos neste caso) sendo possível ainda avaliar o efeito do confinamento do solo no parâmetro permeabilidade. O ensaio pode ainda ser realizado com carga constante impondo-se uma velocidade de fluxo de água constante.

3.2.2.2 Métodos Indiretos

Os métodos indiretos para obtenção do coeficiente de permeabilidade proporcionam resultados de forma rápida, apesar de apresentarem muitas imprecisões. Consistem em se utilizar fórmulas de correlação com ensaios de campo ou variáveis que descrevem o estado do solo (textura e estrutura) e sua relação com a circulação de fluidos.

3.2.2.3 Métodos de Campo

Os ensaios de campo possibilitam ensaiar uma parcela mais representativa do maciço, porém seu custo às vezes torna a aplicação destes ensaios mais restrita.

a. Ensaios em furos de sondagem ou Ensaios de Infiltração

São ensaios que podem ser realizados em três diferentes formas (rebaixamento, recuperação e bombeamento), dependendo da técnica de circulação da água no furo e as características do maciço.

O ensaio de rebaixamento é recomendado quando o perfil da zona insaturada apresenta uma situação mais uniforme em relação aos materiais homogêneos na porção, enquanto que o ensaio de recuperação tem melhor aplicação na região saturada do perfil quando se pretende avaliar as condições de circulação de água em regime mais constante. O ensaio de bombeamento é apropriado a maciços com descontinuidades, pois possibilita a avaliação de um volume mais amplo de material.

b. Ensaios em Cava

Recomendados para se fazer a determinação da permeabilidade das camadas mais superficiais do solo “in situ”. Consiste em se preencher uma cava de seção vertical trapezoidal, previamente escavada, com água e marcar o tempo necessário para a infiltração de determinada seção desta cava.

3.3 BARREIRAS DE PROTEÇÃO

3.3.1 Definição

O termo *barreiras de proteção* é normalmente utilizado para designar camadas de baixa permeabilidade, constituídas de materiais naturais, artificiais ou da combinação de ambos, e que têm como objetivo proteger as vizinhanças da percolação de fluidos. Esses dispositivos são utilizados em diversos tipos de obras como canais, reservatórios, diques, lagoas de rejeito, lagoas de tratamento de resíduos e aterros sanitários (LEITE, 2000).

O objetivo destas barreiras é retardar ao máximo a infiltração através do solo de fluidos contaminantes, que podem atingir as águas subterrâneas, vindo a provocar a contaminação destas, além do solo em questão e de áreas vizinhas.

Segundo FOLKES (apud LEITE, 2000), a escolha do tipo da barreira a ser utilizada depende:

- do uso a que se destina, pois se pode esperar que ocorram efeitos diversos durante os processos de interação de diferentes contaminantes e solos, que dependerão da natureza química do fluido percolador;
- do ambiente físico no qual o mesmo será inserido (condições geológicas, geoquímicas, topográficas, pedológicas, ecológicas, climáticas, e a natureza da ocupação da área devem ser todos conhecidos e quantificados);
- do material a ser tomado como matéria-prima da barreira de proteção;
- da taxa de infiltração e da vida útil de projeto.

3.3.2 Classificação

Segundo BOFF (1998) as classificações de *barreiras de proteção* mais conhecidas são as de VIRARAGHAVAN (1987), DANIEL (1993) e ROWE (1988).

VIRARAGHAVAN (1987) classifica as barreiras de proteção em relação aos materiais (naturais ou sintéticos) que são comumente usados na confecção. Para este autor as barreiras de proteção de origem natural podem ser de: solo compactado; concreto; emulsões asfálticas; solo-cimento; membranas de bentonita; misturas de areia e bentonita. Já as sintéticas podem ser de: polietileno clorosulfurado (Hypalon); cloreto polivinílico (PVC); polietileno (PE); polietileno clorado; borracha butílica.

DANIEL (1993) destaca a presença de materiais argilosos na composição das barreiras, e sua classificação é feita em três grupos, que são: barreiras argilosas naturais; barreiras argilosas compactadas e barreiras argilosas geossintéticas.

De acordo com ROWE (1998), as barreiras de proteção podem ser classificadas em: depósitos argilosos naturais; barreiras argilosas compactadas; paredes de isolamento; depósitos rochosos naturais; coberturas sintéticas, incluindo geomembranas, jateamento de asfalto, concreto asfáltico hidráulico.

3.3.3 Especificações para Implantação

Por se tratar de um assunto ainda pouco estudado no Brasil, não existe atualmente norma ou procedimento brasileiro voltado para a construção de *barreiras de proteção*. Há então, a necessidade de se fazer uso de normas internacionais, fazendo as devidas

adaptações, levando em consideração as diferenças de características climáticas e dos solos brasileiros em relação aos solos considerados nestas normas internacionais.

Dentre estas normas internacionais, as mais utilizadas no Brasil são a britânica e a alemã.

A norma britânica especifica que o material a ser utilizado na confecção de barreiras de proteção deve ser ensaiado em laboratório, passar por uma avaliação técnica em relação às condições de compactação em campo e atender aos seguintes critérios:

- (1) espessura mínima de 1m;
- (2) permeabilidade inferior a 10^{-9} m/s;
- (3) variação comprovada do teor de umidade da massa específica seca;
- (4) índices de plasticidade consistentes, isto é, o limite de liquidez e o índice de plasticidade não devem ultrapassar a 90% e 65%, respectivamente.

Na Alemanha, os critérios a serem atendidos dependem do tipo de resíduo (resíduos perigoso ou urbanos) sobre a qual estas barreiras estarão sujeitas.

Para os aterros de resíduos perigosos são previstas as seguintes exigências:

- (1) Deve haver solo abaixo da camada de proteção com espessura mínima de 3m, $k \leq 10^{-7}$ m/s, no mínimo com 10% de argila em peso. O nível de água deve situar-se no mínimo a 1m da base do aterro;
- (2) O elemento inferior do sistema da camada de proteção consiste de 1,5m de solo compactado em camadas de 250mm, com permeabilidade de 5×10^{-10} m/s;
- (3) Instalada acima desse solo, e em contato com esse, deve existir uma camada de polietileno de alta densidade, de espessura mínima de 2,5mm;
- (4) A geomembrana deve ser adequadamente protegida, o que se encontra especificado no seu certificado de garantia;
- (5) A drenagem do material percolado deve ser de no mínimo 300mm de espessura e $k \leq 10^{-3}$ m/s, sobre toda extensão.

Para os aterros de resíduos urbanos (Classe I e Classe II) são previstas as seguintes exigências:

Classe I (resíduo de baixo grau):

- (1) A barreira deve ter uma camada mínima de 0,50 m de solo compactado e permeabilidade mínima de 5×10^{-10} m/s;
- (2) Uma camada de proteção adequada deve separar a barreira do sistema de coleta de chorume, com espessura mínima de 300 mm e k mínima de 10^{-3} m/s.

Classe II (resíduo de médio grau, ou resíduo urbano):

A barreira deve ser a mesma que a aplicada aos resíduos perigosos, diferindo apenas do solo compactado que deve ter 0,75m de espessura, em vez de 0,50m.

De uma maneira geral, é necessário que as barreiras de proteção ambiental impeçam ou que pelo menos que minimizem ao máximo a ação do contaminante no solo. Para isso é necessário que apresentem, entre outras características, baixa permeabilidade e boa capacidade de retenção das substâncias poluidoras.

Com relação às características essenciais que uma barreira de proteção deve possuir, BRANDL (1992) destaca as seguintes exigências:

- minimizar a ação de contaminante;
- alta capacidade de adsorção e retardamento dos contaminantes;
- elevada resistência a substâncias químicas e aos processos erosivos;
- habilidade natural de autodepuração;
- boa flexibilidade;
- baixas taxas de expansão e contração.

Um fator que gera discordâncias é a espessura destas barreiras de proteção. Para GOLDMAN *et. al.* (1998, apud BOFF & PARAGUASSU, 1999) a espessura mínima deve variar entre 60 e 360cm. Já para JESSBERGER (1995, apud BOFF & PARAGUASSU, 1999), se uma barreira de proteção de 100cm de espessura for construída em 4 camadas de alta qualidade, ou seja, com baixa permeabilidade e boa união entre elas, os efeitos de variação espacial das condutividades hidráulicas podem ser compensados.

QUIGLEY *et.al.* (apud BOFF 1999) estipula a espessura de 1,0 a 1,5m quando destinada a resíduos domésticos e de 3,0 a 4,0m para resíduos industriais. Além disso, para o referido autor, para que uma barreira tenha um bom desempenho é necessário que

apresente as seguintes características: (1) coeficiente de permeabilidade (k) entre 10^{-9} e 10^{-10} m/s; (2) que sua condutividade hidráulica não aumente quando a mesma estiver sob a ação dos fluidos potencialmente contaminante; (3) devem limitar o fluxo afluente às vizinhanças da área, para evitar a contaminação destas áreas.

Para JESSBERGER (1995, apud BOFF, 1999) as condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado, proporcionando qualidade e segurança, estão apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1: Condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado segundo JESSBERGER (1995), modificado de BOFF (1999).

Requisitos	Propriedades inspecionadas	Influências Específicas do Local
Impermeabilidade	Permeabilidade	Gradiente hidráulico
	Coeficiente de difusão	Quantidade de contaminante solúvel (1)
		Concentração de contaminante em solução (2)
		Tipo de contaminante (3)
		Temperatura
	Capacidade de retenção	(1), (2), (3)
	Sensibilidade do sistema a imperfeições	Tipo de argila
		Zona de alta permeabilidade
		Deformação ou ressecamento
Estabilidade	Resistência ao cisalhamento	Cargas de soterramento
		Influências Mecânicas:
		Forças resultantes da deformação
Resistência	Coesão (valores residual e não residual)	Forças resultantes de cargas de soterramento
		Forças resultantes dos procedimentos Construtivos
	Resistência à lixívia	Influências Químicas: tipo e composição da lixívia
	Resistência ao gás	duração da exposição
	Resistência à temperatura	Influências Térmicas
	Resistência hidráulica	Temperatura alta/baixa
		Influências Hidráulicas: forças resultantes dos movimentos da água
	Resistência à exposição	clima e hidrogeologia do local

3.3.4 Especificações para Construção

Nesta seção são apresentadas especificações exigidas por legislações de alguns países ou regiões do mundo, voltadas para a implantação de aterros sanitários. Neste sentido, é necessário inicialmente que se considere quatro importantes aspectos.

- *Local de implantação*: além dos fatores geotécnicos e da caracterização hidrogeológica, é necessário, segundo KOERNER (1998), que se tenha conhecimento dos seguintes parâmetros: estratigrafia e geologia do local, profundidade do nível freático, qualidade e uso da água subsuperficial, condições climáticas (precipitação, por exemplo), densidade populacional e sismicidade da região;
- *Fundo da Barreira*: é o principal elemento responsável para evitar a contaminação do solo e da água subterrânea. Dependendo da natureza do resíduo, recomenda-se que seja constituído de geomembranas ou de material geossintético, ou da combinação de ambos;
- *Sistema de Coleta*: é comum que se faça um sistema de coleta do líquido que se forma da decomposição do resíduo, para que se garanta a integridade da base destas barreiras. Dentre os meios utilizados para esse fim, está a construção de uma camada composta de material granular.
- *Cobertura*: elemento que age como uma barreira entre o resíduo e o ambiente, e que tem como objetivo evitar a contaminação do ar. Para a sua construção são freqüentemente utilizados materiais como HPDE (polietileno de alta densidade), fPP-R (polipropileno flexível-reforçado), PVC (poli cloreto de vinila) e geomembranas de EPDM (polietileno de média densidade).

Com o objetivo de preservar o solo, as águas e o ar, a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA) e o Conselho Diretivo Europeu (ECD) estipularam as especificações que os municípios devem atender para a implantação de aterros destinados à disposição de resíduos sólidos.

De acordo com o ECD estes aterros devem possuir em sua base, um sistema de coleta de percolado de 500mm de espessura, uma camada de geomembrana e uma barreira geológica de pelo menos 1000mm de espessura com condutividade hidráulica menor que 10^{-9} m/s. Com relação à cobertura, a mesma deve ter uma camada de solo de 1000mm de espessura, uma capa de drenagem com 500mm e um sistema de coleta de gás.

Para a EPA a base deve ter uma camada de filtro, um sistema de coleta de percolado de no mínimo 300mm, com condutividade mínima de 10^{-4} m/s, uma camada de geomembrana HDPE de 1,5 mm de espessura. A barreira deve ser de solo compactado e com espessura de pelo menos 600mm, apresentar permeabilidade mínima de 10^{-9} m/s. O sistema de cobertura deve ter uma camada de solo de 150mm de espessura, um sistema de drenagem de condutividade mínima de 10^{-4} m/s, com uma camada de geomembrana HPDE de 1,5mm e uma camada de solo compactado de pelo menos 600 mm e condutividade mínima de 10^{-7} m/s e um sistema de coleta de gás.

A Figura 12 mostra a seção transversal de um aterro destinado à disposição de resíduos sólidos, considerando as especificações exigidas para implantação.

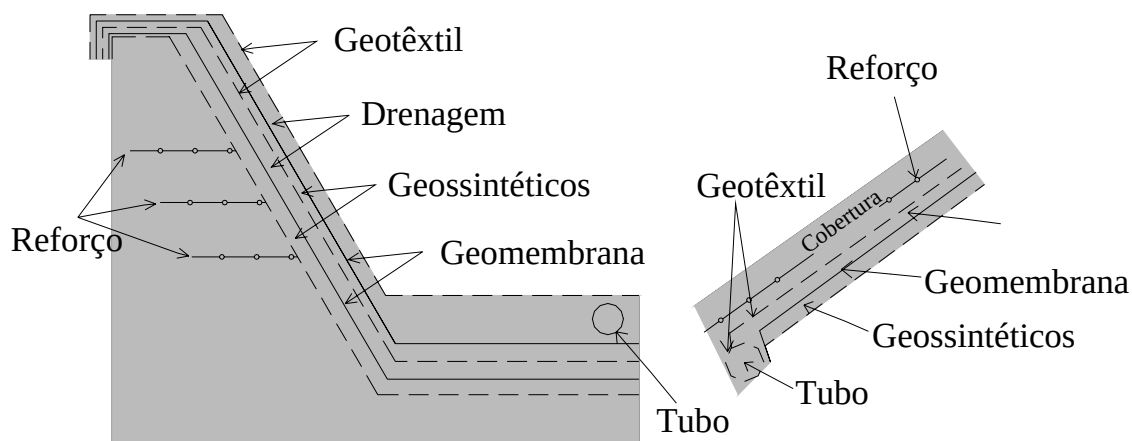


Figura 12: Seção transversal de um aterro sanitário segundo a Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), modificado de LIMA *et. al.* (2003).

Nos últimos anos, principalmente a partir da década de 90, a implementação de legislações voltadas à disposição de resíduos tóxicos vem sendo uma prática crescente em todo o mundo.

A legislação alemã de 1993, tida como uma das mais avançadas em todo o mundo, é considerada o ponto de partida para a implementação de outras legislações de países europeus e também da Austrália, de Províncias Canadenses, de alguns países da América do Sul, asiáticos e africanos.

A Figura 13 mostra o corte transversal de um aterro destinado à disposição de resíduos sólidos segundo as especificações alemãs.

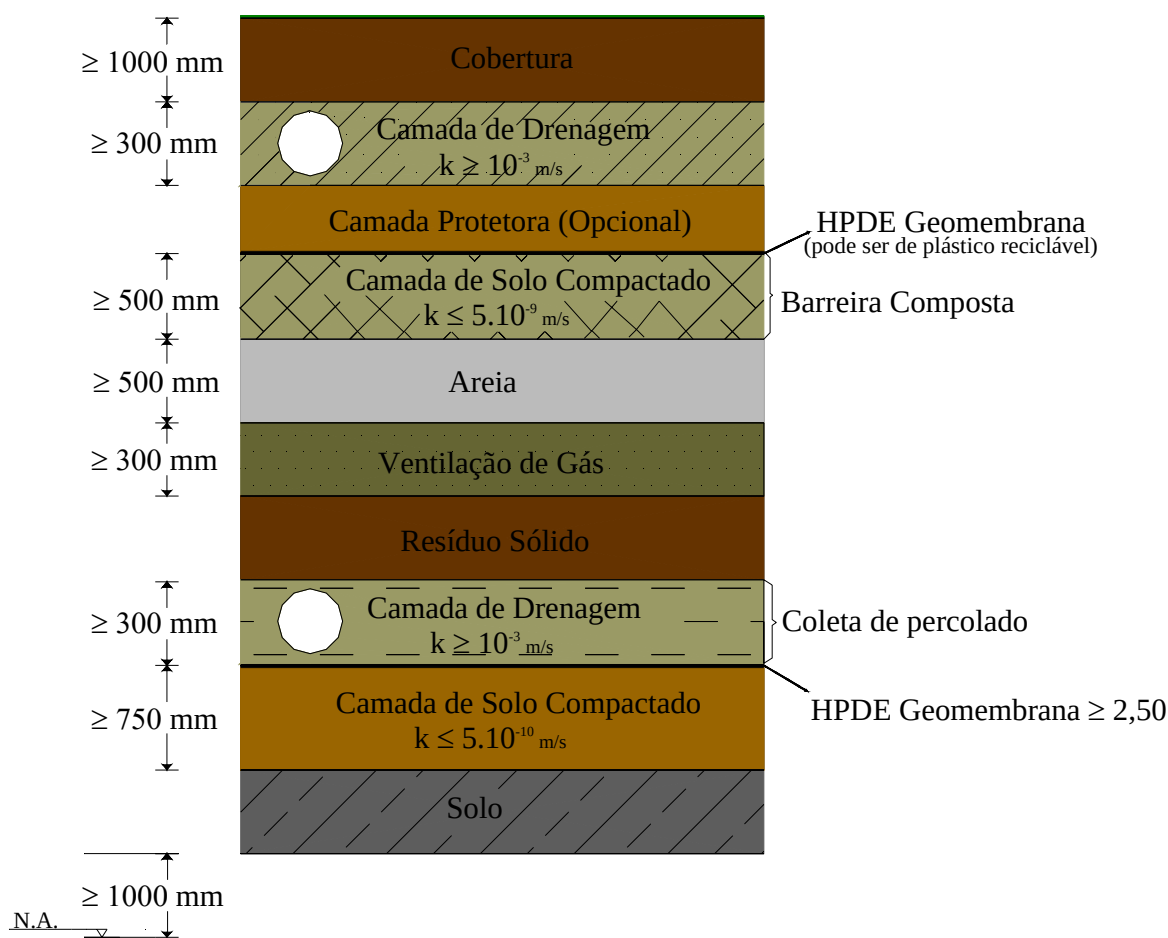


Figura 13: Corte transversal de um aterro sanitário segundo a Norma Alemã, modificado LIMA *et. al.* (2003).

No Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) tem desenvolvido estudos voltados à construção de barreiras de proteção, principalmente com o uso de geotêxteis.

A Figura 14(a) apresenta um esboço de um corte transversal de uma barreira de proteção segundo a legislação federal brasileira, que ainda não definiu valores exigidos da condutividade hidráulica. A Figura 14(b) apresenta o corte transversal segundo as exigências do Estado de São Paulo.

Nos Estados Unidos as legislações exigem que o sistema deva ter uma camada de geomembrana e que a camada de cobertura pode ser implementada até um ano após a conclusão da última capa de disposição de resíduo. Acima desta capa deve ter, se necessário, uma saída para gás. A Figura 15 apresenta o corte transversal de um aterro, segundo as exigências americanas.

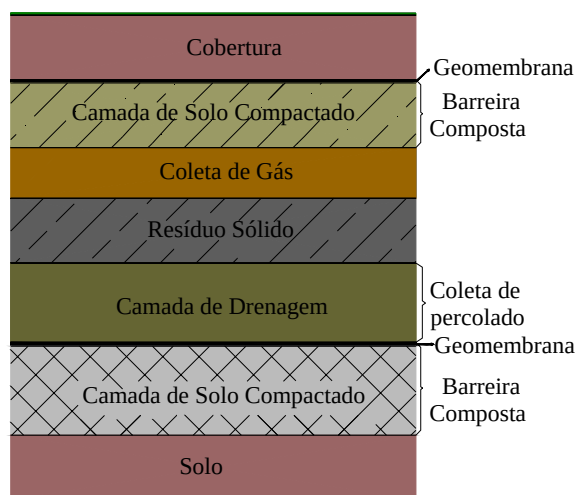


Figura 14a: Corte transversal segundo a Legislação Federal Brasileira, modificado de LIMA *et. al.* (2003).

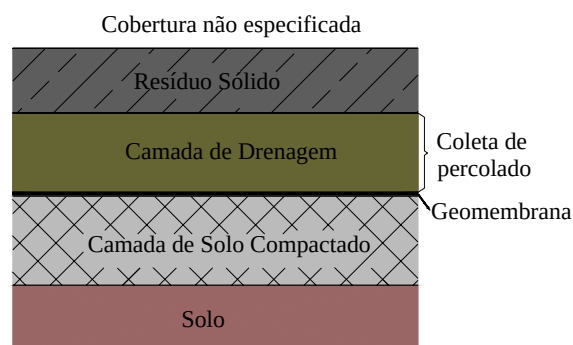


Figura 14b: Corte transversal segundo a Legislação do Estado de São Paulo, modificado de LIMA *et. al.* (2003).

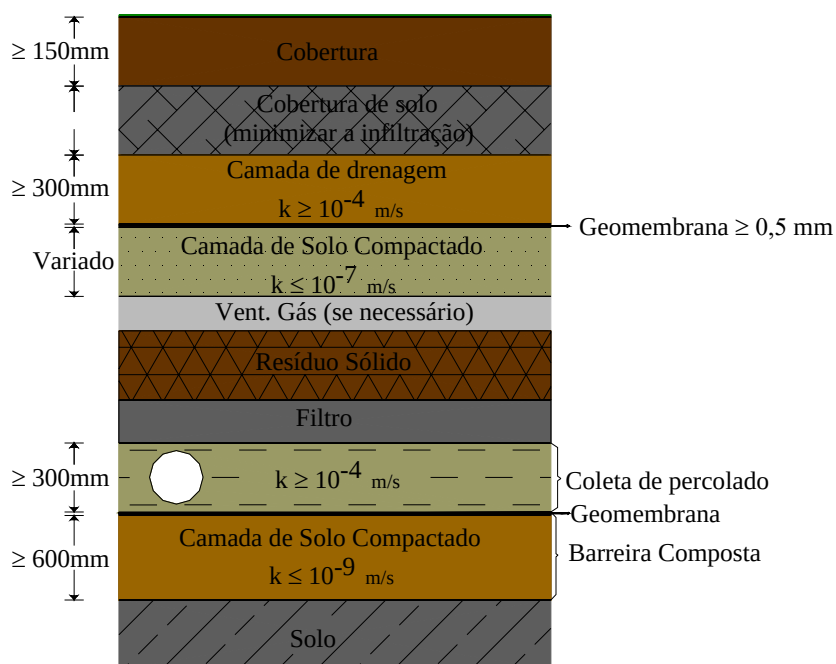


Figura 15: Corte transversal de um aterro segundo as exigências americanas, modificado de LIMA *et. al.* (2003).

3.3.5 Características dos materiais a serem usados

Como já foi especificado anteriormente, para que um material possa ser utilizado na construção de barreiras de proteção, é necessário que apresente certas características que

garantam baixa permeabilidade e boa capacidade de retenção de íons. Para ELSBURY (apud LEITE, 2000), estas características são: tipo de solo, capacidade de troca catiônica, pH e permeabilidade.

A escolha do tipo de solo deve ser feita com base na:

- *trabalhabilidade*: que influencia na execução da obra (hidratação, homogeneização);
- *gradação*: importante para que se mantenham as condições de projeto, e influencia na permeabilidade do material; e
- *expansividade*: solos muito expansivos poderiam levar ao aparecimento de fissuras, elevando assim a permeabilidade do material.

A capacidade de troca catiônica (CTC) consiste na fixação pelo solo, de íons positivos (cátions) que estão presentes na solução e substitui tais íons por outros contidos em sua composição, ou seja, os solos retiram da solução uma certa quantidade (que depende da concentração e do tamanho) de íons e a substitui por íons presentes em sua composição. Por exemplo, se uma argila contendo cátions de sódio Na^+ for substituído pelos íons de Ca^{++} em solução, a substituição pode ocorrer até que um certo percentual de equilíbrio na troca iônica deixe inativo o sódio e mantenha o cálcio (YONG *et. al.*, apud BOFF, 1998).

Segundo LEITE, 1996 os íons trocáveis possuem esferas de hidratação variáveis que influenciam a expansão e a contração dos solos à medida que varia o teor de umidade. Assim, medidas de CTC são úteis para estabelecer as características das cargas dos solos com superfícies de carga fixadas, onde a CTC é medida pela substituição de todos os cátions naturais por um outro cátion.

O pH é um fator importante, pois exerce influência na retenção de metais pesados nos solos. Estes metais pesados estão presentes no fluido percolador e apresentam diferentes níveis de pH.

O desempenho de atenuação do material é sensível ao pH do percolado e ao esforço competitivo entre os metais pesados presentes na mesma (YONG & PHADUNGCHWIT 1993, apud BOFF, 1998).

Uma característica fundamental na escolha do material a ser usado na construção de barreira de proteção é sua baixa permeabilidade. A permeabilidade em solos depende de vários fatores como a porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas do meio. Assim, quanto maior for a presença de partículas grosseiras no solo, maior será a permeabilidade deste, e vice-versa.

3.3.6 Pesquisas no Exterior

Estudos utilizando misturas de solos argilosos ou de solos arenosos com adição de argilas de alta plasticidade e alta capacidade de troca catiônica têm sido desenvolvido em outros países. Dentre estes estudos pode-se destacar:

LOCAT, TREMBLAY & LEROUEIL (1996) estudaram o comportamento das misturas solo-cal frente à utilização para *barreiras de proteção*, enquanto que SANCHEZ *et. alii.* (2000) fez uso de misturas solo-cimento para a mesma finalidade.

TABBAAA & ARAVINTHANB (1998) utilizaram a mistura de solo com tiras de pneus e AL-HOMOUD; KHEDAYWI & AL-AJLOUNI (1996) misturas de solo-asfalto.

Com relação ao uso de geossintéticos, CAZAUX & DIDIER (2000) avaliaram o desempenho de camadas de solo e materiais geossintéticos no emprego para *barreiras de proteção*.

3.3.7 Pesquisas no Brasil

No Brasil os estudos visando a produção de barreiras selantes com solos lateríticos têm basicamente apresentado três vertentes: (1) barreiras de solos lateríticos argilosos (BOSCOV *et. alii.*, 1999a e 1999b); (2) combinação de solos lateríticos arenosos e argilosos (LEITE A.L.L., PARAGUASSU & ZUQUETTE, 1998); (3) enquanto outros, como RIZZO (2001) e RIBEIRO & LOLLO (2002), têm lançado mão do uso de compostos de solos estabilizados com cal e cimento.

BOSCOV *et. alii.*, (1999a e 1999b) ao estudarem os mecanismos de migração de contaminantes em barreiras de solos argilosos lateríticos compactados verificaram que tais barreiras apresentaram um bom desempenho e um bom potencial de utilização prática.

RITTER, *et. al.* (1999) estudaram a capacidade de retenção de materiais e a influência da salinidade do meio no transporte de soluções, para barreiras produzidas com argila natural (80% de caulim comercial e 20% de bentonita).

ANDERSON & HEE, (2000) estudaram o efeito da compactação na redução do gradiente hidráulico em solos lateríticos argilosos.

LEITE, PARAGUASSU & ZUQUETTE (1998), LEITE & PARAGUASSU, (1999), BOFF (1999) e BOFF & PARAGUASSU, (1999) utilizaram misturas de dois latossolos, um arenoso e outro argiloso, com diferentes percentagens relativas, com o

objetivo de se avaliar os mecanismos de migração de soluções destas misturas, para serem utilizadas na construção de *barreiras de proteção*.

LEITE (2000) desenvolveu um estudo experimental da percolação de soluções químicas iônicas em colunas de solos compactados, visando a utilização de materiais geológicos inconsolidados como barreiras de proteção.

RIZZO (2001) e RIBEIRO (2002) avaliaram o desempenho hidráulico de misturas solo-cal e solo-cimento na construção de *barreiras de proteção*.

Tais estudos têm mostrado que as barreiras selantes, produzidas com solos lateríticos, podem apresentar condutividades hidráulicas compatíveis com sua aplicação na prática.

3.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

3.4.1 Definição

O solo é um material bastante usado em obras de engenharia. Mas, para que isso seja possível, é necessário que o solo possua certas características e propriedades que venham a atender as exigências especificadas nos projetos. Estas exigências variam de projeto para projeto.

Quando, em seu estado natural, o solo não atende às condições desejadas, é necessário que o solo seja submetido a um processo de tratamento para que venha a apresentar as características e propriedades de interesse.

Este processo de tratamento que o solo é submetido para que seja melhorado e que venha a adquirir as propriedades desejadas ao fim a que se destina é chamado de estabilização de solos.

Para CAPUTO (1987), a estabilização de solos pode ser agrupada em duas categorias:

- estabilização mecânica: a granulometria do solo é conservada ou corrigida pela mistura com um ou mais materiais, antes da compactação, buscando assim aumentar a coesão ou o ângulo de atrito interno ou ambos;
- estabilização por adição de aglutinantes: se junta ao solo uma substância que aumente a sua coesão ou que o impermeabilize, impedindo a diminuição da sua resistência pela ação da água.

3.4.2 Estabilização do Solo com Cimento

Uma possível forma de se fazer a estabilização do solo é acrescentar a este o cimento, originando-se assim o produto denominado solo-cimento.

O solo-cimento é produto resultante da mistura íntima de solo, cimento Portland e água que, compactados no teor ótimo de umidade e sob a máxima densidade, em proporções previamente estabelecidas, adquire resistência e durabilidade através das reações de hidratação do cimento (ABCP, 1986).

O solo-cimento vem sendo utilizado no Brasil desde 1945, quando foi construída uma casa de bombas para abastecimento das obras do aeroporto de Santarém (PA). Desde então, começou a ser aplicado na construção e pavimentação de estradas de rodagem e vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e de canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações (SEGANTINI, 2000).

A durabilidade do solo-cimento é função da ligação estabelecida entre as partículas do solo e as do cimento.

ARMAM & SAIFAN (1967, apud SEGANTINI, 2000) verificaram que a durabilidade do solo-cimento também depende da forma e tamanho das partículas, onde as partículas de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência.

De acordo com LEVY & HELENE (1996, apud SEGANTINI, 2000), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. A cura, em condições adequadas, tem como objetivos: impedir a perda de água de hidratação do cimento; controlar a temperatura do material até que se alcance o nível de resistência desejado; e suprir água extra para as reações de hidratação.

Existem alguns fatores que interferem nas propriedades do solo-cimento. Segundo SILVEIRA (1966, apud RIBEIRO, 2002) os principais fatores que influenciam nas propriedades do solo-cimento são: tipo de solo, teor de cimento, teor de água, compactação e mistura.

3.4.2.1 Tipo de Solo

Teoricamente, qualquer tipo de solo poderia ser estabilizado com cimento. Entretanto, do ponto de vista econômico e de trabalhabilidade isto não é verdadeiro, limitando assim a faixa de solos estabilizáveis. De um modo geral o custo de fabricação do solo-cimento aumenta com o teor de argila ou grau de argilosidade do solo (SILVEIRA 1966, apud RIBEIRO, 2002). Assim sendo, o fator mais importante a ser considerado na estabilização é o tipo de solo.

Segundo o Highway Research Board o solo a ser estabilizado com cimento deve apresentar diâmetro máximo dos grãos de 3" (7,5 cm), porcentagem que passa na peneira 4 (4,76 mm) > 50%, porcentagem que passa na peneira 40 (0,42 mm) > 15%, porcentagem que passa na peneira 200 (0,074 mm) < 50%; limite liquidez < 40% e limite de plasticidade < 18%.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) divide os solos em três tipos: os solos arenosos e pedregulhosos com cerca de 10 a 35% da fração silte mais argila são considerados os mais favoráveis à estabilização com cimento; solos arenosos deficientes em finos, que são considerados tão bons quanto os anteriores, apenas havendo mais dificuldades quanto à compactação e acabamento, e solos siltosos e argilosos que apresentam dificuldades na pulverização.

De uma maneira geral, os solos economicamente viáveis para serem empregados na estabilização com cimento são aqueles que exigem a menor quantidade possível de cimento e que não tornem difícil a execução do processo. Portanto, pode-se dizer que, em condições ideais estariam os solos tropicais que apresentassem: 15% de silte mais argila, 20% de areia fina, 30% de areia grossa e 35% de pedregulho (RIBEIRO, 2002).

Segundo SEGANTINI (2000) a existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é benéfica, pois são materiais inertes e tem apenas a função de enchimento e isso favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores.

Os solos devem apresentar um teor mínimo da fração fina, pois experiências têm demonstrado que quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação (RIBEIRO 2002). O quadro 2 mostra os critérios para a seleção de solos com relação à granulometria.

Quadro 2: Critérios para a seleção de solos quanto a granulometria, modificado de SEGANTINI (1994).

Autor	Teor de areia (%)	Teor de silte (%)	Teor de argila (%)	Teor de silte+argila (%)	Limite de Liquidez
CINVA (1963)	45 a 80	-	-	20 a 55	-
ICPA (1973)	60 a 80	10 a 20	5 a 10	-	-
MERRIL (1949)	> 50	-	-	-	-
MAC (1975)	40 a 70	<30	20 a 30	-	-
CEPED (1984)	45 a 90	-	<20	10 a 55	45 a 50

Outros fatores que influenciam nas propriedades do solo-cimento estão relacionados ao teor de matéria orgânica, que deve ser limitado a 2% no máximo, pois sua presença proporciona redução na resistência do solo-cimento e à presença de certos tipos de sais, em particular os sulfatos, que são prejudiciais pelo fato de provocarem a recristalização nos poros da mistura, produzindo a desagregação do solo-cimento (SILVEIRA, 1966).

3.4.2.2 Teor de Cimento

O teor de cimento a ser utilizado na estabilização do solo é um outro fator importante, tanto do ponto de vista técnico como econômico. Por isso é que se deve buscar um teor ótimo, que alcance as propriedades desejadas com o menor consumo de cimento possível.

Segundo RIBEIRO (2002) os teores usuais de cimento variam entre 5% e 15%. Entretanto têm sido utilizados com sucesso misturas com 4% e em outros casos, devido a circunstâncias especiais, misturas com até 20 a 25% de cimento. Mas a dosagem apropriada deve ser obtida em função das características do solo, do teor de umidade e da densidade a ser obtida na compactação (CEPED 1986, apud SEGANTINI, 1994).

A determinação da quantidade ótima de cimento é obtida pro meio de ensaios de compactação de corpos de prova, considerando diferentes teores de cimento.

A Norma Geral de Dosagem de Solo-cimento, segundo a ABCP pode ser resumida nas seguintes operações:

- a) identificação e classificação do solo;

- b) escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- c) execução do ensaio de compactação do solo-cimento;
- d) escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- e) moldagem de corpos de prova para ensaio de durabilidade;
- f) execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- g) escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

Segundo a ABCP (1986), a melhor maneira de fixar os teores de cimento para os ensaios é a comparação do solo em estudo com outros já ensaiados, levando-se em consideração a granulometria, os índices de consistência, a origem geológica, a coloração, a região de coleta e a profundidade da amostra.

Segundo ainda a ABCP (1986), para solos com os quais não se tenham experiências anteriores, o teor de cimento a ser adotado no ensaio de compactação está mostrado no Quadro 3, elaborado pela Portland Cement Association (PCA):

Quadro 3: Teor de cimento para o ensaio de compactação (ABCP, 1986).

Classificação do solo segundo a AASHTO (M 145)	Teor de cimento em massa (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

A desvantagem apresentada pela Norma Geral de Dosagem é o tempo de duração dos ensaios, principalmente os de durabilidade que levam, 40 dias para apresentarem resultados. Baseada na correlação estatística obtida nos resultados de ensaios de durabilidade e de resistência à compressão simples aos 7 dias com 2438 solos arenosos, a PCA, visando sanar tal desvantagem, apresentou um método simplificado para a dosagem de solo-cimento, recomendado para solos que contenham no máximo 50% de partículas

com diâmetro inferior a 0,05 mm (silte mais argila) e no máximo 20% de partículas com diâmetro equivalente inferior a 0,005 mm (argila):

- (1) ensaios preliminares dos solos;
- (2) ensaio de compactação de solo-cimento;
- (3) determinação da resistência à compressão simples aos sete dias;
- (4) comparação entre a resistência média obtida aos 7 dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

3.4.2.3 Teor de Umidade

A quantidade de água a ser adicionada à mistura de solo e cimento é a que proporcione a densidade máxima e garanta a pega do cimento, ou seja, uma umidade ótima que é função, do tipo de solo, do teor de cimento e do método de compactação.

3.4.2.4 Compactação

O ensaio de compactação consiste na moldagem de corpos de prova, variando, para cada corpo de prova a umidade, para que se obtenha uma curva Umidade *versus* Massa Específica Seca, na qual podem ser obtidos os valores da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima.

O termo compactação do solo refere-se à prática de, artificialmente, aplicar sobre ele cargas dinâmicas, com a finalidade de aumentar a sua densidade e se conseguir maior resistência. O valor da densidade obtida pela compactação é influenciado pelo teor de umidade do solo e pela sua natureza (granulometria e propriedades físicas), bem como pela energia de compactação empregada; em menor grau, depende, ainda, da temperatura do solo e da água (FREIRE, 1976).

Para se obter solo-cimento de alta qualidade FREIRE (1976) sugere que para solos argilosos e siltosos, a mistura de solo e cimento seja compactado a uma umidade de moldagem igual ou superior à ótima (1% a 2% pontos percentuais), enquanto que, para solos arenosos, a umidade de moldagem deve ser igual ou levemente inferior à ótima.

3.4.3 Estabilização do Solo com Cal

Os solos estabilizados com cal podem sofrer alterações significativas nas suas propriedades, de acordo com a idade da mistura. De acordo com LIMA (1981), BAUER & CARVALHO (1990), PINTO & BOSCOV (1990), FERRAZ (1994), ALCÂNTARA (1995) e ALCÂNTARA & LOLLO (1999) as principais alterações referentes ao processo de estabilização do solo com a cal são:

- a) *Modificações nas Condições de Compactação*: De modo geral, observa-se que a umidade ótima de compactação nas misturas solo-cal aumenta, e a massa específica aparente seca diminui com o aumento do teor de cal, com relação às propriedades do solo em seu estado natural.
- b) *Modificações nos Limites de Atterberg*: Observa-se que a adição de cal promove a diminuição do limite de liquidez de solos muito plásticos, e o concomitante aumento do limite de plasticidade, reduzindo então o índice de plasticidade dos solos.
- c) *Variações Volumétricas*: A cal promove diminuição significativa da expansão dos solos. Este efeito é crescente com o teor de cal até determinado teor, considerado como ótimo para esse fim.
- d) *Permeabilidade*: Em decorrência de uma possível floculação e modificação da estrutura do solo para uma condição mais granular, devem ocorrer aumentos no volume de vazios do solo, favorecendo desta forma a permeabilidade. Porém deve-se levar em conta o tempo de cura, pois durante o processo, em razão da cimentação promovida, há uma redução no volume de vazios e, conseqüentemente, na permeabilidade.

Segundo LIMA (1981) e ALCÂNTARA (1995) os principais processos químicos atuantes durante o processo são:

- a) *Troca de Cátions e Floculação*: sabe-se que as partículas do solo são dotadas de cargas elétricas em suas superfícies, principalmente em decorrência de substituições isomórficas na estrutura dos argilominerais, ou quebras na estrutura com exposição de cargas. Geralmente, as cargas superficiais são negativas, em decorrência de substituições isomórficas, as quais são neutralizadas por íons como

o Na^+ ou o K^+ , passíveis de serem substituídos por outros íons positivos, dentro de uma seletividade natural a partir de alguns princípios. Quando substituídos pelos íons Ca^+ ou Mg^+ , as partículas assumem uma condição favorável à floculação.

- b) *Carbonatação*: é conhecido no meio técnico como o ciclo da cal. A reação de carbonatação é o retorno da cal hidratada à condição de carbonato de cálcio, o qual ocorre na presença de CO_2 . Cabe salientar que o tipo de cimento formado é fraco, razão pela qual o efeito da carbonatação não é desejável no processo.
- c) *Reações pozolânicas*: são compreendidas como aquelas que ocorrem entre os materiais inorgânicos e o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , formando compostos insolúveis mesmo sob condições de imersão, análogos aos obtidos na hidratação de cimento Portland. O solo, em função de sua constituição mineralógica, tem um grau de pozolanicidade, conforme a variação de seus constituintes, sendo o termo “reação pozolânica” adotada para explicar as reações que possivelmente ocorrem entre o solo e a cal.

A eficiência da estabilização solo-cal depende essencialmente de alguns fatores, a saber:

- a) *A Classe de Solo*: considerando solos do Estado de Illinois, Estados Unidos, THOMPSON (1966) destaca alguns aspectos importantes na estabilização, dentre os quais podem ser citados:
 - os solos com argilominerais do grupo das montmorilonitas apresentam as maiores reatividades solo-cal;
 - os solos com pH acima de 7 apresentam boa reatividade solo-cal, enquanto que a presença de carbono orgânico é indício de possível ocorrência de retardo de reações;
 - os parâmetros de classificação dos solos (porcentagem de fração argila, limite de liquidez, índice de plasticidade) não são indicativos da reatividade solo-cal;
 - todos os solos calcários se apresentam bem reativos à cal;
 - não está bem definida a correlação entre a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo e a reatividade solo-cal.
- b) *Tipo e Teor de Cal*: segundo LIMA (1981) o tipo de cal não influencia grandemente no processo de estabilização de solos, enquanto outros relatam

experiências que contrariam esta concepção. Quanto ao teor de cal, de modo geral, o ganho de resistência mecânica das misturas solo-cal é limitado por um teor do aditivo, sendo este teor dependente do tempo de cura, para cada tipo particular de solo.

- c) *Condições de Cura:* para LIMA (1981) e PINTO (1985) o ganho de resistência das misturas solo-cal é lento, resultantes de reações pozolânica. Estas podem ser influenciadas por aceleradores de reação, dentre os quais pode-se citar a temperatura.

4 METODOLOGIA

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO

Esta etapa do trabalho correspondeu à realização de ensaios de caracterização do solo para obtenção de informações fundamentais para o conhecimento de suas características e parâmetros, envolvendo informações sobre sua composição, textura, índices físicos e condições de compactação, realizada no Laboratório de Solos da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (UNESP).

O solo escolhido para estudo costuma ser descrito como Latossolo Vermelho Escuro, tendo se desenvolvido sobre substrato da Formação Santo Anastácio (a qual na área é composta por arenitos arcoseanos finos a médios com lentes conglomeráticas de espessuras variadas). Tal solo foi descrito por IPT (1988) e IAC (1994) como Latossolo Vermelho Escuro, eutrófico a moderado, textura média, é designado Unidade Estrela (IAC, 1994). Tal solo apresenta, quando em seu estado natural, condutividade hidráulica média de $7,2 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$.

O solo em questão foi coletado à 4m de profundidade na área de empréstimo da prefeitura Municipal de ilha Solteira, localizada na Rodovia SP 595, km 4.

Segundo ALCÂNTARA & LIMA (1997) e ALCÂNTARA & LOLLO (1999), a composição mineralógica principal do solo usado pode ser assim descrita: cerca de 70% de quartzo, representando predominantemente a fração areia, e 14% de hematita, 10% de gibbsita, e 5% de caulinita, na fração argila.

A primeira atividade visando a caracterização do solo a ser utilizado foi a coleta de amostras de volume conhecido (com a cravação de cilindro cortante) para a obtenção dos índices físicos do solo no local de amostragem.

Essa atividade foi seguida da determinação da massa específica dos sólidos do solo (MB-28). Foram ainda determinados os limites de consistência de tal solo segundo as normas MB-30 e MB-31.

Os resultados dos ensaios de caracterização do solo estudado são apresentados no Quadro 4.

Quadro 4: Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.

ρ (g/cm ³)	W (%)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	Sr (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

ρ - massa específica do solo;

w – teor de umidade;

ρ_d – massa específica aparente seca;

ρ_s – massa específica dos sólidos;

e – índice de vazios;

Sr – grau de saturação;

LL – limite de liquidez;

LP – limite de plasticidade,e

IP – índice de plasticidade.

A caracterização textural de tal solo, definida a partir de ensaios de granulometria conjunta (MB-32), mostra forte predominância da fração areia (11% de areia média e 51% de fração areia fina) e secundariamente fração argila (24%), caracterizando o mesmo como areia fina argilosa. Na Figura 16 tem-se a representação da curva granulométrica de tal solo.

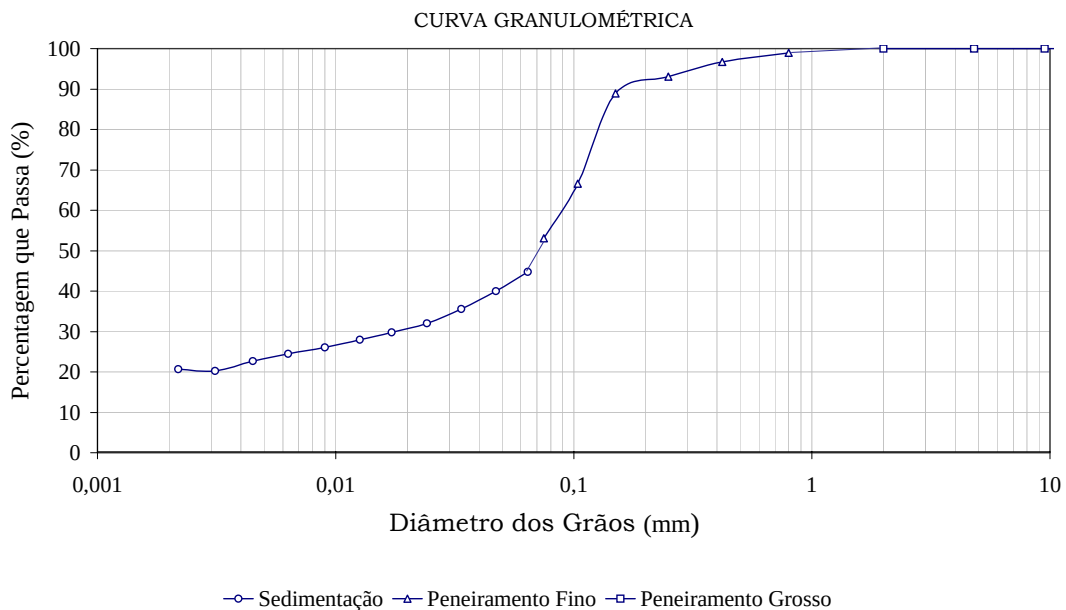


Figura 16: Curva granulométrica do solo utilizado.

Os ensaios de compactação do solo e do solo mais estabilizante foram realizados conforme os procedimentos da norma MB-33.

Foram realizados ensaios nas energias de compactação do Proctor normal e do Proctor modificado. As Figuras 17 e 18 apresentam as curvas de compactação de tais ensaios e a Quadro 5 apresenta os parâmetros de compactação do solo utilizado.

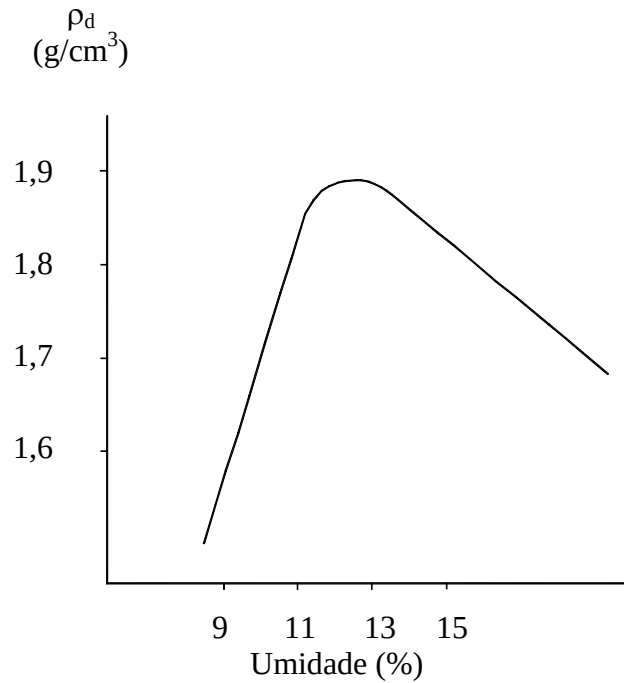


Figura 17: Curva de compactação proctor normal do solo utilizado.

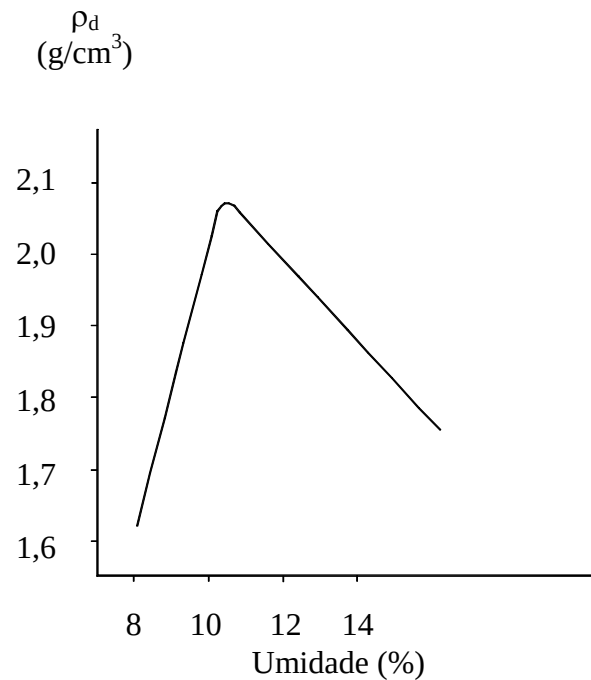


Figura 18: Curva de compactação proctor modificado do solo utilizado.

Quadro 5: Parâmetros de compactação do solo utilizado.

Ensaio Proctor Normal		Ensaio Proctor Modificado	
W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
12,5	1,89	10,5	2,07

De acordo com os resultados da tabela acima e de observações feitas nos corpos de prova depois de moldados, pode-se concluir que a energia de compactação proctor normal é a mais apropriada, pois os testes realizados com a energia modificada mostraram o surgimento de fissuras nos corpos de prova, o que compromete um dos objetivos, que é a redução da condutividade hidráulica, além de que o ganho de ρ_{dmax} não ter sido tão significativo. Um outro fator é o fato que o controle em campo da energia modificada é muito complicado.

Com relação à obtenção do melhor teor de estabilizante, RIZZO (op. cit.) e RIBEIRO (2002) utilizaram diferentes teores de estabilizante (3, 7 e 10% de cimento e 4, 8 e 12% de cal em massa) para avaliar o efeito do teor nos parâmetros de compactação. Assim sendo, foram compactados corpos de provas com aqueles teores de cimento e cal, que forneceram as curvas de compactação mostradas nas Figuras 19 e 12.

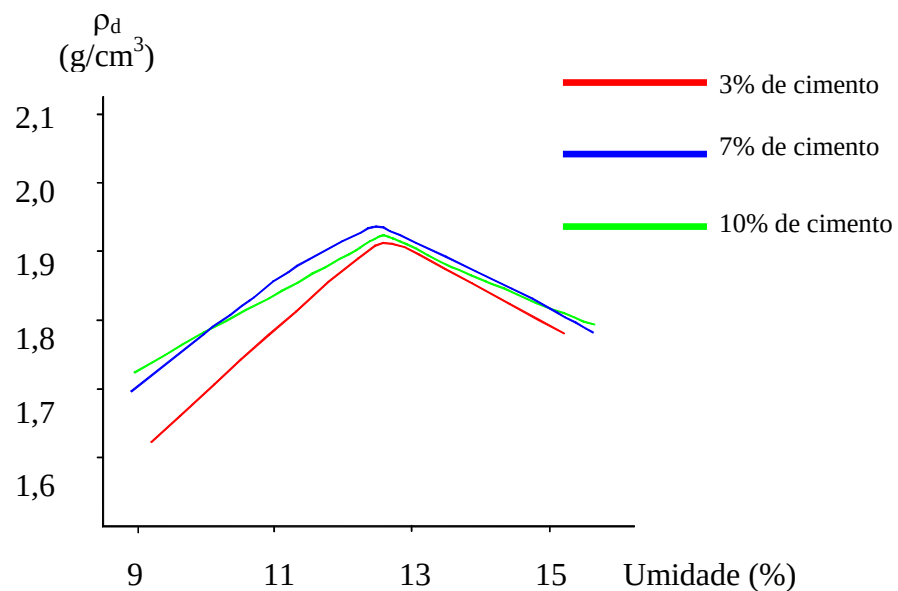


Figura 19: Curvas de compactação solo-cimento.

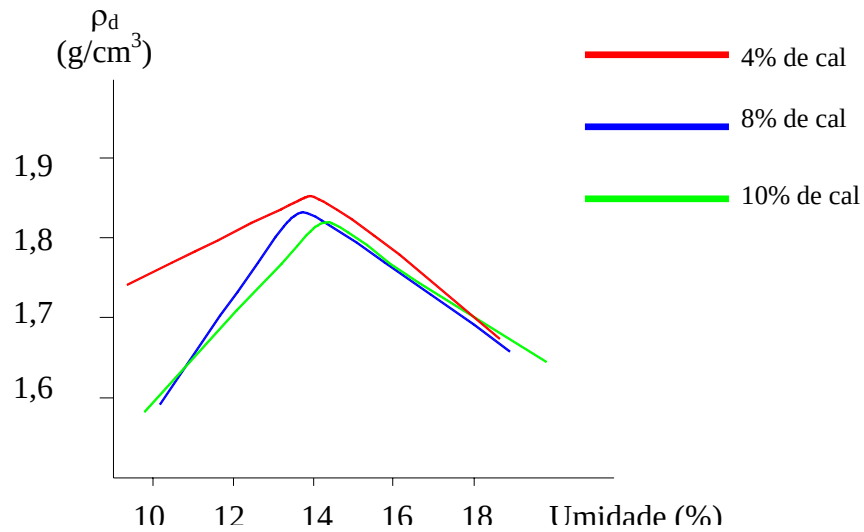


Figura 20: Curvas de compactação solo-cal.

Quadro 6: Valores da massa específica aparente seca e da umidade ótima para cada teor.

Teor/Estabilizante	W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm^3)
3% de cimento	12,7	1,91
7% de cimento	12,5	1,92
10% de cimento	12,6	1,93
4% de cal	14,1	1,85
8% de cal	13,9	1,83
12% de cal	14,5	1,82

Como pode se observar pelas Figuras 19 e 20 e pelo Quadro 6, os resultados obtidos nos ensaios de compactação mostram que, para as misturas solo-cimento, o aumento no teor de cimento eleva a massa específica aparente seca sem modificar a umidade ótima enquanto para as misturas solo-cal o aumento do teor de cal na mistura reduz a massa específica aparente seca e aumenta a umidade ótima.

4.2 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Esta etapa correspondeu à moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade (carga variável e área plena) e nos ensaios de retenção (ensaio químicos, microscopia eletrônica e energia dispersiva), realizada no laboratório de Solos da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (UNESP).

4.2.1 Ensaio de Permeabilidade a Carga Variável

Considerando que o baixo consumo de estabilizante é um dos pressupostos básicos do presente projeto, os corpos de prova foram compactados na energia proctor normal, no cilindro padronizado de ensaio, proporcionando corpos com 10cm de diâmetro e 12,5cm de altura, com 3%, 7% e 10% em massa de cimento e de 4%, 8% e 12% em massa de cal.

Os limites superiores (10% e 12%) foram adotados por se tratarem de teores acima dos quais não se tem ganho significativo na estabilização dos solos. Os limites inferiores (3% e 4%) foram definidos considerando o menor consumo de aditivo possível, enquanto que os teores intermediários correspondem ao ponto médio entre os extremos.

Visando reproduzir condições de ensaio próximas das de campo, ao mesmo tempo em que se tentava uma redução eficiente de índice de vazios, optou-se por garantir um grau de compactação mínimo de 95%.

Os corpos de prova assim moldados foram guardados em câmara úmida em duas diferentes situações: semi-imersos e imersos. Esta etapa teve como objetivo a tentativa de simular as condições ambientais sob as quais as camadas possam vir desempenhar na prática. A situação de semi-imersos simulou a condição de início de saturação do material numa possível aplicação como base de aterro sanitário logo após sua construção e início da deposição dos resíduos sobre o mesmo. A situação imersa fez uma simulação da condição na qual a camada esteja toda saturada.

As Figuras 21 e 22 mostram os corpos de prova utilizados para os ensaios à carga variável nas duas condições de imersão, enquanto que as Figuras 23a a 25 mostram o processo de montagem dos ensaios de permeabilidade à carga variável.

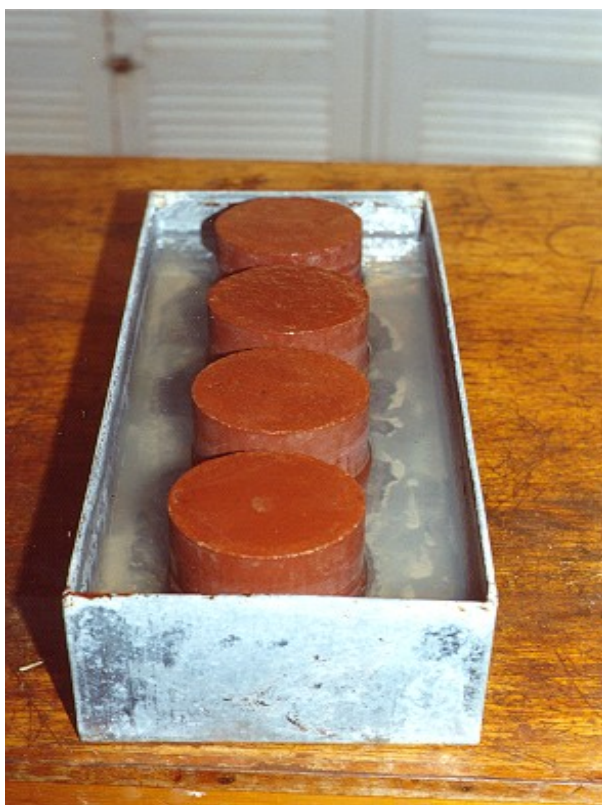


Figura 21: Corpos de prova na condição semi-imersa.



Figura 22: Corpos de prova na condição imersa.



Figura 23a: Início da montagem.

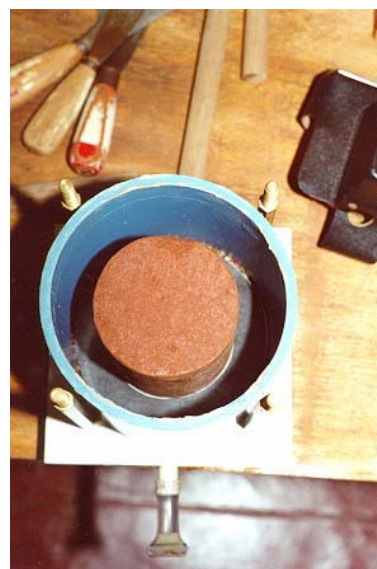


Figura 23b: Início da montagem.



Figura 24: Final da montagem.

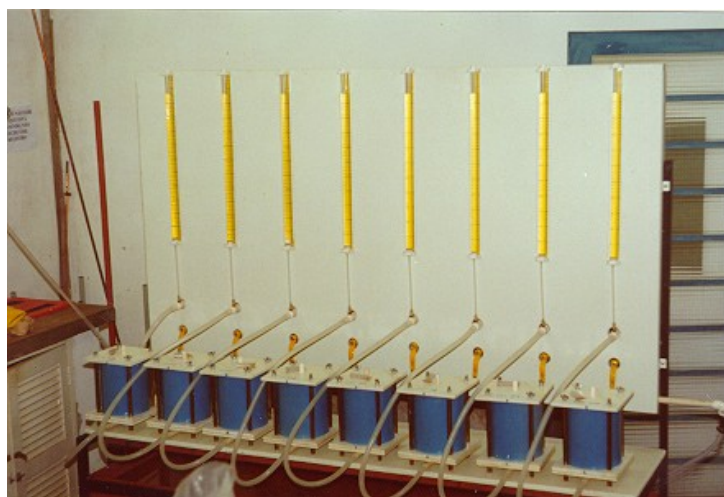


Figura 25: Ensaio montado.

4.2.2 Ensaios de Permeabilidade e de Retenção em Área Plena

O uso de corpos de prova em formato miniatura representa uma nova possibilidade de avaliação do comportamento destas misturas por meio de ensaios de permeabilidade “com área plena” que possibilitam maior agilidade e menores custos no processo.

A compactação dos corpos de prova miniatura (5cm de altura por 5cm de diâmetro) foi feita estaticamente no interior de tubos de PVC de parede grossa e rígida de 13cm de altura por 5cm de diâmetro com a energia do ensaio proctor normal, em 2 (duas) camadas de 2,5cm cada, com 7% de cimento em massa para os corpos de prova solo-cimento e 8% de cal em massa para os corpos de prova solo-cal, considerando os resultados dos ensaios à carga variável que indicaram serem estes os teores mais apropriados para se conseguir uma redução da permeabilidade com o menor consumo de aditivo possível.

O grau de compactação situou-se acima dos 95%, atendendo, portanto o mínimo exigido para o fim a que se pretende, tendo como base a massa específica aparente seca máxima obtida no ensaio de compactação proctor normal para as misturas em uso.

As Figuras 26 a 29 referem-se aos ensaios em área plena, mostrando os elementos utilizados e as suas dimensões.



Figura 26: Cilindro de compactação.



Figura 27: Base do permeâmetro.

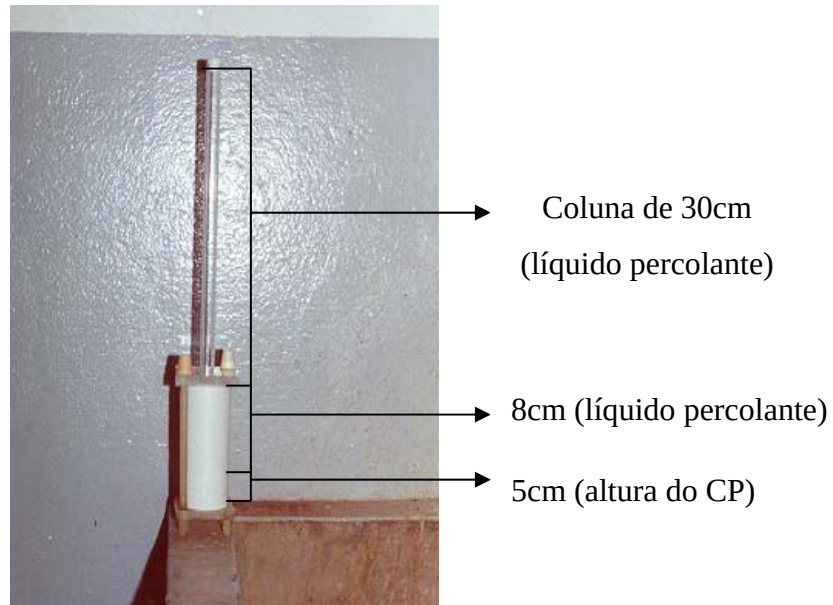


Figura 28: Dimensões dos ensaios em área plena.



Figura 29: Ensaio montado.

4.2.3 Ensaios em Colunas

O ensaio em coluna é um método tradicional utilizado para se avaliar a capacidade de retenção de substâncias. Por este motivo, o mesmo serviu como indicativo da eficiência ou não dos corpos de prova miniatura na avaliação da capacidade de retenção das misturas utilizadas.

Os corpos de prova para os ensaios em colunas foram obtidos por compactação estática, compactados no interior de tubos de PVC de 34,5cm de altura por 7,0cm de diâmetro, em 10 (dez) camadas de 2,5cm cada, apresentando, portanto as seguintes dimensões: 25,0cm de altura e 7,0cm de diâmetro.

O controle de compactação dos corpos de prova foi o grau de compactação, o qual situou-se acima dos 95%, atendendo, portanto o mínimo exigido para o fim a que se pretende, tendo-se como base a massa específica aparente seca máxima obtida no ensaio de compactação proctor normal para as misturas em uso. As Figuras 30 a 33 mostram o processo de montagem das colunas.



Figura 30: Cilindro de compactação.



Figura 31: Compactação das Colunas.

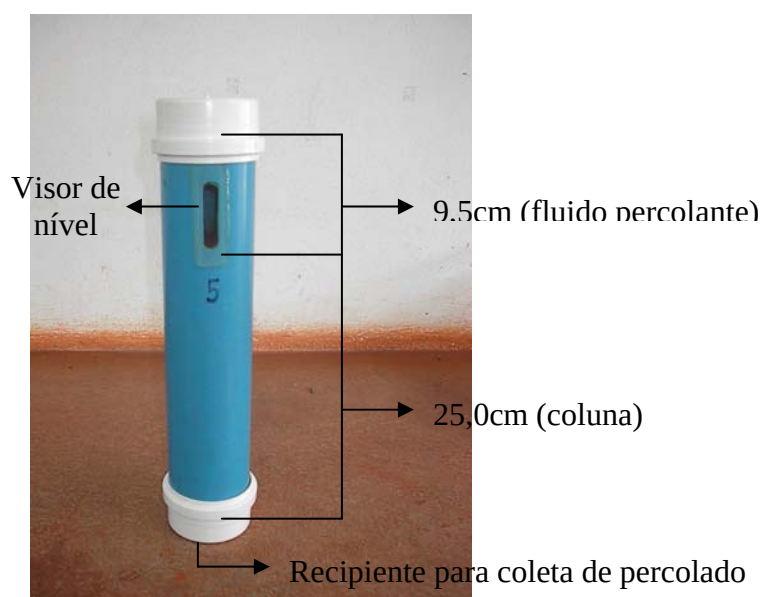


Figura 32: Dimensões dos ensaios em colunas.



Figura 33: Ensaio Montado.

4.3 SIMULAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE USO DAS BARREIRAS

Essa etapa compreendeu a percolação dos corpos de prova pelos fluidos visando caracterizar a condutividade hidráulica das misturas e sua capacidade de retenção, por períodos de tempo de 60, 120 e 240 dias, de forma a avaliar a influência da passagem do fluido no comportamento hidráulico dos compostos nas colunas de percolação e nas amostras miniatura.

Os fluidos utilizados para tal finalidade foram chorume, água residuária, solução rica em K^+ , solução rica em Na^+ e solução rica em Cl^- . As soluções em questão foram o Cloreto de Potássio (KCl -100mg/l) e o Cloreto de Sódio ($NaCl$ – 100mg/l).

O uso do chorume e da água residuária se justifica já que a finalidade pretendida para estas barreiras de proteção é o revestimento de fundo de lagoas de estabilização e base de aterros sanitários.

Quanto ao uso dos íons, o objetivo foi verificar a eficácia das barreiras em reduzir concentrações durante o processo de percolação e avaliar como esta capacidade de retenção evolui com o tempo. A escolha de K^+ , Na^+ e Cl^- , se deve ao fato de serem estes íons bastante móveis (de circulação eficiente em processos de lixiviação) servindo como indicativo da eficiência de fixação de íons pela barreira. Se a barreira for capaz de fixar íons mais móveis, é de se esperar que seja eficaz também na fixação de outros íons.

A avaliação da capacidade de retenção para o chorume e a água residuária se deu por meio da determinação da carga orgânica em termos de DQO em mg/l.

A capacidade de retenção dos íons foi medida em ensaios químicos realizados nos corpos de prova miniatura depois de cumpridos os prazos pré-estabelecidos e também nas colunas.

O efeito da retenção no solo também foi avaliado por meio da observação, em microscópio eletrônico de varredura no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Departamento de Geologia Aplicada do IGCE – Campus de Rio Claro da UNESP, de amostras das misturas compactadas antes e após a percolação visando avaliar não só a presença dos compostos retidos como o efeito de preenchimento de vazios que esta retenção possa provocar.

Determinou-se ainda a composição química do material das barreiras, antes e após a percolação, com o uso de espectrômetro de energia dispersiva.

4.4 ENSAIOS QUÍMICOS

Em função da baixa condutividade hidráulica apresentada pelos corpos prova, não foi possível efetuar medidas de concentração de soluções passantes pelos mesmos.

Tal fenômeno talvez se explique em função do baixo gradiente hidráulico aplicado, uma vez que se tentou trabalhar com gradientes hidráulicos coerentes com as condições de utilização prática das barreiras (no máximo 5 vezes a altura da barreira) e tais gradientes parecem não terem sido suficientes para promover a percolação das soluções.

Na tentativa de se avaliar o efeito da retenção de íons pelos corpos de prova foram realizados ensaios químicos com os corpos de prova submetidos à percolação de NaCl e KCl. Para isso, estes corpos de prova miniatura após cumprirem os tempos de exposição previstos de 60, 120 e 240 dias foram desmontados e divididos em três partes (topo, meio e base).

Com relação às colunas, estas foram também desmontadas. Depois de desmontadas, observou-se que a percolação por estas tinha se dado até ao nível de mais ou menos 0,5 cm abaixo do topo, o que pode ser explicado pela baixa condutividade hidráulica apresentada pelas misturas e pelo baixo gradiente hidráulico aplicado. Por este motivo separou-se apenas uma amostra do topo (3,0 cm de espessura) e uma outra da base (3,0 cm de espessura) das colunas sujeitas à percolação de NaCl e KCl para que fossem submetidas a ensaios químicos.

A desmontagem das colunas se deu depois de decorridos os seguintes tempos de exposição:

- 285 dias para as colunas submetidas à percolação de NaCl e KCl;
- 275 dias para as colunas submetidas à percolação de água residuária;
- 240 dias para as colunas submetidas à percolação de chorume.

Os ensaios químicos foram realizados no Laboratório de Fertilidade dos Solos do Curso de Agronomia da UNESP de Ilha Solteira, através do método de extração.

A preparação do extrato de saturação consiste no seguinte procedimento:

- destorroar as amostras;
- pesar 50g deste solo em um béquer;
- acrescentar 100g de água;
- agitar esta mistura durante 30 minutos;
- filtrar a mistura para recolher o extrato (líquido filtrado).

Após a preparação do extrato fez-se as leituras das concentrações dos íons de interesse, passando o mesmo pelo fotômetro de chama para as determinações de Na^+ e de K^+ . As determinações das concentrações de Cl^- foram feitas por titulação com AgNO_3 .

No entanto, com o objetivo de se conseguir fazer passar as soluções pelos corpos de prova miniatura resolveu-se então acrescentar novos ensaios ao esquema experimental já utilizado. Para tanto foram moldados novos corpos de prova, os quais foram submetidos a gradientes bastante elevados (até 100 vezes sua altura) resultando pressões de percolação da ordem de 70 a 80kPa, como é comum na literatura do assunto. O novo esquema experimental utilizado é apresentado a seguir na Figura 34.



Figura 34: Dimensões do novo esquema experimental

5 RESULTADOS

5.1 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL

Os Quadros 7 e 8 apresentam os resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável.

Quadro 7: Permeabilidade de solo-cimento.

CONDIÇÃO	TEMPO (dias)	% CIMENTO	k(m/s)
semi-imersa	120	3	$1,47.10^{-8}$
semi-imersa	120	7	$8,37.10^{-10}$
semi-imersa	120	10	$9,46.10^{-10}$
semi-imersa	180	3	$3,44.10^{-9}$
semi-imersa	180	7	$3,46.10^{-10}$
semi-imersa	180	10	$4,11.10^{-10}$
semi-imersa	240	3	$6,33.10^{-10}$
semi-imersa	240	7	$6,33.10^{-10}$
semi-imersa	240	10	$3,71.10^{-10}$
imersa	120	3	$3,94.10^{-9}$
imersa	120	7	$4,22.10^{-10}$
imersa	120	10	$2,35.10^{-9}$
imersa	180	3	$2,00.10^{-9}$
imersa	180	7	$2,97.10^{-10}$
imersa	180	10	$8,63.10^{-10}$
imersa	240	3	$7,42.10^{-10}$
imersa	240	7	$4,37.10^{-10}$
imersa	240	10	$2,18.10^{-10}$
imersa	360	3	$2,62.10^{-9}$
imersa	360	7	$2,80.10^{-10}$
imersa	360	10	$2,22.10^{-10}$
imersa	540	3	$1,34.10^{-9}$
imersa	540	7	$2,93.10^{-10}$
imersa	540	10	$2,30.10^{-10}$
imersa	720	3	$1,99.10^{-9}$
imersa	720	7	$3,54.10^{-10}$
imersa	720	10	$4,72.10^{-10}$

Quadro 8: Permeabilidade de solo-cal.

CONDIÇÃO	TEMPO (dias)	% CAL	k(m/s)
semi-imersa	120	4	$6,12 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	120	8	$7,51 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	120	12	$4,18 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	4	$5,29 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	8	$4,68 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	180	12	$2,64 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	4	$8,56 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	8	$6,17 \cdot 10^{-10}$
semi-imersa	240	12	$3,28 \cdot 10^{-10}$
imersa	120	4	$4,25 \cdot 10^{-9}$
imersa	120	8	$7,77 \cdot 10^{-9}$
imersa	120	12	$1,16 \cdot 10^{-9}$
imersa	180	4	$2,92 \cdot 10^{-9}$
imersa	180	8	$3,78 \cdot 10^{-10}$
imersa	180	12	$3,67 \cdot 10^{-10}$
imersa	240	4	$3,12 \cdot 10^{-9}$
imersa	240	8	$4,15 \cdot 10^{-10}$
imersa	240	12	$3,39 \cdot 10^{-10}$
imersa	360	4	$5,25 \cdot 10^{-9}$
imersa	360	8	$2,79 \cdot 10^{-10}$
imersa	360	12	$5,96 \cdot 10^{-10}$
imersa	540	4	$4,54 \cdot 10^{-9}$
imersa	540	8	$3,51 \cdot 10^{-10}$
imersa	540	12	$5,89 \cdot 10^{-10}$
imersa	720	4	$4,20 \cdot 10^{-9}$
imersa	720	8	$2,55 \cdot 10^{-9}$
imersa	720	12	$1,29 \cdot 10^{-9}$

5.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE COM ÁREA PLENA

A fim de se avaliar o efeito do fluido de percolação sobre a estabilidade das misturas compactadas, ensaios de permeabilidade com área plena foram realizados, considerando três diferentes situações: misturas sujeitas a percolação de água destilada,

esgoto afluyente da lagoa (para a avaliar as condições de percolação no trecho inicial da lagoa) e esgoto efluente da lagoa (condições de percolação no trecho final).

Concluída a fase de saturação dos corpos de prova, ou seja, quando começou a sair fluido pela base dos mesmos, foram efetuadas leituras nos dispositivos para que se verificasse as variações nos coeficientes de permeabilidade dos corpos de prova com o tempo. No princípio eram efetuadas leituras diárias, após algum tempo, como se verificou que o coeficiente de permeabilidade das amostras percoladas com água não sofria variações e que no caso das amostras percoladas com esgoto este coeficiente era muito pequeno, as leituras passaram a ser efetuadas semanalmente e quinzenalmente. Os resultados dos ensaios são apresentados nos Quadros 9, 10 e 11.

Quadro 9: Resultados dos ensaios com área plena – água destilada.

CP 1	Data	k (m/s)	CP 2	Data	k (m/s)
CIMENTO 7%	13/11/01	$6,17 \cdot 10^{-10}$	CAL 8%	13/11/01	$8,17 \cdot 10^{-10}$
	14/11/01	$5,11 \cdot 10^{-10}$		14/11/01	$6,95 \cdot 10^{-10}$
	19/11/01	$3,42 \cdot 10^{-10}$		19/11/01	$4,89 \cdot 10^{-10}$
	20/11/01	$5,64 \cdot 10^{-10}$		20/11/01	$7,26 \cdot 10^{-10}$
	21/11/01	$5,11 \cdot 10^{-10}$		21/11/01	$7,35 \cdot 10^{-10}$
	22/11/01	$5,38 \cdot 10^{-10}$		22/11/01	$7,72 \cdot 10^{-10}$
	26/11/01	$4,13 \cdot 10^{-10}$		26/11/01	$6,17 \cdot 10^{-10}$
	28/11/01	$3,59 \cdot 10^{-10}$		28/11/01	$5,35 \cdot 10^{-10}$
	29/11/01	$4,10 \cdot 10^{-10}$		29/11/01	$6,56 \cdot 10^{-10}$
	3/12/01	$8,31 \cdot 10^{-10}$		3/12/01	$5,71 \cdot 10^{-10}$
	10/12/01	$5,78 \cdot 10^{-10}$		10/12/01	$6,13 \cdot 10^{-10}$
	17/12/01	$6,40 \cdot 10^{-10}$		17/12/01	$5,89 \cdot 10^{-10}$
	3/01/02	$4,89 \cdot 10^{-10}$		3/01/02	$5,93 \cdot 10^{-10}$
	18/01/02	$5,10 \cdot 10^{-10}$		18/01/02	$6,26 \cdot 10^{-10}$
	31/01/02	$3,76 \cdot 10^{-10}$		31/01/02	$7,44 \cdot 10^{-10}$
	7/02/02	$5,65 \cdot 10^{-10}$		7/02/02	$7,82 \cdot 10^{-10}$
	22/02/02	$5,20 \cdot 10^{-10}$		22/02/02	$6,50 \cdot 10^{-10}$
	8/03/02	$5,70 \cdot 10^{-10}$		8/03/02	$6,17 \cdot 10^{-10}$

Quadro 10: Resultados dos ensaios com área plena – esgoto afluyente.

CP 3	Data	k (m/s)	CP 4	Data	k (m/s)
7% CIMENTO	13/11/01	$1,47.10^{-11}$	8% CAL	13/11/01	$2,30.10^{-11}$
	14/11/01	$1,72.10^{-11}$		14/11/01	$2,15.10^{-11}$
	19/11/01	$5,82.10^{-12}$		19/11/01	$6,93.10^{-12}$
	20/11/01	$1,21.10^{-11}$		20/11/01	$2,16.10^{-11}$
	21/11/01	$1,39.10^{-11}$		21/11/01	$2,19.10^{-11}$
	22/11/01	$1,34.10^{-11}$		22/11/01	$1,20.10^{-11}$
	26/11/01	$1,30.10^{-11}$		26/11/01	$1,94.10^{-11}$
	28/11/01	$1,59.10^{-11}$		28/11/01	$2,13.10^{-11}$
	29/11/01	$9,04.10^{-12}$		29/11/01	$2,04.10^{-11}$
	3/12/01	$7,09.10^{-12}$		3/12/01	$1,48.10^{-11}$
	10/12/01	$5,81.10^{-12}$		10/12/01	$9,78.10^{-12}$
	17/12/01	$6,14.10^{-12}$		17/12/01	$9,57.10^{-12}$
	3/01/02	$5,01.10^{-12}$		3/01/02	$9,34.10^{-12}$
	18/01/02	$2,37.10^{-12}$		18/01/02	$2,84.10^{-12}$
	31/01/02	$6,21.10^{-12}$		31/01/02	$2,39.10^{-12}$
	7/02/02	$9,34.10^{-12}$		7/02/02	$2,80.10^{-12}$
	22/02/02	$7,20.10^{-12}$		22/02/02	$2,73.10^{-12}$
	8/03/02	$4,61.10^{-12}$		8/03/02	$2,19.10^{-12}$

Quadro 11: Resultados dos ensaios com área plena – esgoto efluente.

CP 5	Data	k (m/s)	CP 6	Data	k (m/s)
7% CIMENTO	13/11/01	$3,41.10^{-11}$	8% CAL	13/11/01	$6,17.10^{-10}$
	14/11/01	$1,90.10^{-11}$		14/11/01	$5,11.10^{-10}$
	19/11/01	$4,58.10^{-12}$		19/11/01	$3,42.10^{-10}$
	20/11/01	$4,01.10^{-11}$		20/11/01	$5,64.10^{-10}$
	21/11/01	$2,89.10^{-11}$		21/11/01	$5,11.10^{-10}$
	22/11/01	$1,05.10^{-11}$		22/11/01	$5,38.10^{-10}$
	26/11/01	$2,06.10^{-11}$		26/11/01	$4,13.10^{-10}$
	28/11/01	$3,13.10^{-11}$		28/11/01	$3,59.10^{-10}$
	29/11/01	$6,29.10^{-11}$		29/11/01	$4,10.10^{-10}$
	3/12/01	$7,47.10^{-12}$		3/12/01	$8,31.10^{-10}$
	10/12/01	$5,80.10^{-12}$		10/12/01	$5,78.10^{-10}$
	17/12/01	$3,11.10^{-12}$		17/12/01	$6,40.10^{-10}$
	3/01/02	$9,16.10^{-12}$		3/01/02	$4,89.10^{-10}$
	18/01/02	$6,25.10^{-13}$		18/01/02	$5,11.10^{-10}$
	31/01/02	$1,40.10^{-12}$		31/01/02	$3,76.10^{-10}$
	7/02/02	$4,92.10^{-12}$		7/02/02	$5,65.10^{-10}$
	22/02/02	$3,12.10^{-12}$		22/02/02	$5,20.10^{-10}$
	8/03/02	$7,71.10^{-13}$		8/03/02	$5,70.10^{-10}$

5.3 ENSAIOS QUÍMICOS

5.3.1 Área Plena

Os Quadros 12 e 13 mostram os resultados obtidos nos ensaios químicos realizados nos corpos de prova miniatura submetidos à percolação de KCl e NaCl, que foram desmontados e divididos em 3 partes (topo, meio e base) para que se pudesse observar a variação de concentrações dos íons ao longo dos corpos de prova.

Quadro 12: Ensaios químicos das misturas solo-cimento submetidas a ensaios de percolação em área plena.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)		
				K ⁺	Na ⁺	Cl ⁻
Cimento	KCl	Topo	60	34,24	1,13	35,50
Cimento	KCl	Meio	60	46,73	0,21	35,50
Cimento	KCl	Base	60	135,16	0,39	35,50
Cimento	KCl	Topo	120	37,10	0,03	14,20
Cimento	KCl	Meio	120	85,31	0,39	10,65
Cimento	KCl	Base	120	188,95	0,21	28,40
Cimento	KCl	Topo	240	39,00	0,00	67,45
Cimento	KCl	Meio	240	28,47	0,00	42,60
Cimento	KCl	Base	240	77,22	0,00	39,05
Cimento	NaCl	Topo	60	33,12	1,32	26,63
Cimento	NaCl	Meio	60	82,22	0,57	35,50
Cimento	NaCl	Base	60	150,57	0,21	8,88
Cimento	NaCl	Topo	120	27,66	2,28	21,30
Cimento	NaCl	Meio	120	43,65	0,21	21,30
Cimento	NaCl	Base	120	166,69	0,03	14,20
Cimento	NaCl	Topo	240	20,28	3,91	28,40
Cimento	NaCl	Meio	240	35,49	0,46	35,50
Cimento	NaCl	Base	240	103,35	0,00	28,40

Quadro 13: Ensaios químicos das misturas solo-cal submetidas a ensaios de percolação em área plena.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)		
				K ⁺	Na ⁺	Cl ⁻
Cal	KCl	Topo	60			35,5
Cal	KCl	Meio	60	10,32	0,21	35,50
Cal	KCl	Base	60	13,41	0,39	35,50
Cal	KCl	Topo	120	12,96	0,21	7,10
Cal	KCl	Meio	120	8,62	0,03	17,75
Cal	KCl	Base	120	16,16	0,03	17,75
Cal	KCl	Topo	240	16,38	0,00	49,70
Cal	KCl	Meio	240	10,92	0,00	49,70
Cal	KCl	Base	240	22,23	0,00	42,00
Cal	NaCl	Topo	60	4,96	0,7	35,50
Cal	NaCl	Meio	60	6,56	0,94	44,37
Cal	NaCl	Base	60	10,76	0,39	35,50
Cal	NaCl	Topo	120	4,56	4,31	7,10
Cal	NaCl	Meio	120	4,96	1,89	35,50
Cal	NaCl	Base	120	10,76	0,03	17,75
Cal	NaCl	Topo	240	2,34	4,37	71,00
Cal	NaCl	Meio	240	3,51	0,92	60,00
Cal	NaCl	Base	240	14,82	0,00	46,00

Foram também realizados ensaios químicos com o cimento e com a cal utilizados. Tais ensaios mostraram os seguintes resultados: cimento - 123,24 ppm de K^+ , 0,00 ppm de Na^+ e 46,15 ppm de Cl^- ; cal – 14,82 ppm de K^+ , 0,00 ppm de Na^+ e 88,75 ppm de Cl^- .

Uma melhor visão do comportamento das concentrações ao longo dos corpos de prova e com relação ao tempo de exposição pode ser conseguida nas Figuras 35 a 42 apresentadas a seguir.

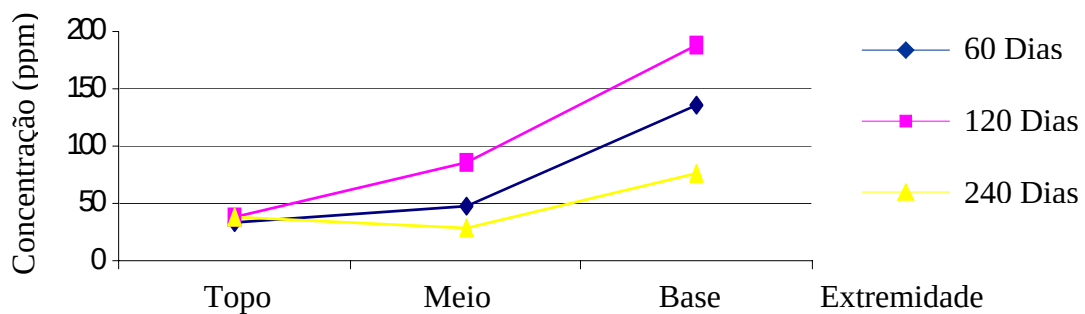


Figura 35: Solo-cimento com KCl – íon K^+ .

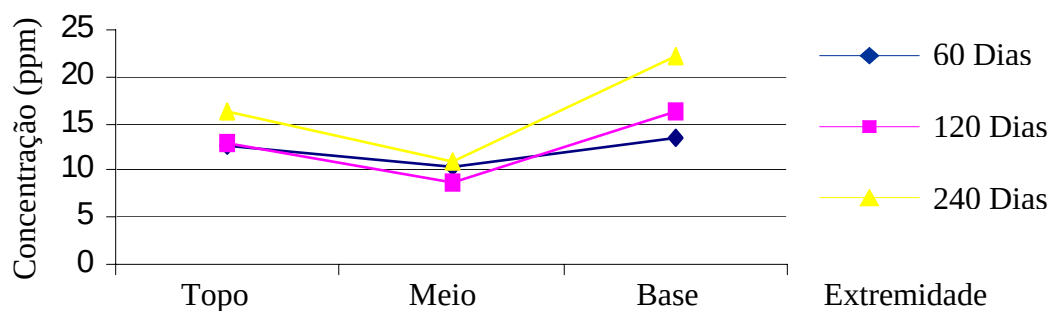


Figura 36: Solo-cal com KCl – íon K^+ .

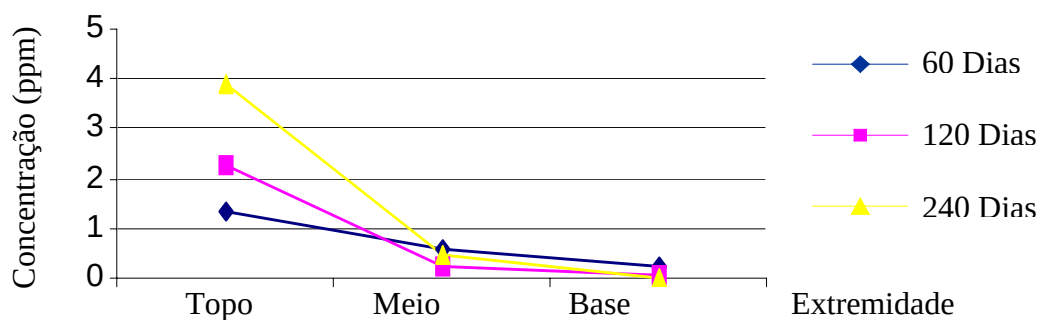
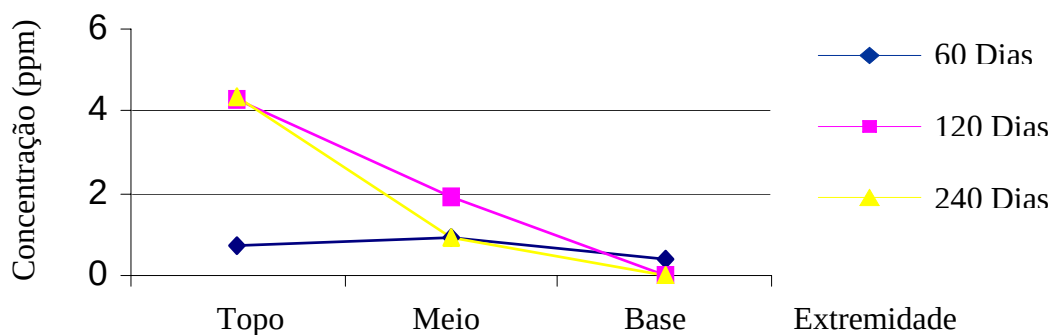
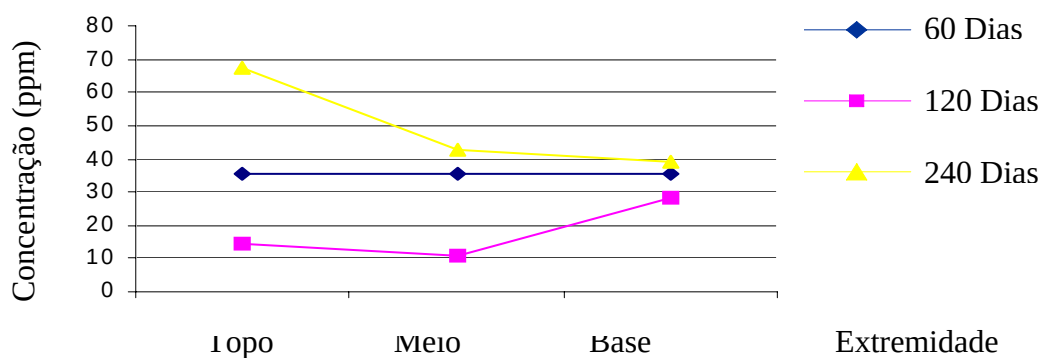
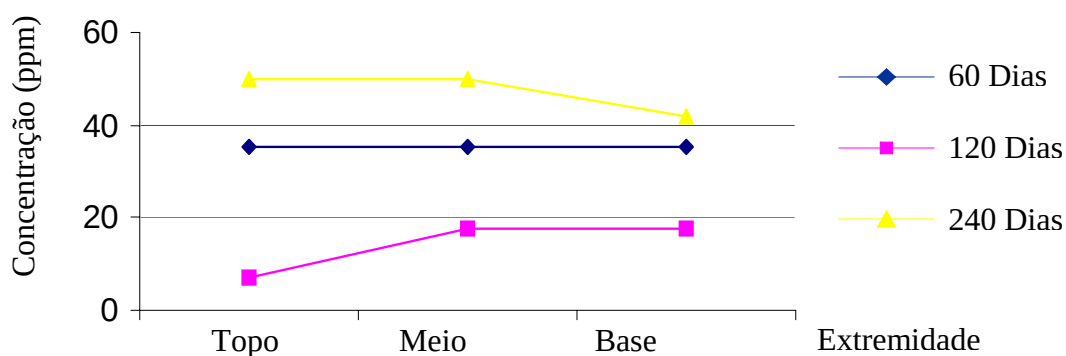
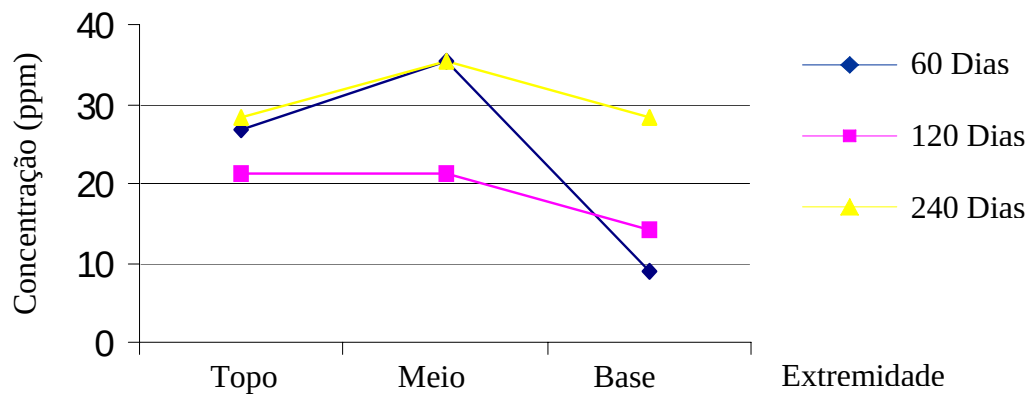
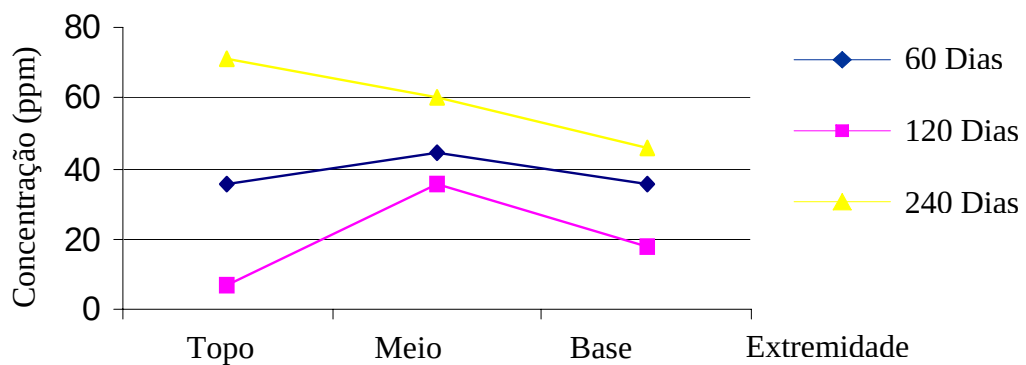


Figura 37: Solo-cimento com $NaCl$ – íon Na^+ .

Figura 38: Solo-cal com NaCl – íon Na^+ .Figura 39: Solo-cimento com KCl – íon Cl^- .Figura 40: Solo-cal com KCl – íon Cl^- .

Figura 41: Solo-cimento com NaCl – íon Cl^- .Figura 42: Solo-cal com NaCl – íon Cl^- .

5.3.2 Colunas

Os Quadros 14 e 15 mostram os resultados dos ensaios químicos realizados nas colunas.

Quadro 14: Ensaios químicos das colunas sujeitas à percolação de KCl.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)	
				K^+	Cl^-
Cimento	KCl	Topo	285	67,86	17,75
Cimento	KCl	Base	285	92,43	17,75
Cal	KCl	Topo	285	20,67	35,50
Cal	KCl	Base	285	15,21	42,60

Quadro 15: Ensaios químicos das colunas sujeitas à percolação de NaCl.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)	
				Na ⁺	Cl ⁻
Cimento	NaCl	Topo	285	3,45	17,75
Cimento	NaCl	Base	285	0,69	24,85
Cal	NaCl	Topo	285	4,83	31,95
Cal	NaCl	Base	285	0,00	24,85

5.3.3 Novo Esquema Experimental

Decorridos cerca de 15 dias da montagem dos ensaios referentes ao novo esquema experimental foi possível recolher amostras de NaCl percolado pelos corpos de prova solo-cal e submetê-las a ensaios para determinação das concentrações dos íons de interesse. Passados mais 20 dias, novas determinações de concentração dos íons foram realizadas. Após essas duas determinações, as demais foram feitas em intervalos de tempo em torno de 30 dias.

Para os corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de KCl, o início das determinações só possível depois de 35 dias da data da montagem dos ensaios. As determinações seguintes foram feitas em períodos de tempo variando de 25 a 35 dias uma da outra.

Os Quadros 16 e 17 apresentam os resultados das determinações de concentrações realizadas nos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de NaCl e KCl e as Figuras 43, 44 e 45 mostram as curvas de variação destas concentrações ao longo do tempo.

Nos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de água residuária e de chorume só foi possível realizar ensaios de determinação da DQO depois de 55 dias da montagem. As demais determinações foram feitas em intervalos de tempo, variando de 25 a 35 dias uma da outra. O Quadro 18 apresenta os resultados destas determinações. As Figuras 46 e 47 mostram a diferença, em termos visuais, apresentada pela água residuária e pelo chorume antes e após a percolação pelos corpos de prova.

Quadro16: Concentrações de K^+ e de Cl^- no fluido após percolado pelos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de KCl (novo esquema experimental).

Estabilizante	Amostra	Concentração de Íons (ppm)	
		K^+	Cl^-
8% Cal	KCl entrada	17,16	63,9
8% Cal	KCl percolado (35 dias)	255,45	53,25
8% Cal	KCl percolado (55 dias)	271,83	60,35
8% Cal	KCl percolado (90 dias)	8,19	56,8
8% Cal	KCl percolado (120 dias)	41,73	42,60

Quadro17: Concentrações de Na^+ e de Cl^- no fluido após percolado pelos corpos de prova solo-cal submetidos à percolação de NaCl (novo esquema experimental).

Estabilizante	Amostra	Concentração de Íons (ppm)	
		Na^+	Cl^-
8% Cal	NaCl entrada	34,50	78,10
8% Cal	NaCl percolado (15 dias)	31,05	67,45
8% Cal	NaCl percolado (35 dias)	31,51	71,00
8% Cal	NaCl percolado (70 dias)	31,97	74,55
8% Cal	NaCl percolado (100 dias)	27,60	60,35

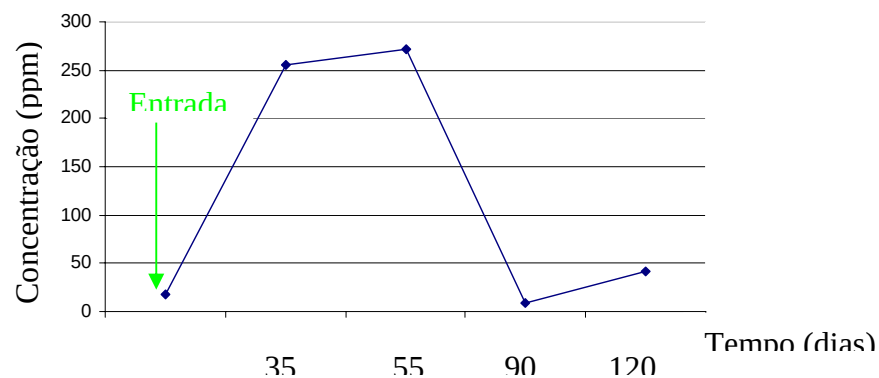


Figura 43: Concentração de K^+ nas soluções percoladas pelos corpos de prova solo-cal (novo esquema experimental).

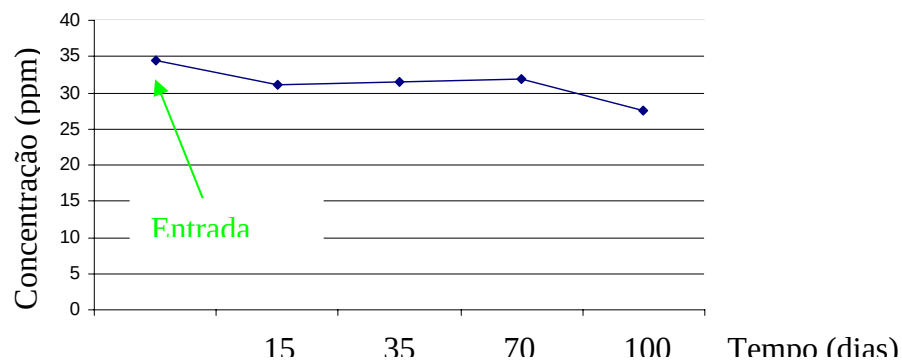


Figura 44: Concentração de Na^+ nas soluções percoladas pelos corpos de prova solo-cal (novo esquema experimental).

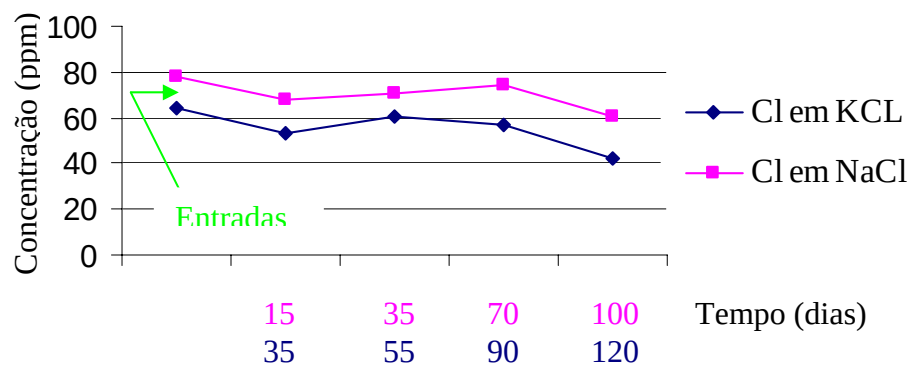


Figura 45: Concentração de Cl^- nas soluções percoladas pelos corpos de prova solo-cal (novo esquema experimental).

Quadro 18: Valores da DQO do fluido percolado pelos corpos de prova submetidos à percolação de água residuária e chorume (novo esquema experimental).

Estabilizante	Amostra	DQO (mg/l)
8% Cal	Água Residuária entrada	449
8% Cal	Água Residuária percolada (55 dias)	399
8% Cal	Água Residuária percolada (90 dias)	41
8% Cal	Chorume entrada	1430
8% Cal	Chorume percolado (55 dias)	472
8% Cal	Chorume percolado (92 dias)	125



Figura 46: Água residuária antes e após a percolação pelo corpo de prova solo-cal (novo esquema experimental).

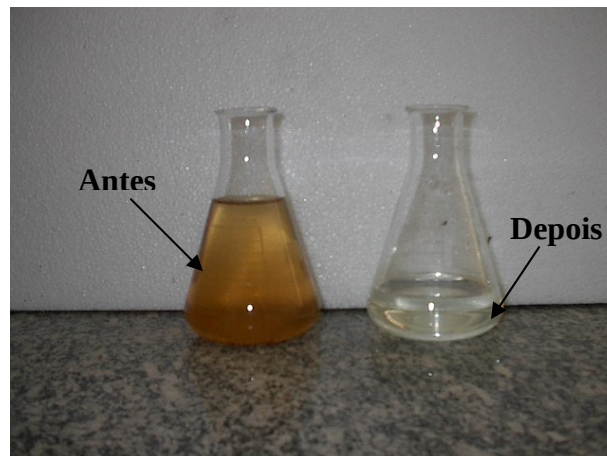


Figura 47: Chorume antes e após a percolação pelo corpo de prova solo-cal (novo esquema experimental).

Em 08/12/2003 ocorreu a ruptura de uma tubulação de água no Laboratório de Hidrologia (local onde estava montado o novo esquema experimental) havendo a inundação do fosso de bombas do referido laboratório (local onde ficavam os dispositivos de ensaio de percolação).

Em função de tal inundação, os dispositivos de ensaio ficaram cobertos pela água que inundou o fosso, inutilizando os ensaios em andamento, como se pode observar nas Figuras 48 e 49 apresentadas a seguir, razão pela qual tais ensaios tiveram que ser concluídos antes do que se esperava (a intenção original era continuar os ensaios de percolação, usando, para essa dissertação resultados que seriam obtidos em janeiro de 2004).



Figura 48: fosso do Laboratório de Hidrologia inundado.

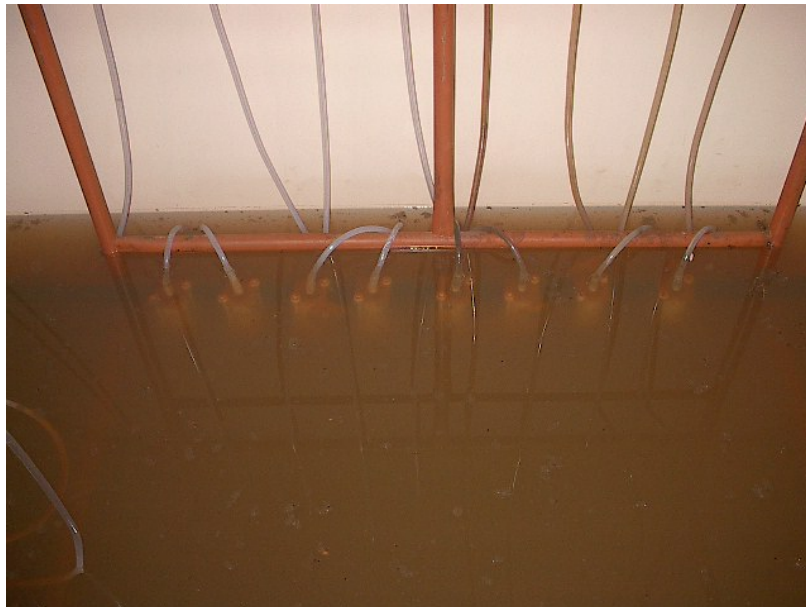


Figura 49: dispositivos de ensaio submersos no fosso inundado.

5.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA E ENERGIA DISPERSIVA

Para avaliar os efeitos do processo de estabilização na condutividade hidráulica e na retenção de íons nos corpos de prova produzidos e ensaiados, os mesmos foram submetidos, após os ensaios de permeabilidade e após a fase de percolação dos fluidos, a determinações em microscópio eletrônico (para análise de sua estrutura interna) e no espectrômetro de energia dispersiva (para determinação semiquantitativa de sua composição química).

Os ensaios evidenciaram o efeito de redução de vazios obtido na compactação dos corpos de prova e de cimentação dos vazios das misturas pelos aglomerantes utilizados (cal e cimento). Na Figura 50 tem-se uma imagem que ilustra a estrutura interna do solo em seu estado natural. Pode-se verificar o alto índice de vazios existente e a estrutura granular típica de solos arenosos.

O diagrama espectral do solo mostra uma composição rica em quartzo, compondo as partículas maiores, e em óxidos e hidróxidos de Fe e Al, nas partículas menores que agem como elemento cimentante da estrutura (Figura 51).

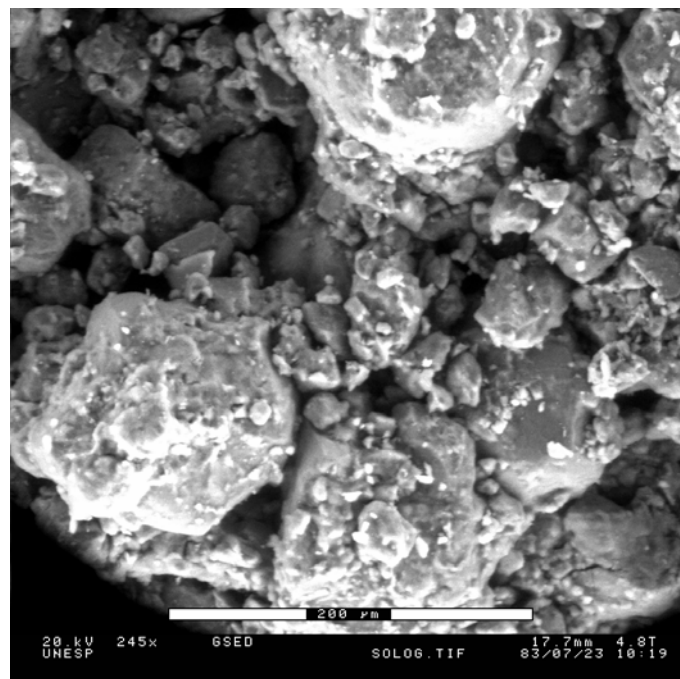


Figura 50: Estrutura do solo utilizado em seu estado natural.

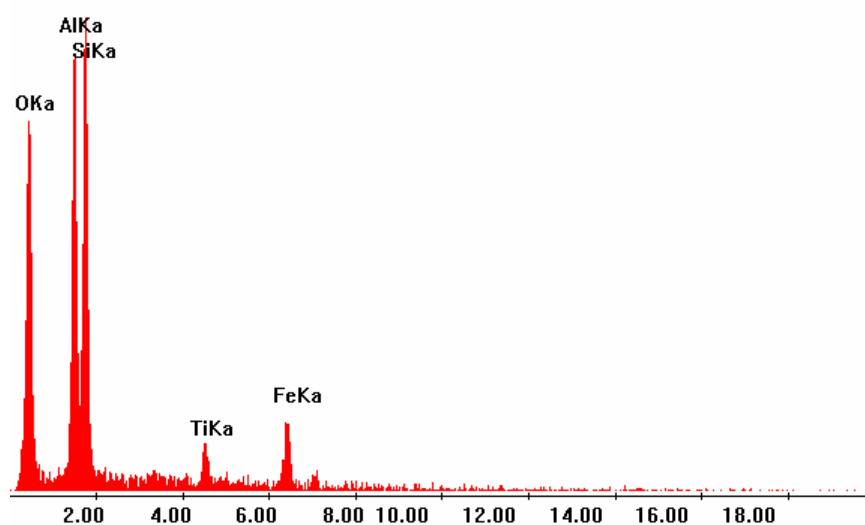


Figura 51: Diagrama espectral mostrando a composição do solo em seu estado natural.

Após a compactação do solo com a adição de cal ou cimento, a estrutura interna evidencia a redução de vazios e o efeito cimentante dos aglomerantes nas misturas. Nas Figuras 52 e 53 pode-se observar esse efeito nos corpos de prova com adição de cimento (Figura 52) e cal (Figura 53).

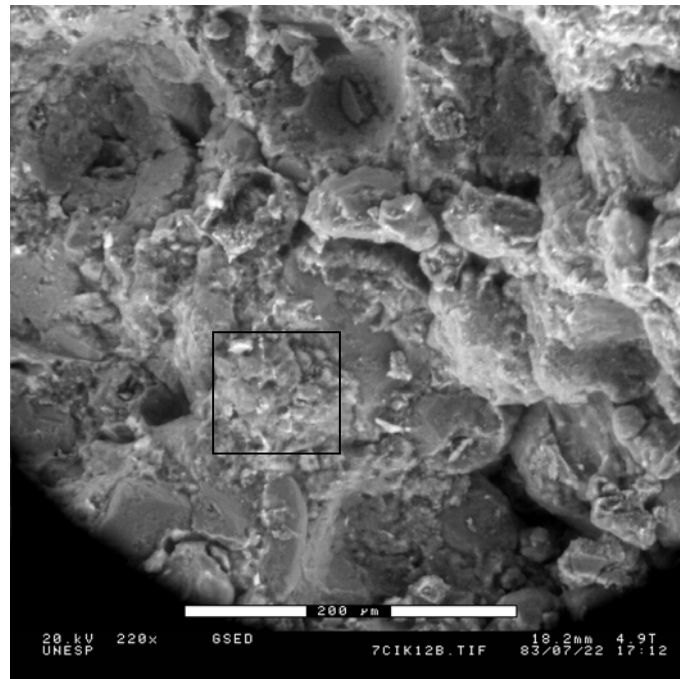


Figura 52: Estrutura da mistura solo-cimento, em detalhe um aglomerado composto de partículas finas do solo e cimento, cuja composição é ilustrada na Figura 54.

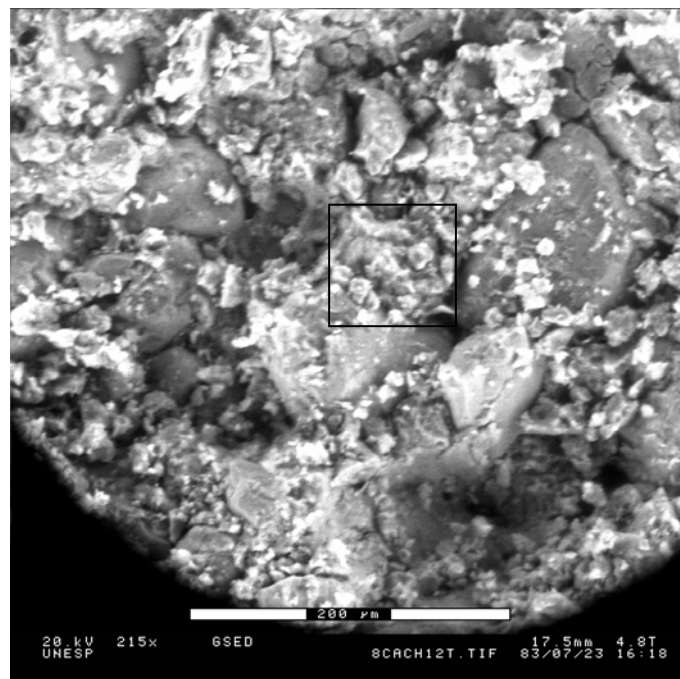


Figura 53: Estrutura da mistura solo-cal, em detalhe um aglomerado composto de partículas finas do solo e cal, cuja composição é ilustrada na Figura 55.

Os diagramas espectrais correspondentes (Figura 54 – mistura solo-cimento e Figura 55 – mistura solo-cal) evidenciam a presença de Ca nos aglomerados de partículas menores que cimentam as partículas maiores. Observar o maior teor em Ca da mistura solo-cal.

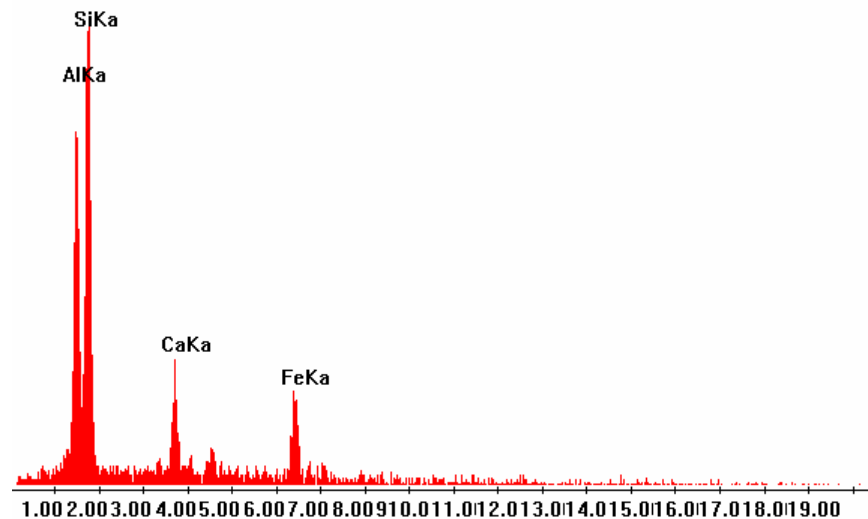


Figura 54: Diagrama espectral mostrando a composição da mistura solo-cimento.

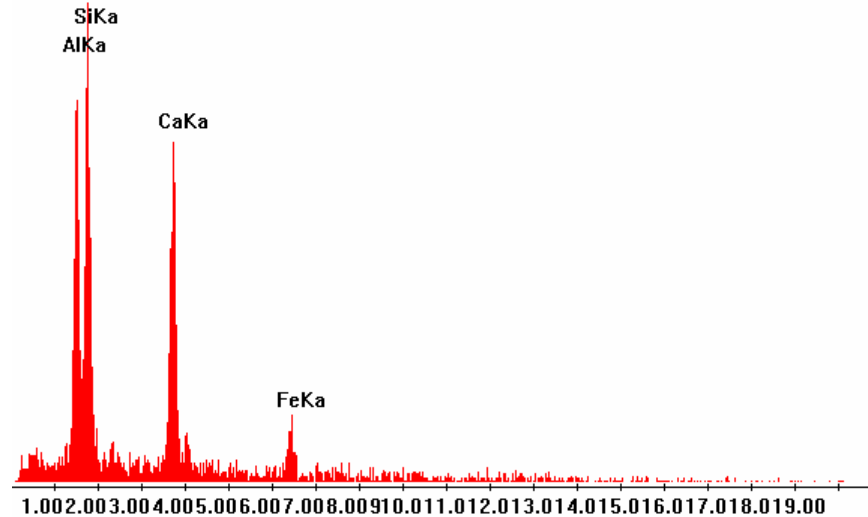


Figura 55: Diagrama espectral mostrando a composição da mistura solo-cal.

A redução de vazios obtida com combinação dos efeitos de compactação e cimentação das misturas é a responsável pela redução da condutividade hidráulica dos materiais estudados.

Além do efeito de redução da condutividade hidráulica, essa cimentação é responsável pela retenção dos íons das soluções utilizadas. A combinação dos

componentes originais do solo com elementos presentes nos aglomerantes e os íons existentes nas soluções, originam novos aglomerados minerais representados principalmente por argilominerais estáveis como caulinita e haloisita, como se pode verificar nas Figuras 56 a 59.

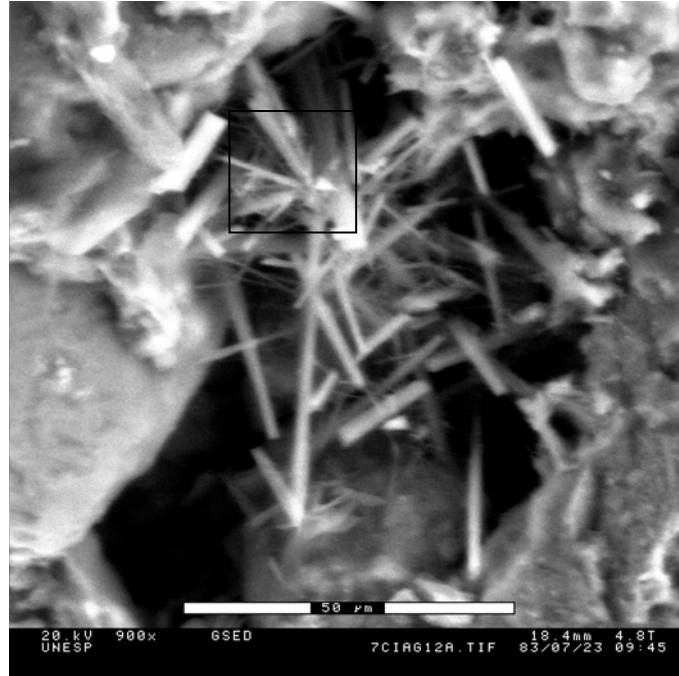


Figura 56: Detalhe da estrutura da mistura solo-cal, mostrando o aglomerado de haloisita.

O diagrama espectral destes aglomerados de haloisita (no caso da mistura solo-cal), ilustrado na Figura 57, mostra a presença de K e Cl provenientes das soluções de percolação.

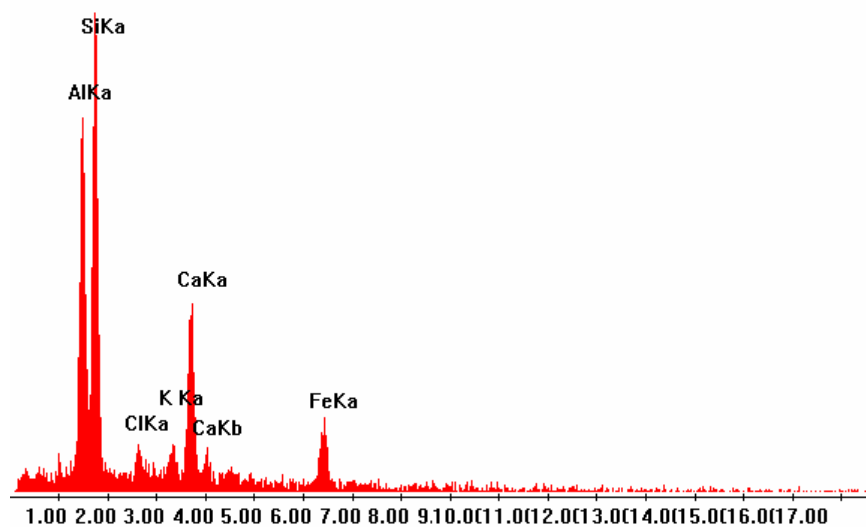


Figura 57: Diagrama espectral do aglomerado de haloisita presente na mistura solo-cal.

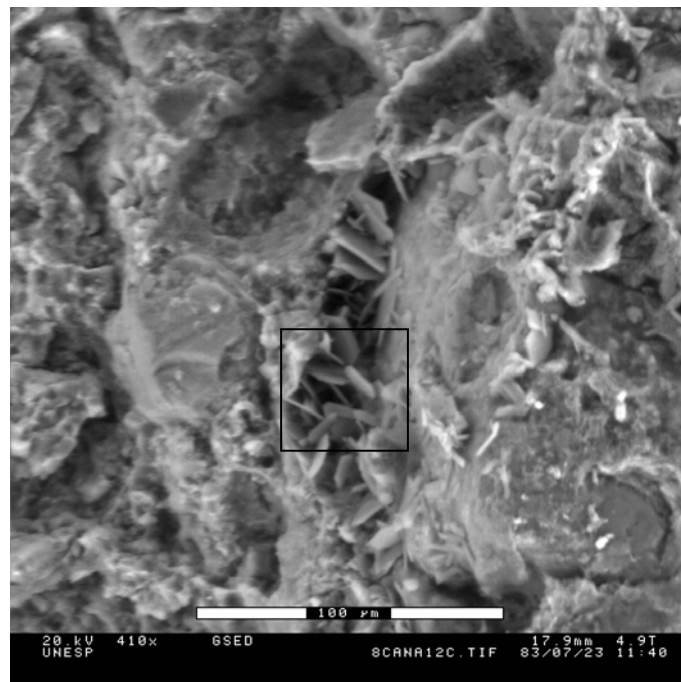


Figura 58: Detalhe da estrutura da mistura solo-cimento, mostrando o aglomerado de caulinita.

O diagrama espectral destes aglomerados (Figura 59) mostra a presença de Na em sua composição.

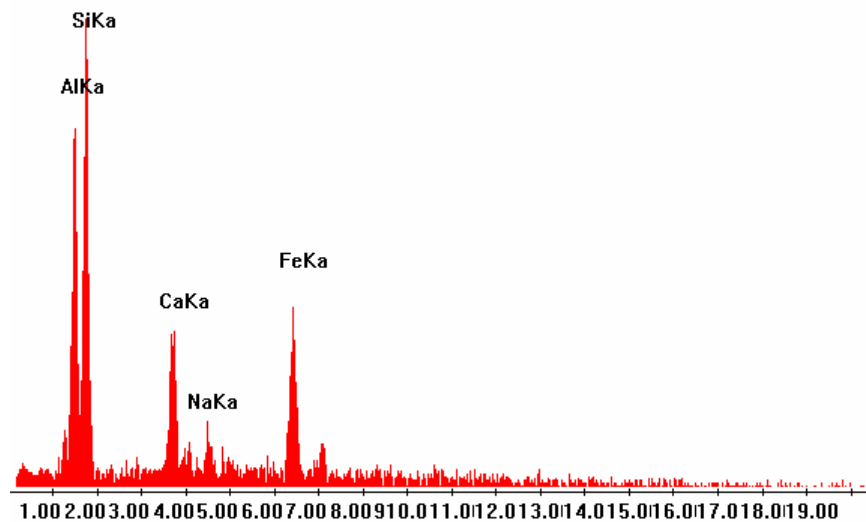


Figura 59: Diagrama espectral do aglomerado de caulinita presente na mistura solo-cimento.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL

Analisando os resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável observa-se que houve redução significativa da condutividade hidráulica somente para os teores de 7% de cimento e 8% de cal em massa. Para os teores acima destes (10% de cimento e 12% de cal), a adição de cimento e cal não proporcionou na maioria dos casos mais redução na condutividade hidráulica e, quando proporcionou alguma redução esta não foi tão significativa.

A redução da permeabilidade é ainda maior quando se comparam os valores da condutividade com relação ao tempo de exposição, ou seja, quanto maior o tempo de exposição, maior é a redução da permeabilidade em relação aos teores utilizados.

Com relação às condições de exposição (imersa e semi-imersa) os resultados indicam baixa influência deste fator na redução da condutividade hidráulica, ou seja, observou-se pouca diferença entre os valores de condutividade apresentados pelos corpos de prova sujeitos à condição semi-imersa se comparado com os corpos de prova sujeitos à condição imersa.

Os valores da condutividade, que se apresentam na ordem de 10^{-10} m/s, são valores plenamente compatíveis com o uso dos materiais como barreiras de proteção.

Baseando-se então nos valores apresentados nos Quadros 7 e 8 e na análise acima, resolveu-se então adotar os teores de 7% de cimento e de 8% de cal em massa, para a confecção dos corpos de prova miniatura utilizados para os ensaios em área plena.

6.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE EM ÁREA PLENA

De um modo geral, os resultados obtidos nos corpos de prova miniatura mostram valores de permeabilidade muito próximos àqueles obtidos nos ensaios com carga variável (na ordem de 10^{-10} m/s), com relação aos corpos de prova submetidos à percolação de água destilada, o que era de se esperar por se tratar dos mesmos tipos de materiais.

Os corpos de prova miniatura percolados com esgoto, tanto afluente como efluente, mostram uma redução da permeabilidade com o tempo, apresentando valores médios de permeabilidade na ordem de 10^{-11} m/s, o que é bastante positivo, pois mostra baixos valores de condutividade hidráulica quando os materiais são submetidos às condições reais de uso destas barreiras de proteção.

Para os corpos de prova sujeitos à percolação de esgoto efluente da lagoa observa-se que a condutividade hidráulica chega a atingir valores da ordem de 10^{-13} m/s.

6.3 ENSAIOS QUÍMICOS

6.3.1 Corpos de Prova Miniatura

6.3.1.1 Íon K^+

Analizando os resultados apresentados nos Quadros 12 e 13 e as Figuras 35 e 36 observa-se que:

- as concentrações de K^+ apresentam valores maiores que dos outros íons para os corpos de prova solo-cimento e valores baixos para os corpos de prova solo-cal, o que pode ser explicado pelo fato do cimento possuir alta concentração de K^+ (123,24 ppm) e a cal não (14,82 ppm);
- esta alta concentração de K^+ no cimento se manifesta mais claramente na base dos corpos de prova, podendo indicar então um efeito de lixiviação deste íon nos corpos de prova;
- há uma tendência geral de aumento de concentração do topo para a base, sendo que nas misturas solo-cal, independentemente do tempo, há uma redução de concentração no meio, podendo também indicar efeito de lixiviação;
- para as misturas solo-cimento há uma tendência, no tempo entre 60 e 120 dias, de aumento de concentrações no meio e na base e uma redução destas concentrações para o tempo de 240 dias. Para a mistura solo-cal as variações concentração no topo e no meio são pouco significativas, havendo uma tendência de aumento destas na base com o passar do tempo.

A tendência geral de aumento de concentração para a base manifesta um efeito contrário ao esperado. Entretanto, este fato pode ser resultado, no caso das misturas solo-

cimento, das altas concentrações de K^+ no cimento. Para as misturas solo-cal esse aumento de concentrações na base mostra valores bem maiores que os da concentração de K^+ na cal podendo evidenciar um efeito importante de lixiviação.

Os maiores valores de concentração na base, associados às concentrações originais de K^+ no cimento e na cal parecem indicar uma baixa capacidade de retenção de K^+ nos tempos utilizados.

6.3.1.2 Íon Na^+

Analisando os resultados apresentados nos Quadros 12 e 13 e as Figuras 37 e 38 observa-se que:

- as concentrações de Na^+ são baixas se comparadas aos outros íons. Isto se explica pelo fato de que os ensaios químicos realizados no cimento e na cal terem mostrado que estes dois estabilizantes não possuem este íon em suas composições;
- os valores de concentração apresentados pelas misturas solo-cimento estão próximos dos valores apresentados pelas misturas solo-cal, indicando um mecanismo de retenção similar e com as mesmas taxas de retenção.;
- há uma tendência, para ambas as misturas, de redução de concentração do topo para a base, chegando a valores próximos ou iguais a zero na base, o que pode estar indicando um efeito de retenção;
- há uma tendência de aumento da concentração no topo com o passar do tempo e de redução no meio, o que também pode estar indicando um efeito de retenção.

O efeito de retenção ocorrido se dá pelo processo de difusão, com redução dos teores das substâncias do topo para a base dos corpos de prova, em função de sua retenção nas camadas menores e conseqüente redução da concentração da solução.

6.3.1.3 Íon Cl^- nos corpos de prova sujeitos à percolação de KCl .

Analisando os resultados apresentados nos Quadros 12 e 13 e as Figuras 39 e 40 observa-se que:

- as concentrações de Cl^- apresentam valores intermediários se comparadas aos outros íons, pois os ensaios químicos realizados no cimento e na cal mostraram que os mesmos possuem Cl^- em suas composições - cimento: 46,15 ppm e a cal: 88,75 ppm;
- as variações de concentração do topo para a base são menos significativas, fato que pode ser explicado por um coeficiente de difusão menor para este íon;
- para a mistura solo-cal há uma tendência de aumento de concentração no meio e estabilização para a base com relação ao tempo de 120 dias e uma ligeira tendência de redução de concentração para o tempo de 240 dias;
- para a mistura solo-cimento há uma redução para o meio e aumento para a base com relação ao tempo de 120 dias. Com 240 dias há uma tendência de redução para a base;
- no princípio (60 para 120 dias) há redução geral de concentração. Entretanto, com o passar do tempo (240 dias) essas concentrações tendem a crescer, fato esperado em função do maior tempo de percolação da solução;
- o efeito de retenção do íon do topo para a base se manifesta melhor com o passar do tempo. Isso pode indicar que o efeito de retenção fica mais evidente em condições de soluções mais saturadas.
- os valores de concentração estão relativamente próximos e tendem a se aproximar ainda mais na base dos corpos de prova com o passar do tempo.

Neste caso também, o efeito de retenção ocorrido se dá pelo processo de difusão.

6.3.1.3 Íon Cl^- nos corpos de prova sujeitos à percolação de NaCl.

Analisando os resultados apresentados nos Quadros 12 e 13 e as Figuras 39 e 40 observa-se que:

- as concentrações de Cl^- apresentam valores intermediários se comparadas aos outros íons, pois os ensaios químicos realizados no cimento e na cal mostraram que os mesmos possuem Cl^- em suas composições - cimento: 46,15 ppm e a cal: 88,75 ppm;
- na maioria dos casos, existe uma tendência de redução de concentração do topo para a base. No caso do solo-cimento há um aumento de concentração no meio e uma redução na base e no caso da mistura solo-cal o mesmo

ocorre para os tempos de 60 e 120, havendo para 240 dias uma tendência de redução;

- no princípio (60 para 120 dias) há redução geral de concentração. Porém, com o passar do tempo (240 dias) essas concentrações tendem a crescer, fato esperado em função do maior tempo de percolação da solução;
- o efeito de retenção do íon do topo para a base se manifesta com o passar do tempo, especialmente para a mistura cal que apresenta maiores concentrações iniciais. Isso pode indicar que o efeito de retenção fica mais evidente em condições de soluções mais saturadas;
- os valores de concentração são diferentes, o que pode ser explicado em função da maior concentração de Cl^- na cal.

Aqui também o efeito de retenção ocorrido se dá pelo processo de difusão.

6.3.2 Colunas

6.3.2.1 Íon K^+

Analisando os resultados apresentados no Quadro 14 observa-se que:

- as concentrações de K^+ apresentam valores maiores que dos outros íons para as colunas solo-cimento e valores intermediários para colunas solo-cal, o que pode ser explicado pelo fato do cimento possuir alta concentração de K^+ (123,24 ppm) e a cal não (14,82 ppm);
- há uma redução da concentração do topo para a base nas misturas solo-cal e um aumento para as misturas solo-cimento, o que pode estar indicando o efeito de lixiviação no caso das colunas solo-cimento;
- os valores de concentração de K^+ , apresentados pelas colunas solo-cimento são bem diferentes dos apresentados pelas colunas solo-cal, o que pode ser explicado pela alta concentração de K na composição do cimento.

Portanto, tanto para a cal existem evidências que a mistura tende a reduzir as concentrações do íon na solução, o que não acontece para o cimento.

6.3.2.2 Íon Na^+

Analisando os resultados apresentados no Quadro 15 nota-se que:

- as concentrações de Na^+ são baixas se comparadas aos outros íons, o que se explica pelo fato de que os ensaios químicos realizados no cimento e na cal terem mostrado que estes dois estabilizantes não possuem este íon em suas composições;
- há uma redução de concentração do topo para a base, chegando a valores próximos ou iguais a zero na base;
- os valores de concentração apresentados pelas colunas solo-cimento estão próximos dos valores apresentados pelas colunas solo-cal;

Portanto, pela análise acima pode se dizer que tanto para cimento como para cal existem evidências de que as misturas tendem a reduzir as concentrações do íon na solução.

6.3.2.3 Íon Cl^- nas colunas sujeitas à percolação de KCl.

Analisando os resultados apresentados no Quadro 14 nota-se que:

- as concentrações de Cl^- apresentam valores intermediários se comparadas aos outros íons, pelo fato do cimento e da cal possuírem tal íon em suas composições - cimento: 46,15 ppm e a cal: 88,75 ppm;
- no caso das colunas solo-cal há um aumento da concentração do topo para a base, o que pode estar indicando um efeito de lixiviação.
- no caso das colunas solo-cimento a concentração não mostra uma tendência de variação e permanece constante.

6.3.2.4 Íon Cl^- nas colunas sujeitas à percolação de NaCl.

Analisando os resultados apresentados no Quadro 15 observa-se que:

- as concentrações de Cl^- apresentam valores intermediários se comparadas aos outros íons, pois os ensaios químicos realizados no cimento e na cal mostraram que os mesmos possuem Cl^- em suas composições - cimento: 46,15 ppm e cal: 88,75 ppm;

- no caso das colunas solo-cal há uma tendência de redução do topo para a base, o que não acontece nas colunas solo-cimento, onde a concentração na base é maior que no topo, o que pode estar indicando um efeito de lixiviação.

Portanto, pela análise acima pode se dizer que a mistura solo-cal parece ter boa capacidade de retenção de Cl^- . Para as mistura solo-cimento, o mesmo não pode ser dito.

6.3.4 Novo Esquema Experimental

6.3.4.1 Íon K^+

Analizando os resultados apresentados no Quadro 16 e a Figura 43 observa-se que:

- no início (até o tempo de 55 dias) os valores de concentrações estão maiores do que o valor da concentração do íon na solução de entrada, o que pode estar indicando um efeito de lixiviação;
- depois deste tempo as concentrações caem a valores menores do que a de entrada, o que pode ser explicado pelo fim do efeito de lixiviação e provável início do processo de retenção.

6.3.4.2 Íon Na^+

Analizando os resultados apresentados no Quadro 17 e a Figura 44 observa-se que:

- as concentrações de Na^+ são baixas se comparadas aos outros íons, o que se explica pelo fato de que os ensaios químicos realizados na cal terem mostrado que este estabilizante não possui este íon em suas composição;
- os valores de concentrações são menores que o valor da concentração do íon na solução de entrada, o que pode estar indicando um processo de retenção.

6.3.4.3 Íon Cl^- nas amostras de KCl percoladas

Analizando os resultados apresentados no Quadro 16 e a Figura 45 verifica-se que:

- os valores de concentrações no percolado são menores do que a concentração do íon na solução de entrada, o que pode estar indicando um processo de retenção.

6.3.4.4 Íon Cl^- nas amostras de NaCl percoladas

Analisando os resultados apresentados no Quadro 17 e a Figura 46 verifica-se que:

- as concentrações no percolado são menores do que a concentração do íon na solução de entrada, o que pode estar indicando um processo de retenção.

6.3.4.5 Água Residuária e Chorume

Analisando os resultados apresentados no Quadro 18 observa-se que os valores da DQO apresentados pelas amostras percoladas pelos corpos de prova solo-cal são bem menores do que o valor da DQO de entrada, o que indica que mistura é capaz de reduzir as concentrações de substâncias potencialmente contaminantes.

7 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de permeabilidade à carga variável e em área plena permitem concluir que as misturas solo-cal e solo-cimento, quando compactadas, promovem uma redução na condutividade hidráulica se comparada com o valor de condutividade apresentada pelo solo puro compactado, indicando que os teores de 7% de cimento e 8% de cal em massa são suficientes para a finalidade pretendida.

Os valores de condutividade apresentados pelos corpos de prova solo-cimento (7%) e os corpos de prova solo-cal (8%), mostram que a mistura solo-cimento (7%) possui uma maior eficiência, apresentando valores de condutividade menores do que os de solo-cal (8%).

O fator “tempo de exposição” mostra que não há redução da permeabilidade até o tempo de 180 dias, e que após este período há uma estabilização do material, causando uma variação pouco significativa nos valores da condutividade hidráulica.

Os ensaios de permeabilidade em área plena apresentam resultados de condutividade hidráulica muito próximos dos valores apresentados pelos ensaios à carga variável, o que nos permite concluir que o uso desta técnica é muito vantajoso, pois possibilita que a preparação dos corpos de prova e a montagem dos ensaios sejam feitos em um período de tempo muito menor, além de ser economicamente mais viável.

Quando submetidas às condições reais de uso, ou seja, quando sujeitas à percolação de esgoto (afluente e efluente), as misturas solo-cimento e solo-cal mostraram grande eficiência, apresentando uma redução na condutividade hidráulica em relação à percolação com água destilada.

Com relação à capacidade de retenção, pode-se concluir que no caso do K^+ há fortes indícios de processo de lixiviação e que as misturas solo-cimento e solo-cal apresentam baixa capacidade de retenção. Para a mistura solo-cal, em que foi possível fazer determinações de concentração das soluções percoladas pelos corpos de prova graças ao novo esquema experimental, esta afirmação não é tão evidente, já que os resultados destes ensaios mostraram uma tendência de redução da concentração.

Para o íon Na^+ os resultados permitem concluir que em ambas as misturas existem evidências de redução das concentrações do íon na solução, o que indica uma boa capacidade de retenção deste íon.

No caso do íon Cl^- os resultados mostram que a redução de concentração do íon a princípio não é tão significativa, mas se torna mais evidente com o passar do tempo, o que nos permite concluir de uma maneira geral que as misturas podem apresentar uma boa capacidade de retenção do íon, principalmente com o passar do tempo.

Quanto às soluções potencialmente contaminantes (água residuária e chorume) só foi possível a realização de determinações de DQO em amostras percoladas pelos corpos de prova solo-cal no novo esquema experimental. A análise nos resultados permite concluir que esta mistura apresenta uma alta capacidade de retenção de substâncias contaminantes.

De uma maneira geral, pode-se concluir que o uso de solo arenoso estabilizado com cimento e cal para a construção de barreiras de proteção ambiental é uma solução tecnicamente e economicamente viável, pois estas duas misturas proporcionam uma redução na condutividade hidráulica chegando a valores bem menores do que o exigido, e uma capacidade de retenção de substâncias que não pode ser desconsiderada, principalmente quando em contato com chorume e água residuária.

Os ensaios de permeabilidade em área plena apresentam resultados muito próximos aos ensaios de permeabilidade tradicionais à carga variável e, quanto aos ensaios de retenção em área plena estes apresentam resultados que permitem fazer uma análise bem próxima da análise dos ensaios em colunas, o que permite concluir que de uma maneira geral que a utilização desta técnica é de grande vantagem para este tipo de estudo, pois exige um menor tempo de preparação e custos bem menores quando comparados com as técnicas tradicionais.

8 RECOMENDAÇÕES

A tentativa de uso de gradientes hidráulicos compatíveis com aqueles que possam vir a ocorrer no campo mostrou-se pouco eficaz, não possibilitando a percolação dos corpos de prova em períodos de tempo compatíveis com um trabalho de pós-graduação. Em trabalhos futuros é preciso que se considere que o gradiente hidráulico aplicado deve ser superior a uma tensão de 70kPa para solo compactado, e superior a 100kPa para solo estabilizado compactado. Só assim a percolação será possível em corpos de prova com condutividade hidráulica tão baixa.

Para a continuidade dos estudos de capacidade de retenção para misturas compactadas se sugere a escolha de um número menor de variáveis do ponto de vista da solução circulante (por exemplo, um tipo de fluido orgânico como chorume) para que se possa efetuar um bom número de repetições dos ensaios, de forma a possibilitar precisão estatística nos resultados obtidos.

Alternativa interessante é a realização de estudos de compatibilidade entre mistura compactada e resíduo percolado de modo a se identificar os mecanismos de atenuação do resíduo e de fixação química deste no solo. Este tipo de trabalho representa a tendência atual em estudos dessa natureza e pode ser feito com base em técnicas de ensaio bastante rápidas (como os ensaios em lote) e determinações em laboratório também rápidas como a técnica de energia dispersiva usada neste trabalho.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND: **Dosagem das Misturas de Solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio**. São Paulo, SP. ABCP, 57 p. 1986.

ALCÂNTARA, M.A. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilha Solteira – SP**. Viçosa: 1995, 91p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, 1995.

ALCÂNTARA, M.A.M. & LIMA, D.C. As variáveis de controle da capacidade portante na produção de material solo-cal. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. **Anais...**, EESC/USP, São Carlos, p. 1891-1897, 1997.

ALCÂNTARA M.A.M. & LOLLO, J.A. Evaluation of mechanic performance of lime-soil mixtures under distinct exposition condition. **Journal of Nepal Geological Society**, Nepal Geological Society, Kathmandu, Nepal, 1999. (no prelo).

AL-HOMOUD, A.S.; KHEDAYWI, T. & AL-AJLOUNI, A.M. Engineering and environmental aspects of cutback asphalt (MC-70) stabilization of swelling and collapsible soils. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts**, v. 33, n. 7, p. 317-321, 1996.

ANDERSON, S.A. & HEE, B. Lateritic soil in landfill liners and covers. In: GEOENVIRONMENT 2000, 2000. **Geotechnical Special Publication 46**, ASCE, p. 947-963, 2000.

BAUER, G.; CARVALHO, J.B. Estabilização de solos lateríticos com cal: propriedades geotécnicas, reações e produtos formados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador, ABGE-ABMS, 1990, p. 207-211, 1990.

BEAR, J. **Hydraulics of Groundwater**. McGraw-Hill, 1979.

BOFF, F.E. **Estudo da seletividade iônica na interação solo-contaminante aplicado a liners**. São Carlos: EESC/USP. Seminário (Seminários Gerais em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

BOFF, F.E. & PARAGUASSU, A.B. Avaliação da titulação potenciométrica na avaliação das possibilidades de uso de solos lateríticos como liners. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 362-366, 1999.

BOSCOV, M.E.G.; OLIVEIRA, E.; GHILARDI, M.P. & SILVA, M.M. Difusão de metais através de uma argila laterítica compactada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999a, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 323-330, 1999a.

BOSCOV, M.E.G.; PEREIRA FILHO, W.; SARKIS, J.E.S. & HUANG, Y.C. Estudo da migração de urânio através de uma camada de solo compactado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 367-374, 1999b.

BRANDL, H. **Mineral liners for hazardous waste containment**. Géotechnique, (I): 57-65. 1992.

CAPUTO, H. P. **O Solo como Material de Construção**. In: _____. Mecânica dos Solos e sua Aplicações. 5ª edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987. Volume 2, capítulo 20.

CAZAUX, D. & DIDIER, G. Field evaluation of hydraulic performances of geosynthetic clay liners by small and large-scale tests. **Geotextiles & Geomenbranes**, v. 18, n. 2-4, p. 163-178, 2000.

DELGADO, C. W. C. **Mecanismos de Transporte de Metais Pesados**. Salvador. Disponível em: <<http://www.geoamb.eng.ufba.br>>. Acesso em 10 dez. 2002.

FERRAZ, R.L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa: 1994, 180p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, 1994.

FREEZE, R.A. & CHERRY, J.A., 1979, Groundwater, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

FREIRE, W. J. **Tratamento Prévio do Solo com Aditivos Químicos e seu Efeito sobre a Qualidade do Solo-cimento**. Piracicaba – SP, 1976. 142p. Tese (Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas) – ESALQ, USP.

IAC **Levantamento pedológico semidetalhado de alguns municípios da região de influência do Conjunto Hidrelétrico de Urubupungá – Estado de São Paulo**. São Paulo, Instituto Agrônomo de Campinas, escala 1:100.000, 1994.

IPT **Levantamento pedológico da área do Cinturão verde da cidade de Ilha Solteira - SP**. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, escala 1:6.000, 1988.

KOERNER, R.M., *Designing with Geosynthetics* (4th ed.), Prentice-Hall Publishing Co., 761p., 1998)

LEITE, A.L.L. **A difusão molecular do K^+ e Cl^- em solos naturais compactados: uma perspectiva para uso em liners**. São Carlos: EESC/USP. 1997. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

LEITE A.L.L.; PARAGUASSU, A.B., & ZUQUETTE, L.V. K^+ and Cl^- diffusion in compacted tropical soils: a liner usage perspective. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR ENGINEERING GEOLOGY AND THE ENVIRONMENT, 8, 1998, Vancouver. **Proceedings...**, IAEG, Vancouver, v. 6, pp. 2505-2512, 1998.

LEITE A.L. L. & PARAGUASSU, A.B. Simulações da difusão/retenção de K^+ em solos tropicais compactados: uma nova modelagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9, 1999, São Pedro. **Anais...**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Pedro, T2, 1999. (anais em mídia eletrônica – CD).

LEITE, J.C. **Metodologia para a elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais**. São Carlos: EESC/USP. 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.

LEITE, J.C. **Avaliação de materiais inconsolidados para o uso em liners**. Revisão Bibliográfica, SGS-EESC-USP, São Carlos, 1996.

LEITE, J.C. **Estudos laboratoriais de percolação em colunas de misturas de solos lateríticos compactadas: Equipamentos e ensaios**. São Carlos, 223p. Tese (Doutorado)– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

LIESER, K. H., (1975), "**Sorption and Filtration Methods for Gas and Water Purification**" Series E, Bonnevie-Svendsen cd., Vol 13, NATO Advanced Study Institute.

LIMA, D.C. **Algumas Considerações Relativas a Aspectos de Estabilização de Solos, em Particular a Estabilização Solo-Cal.** São Carlos – SP: 1981, 171p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1981.

LIMA, D.C.; SILVA, C.H.C.; BARBOSA, P.S.A.; CARVALHO, C.A.B. & TRINDADE, T.P. Municipal Solid Waste Landfill Lining and Cover Regulations. In: CONGRESSO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 5, 2003, Porto Alegre. **Anais...**, Porto Alegre: ABNS, 2003. (anais em meio eletrônico-CD).

LO, I.M.C.; LILJESTRAND, H.M.; KHIM, J. & SHIMIZU, Y. Clay liner materials for land disposal of hazardous non-metal wastes. **Water Science Technology**, v. 33, n. 8, p. 71-77, 1996.

LOCAT, J.; TREMBLAY, H. & LEROUÉIL, S. Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 4, p. 654-669, 1996.

OHLWEILER, O. A. **Química Analítica Quantitativa**, 2ª edição, Vol 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1976.

PINTO, C.S. **Estabilização de pavimentos com cal.** São Paulo, Associação Brasileira de Produtores de Cal, 1985. P.79-112. (Boletim, 14).

PINTO, C.S.; BOSCOV, M.E. Estudo comparativo de estabilização com cal de um solo saprolítico e de um solo laterítico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador ABGE-ABMS, 1990, p. 227-237, 1990.

PIWONI, M. D. E KEELEY, J. W. "**Basic Concepts of Contaminant Sorption at Hazardous Wastes Sites**". EPA/540/4-90-53, 1990.

RIBEIRO, R.V.A. **Avaliação do desempenho hidráulico de liners produzidos com solo laterítico arenoso compactado estabilizado quimicamente.** Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – FEIS/UNESP (Dissertação de Mestrado), 2002.

RIBEIRO, R.A.V. & LOLLO, J.A. Laboratory evaluation of hydraulic performance of liners produced with lateritic sandy soil stabilized with lime and cement. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 4, 2002, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. (anais em meio eletrônico – CD).

RITTER, E.; EHRLICH, M. & BARBOSA, M.C. Difusão e sorção de soluções múltiplas e monossoluções em solos argilosos salinos e não salinos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos, p. 331-338, 1999.

RIZZO, R.P. **Avaliação da condutividade hidráulica em solo laterítico arenoso compactado estabilizado com cimento para uso como liner**. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (UNESP) (Relatório de pesquisa apresentado à Fapesp), 2001.

ROBINSON, R. A. & ESTOKES, R. H., Electrolyte Solutions, 2nd. Edition, Butterworth & Company (Publishers) Ltda., Sevenoaks, Kent, England (1965).

ROWE, R.K. Contaminant migration through groundwater – the role of modeling in the design of barriers. 11th Canadian Geotechnical Colloquium, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 4, p. 778-798, 1988.

SANCHEZ, F.; BARNA, R.; GARRABRANTS, A.; KOSSON, D.S. & MOSZKOWICZ, P. Environmental assessment of a cement-based solidified soil contaminated with lead. **Chemical Engineering Science**, v. 55, p. 113-128, 2000.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo-cimento em Estacas Apiloadas para obras de Pequeno Porte**. Campinas, SP, 96p. Tese (Mestrado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas 1994.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo-cimento em Estacas Escavadas com Trado em Ilha Solteira-SP**. Campinas, SP, 176p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas, 2000.

SHACKELFORD, C.D.; BENSON, C.H.; KATSUMI, T.; EDIL, T.B. & LINC, L. Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standart liquids. **Geotextiles & Geomenbranes**, v. 18, n. 2-4, p. 133-161, 2000.

SILVEIRA, A. **Estabilização de Solos com Cimento**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, publicação 128, Síntese de nota de aula. 44p. 1966.

TABBAAA, A. & ARAVINTHANB, T. Natural clay-shredded tire mixtures as landfill barrier materials. **Waste Management**, v. 18, n. 1, p. 9-16, 1998.

THOMPSON, M.R. **Lime reativity of Illinois soils**. Washington, ASCE, 1966, p. 67-92.

YONG, R.N.; MOHAMED, A. M. O.; WARKENTIN, B. P. **Principles of Contaminant Tranport in Soils**. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B. V., 327p. 1992.