Kleber Azevedo Dourado

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE MATERIAIS DE BAIXA
PERMEABILIDADE: DESENVOLVIMENTO, CONSTRUÇÃO E
TESTE DE UM SISTEMA DE MEDIDA.

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do título
de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Orencio Monje Vilar.

São Carlos
2003

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **KLEBER AZEVEDO DOURADO**

Dissertação defendida e julgada em 19-09-2003 perante a Comissão Julgadora

Prof. Tit. **ORENCIO MONJE VILAR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APPROVADO

Prof. Assoc. **BENEDITO DE SOUZA BUENO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APPROVADO

Profa. Dra. **DELMA DE MATTOS VIDAL**
(Instituto Tecnológico de Aeronáutica/ITA)

APPROVADO

Prof. Assoc. **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Prof. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Aos Professores da Universidade Federal da Bahia que me ensinaram uma profissão, especialmente àqueles com quem tive o privilégio de conviver durante a iniciação científica e que deram incentivo e apoio para eu ingressar na pós-graduação.

Ao meu orientador que proveu todas as necessidades deste trabalho.

Aos docentes e discentes da Universidade de São Paulo por comporem este ambiente “confuso” e “inquieto”, questionador do conhecimento, plural em pensamento e formação, e por estas características, tão favorável ao aprendizado.

Ao corpo técnico e administrativo da Universidade de São Paulo que ajudou na execução deste trabalho e facilitou todas as demais atividades que desenvolvi nesta instituição.

À CAPES, pelo apoio financeiro através da bolsa de estudo, à Universidade de São Paulo pela estrutura física e à empresa TIGRE S.A. Tubos e Conexões, pela doação de materiais para a construção de equipamentos.

Às minhas irmãs, aos velhos amigos, e aos bons amigos que fiz em São Carlos.

RESUMO

DOURADO, K. A. (2003). Condutividade Hidráulica de Materiais de Baixa Permeabilidade: Desenvolvimento, Construção e Teste de um Sistema de Medida. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

Este trabalho trata do desenvolvimento, montagem e teste de equipamentos para ensaios de materiais de baixa condutividade hidráulica, o qual inclui sistemas de controle hidráulico de volume constante, permeâmetros do tipo parede flexível e interfaces água-percolante. A vantagem desse arranjo está no maior controle dos ensaios e, notadamente, na redução do tempo de ensaio com emprego do sistema hidráulico de volume constante (sistema fechado), quando comparado aos ensaios que empregam o sistema aberto de controle hidráulico. Para testar o equipamento, foram ensaiados geocompostos bentoníticos (geosynthetic clay liners – GCLs) de fabricação nacional, em corpos de prova moldados com diâmetro de 100 mm e também, em uma mistura de solo com bentonita. Os resultados da condutividade hidráulica obtidos para os geocompostos bentoníticos se situaram na ordem de 10^{-9} e 10^{-10} cm/s, compatíveis com os publicados na literatura sobre o material, e os ensaios na mistura solo-bentonita produziu resultados na ordem de 10^{-8} cm/s, e foram conseguidos com cerca de 3 hora de ensaio. Aborda-se ainda a aplicabilidade da Lei de Darcy aos materiais ensaiados.

Palavras-chave: condutividade hidráulica; permeâmetro; geocomposto bentonítico; geosynthetic clay liner, GCL, barreira hidráulica.

ABSTRACT

DOURADO, K. A. (2003). Hydraulic Conductivity of Low Permeability Materials: Development, Construction and Test of a Measurement System. Dissertation (MSc) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

This work describes the development, construction, calibration and test of equipment for testing low hydraulic conductivity materials, which includes constant volume hydraulic control system, flexible wall permeameters and permeating water interfaces. The advantage of this kind of apparatus is the greater test control, notably, the reduction of test duration due to the use of a constant volume hydraulic system (closed system), when compared to the opened system hydraulic control test. In order to test the equipment, geosynthetic clay liners (GCLs) manufactured in Brazil was used as test specimens of 100mm diameter and also, a mixture of soil and bentonite. The results of hydraulic conductivity obtained for the GCL were in the range of 10^{-9} to 10^{-10} cm/s, comparable to what has been published by the specialized literature on this material, and the tests with the soil-bentonite mixture resulted in a conductivity about 10^{-8} cm/s, after 3 hours running the test. The applicability of Darcy's Law to the tested materials is also referred to.

Key-words: hydraulic conductivity; permeameter; bentonitic geocomposite; geosynthetic clay liner, GCL, hydraulic barrier

SUMÁRIO

RESUMO	iv
ABSTRACT	v
1 – INTRODUÇÃO	1
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 – Permeâmetros.	8
2.2 – Sistemas de controle hidráulico.	16
2.3 – Geocompostos bentoníticos (geosynthetic clay liners - GCLs).	20
3 – CARACTERÍSTICAS DO CONJUNTO DESENVOLVIDO	28
3.1 – Permeâmetro de parede flexível.	28
3.2 – Sistema Hidráulico de Volume Constante.	34
3.3 – Sistema de interface água-percolante.	39
3.4 – Célula de expansão.	40
4 – MATERIAIS E MÉTODOS.	43
4.1 – Geocopoento bentonítico.	43
4.2 – Mistura de solo com bentonita compactada.	45
4.3 – Ensaios de condutividade hidráulica.	46
4.4 – Ensaio de expansão.	51
5 – RESULTADOS E ANÁLISES.	52
5.1 – Condutividade hidráulica.	52
5.2 – Ensaios de Expansão.	67
6 – CONCLUSÃO.	74
REFERÊNCIAS	76
APÊNDICE	79

1 – INTRODUÇÃO.

A condutividade hidráulica é uma propriedade cujo valor apresenta enorme variação em materiais inconsolidados. Encontram-se valores desde 10^{+2} cm/s, para materiais de altíssima condutividade como pedregulhos, até 10^{-12} cm/s, para os de baixíssima condutividade, geralmente solos com grande quantidade de minerais de argila de alta atividade. Existem várias técnicas, abrangendo ensaios de campo e de laboratório, que podem ser utilizadas para medir ou estimar a condutividade hidráulica.

Os ensaios em laboratório quando comparados com ensaios em campo apresentam vantagens nas condições de controle (saturação, nível de tensões efetivas, carga hidráulica e direção de fluxo), tempo de ensaio e custo, além de permitir medidas de anisotropia hidráulica quando as amostras são ensaiadas em direções específicas de fluxo, o que não é possível em ensaios de campo. A desvantagem dos ensaios em laboratório está no efeito escala, pois, o volume de solo geralmente envolvido no processo de fluxo é muito menor. Muitas vezes, existem variações nas determinações de laboratório e em campo causadas principalmente por problemas de amostragem.

O conhecimento da condutividade hidráulica é de interesse para diversas aplicações na engenharia. Assim, o dimensionamento de drenos, o cálculo da dissipação de pressões neutras, o cálculo de estabilidade de taludes, o traçado de redes de fluxo e os projetos de sistemas de contenção são exemplos de aplicações direta em engenharia.

Quando o interesse é o estudo da condutividade hidráulica de materiais cuja faixa de valores situa-se entre 10^{-5} a 10^{-11} cm/s, especificamente no caso de camadas de contenção de fluxo ou *liners*, não raramente equipamentos especiais de ensaios têm de ser desenvolvidos.

Os *liners* são barreiras hidráulicas usadas na proteção ambiental de qualquer construção que traga risco de contaminação do solo ou do lençol freático e podem ser construídos com materiais naturais, sintéticos ou combinação de ambos.

A condutividade hidráulica pode ser medida em laboratório através de diversos procedimentos e empregando diferentes equipamentos, sendo normalmente utilizado algum tipo de permeâmetro. Os permeâmetros são divididos, genericamente, em duas classes: permeâmetros de parede rígida e permeâmetros de parede flexível, existindo uma diversidade de modelos para cada classe. A escolha do equipamento a ser utilizado depende das condições de contorno a serem adotadas, assim como, do tipo de material, das condições de pressão e do fluido percolante.

O permeâmetro de parede rígida é composto de um corpo de prova (CP) cilíndrico contido em uma caixa ou tubo rígido, onde a percolação ocorre na direção do eixo do corpo de prova. Um problema enfrentado neste ensaio, no que se refere ao material ensaiado, é o fluxo preferencial que pode ocorrer entre a parede do permeâmetro e o corpo de prova, principalmente quando o material contém pedregulho, ou é composto de solo duro, ou muito compacto.

O permeâmetro de parede flexível é um equipamento utilizado para a determinação da condutividade hidráulica de materiais porosos, cujo valor seja inferior a 1×10^{-3} cm/s. Neste caso, o corpo de prova é montado no interior de uma câmara, envolto por uma membrana e sujeito a uma pressão confinante, em geral aplicada no fluido que envolve o corpo de prova. Outra característica deste tipo de ensaio, que guarda estreita proximidade com a montagem que se utiliza nos ensaios de compressão triaxial, é a possibilidade de saturar o corpo de prova por contra pressão.

Para promover e controlar o fluxo de água através do corpo de prova existem vários arranjos de sistemas de controle hidráulico, que podem ser do tipo aberto ou fechado. Pode-se dizer, contudo, que estes sistemas seguem um dos três princípios básicos: carga constante, carga variável ou fluxo constante. Através destes sistemas, pode-se mensurar parâmetros necessários para o cálculo da condutividade hidráulica.

O sistema é dito aberto quando o influente ou o efluente, ou ambos, está em contato com a atmosfera ou algum sistema pressurizado. Neste sistema o corpo de prova pode

variar de volume durante o ensaio, absorvendo ou expelindo água para o reservatório influente ou efluente.

No sistema fechado as linhas de entrada e saída estão interligadas. Estando o corpo de prova saturado, o volume de percolante que adentra ao corpo de prova é forçado a ser igual ao volume que sai, fazendo com que não haja mudança de volume no corpo de prova.

Nos sistemas de carga constante, mantém-se invariável a pressão do fluido percolante na entrada e na saída do corpo de prova. Assim, o gradiente hidráulico permanece constante e medindo-se a vazão, pode-se calcular a condutividade hidráulica por meio da lei de Darcy.

Nos sistemas de carga variável, a pressão hidráulica pode variar na entrada e ter a pressão de saída constante ou pode variar tanto na entrada, quanto saída do corpo de prova.

No sistema de fluxo constante, uma bomba de injeção faz o percolante passar pelo corpo de prova a uma vazão constante. Transdutores de pressão são acoplados na entrada e saída da câmara, fazendo leituras da pressão durante todo o ensaio. Quando a vazão e a diferença de pressão entre a entrada e a saída são estáveis, tem-se o fim do ensaio. O cálculo da condutividade hidráulica se faz com o emprego da Lei de Darcy.

Este trabalho trata do desenvolvimento, montagem e teste de um conjunto para ensaios de materiais de baixa condutividade hidráulica, o qual inclui sistemas de controle hidráulico de volume constante, permeâmetros do tipo parede flexível, sistemas de interfaces água-percolante e células de expansão de baixo carregamento, idealizadas tendo em vista a utilização para ensaios em que substâncias diferentes da água queiram ser utilizadas.

O texto está organizado em seis capítulos e três apêndices: 1 – Introdução, 2 – Revisão Bibliográfica, 3 – Características do Conjunto Desenvolvido, 4 – Materiais e Métodos, 5 – Análise e Resultados, 6 – Conclusões, Apêndice A – Detalhe Construtivo do Permeâmetro de Parede Flexível, Apêndice B – Detalhes de Montagem do Sistema de Controle Hidráulico e Apêndice C – Dedução do Cálculo da Condutividade Hidráulica para o Sistema Hidráulico Desenvolvido.

No Capítulo 2, Revisão Bibliográfica, faz-se uma breve introdução do conceito de condutividade hidráulica, da forma como foi proposto por Darcy, e alguns comentários sobre sua validade. São apresentados equipamentos de laboratório para a determinação

deste parâmetro e apresentação da barreira hidráulica denominada de geocomposto bentonítico (geosynthetic clay liner – GCL).

Em Características do Conjunto Desenvolvido, Capítulo 3, são apresentados o conjunto de equipamentos que foram construídos para esta dissertação e no Capítulo 4 a caracterização dos materiais ensaiados, condições e técnicas de ensaios, além do método de cálculo.

Estão apresentados no capítulo 5, os resultados dos ensaios teste, sendo que na primeira fase são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica, fazendo-se uma discussão sobre o comportamento dos materiais ensaiados frente ao modelo proposto por Darcy, e em uma segunda fase, apresenta-se os resultados dos ensaios de expansão e uma comparação destes resultados frente às condições de ensaios.

As conclusões estão apresentadas no Capítulo 6 e nos Apêndices A e B são apresentados detalhes construtivos dos permeâmetros e sistemas hidráulico de que trata o Capítulo 3, respectivamente, e no Apêndice C faz-se a dedução da equação utilizada para o cálculo dos ensaios de condutividade hidráulica.

2 – REVISÃO BIBLIOGRAFICA.

Em 1856, o engenheiro Henry Darcy publicou no *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon* (Paris, Victor Dalmont), os resultados de um trabalho experimental de movimento de água em filtro de areia, no qual chegou à Equação 2.1 conhecida como Lei de Darcy, e que viria a ser a base dos estudos de fluxo em meio poroso. Segundo esta equação, a velocidade v de descarga de um fluido através de um meio poroso varia linearmente com o gradiente hidráulico i , seguindo uma constante de proporcionalidade k , denominada de condutividade hidráulica. O gradiente hidráulico i é definido na Equação 2.2, onde: ΔP é a perda de carga do fluido percolante em um trecho de comprimento L .

$$v = k \times i \quad (2.1)$$

$$i = \frac{\Delta P}{L} \quad (2.2)$$

O coeficiente k é uma variável interdependente do meio poroso e do fluido que percola este meio. Isto significa que ao percolar o mesmo meio poroso com fluidos que tenham densidade e viscosidade diferentes, encontrar-se-á k diferentes. Da mesma forma, a percolação de um mesmo fluido, sob mesmas condições, por dois meios porosos diferentes, também conduzirá a diferentes k . Assim, uma forma alternativa de se escrever a Lei de Darcy é mostrada na Equação 2.3, onde γ e μ são o peso específico e a viscosidade do percolante, respectivamente, e K é permeabilidade intrínseca do solo, uma propriedade que é função exclusiva do meio poroso.

$$v = K \times \frac{\gamma}{\mu} \times i \quad (2.3)$$

A condutividade hidráulica é um dos parâmetros de maior variação em materiais inconsolidados, variando de 10^{-2} cm/s para materiais de altíssima condutividade como

pedregulhos, até 10^{-12} cm/s, para os de baixíssima condutividade, geralmente solos com grande quantidade de argilo minerais de alta atividade. Em um mesmo solo, este parâmetro pode apresentar variações de algumas ordens de grandeza como resultado de mudanças na sua estrutura, índices de vazios e umidade, tal qual apresenta-se na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Variação da condutividade hidráulica com a modificação do índice de vazios para alguns solos, modificado de LAMBE AND WHITMAN (1969).

Há relatos, entretanto, de materiais que não se comportam como foi preconizado por Darcy. Assim, MITCHELL (1993) relata que: KING (1898) cita exemplos em que a velocidade de descarga de um fluido aumenta mais que proporcionalmente ao gradiente, DERJAGUIN AND KRYLOV (1944) constataram ausência de fluxo em filtros cerâmicos com diâmetro médio dos poros de $0,1 \mu\text{m}$, OAKES (1960) não detectou fluxo através de uma suspensão de 6% de bentonita do Wyoming com 30 cm de comprimento

quando submetida a uma carga de água de 50 cm, MILLER AND LOW (1963) chegaram a conclusão de que existe um gradiente mínimo para que ocorra fluxo através de montmorilonita sódica e HANSBO (1973), como mostra a Figura 2.2, encontrou não linearidade entre a velocidade de descarga e o gradiente, para baixos gradientes, em argila mole da Swedish.

Figura 2.2 – Variação da velocidade de descarga com o gradiente para argila mole de Swedish, segundo HANSBO (1973). Modificado de MITCHELL (1993).

Existem numerosas técnicas, abrangendo ensaios de campo e de laboratório, que podem ser utilizadas para medir ou estimar a condutividade hidráulica. Os ensaios em laboratório quando comparados com ensaios em campo apresentam vantagens nas condições de controle (saturação, nível de tensões efetivas, carga hidráulica e direção de fluxo), tempo de ensaio e custo, além de permitir medidas de anisotropia hidráulica quando as amostras são ensaiadas em direções específicas de fluxo, o que não é possível em ensaios de campo. A desvantagem dos ensaios em laboratório está no efeito escala,

pois, o volume de solo geralmente envolvido no processo de fluxo é muito menor. Muitas vezes, existem variações nas determinações de laboratório e em campo causadas principalmente por problemas de amostragem. Analisando dados levantados na literatura, OLSON AND DANIEL (1981) constataram que em 90% dos casos examinados, a relação entre a condutividade de campo e laboratório varia de 0,38 a 64 sendo que a faixa de variação total é de 0,3 a 46000.

Apresenta-se a seguir uma resenha a cerca dos equipamentos e das técnicas experimentais de laboratório utilizados para a medida de condutividade hidráulica de solos e de materiais de baixa permeabilidade.

2.1 – Permeâmetros.

Os permeâmetros são divididos em duas classes: permeâmetros de parede rígida e permeâmetros de parede flexível, existindo muitos modelos para cada classe. A escolha do equipamento a ser utilizado passa pelas condições de contorno a serem adotadas, assim como, o tipo de material, as condições de pressão e o fluido percolante.

O permeâmetro de parede rígida é composto de um corpo de prova (CP) cilíndrico contido em uma caixa ou tubo rígido, onde a percolação ocorre ao longo do eixo do CP. DANIEL (1994) descreve quatro tipos permeâmetros de parede rígida e variações de modelo em cada tipo:

a) Os permeâmetros tipo cilindro de compactação têm como característica básica, o fato do solo ser compactado no tubo em que se realizará a percolação. Na maioria destes permeâmetros o molde de compactação é encaixado entre placas ou, entre uma placa e um anel de prolongamento que tem o mesmo diâmetro interno do molde. A vedação entre os encaixes é garantida por *O’rings*.

Na Figura 2.3 mostram-se três modelos diferentes que permitem realizar ensaios sob condições específicas. No modelo da Figura 2.3a, o corpo de prova (CP) é posto entre dois discos porosos que impedidos de deslocar, não permitem a expansão do CP, diferente do que ocorre no modelo ilustrado na Figura 2.3b, onde o corpo de prova tem a base apoiada em um disco poroso, podendo expandir livremente pelo topo através de um anel encaixado no molde.

O uso de uma base como ilustrado na Figura 2.3b é útil para determinação de fluxo preferencial entre o molde e o CP, pois, coleta separadamente o fluxo de cada uma das regiões em que a base foi dividida.

Um modelo mais sofisticado para este tipo de permeâmetro é ilustrado na Figura 2.3c, o qual é equipado com um pistão que permite o controle da tensão vertical aplicada ao CP. Entretanto, devido ao atrito entre o solo e o molde, que provoca variações na tensão aplicada ao longo do CP, recomenda-se que a altura da amostra seja menor ou igual a 0,25 vezes o diâmetro.

Figuras 2.3a, b e c – Modelos de permeâmetro tipo molde de compactação, modificado de DANIEL (1994).

b) os permeâmetros tipo célula de consolidação permitem o controle de tensões no CP e são usados somente para solos argilosos que não contenham pedregulho ou areia grossa. Existem duas variações de ensaio:

No primeiro, o solo é consolidado e a condutividade hidráulica calculada a partir da taxa de consolidação. Este método tem erros embutidos, visto que nos cálculos não é considerado o efeito do adensamento secundário. No segundo, é feito um ensaio geralmente de carga variável no solo. Neste caso, pode ocorrer fluxo preferencial entre a parede do permeâmetro e o solo, principalmente para solos rijos ou muito compactos ou mesmo para solos compressíveis quando sujeitos a tensão de compressão inferior a 50 kPa. A Figura 2.4 ilustra uma célula para este tipo de ensaio e NEVES (1987) mostra arranjos realizados por vários autores para este tipo de ensaio.

Figura 2.4 – Consolidômetro utilizado na determinação da condutividade hidráulica, modificado de DANIEL (1994).

c) os permeâmetros tipo tubo de amostragem são utilizados para ensaiar amostras indeformadas. O CP é obtido puncionando o tubo de parede fina no solo e este tubo é encaixado diretamente no permeâmetro. Um problema enfrentado neste ensaio, no que se refere ao material ensaiado, é o fluxo preferencial que pode ocorrer entre a parede do permeâmetro e o CP quando o material contém pedregulho, ou é composto de solo duro, ou muito compacto. Entre outros problemas deste tipo de ensaio pode-se citar, ainda, um eventual amolgamento do CP e o cisalhamento do mesmo ao longo da parede do tubo amostrador durante a amostragem. A Figura 2.5 ilustra o permeâmetro.

d) Outros permeâmetros têm como característica básica o fato da parede do permeâmetro não estar em contato com o CP. O solo é colocado no centro do permeâmetro e o espaço entre a parede e o CP é preenchido por um material selante, normalmente bentonita, Figura 2.6. Cuidado especial deve ser dado ao preenchimento com o material selante.

De acordo com a ASTM D5084 - 90 (1990) o permeâmetro de parede flexível é um equipamento utilizado para a determinação da condutividade hidráulica de materiais porosos, cujo valor seja menor ou igual a 1×10^{-3} cm/s. Neste caso, conforme ilustrado na Figura 2.7, o CP é montado no interior de uma câmara entre duas pedras porosas e envolto por uma membrana flexível, cuja função é separar a pressão externa da pressão neutra da amostra. A dupla drenagem no cabeçote e no pedestal tem como finalidade facilitar a saturação dos discos porosos e das linhas condutoras do percolante.

Figura 2.5 – Permeâmetro que utiliza amostrador de parede fina, modificado de DANIEL (1994).

Figura 2.6 – Uso de material selante entre o CP e a parede do permeâmetro, modificado de DANIEL (1994).

Figura 2.7 – Permeâmetro de parede flexível, modificado de DANIEL *et. al.* (1984).

O procedimento após a montagem acima descrita é o enchimento da câmara e aplicação de uma pressão em seu interior que pressiona a membrana flexível contra o CP, de forma que durante o ensaio o fluxo entre a membrana e o CP é mínimo. Ao mesmo tempo em que se aumenta a pressão na câmara aplica-se uma pressão interna no CP, denominada de contra-pressão, sendo que a diferença entre a pressão interna e externa do CP constitui a tensão efetiva.

Este procedimento em que se aumenta concomitantemente a pressão confinante e a contra-pressão tem como objetivo a saturação do CP e é conhecido como saturação por contra-pressão. Assim, o ar ocluído nos poros da amostra ensaiada dissolve-se na fase líquida, em um processo que pode demorar poucas horas ou vários dias, dependendo principalmente da matriz do solo.

A contra-pressão requerida para que a saturação se efetive varia com o grau de saturação inicial do solo. LOWE AND JOHNSON (1960) sugerem um ábaco que permite estimar a contra-pressão a ser aplicada em função do grau de saturação inicial e do grau de saturação final desejado, que é apresentado na Figura 2.8.

Figura 2.8 – Variação do valor de contra-pressão em função do grau de saturação inicial, LOWE AND JOHNSON (1960), modificado de SHARMA AND LEWIS (1994).

Uma forma de se estimar a saturação do CP é através da determinação do parâmetro B. Sua determinação é feita fazendo variar a pressão confinante de um valor $\Delta\sigma$ e medindo a correspondente alteração Δu provocada na pressão neutra, sendo B definido na Equação 2.4. Estando o CP completamente saturado a variação Δu será igual a $\Delta\sigma$, resultando em B igual a 1. Segundo a ASTM D5084 - 90 (1990) o CP pode ser considerando adequadamente saturado se B é maior ou igual a 0,95 ou para materiais relativamente incompressíveis como rocha, se o valor de B permanece inalterado com a aplicação de incrementos sucessivos de pressão.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (2.4)$$

Quando comparado com permeâmetros de parede rígida, aponta-se o custo do equipamento como principal desvantagem dos permeâmetros de parede flexível. Problemas de incompatibilidade química entre o percolante e a membrana são resolvidos utilizando um filme de Teflon® entre o CP e a membrana. Da mesma forma, DANIEL (1994) recomenda para problemas de difusão o uso de uma barreira de difusão, que pode constituir de um filme de Teflon® ou uma folha de alumínio entre o CP e a membrana ou entre duas membranas que envolvam o CP. Tensões efetivas abaixo de 14 kPa também devem ser evitadas, dado a maior possibilidade de ocorrer fluxo entre o CP e a membrana. A Tabela 2.1 trás um resumo das principais vantagens e desvantagens dos permeâmetros de parede rígida e flexível.

Tabela 2.1 – Vantagens e desvantagens de Permeâmetros, modificado de DANIEL (1994).

Tipo de célula	Principais Vantagens	Principais desvantagens
Permeâmetro de parede Rígida	<ul style="list-style-type: none"> • Simplicidade de construção e operação das células. • Baixo custo de construção. • Permeâmetros muito grandes podem ser construídos de forma razoavelmente conveniente. • Uma faixa larga de materiais pode ser utilizada. • Podem-se realizar ensaios sob tensão vertical zero. • Não há necessidade de fontes de pressão para o confinamento. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilidade de fluxo entre o permeâmetro e o CP. • Não há controle sobre as tensões horizontais. • Retração do CP implica em fluxo preferencial ao longo da parede do permeâmetro. • Não há como verificar a saturação pelo parâmetro B. • Não se pode convenientemente saturar o CP por contra-pressão. • Necessita-se de maior tempo de ensaio para materiais de baixa condutividade hidráulica. • Gradiente hidráulico muito alto pode resultar em fratura hidráulica ou <i>piping</i>.
Permeâmetro de parede flexível	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilidade de saturação do CP por contra-pressão. • Uso do parâmetro B para a confirmação da saturação. • Controle das tensões principais. • Fluxo preferencial entre a membrana e o CP é altamente improvável, até mesmo para CPs com superfície áspera. • Ensaios muito mais rápidos devido a capacidade de saturação por contra-pressão. 	<ul style="list-style-type: none"> • Alto custo do equipamento. • Necessidade de pelo menos duas fontes de pressão. • Dificuldades de ensaio com tensões compressivas baixas.

2.2 – Sistemas de controle hidráulico.

Muitos sistemas de controle hidráulico foram elaborados para o estudo da condutividade hidráulica nos solos, alguns bastante simples como o que foi originalmente desenvolvido por Darcy, outros de montagem mais complexa, utilizando mecanismos de pressurização mecânica ou interfaces com ar ou mercúrio, ou combinação destes mecanismos. Não obstante, agrupam-se estes sistemas como sistemas de controle hidráulico do tipo aberto ou fechado e pode-se dizer, contudo, que independente do grupo, seguem um dos três princípios básicos: carga constante, carga variável ou fluxo constante. Através destes sistemas, podem-se mensurar parâmetros necessários para o cálculo da condutividade hidráulica.

O sistema é dito aberto quando o influente ou o efluente, ou ambos, está em contato com a atmosfera ou algum sistema pressurizado. Neste sistema o CP pode variar de volume durante o ensaio, absorvendo ou expelindo fluido para o reservatório influente ou efluente.

No sistema fechado as linhas de entrada e saída estão interligadas. O fluxo ocorre por existir um mecanismo que força o fluxo através do CP, normalmente uma coluna de mercúrio no meio do sistema ajustável ao gradiente de pressão requerido. Neste sistema, com o CP saturado, o fluxo de entrada e de saída são forçados a serem iguais, fazendo com que não haja mudança de volume no CP.

Nos sistemas de carga constante, mantém-se invariável a pressão do fluido percolante na entrada e na saída do CP. Assim, o gradiente hidráulico permanece constante e medindo-se a vazão, pode-se calcular a condutividade hidráulica por meio da lei de Darcy.

Pode-se manter a pressão constante fazendo uso de diferentes artifícios, sendo que na Figura 2.9 são ilustrados três sistemas abertos de carga constante distintos. Na Figura 2.9a o nível do reservatório de montante é mantido estático pelo constante reabastecimento do reservatório com uma vazão que é maior ou igual a vazão que passa pelo CP e quando maior, o excesso é dissipado por um extravasor instalado no reservatório. Outra forma, ilustrada na Figura 2.9b, é utilizar um reservatório de montante com um volume muito maior do que o volume que percola o CP durante o ensaio, assim, como a variação do nível do reservatório é irrelevante, pode-se considerar a carga constante. Existe, também, a possibilidade de se usar o tubo de Marriotte, Figura 2.9c, que consiste de um tubo de pequeno diâmetro inserido em um reservatório

fechado e cuja ligação com o exterior se dá exclusivamente através deste tubo. Pode-se mostrar que a pressão no nível da saída do tubo será igual à pressão na extremidade exterior do tubo (normalmente atmosférica), independente da coluna de água acima desta.

Figura 2.9 – Sistemas hidráulico de carga constante: a) reservatório constante, b) variação de carga irrelevante e c) tubo de Marriotte, modificado de DANIEL (1994).

Na Figura 2.10 mostra-se um sistema fechado de carga constante ligado a um permeâmetro de parede flexível através de dois registros, sendo um com acesso à base e outro ao topo do CP. Outras duas saídas do permeâmetro estão ligadas a uma fonte de pressão e são responsáveis pela aplicação da contra-pressão no CP e ajuste do gradiente de pressão no sistema de controle hidráulico. Após a saturação da amostra, abre-se a

válvula de expurgo A, localizada na extremidade da escala, de forma que a fonte de pressão provoca fluxo de mercúrio do reservatório para o tubo capilar, conforme o sentido indicado pela seta 2, e em contra partida, a água que ocupa o tubo capilar flui para fora do sistema pela válvula de expurgo A.

Pouco antes do ensaio fecha-se a válvula de expurgo A e corta-se o acesso da fonte de pressão. Durante o ensaio o fluxo ocorre através do CP, no sentido indicado pela seta 1, e é provocado pelo gradiente de pressão da coluna de mercúrio. Com o fluxo, o mercúrio movimenta-se horizontalmente pelo tubo capilar, sendo que o espaço ocupado pelo mercúrio é preenchido pelo fluido que sai do CP, visto que o topo e a base do CP estão interligados. Leituras de deslocamento da coluna de Hg são realizadas no tempo, e a partir destes dados calcula-se a condutividade hidráulica do CP.

Figura 2.10 – Sistema fechado de carga constante, modificado de WANG AND BENSON (1999).

Nos sistemas de carga variável, a pressão hidráulica pode variar na entrada e ter a pressão de saída constante ou variar em ambos. Um tubo transparente de seção uniforme funciona como reservatório e é fixado na vertical com uma escala ao lado, tendo a extremidade inferior ligada ao permeâmetro. Para o ensaio, preenche-se o tubo com o percolante até a altura do gradiente máximo desejado e faz-se a leitura da

variação da altura ao longo do tempo. Nos ensaios em que a pressão de saída do permeâmetro é constante pode-se tê-la aberta para a atmosfera como na Figura 2.11a. Nos ensaios em que a pressão de saída é variável, tem-se um tubo a ela ligado nas mesmas condições acima descrita e ilustrado na Figura 2.11 b). Neste método, a aplicação da equação de Darcy não ocorre de forma direta e, para cada caso mencionado existe uma formulação própria que atende as condições de contorno do ensaio.

Figura 2.11 – a) Sistema de carga variável na entrada, b) Sistema de carga variável na entrada e na saída, modificado de DANIEL (1994).

Outra forma de se realizar ensaio de condutividade hidráulica com carga variável e com o sistema fechado é mostrado na Figura 2.12. Neste sistema todos os procedimentos são similares àqueles descritos para o ensaio com o sistema fechado de carga constante. O que difere neste esquema é que pelo fato do tudo capilar estar posicionado verticalmente, há uma variação do gradiente de pressão com o movimento do mercúrio no capilar. Os cálculos também são realizados considerando as condições de contorno do ensaio.

No sistema de fluxo constante, Figura 2.13, uma bomba de injeção faz o percolante passar pelo CP a uma vazão constante. Transdutores de pressão são acoplados na entrada e saída da câmara, fazendo leituras da pressão durante todo o ensaio. Quando a vazão e a diferença de pressão entre a entrada e a saída são estáveis,

tem-se o fim do ensaio. O cálculo da condutividade hidráulica se faz com o emprego da Lei de Darcy.

Figura 2.12 – Sistema fechado de carga variável, modificado de WANG AND BENSON (1999).

Figura 2.13 – Ensaio a fluxo constante, modificado de DANIEL (1994).

2.3 – Geocompostos bentoníticos (geosynthetic clay liners - GCLs).

Os geocompostos bentoníticos ou *Geosynthetic Clay Liners* (GCL) são produtos industrializados, constituídos de uma camada de bentonita unida química ou

mechanicamente a geossintéticos (geotêxteis e ou geomembranas), Figura 2.14. Os produtos comercializados têm a espessura variando entre 5 e 10 mm, são normalmente fabricados em painéis com largura entre 4,0 e 5,0 m e têm comprimentos que vão de 25 a 60m. A taxa de bentonita sódica utilizada é de aproximadamente de 5 kg/m², conferindo aos GCLs um coeficiente de condutividade hidráulica entre 10⁻¹⁰ e 10⁻¹² cm/s para a água destilada.

Figura 2.14 - Perfil dos geocompostos bentoníticos disponíveis comercialmente, modificado de KOERNER (1994).

Este material é utilizado como barreira hidráulica, principalmente como um substituto aos sistemas de cobertura e de fundo em argila compactada para aterro. Atua também na proteção ambiental nas vias de transporte, como barreira secundária em tanques subterrâneos para o armazenamento de combustível ou como única barreira para canais, reservatórios ou taludes de represa.

As principais vantagens deste material são sua pequena espessura, a boa flexibilidade com os recalques de camadas subjacentes de solo ou resíduos, a fácil instalação e o baixo custo quando comparado com solo compactado. Por outro lado, a limitada espessura desta barreira pode produzir vulnerabilidade a acidentes mecânicos, capacidade de sorção limitada e a expectativa de um aumento significativo no transporte por difusão, se não houver uma camada subjacente de argilo-mineral para atenuação. Por isto, é recomendado que o GCL instalado abaixo do resíduo seja usado em conjunto com uma camada de solo atenuante com uma espessura da ordem de uma camada de argila compactada (MANASSERO *et al.*, 2000). A Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais vantagens e desvantagens de um GCL.

Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens dos geocompostos bentoníticos, segundo BOUAZZA, 2002.

Vantagens	Desvantagens
Rápida instalação, trabalho menos qualificado e baixo custo.	Baixa resistência ao cisalhamento da bentonita hidratada (para GCLs não reforçado)
Condutividade hidráulica muito baixa para água se for instalado corretamente	GCLs podem sofrer punção durante a instalação
Pode resistir a grandes recalques diferenciais	Bentonita com baixa umidade é permeável a gás
Excelente características de autocicatrização	Potencial problemas de resistência na interface com outros materiais
Não depende da disponibilidade de solos locais	Pequena capacidade de atenuação de percolados
Facilidades para conserto	Possibilidade de menor resistência ao cisalhamento após o pico
Resistência aos efeitos de ciclos de gelo/desgelo	Possibilidade de maior fluxo a longo prazo devido a uma redução na espessura da bentonita sobre uma tensão normal aplicada
Maior espaço para armazenamento visto a pequena espessura	Possibilidade de aumento na condutividade hidráulica devido a problemas de compatibilidade com contaminantes se não pré-hidratado com água no início
Não há necessidade de ensaios de condutividade hidráulica em campo	Alto fluxo difusivo de contaminante se comparado com <i>liners</i> de argila compactada
Quando hidratado o GCL é uma barreira hidráulica eficiente	Tendência a troca de íons (para GCLs com bentonita sódica)
Redução de tensões de sobrecargas sobre substratos compressíveis	Tendência de ressecamento se não for coberto apropriadamente (maior que 0,6 m de solo)

Ensaio de condutividade hidráulica em laboratório para os geocompostos bentoníticos são normalmente realizados em permeâmetros de parede flexível, e nestes estudos, uma atenção especial é dada para a preparação da amostra. Durante a moldagem do CP deve-se evitar perda de bentonita pela borda, Figura 2.15. Isto implica fluxo preferencial na região, com significativo aumento da condutividade hidráulica e constitui, em geral, na principal causa de erros em ensaio neste tipo de material. Maiores detalhes podem ser visto em SIEBKEN AND LUCAS (1997), que discutem sete formas diferentes de preparar o CP e as classifica por grau de dificuldade.

Figura 2.15 – moldagem errônea do CP de geocomposto bentonítico.

DANIEL *et. al.* (1997) relatam um programa de ensaio que envolveu 18 laboratórios para a determinação da condutividade hidráulica em um geocomposto bentonítico (fabricado com uma camada de bentonita envolta por geotêxteis e unidos por agulhamento), em que se usou água destilada como percolante. Os ensaios foram realizados com amostras retiradas do mesmo rolo e todos os participantes seguiram um procedimento que fixou a tensão efetiva máxima em 69 kPa, a contra-pressão em 276 kPa e o gradiente de pressão em 35 kPa. Os autores classificaram os laboratórios participantes em três categorias, baseado no nível de experiência em ensaiar geocomposto bentonítico. Os laboratórios classificados como nível 1 foram tidos como menos experientes, como nível 2 de média experiência e nível 3 de maior experiência. Nem todos obtiveram sucesso em ensaiar as três amostras e os resultados deste programa são mostrados na Tabela 2.3 e Figura 2.16.

Paralelo a este programa, o fabricante do produto realizou ensaios, sob mesmas condições, que foi tomado como ensaio de controle e do qual se obteve os resultados:

mediana igual a $6,0 \times 10^{-10}$ cm/s, percentil de 90 igual a $9,0 \times 10^{-10}$ cm/s, percentil de 99 igual a $1,3 \times 10^{-9}$ cm/s e coeficiente de variação igual a 35%. Estes resultados também são apresentados na Figura 2.16.

Tabela 2.3 – Resultado de ensaios de condutividade hidráulica em geocomposto bentonítico, modificado de DANIEL *et. al.* (1997).

Laboratório	Experiência*	Condutividade Hidráulica (cm/s)			
		CP1	CP2	CP3	Média
A	2	7,20E-10	4,60E-10	6,40E-10	6,07E-10
B	3	6,20E-10	6,30E-10	6,20E-10	6,23E-10
C	1	1,42E-09	1,56E-09	2,12E-09	1,70E-09
D	3	5,00E-10	3,80E-10	2,40E-10	3,73E-10
E	1	1,40E-09	1,00E-09	5,60E-10	9,87E-10
F	3	7,50E-10	1,15E-09	1,10E-09	1,00E-09
G	1	6,07E-10	5,98E-10	5,62E-10	5,89E-10
H	1	1,15E-09	9,20E-10		1,04E-09
I	2	7,17E-10	6,40E-10	6,96E-10	6,84E-10
J	2	9,60E-10	1,10E-09	9,60E-10	1,01E-09
K	1	6,00E-10	5,50E-10	8,00E-10	6,50E-10
L	1	7,00E-10			7,00E-10
M	2	8,10E-10	6,50E-10	6,80E-10	7,13E-10
N	1	1,30E-09			1,30E-09
O	3	1,00E-09	9,70E-10	6,81E-10	8,84E-10
P	3	5,90E-10	6,20E-10	5,90E-10	6,00E-10
Q	3	5,81E-10	4,54E-10	6,56E-10	5,64E-10
R	1	9,00E-10	1,20E-09	7,60E-10	9,53E-10

*1 indica pouca experiência, 2 moderada experiência e 3 muita experiência em ensaios de condutividade hidráulica em geocomposto bentonítico.

Baseado nos resultados, os autores concluíram que a condutividade hidráulica varia de ensaio para ensaio, em parte como resultado da variabilidade do material e em parte como resultado da variabilidade no ensaio, e, incluindo ambas as variabilidades, para o referido programa de ensaio, a condutividade hidráulica varia dentro de uma ordem de grandeza (2×10^{-10} a 2×10^{-9} cm/s). Relataram também, que a média da condutividade hidráulica para todos os resultados foi $7,5 \times 10^{-10}$ cm/s e o coeficiente de variação foi de 42%. Para os laboratórios classificados como nível 1 a média esteve em 9×10^{-10} cm/s, e os classificados como nível 3, obtiveram 6×10^{-10} cm/s e 36% para a média e coeficiente de variação, respectivamente. Apoiado nestes resultados, concluíram que o único fator aparentemente influenciando os resultados dos vários laboratórios foi o nível de experiência, e por isto, atribuíram a problemas na preparação das amostras, o maior valor de condutividade hidráulica determinado pelos laboratórios menos experientes.

Figura 2.16 – Resultado de ensaios de condutividade hidráulica em geocomposto bentonítico, modificado de DANIEL *et. al.* (1997).

WANG AND BENSON (1999) realizaram ensaios de condutividade hidráulica em um geocomposto agulhado (composto por bentonita sódica entre um geotêxtil tecido e outro não tecido) tendo água destilada como percolante. Utilizaram permeâmetros de parede flexível e três sistemas de controle hidráulico, sendo: um sistema aberto e outro fechado de carga constante e o terceiro fechado de carga variável. As amostras foram saturadas por um período de 48hs pela aplicação de uma contra-pressão de 266 kPa e uma tensão efetiva confinante de 44 kPa.

Na Figura 2.17 a) são apresentados os resultados da condutividade hidráulica encontrada, para seis ensaios realizados no mesmo CP, utilizando o sistema de controle hidráulico fechado de carga variável. Os autores constataram que a condutividade hidráulica decresce no início do ensaio, tendendo a uma estabilização após 60 minutos. Alegam que a base explicativa para este comportamento não está totalmente clara e que aparentemente está relacionado com rápidas mudanças de pressão no percolante, e por isto, apresentam um gráfico, mostrado na Figura 2.17 b), com os valores da pressão na entrada e na saída de fluxo durante o ensaio, relatando um comportamento transiente nestas pressões durante os primeiros 60 minutos de ensaio.

Figura 2.17 – a) Resultado da condutividade hidráulica no tempo e b) Variação da carga no tempo. Ensaios em geocomposto bentonítico usando sistema de controle hidráulico de carga variável, modificado de WANG AND BENSON (1999).

Neste mesmo CP, também foram realizados ensaios a carga constante utilizando sistema aberto. Comparando os resultados, $6,1 \times 10^{-10}$ cm/s para o sistema aberto e $4,2 \times 10^{-10}$ cm/s para o sistema fechado de carga variável, os autores apontam para duas possibilidades: redução da contra-pressão no ensaio fechado de carga variável e o leve aumento na tensão efetiva, sendo a redução da contra-pressão menos provável, visto que medida de saturação ao final do ensaio mostrou que o CP foi saturado. Constatou-se também, que o tempo necessário para o ensaio no sistema aberto é entre 68 e 143 horas maior que o tempo necessário para se realizar o mesmo ensaio no sistema fechado.

Em outro CP, foram realizados ensaios no sistema aberto e no sistema fechado de carga constante. Também para este CP, obteve-se um menor valor de condutividade hidráulica para o sistema fechado ($2,7 \times 10^{-9}$ cm/s) que para o sistema aberto ($3,6 \times 10^{-9}$ cm/s) e o tempo necessário para realização do ensaio foi 140 hora a mais para o sistema aberto.

Sabendo, entretanto, que na grande maioria das situações de campo os geocompostos bentoníticos estarão em contato com as mais diversas soluções, sob a ação de cátions e ou compostos orgânicos, e para se conhecer o comportamento hidráulico do produto sob condições outras que não em água destilada, foram realizados e publicados estudos seguindo esta linha de pesquisa.

Assim, pode-se dizer que o fluido hidratante do geocomposto bentonítico terá forte influência no comportamento hidráulico do material, podendo minimizar ou

retardar a percolação de soluções químicas, RUHL AND DANIEL (1997). A expectativa do aumento da condutividade hidráulica quando cátions estão presentes no percolante é de 1 a 3 ordens de grandeza, dependendo da concentração e valência dos cátions e do tempo (SHACKELFORD *et. al.* (2000), DOBRAS AND ELZEA (1993), SHAN AND LAY (2002); PETROV *et. al.* (1997)). Em contrapartida, JÔ *et. al.* (2001) relatam que o pH somente afetará as condições de expansão e condutividade hidráulica para valores muito baixo ($\text{pH} < 3$) ou muito alto ($\text{pH} > 12$).

3 – CARACTERÍSTICAS DO CONJUNTO DESENVOLVIDO

Nos últimos anos, diversas pesquisas de caracterização e estudo do comportamento de materiais empregados na proteção ambiental foram realizadas no Departamento de Geotecnia da EESC/USP (LEITE (2000); BASSO (2003); LEITE (2001); MACAMBIRA (2002)) e ao longo desses anos, equipamentos necessários à execução de tais pesquisas foram desenvolvidos ou adquiridos. A fim de ampliar a capacidade do departamento no estudo de tais materiais, construíram-se quatro permeâmetros de parede flexível, quatro sistemas de controle hidráulico de volume constante e três interfaces que promovem a separação física entre o percolante e o sistema hidráulico. Em conjunto, estes equipamentos são utilizados para o estudo da condutividade hidráulica em materiais porosos, cujo valor esteja na faixa de 10^{-8} a 10^{-11} cm/s. Também foram construídas cinco células para medição de expansão em materiais sob baixo carregamento.

3.1 – Permeâmetro de parede flexível.

O modelo do permeâmetro de parede flexível construído neste trabalho está ilustrado na Figura 3.1, e é similar àquele descrito por DANIEL *et. al.* (1984). A escolha por este modelo advém da facilidade com que se consegue adaptá-lo para o uso de diferente percolantes. Isto decorre do fato dos tubos pelos quais circulam os percolantes estarem diretamente ligados às peças denominadas cabeçote e pedestal, evitando o contato com as partes metálicas do permeâmetro. Assim, o uso de conexões, tubos, pedestal e cabeçote confeccionados com materiais quimicamente inertes em relação ao percolante utilizado, garante a compatibilidade química entre o permeâmetro e o percolante.

Houve a preocupação em se construir um permeâmetro capaz de realizar ensaios com a maior diversidade de percolantes possível. Dessa forma, o projeto inicial previa a

confeção dos cabeçotes e pedestais em Teflon[®] (Politetrafluoretileno) e uso de conexões em aço inóx. No entanto, a limitação de recursos financeiro implicou a substituição das peças em Teflon[®] por polietileno de alta densidade (PEAD) e o uso de conexões em latão, mesmo sabendo das limitações de ensaio que isto implica, pois, nesta fase, elegeu-se como mais importante adquirir a tecnologia de ensaio. Além disso, essas peças podem ser trocadas facilmente a qualquer momento. Pelo mesmo motivo, substituiu-se o tubo lateral em acrílico por um tubo em PVC rígido (policloreto de vinila) de diâmetro comercial.

O projeto construtivo do permeâmetro montado neste trabalho encontra-se no APÊNDICE A. Em essência, constituiu-se de uma câmara de confinamento composta de base, parede lateral e tampa, montados com o auxílio de hastes rosqueadas, parafusos e porcas, conforme a Figura 3.2. Também são utilizados registros e conexões para o controle de fluxo e para ligações dos tubos de percolação com o permeâmetro, respectivamente.

Figura 3.1 – Esquema do permeâmetro construído.

A parede lateral foi confeccionada a partir de um tubo de PVC (policloreto de vinila) via usinagem em um torno mecânico, dando ao tubo o acabamento necessário para o encaixe com a tampa e o topo. Nestes encaixes existem *o' rings* colocados em cavas apropriadas, garantido a vedação do sistema de confinamento com o exterior.

Figura 3.2 – Pemeâmetro de parede flexível montado.

A base da câmara tem o corpo principal confeccionado em duralumínio (suporte) e as peças denominadas pedestal e cabeçote em polietileno de alta densidade (PEAD), e são mostrados em perfil na Figura 3.3a.

Ao pedestal e cabeçote são ligados os tubos de PEAD 3/16” condutores do fluido que percola pelo CP. A ligação dos tubos com estas peças ocorre via conectores de compressão macho NPT 1/8” para tubo 3/16”. Na Figura 3.3c, que mostra detalhes do cabeçote e pedestal, visualiza-se no centro do cabeçote uma cavidade para alojamento de um pistão que acompanha a variação da altura do CP durante o ensaio. Observa-se na mesma figura que no pedestal há uma cavidade para o *o’ring* e três furos com rosca BSW 1/4”. Este *o’ring* é responsável pela vedação da junção pedestal - suporte, sendo acionado por parafusos ancorados no suporte e rosqueados no pedestal.

A dupla saída no pedestal e no cabeçote é útil na retirada de ar da linha e durante o ensaio, como se mostrará adiante, na imposição do gradiente de pressão.

As Figuras 3.3b e 3.3d mostram a face externa do suporte. A ele, além dos parafusos do pedestal, são fixadas três conexões NPT 1/4” das quais: uma, conectada a um tubo polyflo de 1/4”, promove o acesso do fluido confinante à câmara, e pelas outras passam tubos de PEAD de 3/16” que conduzem o fluido percolante ao cabeçote. Neste caso, como mostra a Figura 3.3e, a conexão está em contato com a superfície externa do

a)

b)

c)

d)

e)

Figuras 3.3a a 3.3e – Detalhes da base do permeâmetro construído.

tubo, realizando vedação através de uma anilha metálica. Observa-se que por este sistema o percolante não tem contato com estas conexões ou com o suporte metálico.

Existem ainda cinco furos passantes na porção central do suporte (Figuras 3.3b e 3.3d), sendo dois para o alojamento das conexões que ligam tubos de PEAD de 3/16” ao pedestal e três por onde passam os parafusos que fixam o pedestal ao suporte.

A tampa é composta de três peças: um corpo principal em duro alumínio, uma bucha em PEAD e um pistão em aço inox. Todas as peças foram modeladas em torno mecânico a partir de tarugos, conforme o projeto no APÊNDICE A.

O corpo principal apresenta seis furos passantes, Figura 3.4a. Sendo quatro na periferia, por onde passam as hastes que fixam a tampa à parede lateral; um no centro, que aloja a bucha; e um na porção intermediária, este com rosca NPT 1/4” onde se instala um registro de assento. No furo central existe uma cavidade para o *o’ring* que faz a vedação entre o corpo principal e a bucha.

Detalhes da face inferior desta peça podem ser observados na Figura 3.4b. Observa-se aí um encaixe para a parede lateral, no qual existe uma cavidade para o *o’ring* que faz a vedação entre a tampa e a parede lateral. Verifica-se também que a face inferior da tampa é cônica, o que é justificado pela facilidade na saturação da câmara durante o enchimento com o fluido confinante.

A função da bucha é fazer o pistão se deslocar sem torção na vertical e sua altura deve ser em torno de três vezes o diâmetro do pistão. A vedação entre o pistão e a bucha ocorre por intermédio de *o’ring*, *vide* Figura 3.4a, e sua fixação no corpo principal se dá por um anel de trava colocado em uma cava rente ao corpo principal, Figura 3.4.c.

O pistão constitui de um mecanismo que viabiliza a medição de variações de altura no corpo de prova. Sua cabeça é esférica e se aloja sobre o cabeçote. Próximo a esta extremidade existe uma saliência que impede a saída o pistão de dentro da bucha. Na outra extremidade uma cavidade recebe um carregamento que compensa o empuxo gerado pela pressão confinante e tem um anel que impede a saída do pistão do seu curso, *vide* Figuras 3.4b e 3.4c.

Figuras 3.4a a 3.4c – Detalhes da tampa.

3.2 – Sistema Hidráulico de Volume Constante.

O método de ensaio adotado é o do sistema hidráulico de volume constante, que foi concebido originalmente por BJERRUM AND HUDER (1957), *apud* WANG AND BENSON (1999). Neste trabalho foram montados quatro sistemas de volume constante, mostrados na Figura 3.5. Os quatro sistemas estão interligados por três fontes de pressão, responsáveis pelo confinamento dos CPs, saturação por contra-pressão e incremento do gradiente de pressão.

Figura 3.5 – Sistema hidráulico de volume constante

As três fontes de pressão são distribuídas pelas linhas 1, 2 e 3. As fontes de pressão das linhas 1 e 2 são compostas por sistemas autocompensador de pressão à base de potes de mercúrio, que constituem em reservatórios com interface água-mercúrio, sendo que a pressão imposta por estes reservatórios depende da sua posição altimétrica em relação ao permeâmetro, podendo ser ajustada em uma faixa de 0 a 1200 kPa. O

ajuste da pressão é possível, pois, os reservatórios estão presos a uma torre através de um suporte deslizante, cuja altura pode ser ajustada por um sistema composto de cabo de aço, roldanas, engrenagens e manivela, Figura 3.6b. A fonte de pressão da linha 3 é dada por uma bomba de injeção com servo-controle de pressão e medida de volume (atuador), Figura 3.6a.

Figuras 3.6a e 3.6b – Servo-controle de pressão e interface água-mercúrio.

As linhas 1 e 2 são interligadas à linha 3, sendo que, antes do início do ensaio, a regulagem da pressão destas linhas é realizada com o auxílio do atuador. Todas as linhas têm acesso a um reservatório de água e são saturadas (remoção das bolhas de ar por circulação de água) antes de qualquer procedimento de ensaio.

O sistema de controle hidráulico é composto por quatro registros, tubo polyflo $\frac{1}{4}$ ", um reservatório de acrílico, tubo capilar de PEAD $\frac{5}{32}$ ", uma escala milimetrada e conectores. O esquema detalhado deste sistema encontra-se no APÊNDICE B.

No esquema mostrado na Figura 3.7 apresenta-se um dos sistemas de controle hidráulico trabalhando interligado com um permeâmetro de parede flexível. Os quatro registros que compõem o sistema de controle hidráulico foram numerados de 1 a 4 nesta figura, sendo que o registro 1 controla o acesso da pressão confinante, o registro 2 da

contra-pressão, o registro 3 controla o acesso do incremento de pressão e o registro 4 quando aberto equaliza a pressão entre o reservatório de Hg e o tubo capilar, além de facilitar a circulação de água do trecho à jusante.

Figura 3.7 – Esquema do sistema de controle hidráulico construído.

O reservatório de Hg está ligado ao tubo capilar e, durante o ensaio, o gradiente de pressão é dado pela diferença entre os níveis das colunas de Hg do reservatório e do tubo capilar. Tem-se então um ensaio de carga variável em que no seu decorrer, são medidas as variações de altura da coluna de Hg do tubo capilar, através da escala milimetrada fixada atrás deste tubo. O volume percolado pelo CP é calculado multiplicando-se a área interna do tubo capilar pela variação na altura da coluna de Hg deste tubo. Como o sistema foi concebido para ensaiar materiais de condutividade hidráulica na faixa entre 10^{-8} a 10^{-11} cm/s, o volume percolado durante o ensaio é pequeno. Dessa forma, o dimensionamento da seção do tubo capilar é essencial para o bom desenvolvimento do ensaio.

O dimensionamento do sistema foi realizado para que se pudessem estudar os *liners* de baixíssima condutividade hidráulica como os geocompostos bentonítico. Examinado a literatura sobre o assunto, verificou-se que a faixa de condutividade hidráulica dos geocompostos bentoníticos fabricados com geotêxteis, está entre 10^{-9} a 10^{-11} cm/s e a altura da camada de bentonita que o compõe, em torno de 5 mm. O diâmetro nominal dos CPs a serem ensaiados é de 100 ou 150 mm. Então, selecionou-se entre os tubos capilares comercializados, o tubo capilar em PEAD de diâmetro nominal 5/32" (levou-se em consideração a espessura da parede).

O volume percolado através do CP durante o ensaio é diretamente proporcional ao quadrado do seu diâmetro e inversamente proporcional a sua altura. Portanto, dada a flexibilidade de se utilizar um pedestal de menor diâmetro e CPs com maior altura, torna-se possível ensaiar materiais que tenham condutividade hidráulica de até 10^{-7} cm/s.

Para que ocorra fluxo através do CP é necessário a imposição de um gradiente de pressão entre seu topo e sua base. Isto ocorre após a fase de saturação do CP, portanto, neste instante, o sistema encontra-se pressurizado sob o valor ajustado na fonte 2 para a contra-pressão do CP (*vide* ensaios). O gradiente é imposto pelo atuador, Linha 3, sendo nele programada a pressão inicial desejada para o ensaio. Nesta etapa os registros 2 e 3 do sistema são mantidos abertos, bem como os registros A, B e C da câmara. Ocorrerá fluxo como mostra a Figura 3.8 até que haja equilíbrio entre as colunas de Hg. Ocorrido o equilíbrio nas colunas de Hg, tem-se um gradiente de pressão entre a base e o topo do CP que é igual a diferença entre as pressões da fontes 3 e 2.

A fase seguinte, fase de ensaio, se inicia com o fechamento dos registros 2 e 3. Com esta ação, corta-se o acesso das fontes 2 e 3 e o Hg que estava compensando a diferença de pressão entre as fontes 2 e 3 tenderá a voltar ao equilíbrio, forçando fluxo através do CP conforme ilustrado na Figura 3.9.

A calibração da área interna do tubo capilar foi realizada com este saturado e sob pressão interna inicial de 500 kPa, aplicada com a antecedência de 48 horas. A Figura 3.10a ilustra o esquema de calibração, no qual, o atuador está ligado ao reservatório de Hg e a Fonte 2, que é mantida constante com 500 kPa durante toda a calibração, ao tubo capilar.

Com o Registro 1 aberto, Figura 3.10a, faz-se a leitura “zero” na escala milimetrada localizada atrás do tubo capilar. Em seguida, fecha-se o Registro 1 e faz-se incrementos de pressão no atuador, anotando-se a variação de volume do atuador e da

altura de Hg no capilar, até atingir o fundo de escala desta coluna. O processo é repetido, para todos os sistemas, no sentido descendente e mais uma vez no sentido ascendente.

Figura 3.8 – Fluxo de imposição do gradiente de pressão no sistema fechado.

Figura 3.9 – Fluxo durante o ensaio com o sistema fechado.

Na Figura 3.10b tem-se o resultado da calibração em um gráfico que mostra a variação de volume no atuador pela variação de altura do Hg no capilar, para os quatro sistemas. As inclinações das retas são as áreas internas de cada capilar em cm^2 .

Figura 3.10 – a) Esquema da calibração de volume do tubo capilar;

b) Variação de volume no atuador pela variação de alturas colunas de Hg nos tubos capilar.

3.3 – Sistema de interface água-percolante.

Para o bom uso e conservação do equipamento, mesmo que não ocorra reação química entre o percolante e o sistema, deve-se introduzir um dispositivo que promova a separação física entre o percolante e a água que circula no sistema hidráulico, visto que, o contato direto com o percolante pode contaminar o sistema e interferir em outros ensaios. O problema se estende a ensaios onde o percolado é a água destilada, pois, em se tratando de um sistema fechado no qual o percolante retorna ao sistema, alguma substância constituinte do CP pode ser transportado para ele.

O dispositivo acima citado é denominado interface (*bladder accumulators*) e normalmente constitui de um reservatório dividido por um diafragma flexível. O

modelo desenvolvido neste trabalho é apresentado na Figura 3.11 e foi construído com peças disponíveis comercialmente, agregando serviços de usinagem simples. O material utilizado foi: dois CAPs, um de PVC (diâmetro interno 110 mm) e outro de PEAD (diâmetro externo 110 mm), dois sacos de PEAD sem costura lateral e *o'ring*. O percolante fica em contato com as peças de PEAD e a água do sistema hidráulico permanece no lado do CAP de PVC.

Figura 3.11 – Interface água-percolante desenvolvida.

3.4 – Célula de expansão.

As cinco células construídas para o estudo de expansão em materiais sob baixo carregamento são apresentadas na Figura 3.12. Estas células foram construídas por usinagem em torno mecânico e seus detalhes são apresentados na Figura 3.13. O corpo principal foi confeccionado a partir de um pedaço de tubo de PVC, com diâmetro externo de 110 mm e altura de 170 mm, fazendo-se um rebaixo na parede interna do tubo, que parte de uma das extremidades e segue ao longo de 150 mm do seu comprimento. Neste rebaixo encaixa-se um disco de PVC de 100 mm de diâmetro e que tem 17 furos passantes de 3,2 mm distribuídos sob sua superfície. Também foi confeccionado um pistão, cuja base é um disco de PVC de 98 mm de diâmetro, e que

tem 16 furos passantes de 3,2 mm distribuídos sob sua superfície e um furo rosqueado no centro no qual encaixa-se uma haste, cuja extremidade tem uma cava para alojamento de extensômetro.

A sobrecarga aplicada é composta pelo peso do pistão, esferas de vidro nos primeiros 4 cm acima do pistão e esferas de chumbo envoltas em filme de PVC acima das esferas de vidro. Escolheu-se esferas de vidro para ocuparem a região acima do pistão, pois, são quimicamente inertes e nesta região há o contato com o fluido hidratante.

Figura 3.12 – células de expansão construídas.

Figura 3.13 – Esquema construtivo das células de expansão.

4 – MATERIAIS E MÉTODOS.

Após a realização de diversos testes preliminares para a verificação da estanqueidade nos permeâmetros e sistemas do controle hidráulico desenvolvidos, foram realizados ensaios em dois materiais: um geocomposto bentonítico (geosynthetic clay liner – GCLs) e uma mistura de solo compactado. Nas células de expansão foram montados ensaios com geocomposto bentonítico e com a bentonita utilizada no fabrico deste geocomposto.

4.1 – Geocomposto bentonítico.

O geocomposto bentonítico ensaiado neste trabalho é de fabricação nacional e foi caracterizado por BUENO *et al.* (2002). É composto por uma camada de bentonita sódica entre um geotêxtil tecido e outro não tecido, ambos de polipropileno, unidos mecanicamente por agulhamento. As características dos materiais usados na fabricação são apresentadas nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3, e a caracterização do produto final na Tabela 4.4. Na Figura 4.1 apresenta-se a curva granulométrica da bentonita.

Tabela 4.1 – Caracterização dos componentes do geocomposto bentonítico

Material	Composição	Gramatura seca (kg/m²)
Bentonita	Sódica	4,2
Geotêxtil tecido e não tecido	Polipropileno	0,53 (Geotêxteis+ fibras do agulhamento)

Tabela 4.2 – Composição química da bentonita (% em peso), BUENO *et al.* (2002).

Componentes	Al ₂ O ₃	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂	CaO	MgO	P.F.
%	14,00	62,38	8,01	0,42	2,45	0,89	1,04	2,54	7,83

Tabela 4.3 – Caracterização da Bentonita.

Limite de liquidez	490 %
Limite de plasticidade	432 %
Massa Específica dos Sólidos (g/cm ³)	2,94

Tabela 4.4 – Caracterização do geocomposto bentonítico

Descrição	Unidade	Valor
Resistência à tração (NBR 12824)	kN/m ²	12,2
Largura da bobina	m	3,0

Figura 4.1 – Curva granulométrica da bentonita.

Os CPs foram moldados com o auxílio de um anel de aço inox com ponta biselada, cujo diâmetro interno é de aproximadamente 100 mm. O processo consiste em retirar do rolo de geocomposto, uma amostra de dimensões em torno 30 x 30 cm, e a partir desta moldar o CP.

Coloca-se a amostra sobre uma placa de vidro e com o anel centralizado e puncionando o geocomposto, faz-se o corte da amostra contornando o anel, utilizando uma faca bastante afiada. Remove-se o material que ficou exterior ao anel e pesa-se o conjunto formado pelo anel, CP e placa de vidro, para a determinação do peso do CP. Retira-se a bentonita do material que ficou exterior ao molde para a determinação da umidade e após o ensaio, remove-se toda bentonita do CP e determina-se o peso seco dos geotêxteis, podendo-se assim, calcular o peso seco da bentonita por área.

Alguns cuidados devem ser tomados na obtenção do CP, como perda de bentonita pela lateral. Assim, antes de retirar o CP do anel e após a pesagem, faz-se o umedecimento da sua borda por gotejamento. Aguarda-se por aproximadamente 5 minutos para que a bentonita nesta região seja hidratada e retira-se o anel. Feito isto, faz-se uma inspeção das bordas do CP e existindo falhas, como união dos geotêxteis e perda de bentonita, faz-se a separação dos geotêxteis e o preenchimento do espaço entre eles ou de qualquer vazio nas bordas com pasta de bentonita. A não observação deste procedimento pode conduzir a resultados de ensaios com valores muito altos de condutividade hidráulica.

Como não se determinou a variação de altura de todos os CPs durante o ensaio, nem a altura final, considerou-se para efeito de cálculo a altura nominal dos CPs como 5 mm (altura aproximada da camada de bentonita seca). Registre-se, no entanto, que se determinou ao final do ensaio a altura do CP k03-01 (bentonita + geotêxteis). A altura média, correspondente a quatro determinações em locais diferentes do corpo de prova, atingiu 9,85 mm, com um coeficiente de variação, c.v., de 7,6%. Deste valor, a altura de bentonita corresponde a 6,85mm, já que a soma das alturas dos geotêxteis é de aproximadamente 3 mm.

4.2 – Mistura de solo com bentonita compactada.

O corpo de prova compactado com uma mistura de um solo argiloso com bentonita foi realizado nas seguintes proporções de peso seco: 90% de solo e 10% de

bentonita. A curva granulométrica da mistura é apresentado na Figura 4.2 e as característica do CP na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Características do CP de solo-bentonita.

Diâmetro (mm)	100,5
Altura (mm)	32,1
Umidade de Compactação	27%
Massa Específica Seca (g/cm^3)	1,56
Massa Específica dos Sólidos (g/cm^3)	3,01

Figura 4.2 – Curva granulométrica da mistura solo - bentonita.

4.3 – Ensaios de condutividade hidráulica.

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede flexível com os sistemas de controle hidráulico fechado, desenvolvidos neste trabalho, e com um sistema de controle hidráulico aberto.

A seqüência de montagem dos CPs no permeâmetro não depende do tipo de material a ser ensaiado. Sobre o pedestal e de forma concêntrica, coloca-se na seqüência ilustrada na Figura 4.3a: pedra porosa, papel filtro, CP, papel filtro e pedra porosa. O cabeçote é posto sobre a pedra porosa superior e com uma membrana flexível envolve-se estes materiais, fixando-a no pedestal e no cabeçote com *o'ring*, como ilustrado na Figura 4.3b. Em seguida encaixa-se a parede lateral sobre a base, Figura 4.3c, e a tampa sobre a parede lateral, prendendo todo o conjunto com porcas borboleta, Figura 4.3d.

Figura 4.3a e 4.3b – Seqüência de montagem do ensaio em permeâmetro de parede flexível.

O acesso do fluido confinante ocorre pela base, ocupando lentamente a câmara, a medida em que o ar presente no seu interior é drenado pelo registro de acento da

tampa. Após o enchimento e antes de submeter o CP à saturação por contra-pressão, aplica-se uma baixa pressão de confinamento, entre 7 e 35 kPa, e faz-se circular água, com pressão inferior à da confinante, pelo cabeçote e pelo pedestal, com o objetivo de retirar o ar retido entre estas peças e o CP e o ar retido nos tubos.

O tempo necessário para a saturação por contra-pressão varia com as pressões aplicadas, o material a ser ensaiado e o grau de saturação inicial. LOWE AND JOHNSON (1960) sugerem um ábaco no qual a contra-pressão é aplicada em função do grau de saturação inicial e do grau de saturação final desejado, Figura 2.8. Para os geocompostos bentoníticos é consenso na literatura que a aplicação de uma contra pressão em torno de 290 kPa e uma pressão confinante de 330 kPa, por um período de 48 horas, conduzem a bons resultado de saturação (WANG AND BENSON, 1999; SIEBKEN AND LUCAS, 1997). Estes valores foram utilizados neste trabalho.

Para os ensaios realizados com o sistema de controle hidráulico fechado, o procedimento realizado após a saturação, consiste em aplicar o gradiente de pressão e fazer medidas de percolação através da escala milimetrada localizada atrás do tubo capilar, ao longo do tempo, como descrito no ITEM 3.2. O cálculo da condutividade hidráulica deste ensaio é realizado com a Equação 4.1 e sua dedução é mostrada no APÊNDICE C.

Para os ensaios realizados com o sistema aberto, o procedimento foi ligar duas bombas de servo-controle de pressão e medida de volume, uma no cabeçote e outra no pedestal, e fazer fluxo pelo CP para um gradiente de pressão constante. O cálculo da condutividade hidráulica deste ensaio se faz pela aplicação da lei de Darcy, Equação 4.2.

$$k = \frac{a \times A}{(a + A) \times (G_{Hg} - G_{H_2O})} \times \frac{L}{S \times \Delta t} \times \ln \left(\frac{Y_i + c}{Y_{i+1} + c} \right) \quad (4.1)$$

$$Q = k \times \frac{\Delta P}{L} \times S \quad (4.2)$$

onde:

k é a condutividade hidráulica entre as leituras i e $i+1$.

a é área do tubo capilar

A é a área da caneca de mercúrio

L é a altura do CP

S é a área do CP

$Y_{i,i+1}$ é a altura da coluna de mercúrio do capilar no tempo i e $i+1$

Δt é diferença de tempo entre as leituras Y_i e Y_{i+1}

G_{Hg} e G_{H_2O} são densidade relativa do mercúrio e da água, respectivamente

c é diferença de ascensão capilar do Hg no capilar e na caneca

Q é a vazão pelo CP

ΔP é diferença entre as pressões aplicadas pelos atuadores

O programa de ensaios teste deste trabalho, inclui 12 ensaios em 5 CPs de geocomposto bentonítico (GCL) e 4 ensaios em um CP compactado a partir de uma mistura solo – bentonita, Tabela 4.6, utilizando o sistema de controle hidráulico desenvolvido. Também, foram realizados ensaios em um sistema aberto nos CPs k03-01 (geocomposto bentonítico) e no k02-03 (mistura de solo bentonita compactado).

Tabela 4.6 – Ensaio realizados com o sistema de controle hidráulico fechado.

Amostra	Saturação (kPa)		Ciclo	Ensaio (kPa)		
	Confinante	Contra-pressão		Confinante	Entrada de fluxo inicial	Saída de fluxo inicial
k01-01 (GCL)	310	290	1	330	310	290
			2	330	310	290
			3	360	310	290
			4	360	310	290
k02-01 (GCL)	330	290	1	330	310	290
K01-03 (GCL)	330	290	1	330	310	290
k01-02 (GCL)	310	290	1	330	310	290
			2	330	310	290
			3	350	330	310
k03-01 (GCL)	330	290	1	330	310	290
			2	335	310	290
			3	335	310	290
k02-03 (Mistura solo-bentonita)	330	290	1	330	310	290
			2	330	310	290
			3	335	315	290
			4	335	315	290

4.4 – Ensaio de expansão.

Os ensaios de expansão sob baixo carregamento foram realizados nas células construídas neste trabalho, descritas no ITEM 3.4. Foram montados 5 ensaios, dos quais: 4 com geocomposto bentonítico e 1 com a bentonita constituinte deste geocomposto. As condições de carregamento e o fluido hidratante são descritos na Tabela 4.7. Nos CPs em que se aplicou a sobrecarga de 5,10 kPa foi simulado uma cobertura de solo sobre o material, de aproximadamente 25 a 30 cm, e o CP no qual a sobrecarga foi 0,15 kPa, se deve a um problema operacional em que é necessário colocar um pistão sobre a amostra para se efetuar medidas de expansão, simula a expansão livre.

Tabela 4.7 – Carregamento e fluido hidratante dos ensaios.

CP	Ensaio	Carregamento (kPa)	Umidade inicial da bentonita (%)	Bentonita seca (g)	Hidratante
Geocomposto bentonítico	01	5,10	13,8	33,3	Água destilada
Geocomposto bentonítico	02	0,15	13,4	33,2	Água destilada
Geocomposto bentonítico	03	5,10	13,6	31,2	Água da torneira
Geocomposto bentonítico	04	5,10	8,3	33,3	Água destilada
Bentonita	05	5,10	13,6	33,3	Água destilada

5 – RESULTADOS E ANÁLISES.

Neste capítulo são apresentados os resultados do programa de ensaios, realizado com o objetivo de avaliação de desempenho dos equipamentos desenvolvidos. O capítulo foi dividido em dois Itens: o 5.1, que trata dos ensaios de condutividade hidráulica e o 5.2, que trata dos ensaios de expansão sob baixo carregamento. Também se aborda a aplicabilidade da Lei de Darcy aos materiais ensaiados.

5.1 – Condutividade hidráulica.

Na realização dos ensaios de condutividade hidráulica buscou-se verificar o funcionamento do equipamento desenvolvido e o entendimento do seu comportamento, para isso, ensaios em um sistema aberto foram realizados nos mesmos CPs ensaiados com o sistema hidráulico de controle fechado.

O termo seqüência, nos ensaios realizados no sistema de controle hidráulico fechado, é dado a um conjunto de medidas realizadas durante o mesmo decaimento de uma coluna de mercúrio. Para os ensaios realizados no sistema de controle hidráulico aberto, o termo seqüência corresponde ao conjunto de medidas realizadas sem que haja qualquer intervenção no atuador.

Os gráficos das Figuras 5.1 a 5.6 mostram os resultados dos ensaios em amostras de geocomposto bentonítico, caracterizados no Item 4.1, realizados nos permeâmetros de parede flexível e sistemas hidráulico de volume constante descritos nos Itens 3.1 e 3.2, respectivamente. Os valores foram calculados segundo a equação 4.1, deduzida no APÊNDICE C. Na Tabela 5.1 estão apresentados os resultados, para o mesmo material, de ensaios realizados em um sistema de controle hidráulico aberto, constituído de duas bombas de servo controle de pressão e medida de volume.

Os resultados dos ensaios do CP composto de uma mistura de solo-bentonita compactado, caracterizado no Item 4.2, são apresentados na Figura 5.7, para o sistema fechado, e na Tabela 5.2, para o sistema aberto.

Comparando as Figuras 5.1 e 5.2, que mostram os resultados do mesmo ensaio, sendo que na Figura 5.1 é apresentado apenas o trecho inicial do ensaio, percebe-se uma tendência de queda na condutividade hidráulica do material com o tempo, ao mesmo tempo em que se constata dispersão nos resultados.

Quando comparado com os resultados do sistema aberto, percebe-se que o valor de condutividade hidráulica calculada para o sistema fechado está mais próximo da condutividade de saída do sistema aberto. É importante que se diga, que a diferença entre a condutividade de entrada e saída, mesmo após dois meses de ensaio no sistema aberto, é indicativo de que o CP continua a absorver água, o que é compatível com os dados do ensaio de expansão apresentados no Item 5.2.

Diferente do que ocorreu com o geocomposto, a mistura solo bentonita, com exceção da Seqüência 1, apresenta um bom comportamento, mantendo a condutividade hidráulica constante durante o ensaio. Também, no ensaio no sistema aberto, existe a tendência a estabilização mais rápida, e os valores de entrada e saída estão mais próximos.

Figura 5.1 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k03-01: em geocomposto bentonítico.

Figura 5.2 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k03-01: em geocomposto bentonítico.

Figura 5.3 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k01-03: em geocomposto bentonítico.

Figura 5.4 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k01-02: em geocomposto bentonítico.

Figura 5.5 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k02-01: em geocomposto bentonítico.

Figura 5.6 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k01-01: em geocomposto bentonítico.

Tabela 5.1 – Resultados do ensaio em geocomposto bentonítico para ensaios conduzidos no sistema aberto.

Sequência	Entrada (cm/s)		Saída (cm/s)		Δk (cm/s)	Temperatura (°C)		Pressão (kPa)			i_{med}
	média	C.V. (%)	média	C.V. (%)		média	C.V. (%)	Confinante	Entrada	Saída	
1	1.3E-09	6.0	9.7E-10	5.2	3.0E-10	22.4	2.8	330	310	290	400
2	1.4E-09	4.4	1.1E-09	2.5	2.9E-10	21.8	1.3	330	310	290	400
3	1.3E-09	5.6	8.0E-10	2.9	5.2E-10	20.9	1.8	328	301	288	260
4	1.3E-09	1.4	7.1E-10	7.2	5.9E-10	21.7	2.9	328	301	292	180
5	1.9E-09	6.4	5.7E-10	14.9	1.4E-09	20.4	3.9	328	301	296	100
6	5.5E-09	5.0	7.4E-11	728.7	5.4E-09	20.7	2.8	328	301	300	20
8	1.0E-09	2.1	7.9E-10	2.4	2.1E-10	21.8	2.7	328	308	281	540
9	1.1E-09	5.1	9.1E-10	7.0	1.7E-10	22.0	2.5	333	308	281	540
10	1.3E-09	1.5	6.8E-10	16.5	6.2E-10	21.8	0.9	333	308	293	300

Figura 5.7 – Resultados do ensaio de condutividade hidráulica no sistema fechado, k02-03: em mistura solo-bentonita..

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio na mistura solo-bentonita compactado para ensaios conduzidos no sistema aberto.

Sequência	Entrada (cm/s)		Saída (cm/s)		Δk (cm/s)	Temperatura (°C)		Pressão (kPa)			i_{med}
	média	C.V. (%)	média	C.V. (%)		média	C.V. (%)	Confinante	Entrada	Saída	
1	1,9E-08	1,0	1,5E-08	2,0	3,9E-09	19,5	5,7	335	315,0	295	65
2	1,9E-08	3,3	1,7E-08	3,2	2,2E-09	20,0	4,0	335	315	300	49
3	2,3E-08	0,8	1,9E-08	2,3	4,5E-09	20,8	2,3	335	315	305	33
4	3,3E-08	1,9	2,3E-08	4,6	1,1E-08	21,7	3,2	335	315	310	16

Para a mistura solo bentonita obteve-se a condutividade hidráulica em torno de $2,0 \times 10^{-8}$ cm/s. Os resultados de condutividade hidráulica do programa de ensaios teste, especificamente aqueles cuja amostra foi um geocomposto bentonítico, manteve-se entre $6,0 \times 10^{-10}$ a $1,5 \times 10^{-9}$ cm/s, sua média foi $9,5 \times 10^{-10}$ cm/s e o coeficiente de variação 26%. Se comparado com todos os resultados de um programa interlaboratorial que envolveu 18 laboratórios, apresentado por DANIEL *et. al.* (1997), para um material similar, que obteve os valores variando entre 2×10^{-10} a 2×10^{-9} cm/s, a média de $7,5 \times 10^{-10}$ cm/s e o coeficiente de variação de 42%, verifica-se que os resultados estão dentro da ordem de grandeza dos valores medidos para este material, com melhores resultados de dispersão.

DANIEL *et. al.* (1997) fazem ainda uma divisão dos laboratórios em três grupos (*vide* Item 2.2), nos quais os laboratórios classificados como menos experientes tem como média $9,8 \times 10^{-10}$ cm/s e coeficiente de variação 44% e os mais experientes $6,7 \times 10^{-10}$ cm/s e 36% de média e coeficiente de variação, respectivamente. Mesmo tendo concluído que a condutividade hidráulica varia de ensaio para ensaio, em parte como resultado da variabilidade do material e em parte como resultado da variabilidade no ensaio, acreditam que único fator aparentemente influenciando os resultados dos vários laboratórios foi o nível de experiência, e por isto, atribuíram a problemas na preparação das amostras, o maior valor de condutividade hidráulica determinado pelos laboratórios menos experientes.

Examinando melhor o resultado apresentado, verifica-se que os autores não têm sustentação dos dados para esta conclusão. Observa-se na Figura 2.16, que os resultados de dois laboratórios comprometem a análise: o do laboratório C, aumentando a média do grupo dos menos experientes e o laboratório D, diminuindo a média do grupo dos mais experientes. Excluindo estes laboratórios da análise chega-se ao resultado da Tabela 5.3, em que o valor médio dos menos experientes é apenas 15,8 % maior que a média dos mais experientes e para ambos os casos, há boa redução no coeficiente de variação.

De fato, cuidados na preparação da amostra para que se evite fluxo preferencial, como em qualquer ensaio de condutividade hidráulica, é fundamental para que a determinação dos resultados seja o mais próximo do real, mas, não é necessário ser um especialista para realizar tais ensaios.

Tabela 5.3 – Análise dos dados de DANIEL *et. al.* (1997).

Análise	Média (cm/s)	CV (%)
Todos os Laboratório	$8,1 \times 10^{-10}$	42,0
Excluindo os labs C e D.	$7,8 \times 10^{-10}$	30,0
Laboratorios do Nível 1	$9,8 \times 10^{-10}$	43,6
Laboratorios do Nível 1 excluindo o laboratório C	$8,5 \times 10^{-10}$	33,6
Laboratorios do Nível 2	$7,5 \times 10^{-10}$	23,4
Laboratorios do Nível 3	$6,7 \times 10^{-10}$	35,9
Laboratorios do Nível 3 excluindo o laboratório D	$7,3 \times 10^{-10}$	29,0

Observando os resultados dos ensaios realizados no sistema de controle hidráulico fechado de carga variável e comparando com o apresentado por WANG AND BENSON (1999), reproduzido na Figura 2.17a, nota-se certa semelhança quanto à tendência na queda da condutividade hidráulica. Isto sugere que este material tenha um comportamento diferente do preconizado pela Lei de Darcy, parecendo haver a possibilidade de que a condutividade hidráulica seja descrita como uma função do gradiente, ao invés de ser tomado como uma constante.

WANG AND BENSON (1999) tentam justificar o comportamento variável da condutividade hidráulica apresentando um gráfico com as medidas de pressão na entrada e saída do fluxo (Figura 2.17b), no qual constataram que as estas pressões variam mais rapidamente nos primeiros 60 minutos do ensaio. Atribuem ao referido período, um regime transiente de pressão e relatam que esta transiência pode ser responsável pelo desvio da Lei de Darcy no início do ensaio.

WANG AND BENSON (1999) aparentemente não atentaram para o fato de que a vazão pelo CP é proporcional ao gradiente. Assim, como mostra a Figura 5.8a, no ensaio de carga variável, à medida que ocorre fluxo pelo CP diminui-se a coluna de fluido sobre a amostra, ou seja, o gradiente hidráulico. Portanto, a vazão tem um valor máximo no início do ensaio, decaindo continuamente até chegar a zero. Por isso, traçando-se o gráfico da altura da coluna de fluido no tempo, como mostrado na Figura 5.8b, verifica-se que para qualquer ensaio de carga variável a carga varia muito mais rapidamente no início do ensaio. Assim, o gráfico de pressão apresentado por WANG AND BENSON (1999), Figura 2.15b, mostra um comportamento comum ao tipo de ensaio (carga variável), e uma análise menos detalhada da figura não permite afirmações sobre o regime de fluxo.

Figura 5.8 – Variação do gradiente de pressão em um ensaio de carga variável.

Admitindo que a altura da coluna de fluido durante o ensaio possa ser descrita como uma função do tempo $h=f(t)$, Figura 5.8b, e partindo da dedução clássica para ensaios de condutividade hidráulica do sistema mostrado na Figura 5.8a, escreve-se a Equação 5.1, onde: a é a área da seção interna do reservatório capilar, S e L são a área do CP perpendicular ao fluxo e o seu comprimento na direção do fluxo, respectivamente, e k é a condutividade hidráulica.

$$-\frac{df(t)}{dt} \times a = k \times \frac{f(t)}{L} \times S \quad (5.1)$$

Segundo a teoria de Darcy o coeficiente k é admitido como uma constante. Analisando a Equação 5.1 verificamos que esta hipótese é verdadeira somente se a Equação 5.2 for satisfeita, ou seja, se a função $h=f(t)$ for descrita pela Equação 5.3., onde b e c e são constantes. A derivada da função $f(t)$ é dada pela Equação 5.4.

$$\frac{df(t)}{dt} = \text{constante} \times f(t) \quad (5.2)$$

$$f(t) = b \times e^{c \times t} \quad (5.3)$$

$$\frac{f(t)}{dt} = c \times b \times e^{c \times t} \quad (5.4)$$

Substituindo os termos das Equações 5.3 e 5.4 na Equação 5.1 e fazendo as simplificações necessárias, pode-se calcular a condutividade hidráulica para ensaios em permeâmetro de carga variável do tipo mostrado na Figura 5.8a, através da Equação 5.5, desde que o material tenha o comportamento preconizado por Darcy, ou seja, seu gradiente de pressão varie de acordo com a Equação 5.3.

$$k = \frac{-a \times c \times L}{S} \quad (5.5)$$

O coeficiente c da equação exponencial apresentada na Equação 5.3 pode ser determinado conhecendo-se dois pontos da curva. Sendo $(f(t_1), t_1)$ e $(f(t_2), t_2)$ dois pontos desta exponencial, pode-se calcular o c através da Equação 5.6, como mostra-se a seguir:

$$f(t_1) = b \times e^{c \times t_1} \quad ; \quad f(t_2) = b \times e^{c \times t_2}$$

$$\frac{f(t_1)}{e^{c \times t_1}} = \frac{f(t_2)}{e^{c \times t_2}} \quad \Rightarrow \quad \frac{f(t_1)}{f(t_2)} = \frac{e^{c \times t_1}}{e^{c \times t_2}} \quad \Rightarrow \quad \ln\left(\frac{f(t_1)}{f(t_2)}\right) = \ln\left(\frac{e^{c \times t_1}}{e^{c \times t_2}}\right)$$

$$c = -\frac{\ln\left(\frac{f(t_1)}{f(t_2)}\right)}{\Delta t} \quad (5.6)$$

A substituição da Equação 5.6 na Equação 5.5 conduz a Equação 5.7, que é a equação tradicionalmente de determinação da condutividade hidráulica em permeâmetro de carga variável.

$$k = \frac{a \times L}{S} \times \frac{\ln\left(\frac{f(t_1)}{f(t_2)}\right)}{\Delta t} \quad (5.7)$$

É importante observar que o coeficiente c determina a forma da curva, e sempre que se faz o cálculo da condutividade hidráulica pelo uso direto da Equação 5.7 utilizam-se apenas dois pontos experimentais incorrendo em erros, entre outros, de precisão de leitura. Isto está ilustrado para a Sequência 4 do ensaio realizado na mistura de solo-bentonita, Figura 5.9, em que o ajuste de uma exponencial aos seus pontos experimentais conduz a um $c = -0,0054546 \text{ min}^{-1}$, correspondente ao c da curva tracejada ilustrada nesta figura. Os cálculos realizados entre dois pontos experimentais,

da forma que se emprega na Equação 5.7, equivalem aos coeficientes das diversas curvas ilustradas na Figura 5.10.

Figura 5.9 – Ajuste exponencial da variação de carga em um ensaio realizado em uma mistura de solo-bentonita.

Figura 5.10 – Exponenciais resultantes do cálculo entre duas medidas e do ajuste entre todas as medidas em um ensaio de solo-bentonita.

A aplicação da Lei de Darcy a um conjunto de dados que fogem ao comportamento preconizado por Darcy também constitui erro, como aos materiais inconsolidados constituídos de argilos minerais muito ativos para baixos gradientes descritos por MITCHELL (1993). Um exemplo são os ensaios em geocomposto bentonítico realizado neste trabalho, para o qual, como se mostra na Figura 5.11, não se consegue um bom ajuste exponencial ao conjunto de medidas. Isto ocorre, pois, a taxa de variação da carga no tempo é constante somente para os gradientes hidráulicos acima de 190, Figura 5.12. Para esta faixa, como pode ser observado na Figura 5.13, consegue-se um bom ajuste exponencial, com um $c = -2,925 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. O cálculo da condutividade hidráulica para o sistema hidráulico utilizado, nesta faixa de gradiente, se dá através da Equação 5.8. Conhecido que os parâmetros da equação são: $a = 0,05992 \text{ cm}^2$, $A = 32,16991 \text{ cm}^2$, $L = 0,5 \text{ cm}$, $S = 80,754 \text{ cm}$, $G_{Hg} - G_{H_2O} = 12,54$, calcula-se a condutividade hidráulica igual a $8,6 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$.

$$k = \frac{-a \times A \times c \times L}{S \times (A + a) \times (G_{Hg} - G_{H_2O})} \quad (5.8)$$

Por estes motivos, se sugere que cálculo da condutividade hidráulica seja realizado através de um ajuste da curva de variação de carga no tempo, pois assim, há uma correção de erros de leitura e verificação se de fato o material atende ao modelo preconizado por Darcy.

Figura 5.11 – Tentativa de ajuste de uma exponencial à variação de carga no tempo a um conjunto de medidas em um ensaio de geocomposto bentonítico.

Figura 5.12 – Coeficiente de variação c entre medidas x gradiente Hidráulico.

Figura 5.13 – Ajuste de uma exponencial à variação de carga no tempo, ao trecho que corresponde ao gradiente hidráulico entre 400 e 190, em um ensaio de geocomposto bentonítico.

Para o trecho da curva em que o comportamento foge ao modelo de Darcy, ou seja, tem a condutividade hidráulica variável, pode-se correlacionar o coeficiente de

condutividade hidráulica ao gradiente, de forma que se consiga prever a velocidade de descarga para estes gradientes $v(i)$ através de Equação 5.9.

$$v(i) = k(i) \times i \quad (5.9)$$

O primeiro passo para se determinar a função condutividade $k(i)$, consiste em identificar uma função que se ajuste bem aos dados experimentais de variação da carga em função do tempo. Para os dados do ensaio ilustrado na Figura 5.11, abaixo do gradiente 190, trecho em que não se conseguiu um bom ajuste com a exponencial, apresenta-se na Figura 5.14, um ajuste em potência. Usando a equação gerada pelo ajuste, determina-se através da Equação 5.1 a variação da condutividade hidráulica durante esta fase de ensaio e correlacionando estes valores com os respectivos gradientes, pode-se determinar a condutividade hidráulica em função do gradiente para esta faixa de gradiente em que a função foi ajustada, Figura 5.15.

O gráfico da Figura 5.16 reúne as informações correspondentes ao trecho em que o geocomposto se comporta como preconizado por Darcy e calculado com o ajuste exponencial (sistema fechado com i entre 400 e 190), o trecho em que a condutividade tem um decréscimo com o gradiente (sistema fechado com i menor que 190) e os valores médios calculados para o sistema aberto na entrada e na saída.

Figura 5.14 – Ajuste em potência para a variação de carga no tempo para um ensaio em geocomposto bentonítico, a partir do gradiente 190.

Figura 5.15 – Determinação da condutividade hidráulica em função do gradiente hidráulico para um geocomposto bentonítico, para a faixa de gradiente em que o material não segue a Lei de Darcy.

Figura 5.16 – Condutividade hidráulica de geocomposto bentonítico em função do gradiente hidráulico: resultado de cálculos realizados por ajustes para o sistema fechado e resultado do valor médio calculado para os ensaios do sistema aberto.

Observou-se também que o tempo para a realização de ensaio de condutividade hidráulica em geocomposto bentonítico no sistema de volume constante é muito menor, em torno de 3 horas, do que nos ensaios realizados com o sistema aberto, pois, para este

sistema, em dois meses de ensaio não se atingiu o critério de parada da ASTM D5084 (1990), o que está de acordo com o relato de WANG AND BENSON (1999).

5.2 – Ensaios de Expansão.

Os ensaios de expansão nos CPs descritos no Item 4.4 foram acompanhados por um período entre 70 e 78 dias. Observando a Tabela 4.7 e visto que em princípio todos os ensaios foram realizados sobre mesmas condições ambientais, verifica-se que quatro variáveis estão envolvidas: a composição do material ensaiado, a sobrecarga, o fluido hidratante e a umidade inicial. O Ensaio 1 foi tomado como o ensaio de referência, pois, para cada um dos outros ensaios difere em apenas uma das variáveis mencionadas.

Nas Figuras 5.17 a 5.21, para cada ensaio separadamente, são apresentadas as medidas de expansão das amostras no tempo e na Figura 5.22 todas estas informações são agrupadas no mesmo gráfico.

Observando os dados dos ensaios verifica-se que para 70 dias, com exceção do Ensaio 5, há uma tendência a estabilização. Tomou-se então, para cada ensaio, a expansão de 70 dias como expansão máxima (100%) e para as demais medidas calculou-se a percentagem de expansão relativo a expansão de 70 dias. Os resultados são apresentados na Figuras 5.23.

Figura 5.17 – Expansão ao longo do tempo para o Ensaio 1: ensaio de referência.

Figura 5.18 – Expansão ao longo do tempo para o Ensaio 2: expansão livre.

Figura 5.19 – Expansão ao longo do tempo para o Ensaio 3: hidratado com água da torneira.

Figura 5.20 – Expansão ao longo do tempo para o Ensaio 4: umidade inicial 8,3%.

Figura 5.21 – Expansão ao longo do tempo para o Ensaio 5: sem geotêxteis.

Figura 5.22 – Expansão ao longo do tempo para todos os Ensaios.

Figura 5.23 – Percentagem de expansão, relativo à expansão de 70 dias para cada Ensaio.

Pode-se observar na Figura 5.23 que os Ensaios 1, 2, 3 e 4 apresentam uma expansão bastante acelerada nas primeiras horas de ensaio, atingindo 50% da expansão de 70 dias entre 6 e 10 horas e que em 24 horas, obtiveram de 66 a 72% desta expansão.

Nota-se também que o Ensaio 5 foge deste padrão, havendo um retardo bastante pronunciado na expansão. A Tabela 5.4 trás um resumo das observações.

Tabela 5.4 – Observações sobre os ensaios de expansão.

Ensaio	Divergência com o ensaio de referência	Expansão* (mm)	Tempo de 50% da expansão*	% de expansão* em 24 horas	% de expansão relativo ao ensaio de referência	Umidade final (%)	c.v.(%) umidade
1	Ensaio de referência	2.4	9,5 horas	66	100	176.8	6.6
2	Expansão livre	7.0	9,5 horas	66	292	369.7	3.0
3	Hidratado com água da torneira	2.2	6,0 horas	72	92	159.7	4.3
4	Umidade inicial 8,3%	2.9	7,0 horas	72	121	178.2	2.6
5	CP de Bentonita	3.2	132,5 horas	16	133	175.7	3.5

* Expansão relativo a 70 dias de ensaio

Comparando as expansões dos demais ensaios com a do Ensaio 1, verifica-se que os Ensaios 2, 4 e 5 tiveram um acréscimo de 192, 21 e 33%, respectivamente, e que o Ensaio 3 experimentou um decréscimo de 8%. Não houve surpresa na tendência dos valores medidos, era esperado que menores solicitações (Ensaio 2), umidade inicial mais baixa (Ensaio 4) e a ausência do geotêxtil não tecido (Ensaio 5), que contém vazios que podem ser ocupados pela bentonita, conduzissem a maiores expansões, bem como, os cátions presentes na água da torneira (Ensaio 3) fossem responsáveis por uma menor expansão. Entretanto, conclusões quantitativas devem ser evitadas, pois, um único ensaio em cada situação não permite qual quer análise estatística para a verificação de sua representatividade, visto que, existe a possibilidade de haver variabilidade significativa no material ou distorções introduzidas por moldagem do CP.

O comportamento diferenciado do Ensaio 5 pode ser atribuído à dificuldade da água em chegar ao CP, isto porque, como a bentonita foi colocada em contato direto com a base, obstruiu os canalículos de acesso da água. O fato foi verificado após a desmontagem dos ensaios, quando se constatou a inexistência de uma lâmina d'água

sobre o CP 5, Figura 5.24 a, ao contrário do que foi encontrado nas demais amostras, Figura 5.24b. O uso de um papel filtro entre a base e o CP poderia ter evitado o fato.

Figura 5.24 – a) Inexistência de lâmina d’água sobre o Ensaio 5, b) lâmina d’água nos demais ensaios.

Outra observação efetuada após a desmontagem dos ensaios diz respeito à situação das fibras do agulhamento. No Ensaio 2, realizado com expansão livre, como se mostra na Figura 5.25, houve rompimento de algumas fileiras de fibra com fuga de bentonita ao longo das fileiras centrais. Nesta região a altura final após o ensaio foi 7,6 mm, enquanto que nas bordas perpendiculares às fibras foi 12,5 mm. Nos demais ensaios, apesar do baixo carregamento, as seções dos CPs permaneceram relativamente uniformes com as ligações fibras-geotêxteis aparentemente integras, Figura 5.26. As alturas médias foram: 9,8 mm para Ensaio 1, 9,2 mm para o Ensaio 3 e 10,4 mm para o Ensaio 4.

Figura 5.25 – CP 2 após o ensaio: expansão livre.

Figura 5.26 – CP 3 após o ensaio, representativo para os Ensaio 1, 3 e 4: sobrecarga 5 kPa.

6 – CONCLUSÃO.

Apresentou-se nesta dissertação o desenvolvimento, a construção e teste de equipamentos para o estudo de materiais de baixa permeabilidade. Estes equipamentos consistem de permeâmetros de parede flexível, sistemas de controle hidráulico de volume fechado, sistemas de interface e dispositivos para a caracterização da expansibilidade de solos.

Para os ensaios teste do conjunto para determinação de condutividade hidráulica, utilizaram-se corpos de provas de geocomposto bentonítico e uma mistura de solo com bentonita compactado. Nestes ensaios mediu-se a condutividade hidráulica do geocomposto bentonítico entre $6,0 \times 10^{-10}$ a $1,5 \times 10^{-9}$ cm/s, sua média foi $9,5 \times 10^{-10}$ cm/s e o coeficiente de variação 26%. Para a mistura de solo com bentonita a condutividade hidráulica esteve em torno de $2,0 \times 10^{-8}$ cm/s.

Foi observado, também, que o geocomposto bentonítico tem comportamento como descrito pela Lei de Darcy somente acima do gradiente hidráulico de 190. Propôs-se então, a determinação de um coeficiente de condutividade hidráulica em função do gradiente hidráulico, para que se possa descrever a velocidade de descarga para estes gradientes.

Observou-se também que o tempo para a realização de ensaio de condutividade hidráulica em geocomposto bentonítico no sistema de volume constante é muito menor, em torno de 3 horas, do que nos ensaios realizados com o sistema aberto, pois, para este sistema, em dois meses de ensaio não se atingiu o critério de parada da ASTM D5084 (1990), o que está de acordo com o relato de WANG AND BENSON (1999).

Nos ensaios realizados nas células de expansão, em geocomposto bentonítico e em bentonita, constatou-se que o geocomposto bentonítico apresenta uma expansão bastante acelerada nas primeiras horas de ensaio e que atingiram 50% da expansão de 70 dias entre 6

e 10 horas e que em 24 horas, obtiveram de 66 a 72% desta expansão. Observou-se também, que aplicação de uma sobrecarga, mesmo baixa (5kPa), reduz substancialmente a expansão do material e que este material sob expansão livre apresentou ruptura de algumas filas de agulhamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA.

- ASTM D5084 – 90 (1990). Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. American Society for Testing and Materials.
- BASSO, J. B. (2003). Transporte e Retenção de 'K POT.+' , 'CU POT.2+' e 'CI POT.-' em uma Mistura Compactada de Solos Lateríticos para uso em Barreiras Selantes :Procedimentos de Homogeneização da Mistura e Adaptações em Equipamento de Percolação em Colunas. Dissertação (Mestrado). São Carlos, 2003. 168 p.
- BJERRUM, L. AND HUDER, J. (1957). Measurement of the Permeability of Compacted Clay. Proceeding of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Betterworths, London, Vol. 1, pp.6-8.
- BOUAZZA, A. (2002). Geosynthetic Clay Liners. *Geotextiles and Geomembranes*, 20 (2002) 3-17.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M.; PALMA, S. L. AND PIMENTEL, V. E. (2002). Laboratorio Studie for the Development of a GCL. Clay Geosynthetic Baarriers. Zanzinger, Koerner & Garung eds. Swets & Zeitlinger, Lisse.
- DANIEL, D. E.(1994); State-of-the-Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, David E. Daniel and Stephen j. Trautwein, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- DANIEL, D. E.; BOWDERS, J. J. AND GILBERT, R. B. (1997). Laboratory Hydraulic Conductivity Testing of GCLs in Flexible-Wall Permeameters. Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, Larry W. Well, Ed.
- DANIEL, D. E.; TRAUTWEIN, S. J.; BOYNTON, S. S. AND FOREMAN, D. E. (1984). Permeability Testing with Flexible-Wall Permeameters. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 7, nº 3, Sept. 1984, pp. 113-122.
- DERJAGUIN, B. V., AND KRYLOV, N. A. (1944). Anomalies Observed in the Flow of Liquids Through Hard Fine Porous Filtres. Proceedings of the Conference of Viscosity of Liquids and Colloid Solutions, Vol 2, pp. 52-53. USSR Academy of Science Press. Moscow.
- DOBRAS, T. N. AND ELZEA, J. M. (1993). In-situsoda Ash Treatment for Contaminated Geosynthetic Clay Ciners. Proceedings of Geosynthetics'93. Industrial Fabrics Association, St.Paul, MN, USA, Vol.3, pp. 1145 –1160.
- HANSBO, S. (1973). Influence of Mobile Particles in Soft in Clay on Permeability, Proceedings of International Symposium of Soil Structure. Gothenburg, Sweden, pp. 132-135.
- JO, H.Y., KATSUMI, T., BENSON, C.H., EDIL, T.B., (2001). Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 127 (7), 557–567.
- KING, F. H. (1898). Principles and Conditions of the Movement of Groundwater. 19th Annual Report, US. Geological Survey, Part 2, pp 59-294.
- KOERNER, R. M. (1994). Designing with Geosynthetics. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey, pp 783.

- LAMBE, T. W. AND WHITMAN, R. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc. 553 pp.
- LEITE, A. L. (2001). Migração de Íons Inorgânicos em Alguns Solos Tropicais, com Ênfase nos Processos de Sorção e Difusão Molecular. Tese (Doutorado). São Carlos, 2001. 240 p.
- LEITE, J. C. (2000). Estudos Laboratoriais de Percolação em Colunas de Misturas de Solos Lateríticos Compactadas :Equipamentos e Ensaio. Tese (Doutorado). São Carlos, 2000. 223 p.
- LOWE, J. AND JOHNSON, T. C. (1960). Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens. In Proceeding, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil, Boulder. Colo.
- MACAMBIRA, I. Q. (2002). Comportamento Hidráulico de Alguns Solos Lateríticos para Uso como Barreira Impermeável. Dissertação (Mestrado). São Carlos, 2002. 117 p.
- MANASSERO, M.; BENSON, C. H. & BOUAZZA, A (2000). *Solid Waste Containment Systems*. Geoeng (2000), Austrália.
- MILLER, R. H. AND LOW, P. F. (1963). Threshold Gradient for Water Flow in Clay Systems, Soil Science Society of America, Proceedings, Vol. 27, No. 6, pp. 605-609.
- MITCHELL, J. K. (1993). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, Inc. 437 pp.
- NEVES, M. das (1987). Estudo da Permeabilidade do Solo Colapsível da Região de São Carlos. Dissertação (Mestrado). São Carlos, 1987. 139 p.
- OAKES, D. T.(1960). Solids Concentration Effects in Bentonite Drilling Fluids. Clay and Clay Minerals, Vol. 8, pp. 252-273.
- OLSON, R. E. AND DANIEL, D. E. (1981). Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP 746, T. F. Zimme and C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 18-64.
- PETROV, R. J., ROWE, R. K. AND QUIGLEY, R. M. (1997). Comparison of laboratory-measured GCL hydraulic conductivity based on three permeameter types. Geotechnical Testing Journal, ASTM 20 (1), 49–62.
- RUHL, J. L. AND DANIEL, D. E. (1997). Geosynthetic Clay Liners Permeated With Chemical Solutions and Leachates. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 123 (4), 369–381.
- SHACKELFORD, C. D.; BENSON, C. H.; KATSUMI, T. AND EDIL, T. B. AND LIN, L. (2000). *Evaluating the Hydraulic Conductivity of GCLs Permeated with Nonstandard Liquids*. Geotextiles and Geomembranes 18 (2–4), 133–161.
- SHAN, H. –Y. AND LAY, Y. –L (2002), Effect of Hydrating Liquid on the Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay Liners. Geotextiles and Geomembranes, 20 (2002) 19-38.
- SHARMA, H. D. AND LEWIS, S. P. (1994). Waste Containment Systems, Waste Stabilization, and landfills. John Willey & Sons, INC.
- SIEBKEN, J. R. AND LUCAS, S. (1997). A Comparison of Sample Preparation Methodology in the Evaluation of Geosynthetic Clay Liner (GCL) Hydraulic Conductivity. Testing and Acceptance Criteria for Geosynthetic Clay Liners, ASTM STP 1308, Larry W. Well, Ed.

WANG, X. AND BENSON, C. H. (1999). Hydraulic Conductivity Testing of Geosynthetic Clay Liners (GCLs) Using the Constant Volume Method. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 22, N° 4, December 1999, pp 277-283.

APÊNDICE A - Detalhe Construtivo do Permeâmetro de Parede Flexível.

Base da câmara.

As cavas de *o' rings* devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

CORTE AA'

CORTE DD'

CORTE CC'

NPT
1/4"

Detalhes da base da câmara.

As cavas de *o'ring*s devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

As cavas de *o'rings* devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

CORTE AB

CORTE CD

Detalhes do Topo da câmara

As cavas de *o' rings* devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

Detalhes da bucha.

Detalhes do pedestal

As cavas de *o' rings* devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

Detalhe do Pistão.

As cavas de *o' rings* devem ser dimensionadas conforme material utilizado.

APÊNDICE B - Detalhes de Montagem do Sistema de Controle Hidráulico

APÊNDICE C - Dedução do Cálculo da Condutividade Hidráulica para o Sistema Hidráulico Desenvolvido.

O cálculo da condutividade hidráulica, para os ensaios que utilizam o sistema de controle hidráulico fechado desenvolvido neste trabalho, é feito a partir das medidas de deslocamento do menisco de mercúrio (Hg) no capilar, ao longo do tempo. A Figura C1a ilustra o sistema de medida, quando o reservatório e o tubo capilar são submetidos às mesmas condições de pressão ($P_1 = P_2$). A diferença de nível “c”, entre o menisco de Hg no reservatório e no tubo, é atribuída ao efeito de capilaridade.

O Aumento relativo da pressão P_1 introduz um gradiente de pressão ao sistema, ocorrendo fluxo de Hg do reservatório para o tubo capilar, até que ocorra um novo equilíbrio de pressão, no qual, as pressões geradas pela diferença de altura entre as colunas de Hg do reservatório e do tubo capilar, compense a diferença entre as pressões P_1 e P_2 , Figura C1b.

Observa-se nas Figuras C1a e C1b que pelo sistema de referência adotado, o aumento da pressão P_1 faz o menisco de Hg no reservatório sair da posição O para a posição X e o menisco de Hg no tubo capilar da posição -c para a posição Y. Considerando a deformação nos materiais componentes do sistema desprezível para a variação de pressão neste estágio, pode-se assumir que a soma das variações de volume de Hg no reservatório com as do capilar é zero, Equação C1. Partido desta hipótese, pode-se descrever a posição x do menisco de Hg no reservatório em função da posição y do menisco de Hg no tubo capilar, Equação C2:

$$\sum dV_{Hg} = 0 \quad (C1)$$

$$A \times dx + a \times dy = 0$$

$$dx = \frac{-a}{A} \times dy$$

$$\int dx = \int \frac{-a}{A} \times dy$$

$$x = \frac{-a}{A} \times y + D \quad (C2)$$

onde,

A é a área interna do reservatório

a é a área interna do tubo capilar

x é a posição do menisco de Hg no reservatório em relação ao referencial adotado

y é a posição do menisco de Hg no tubo capilar em relação ao referencial adotado

O valor da constante D pode ser determinado a partir das condições de contorno representadas na Figuras C1a, em que: $P1 = P2$; $x = 0$ e $y = -c$. Substituindo estes valores na Equação C2, temos:

$$D = -\frac{a \times c}{A}$$

logo, a equação C2 pode ser reescrita na forma da Equação C3.

$$x = \frac{-a}{A} \times y - \frac{a \times c}{A} \quad x = \frac{-a}{A} \times (y + c) \quad (C3).$$

Para as condições de ensaio, em que o fluxo pelo CP ocorre como mostrado na Figura 3.9, o gradiente de pressão Δh é dado pela Equação C4, onde G_{Hg} é a densidade específica do mercúrio e G_{H_2O} a densidade específica da água.

Substituindo x na Equação C4 pela dedução da Equação C3, pode-se escrever o gradiente de pressão Δh em função da posição y do menisco de Hg no capilar, Equação C5.

$$\Delta h = (y - x + c) \times (G_{Hg} - G_{H_2O}) \quad (C4)$$

$$\Delta h = \left[(y + c) - \left(\frac{-a}{A} \times (y + c) \right) \right] \times (G_{Hg} - G_{H_2O})$$

$$\Delta h = \left(\frac{A+a}{A} \right) \times (y+c) \times (G_{Hg} - G_{H_2O}) \quad (C5)$$

Baseado na lei de Darcy pode-se escrever a Equação C6, em que a vazão é igual ao produto do coeficiente de condutividade hidráulica k , pelo gradiente hidráulico i , pela área do CP normal ao fluxo. O gradiente hidráulico é definido pela Equação (C7), onde L é a altura do CP.

$$-\frac{dy}{dt} \times a = k \times i \times S \quad (C6)$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (C7)$$

Substituindo a Equação C5 em C7 e C7 em C6, re-arrumando tem-se a Equação C8; esta integrada e rearranjada permite obter a expressão da condutividade hidráulica, Equação C9.

$$-a \times dy = k \times S \times \frac{(G_{Hg} - G_{H_2O}) \times (A+a) \times (y+c)}{A \times L} \times dt \quad (C8)$$

$$\int \frac{-a}{(y+c)} \times dy = \int k \times S \times \frac{(G_{Hg} - G_{H_2O}) \times (A+a) \times}{A \times L} \times dt$$

$$k = \frac{L}{S \times \Delta t} \times \frac{A \times a}{(G_{Hg} - G_{H_2O}) \times (A+a)} \times \ln \left(\frac{y_i + c}{y_{i+1} + c} \right) \quad (C9).$$

Figuras C1a e C1b – Sistema de medida de fluxo do sistema de controle hidráulico desenvolvido.