

## 1 INTRODUÇÃO

A cidade de Salvador apresenta variadas feições geológico – geotécnicas, com predominância de solos residuais do granulito-gnaissse provenientes do intemperismo físico-químico do embasamento cristalino. Segundo Wolle (1980), nos climas tropicais, em que temperaturas elevadas estão associadas a uma pluviosidade intensa, ocorrem horizontes de solos residuais com dezenas de metros de espessura, fato constatado para o caso do granulito-gnaissse.

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito principal de caracterizar a infiltração de amostras do solo residual do granulito-gnaissse predominante no sítio urbano da cidade, quando percolado por água ou um efluente tratado originário da Lagoa de Tratamento de Esgoto instalada no bairro Trobogy, em Salvador BA.

Para tal, foram realizados em laboratório 16 ensaios de infiltração não saturada e 16 ensaios de infiltração saturada (permeabilidade), utilizando-se oito corpos de prova (CP) indeformados e oito CP compactados. Metade de cada grupo de 8 CP foi percolado por água e a outra metade por efluente sanitário. O estudo permitiu avaliar e comparar as características de infiltração nos estados indeformado e compactado, quando percolados por água ou efluente sanitário tratado.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de infiltração não saturada foi possível avaliar quantitativamente a constante “ $\psi$ ”, associada à sucção matricial do solo, parte integrante dos modelos propostos por Green-Ampt (1911) e Phillip (1954a). Foram obtidos valores variáveis e decrescentes para “ $\psi$ ”, da ordem de 24 a 259 cmca (centímetro de coluna de água) no início da infiltração ( $\psi_i$ ) e da ordem de 14 a 67 cmca quando a infiltração atingia a base do CP ( $\psi_{\text{Sat}}$ ). Tais valores estão em conformidade com os referidos na literatura abrangida pelo presente trabalho, à exemplo dos valores obtidos por Wang (1995) em seus estudos experimentais.

Com o propósito de investigar a possibilidade de determinação da “capacidade de campo” (CC), em laboratório, a partir de uma metodologia muito simples, cada corpo de prova (CP) oriundo dos ensaios de infiltração foi drenado por determinados períodos de tempo e fatiados transversalmente. A umidade de cada fatia foi determinada e o perfil da umidade ao longo da altura do CP foi obtido para diferentes tempos de drenagem, o que permitiu estabelecer uma primeira idéia relativa ao tempo mínimo necessário para a umidade equalizar ao longo dos CP.

A capacidade de campo (CC) das amostras indeformadas pode ser verificada ao final do quarto dia de drenagem, quando ocorreu a equalização da umidade ao longo da altura do CP independente das mesmas terem sido infiltradas por água ou efluente. Com relação às amostras compactadas, não foi possível identificar a plena ocorrência da equalização da umidade ao final do 4º dia de drenagem, seja o fluido percolante a água ou o efluente.

Por fim, independente e paralelamente ao programa de pesquisa acima referido, foi feito um ensaio de colmatação que permitiu observar uma significativa redução da infiltração devido ao fluxo do efluente sanitário.

A presente dissertação está apresentada em sete capítulos com o objetivo de facilitar a leitura e compreensão do trabalho escrito.

O capítulo 1 contém uma visão geral das motivações e procedimentos que levaram ao estudo do tema escolhido, bem como os objetivos traçados para o seu desenvolvimento.

O capítulo 2 apresenta o referencial teórico utilizado na pesquisa, na qual se procurou mostrar alguns dos modelos existentes para a determinação da infiltração e o estudo do efluente sanitário tratado.

O capítulo 3 apresenta os critérios para as coletas das amostras e seleção dos CP enquanto que o programa de laboratório, materiais e métodos utilizados para os ensaios constam do capítulo 4.

O capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios realizados em laboratório, divididos nas seguintes categorias: ensaios de caracterização e compactação, infiltração não saturada e infiltração saturada (permeabilidade de carga variável), com amostras indeformadas e compactadas, verificação da equalização da umidade ao longo dos corpos de prova e, secundariamente, o resultado do ensaio de colmatação. Tais resultados são analisados e discutidos no capítulo 6.

O capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas e as sugestões para futuras pesquisas.

## 2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

### 2.1 MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO

Henry Darcy (1856), ao estudar o fluxo de água por meios porosos (areias puras), desenvolveu a equação que relaciona velocidade de percolação com o gradiente de energia. A referida equação descreve o movimento de um fluido em um meio poroso homogêneo e saturado. A lei de Darcy, generalizada para escoamento em mais de uma direção, pode ser escrita da seguinte forma:

$$Q = -k(\theta) \cdot \nabla(\Psi_t) \quad (1)$$

Em solos saturados  $k(\theta)$  é o coeficiente de permeabilidade  $k$ , bastante familiar à geotecnia. Para solos insaturados  $k(\theta)$  é a condutividade hidráulica, altamente dependente da umidade e tão menor quanto mais seco estiver o solo. Tem a mesma unidade de  $k$  (L/T) e seu significado guarda peculiaridades muito próprias (SANTOS e GUIMARÃES, 1992).

Observa-se que tanto  $k$  quanto  $k(\theta)$  podem ser entendidos da seguinte maneira:

Para solos não saturados,  $Q_w = v \cdot A \cdot \Delta t = k(\theta) \nabla(\psi_t) A \Delta t$ , e se  $\nabla(\psi_t) = 1$ ,

$$k(\theta) = \frac{Q_w}{A \Delta t} = \frac{L_{w.MA}}{\Delta t} \quad (2)$$

Onde,

$L_{w.MA}$  = Lâmina de água afluyente (à montante da amostra); e

$\Delta t$  = Período de tempo.

Para solos saturados,  $Q_w = v \cdot A \cdot \Delta t = k \cdot i \cdot A \cdot \Delta t$ , e se  $i = 1$ , com os mesmos significados anteriores.

$$k = \frac{Q_w}{A \Delta t} = \frac{Q_w}{A} = \frac{L_{w.MA}}{\Delta t} = \frac{L_{Wjusante}}{\Delta t} \quad (2.1)$$

De acordo com Santos (2007), o volume  $Q_w$  (ou descarga) pode ser substituído nessa fórmula pelo peso ou massa de água, considerando-se tão somente que  $Q_w = P_w / \gamma_w = (m_w \cdot g / \gamma_w) = m_w / \rho_w$ , o que permite entender que a fórmula quantifica a taxa de fluxo da massa de água ou mesmo de alguma solução homogênea com concentração  $C_0$  (soluto homogeneamente dissolvido ou em suspensão na solução). Nesse último caso, a taxa de fluxo do soluto que acompanha a solução em movimento pode também ser quantificado pela fórmula, em volume ou em massa do soluto, uma vez que  $Q_w$  é igual ao peso ou volume do soluto dividido pela concentração da solução  $C_0$  ( $Q_w = P_{Soluto} / C_0$  ou então  $Q_w = V_{Soluto} / C_0$ , quer a concentração esteja expressa em peso ou em volume, respectivamente). Tal interpretação é útil no estudo da migração de contaminantes em solos, considerando-se que o soluto migre por advecção pura e não haja atenuação.

Na maioria dos problemas práticos, a área da seção transversal ao fluxo é a área total “A”. O valor de “v” nos fornece diretamente um meio fácil de calcular o volume (ou descarga) de água que atravessa a amostra, num certo período de tempo  $\Delta t$ , bastando para tal multiplicar, nas unidades convenientes, v, A e  $\Delta t$ , ou seja,  $Q_w = v \cdot A \cdot \Delta t$ .

A espessura da lâmina de água  $L_{w \cdot MA}$  pode ser fisicamente medida no reservatório de água que abastece o fluxo (reservatório afluente, situado à Montante da Amostra – MA), caso a seção A seja constante, ou seja, a seção transversal do reservatório afluente seja igual à seção transversal total “A” da amostra. A constância da seção transversal (“A” constante) é usualmente praticada nos arranjos dos ensaios de permeabilidade e se constitui numa hipótese de largo interesse prático. Se, eventualmente, a seção transversal do reservatório afluente for  $S \neq A$ , a lâmina que se medirá na coluna d’água do reservatório afluente será  $L_{w \cdot MA}' = L_{w \cdot MA} (A / S)$ .

Ainda segundo Santos (2007), independente do valor numérico da área da seção transversal do reservatório afluente, o ensaio de permeabilidade à carga

constante é rotineiramente executado de modo que se obtém o volume efluente  $Q_w$ , coletado num período  $\Delta t$ , a partir do que se calcula  $L_{w \cdot MA} = (Q_w / A)$ . Podem-se medir as lâminas no reservatório afluyente, mas isso não faz parte da rotina usual dos laboratórios de geotecnia. Caso isso fosse feito e o reservatório afluyente tivesse a área  $S$  da seção transversal, nós mediríamos a lâmina  $L_{w \cdot MA}' = L_{w \cdot MA} (A / S)$ , a partir do que teríamos que calcular  $L_{w \cdot MA}$ , lembrando que  $A$  é sempre a área da seção transversal total da amostra, quer seja ou não igual à área  $S$  da seção transversal do reservatório afluyente.

A lâmina  $L_{w \cdot MA}$  representa verdadeiramente o volume de água  $Q_w$  que atravessa a unidade de área  $A$ , enquanto “ $v$ ” representa  $L_{w \cdot MA}$  na unidade de tempo. Esta forma de analisar o fenômeno físico abre duas formas úteis de interpretações para “ $v$ ”, as quais podem ser exploradas ao comparar com lâminas de chuva (precipitações) ou com lâminas armazenadas no interior dos solos, sobretudo se adotarmos  $Q_w$  em l (litros) e  $A$  em  $m^2$  (metros quadrados), o que resultará  $L_{w \cdot MA}$  em milímetros (SANTOS, 2007).

O estado de energia da água no interior do solo se define através de todas as forças, ou campo de forças que atuam na água. Assim, a energia potencial total da água é dada pela soma das energias potencial gravitacional, de pressão, matricial, osmótica e outras que atuem nesta relação, sendo representada por:

$$\psi_t = \psi_v + \psi_g + \psi_p + \psi_{os} + \psi_c + \psi_{tér} \quad (3)$$

Em que:

$\psi_t$  = energia potencial total da água no solo;

$\psi_g$  = energia potencial gravitacional, que surge devido à presença do campo gravitacional terrestre;

$\psi_p$  = energia potencial de pressão (positiva ou negativa), que surge quando há carga hidráulica no solo. Seu referencial é a pressão atmosférica. O potencial de pressão será positivo nos solos

saturados, ou de pressões negativas, no caso de solos não saturados;

$\psi_{os}$  = energia potencial osmótica, devido aos gradientes de concentração pela presença de solutos na água do solo;

$\psi_v$  = energia potencial cinética;

$\psi_c$  = energia devida ao potencial de consolidação;

$\psi_{térr}$  = energia devida ao potencial térmico.

Santos, (2007) admite nulas as parcelas correspondentes à energia cinética  $\psi_v = (m_w v^2 / 2)$ , ao potencial de consolidação ( $\psi_c = E_c = Fc.d$ ) - devido a sobrecargas externas aplicadas  $\Delta P$  e correspondente a uma fração  $\Delta u_w = \alpha \Delta P$  - e ao potencial térmico  $\psi_{térr}$  - pelo fato dos gradientes térmicos ocorrentes nos subsolos serem pequenos. Em problemas geotécnicos o potencial osmótico ( $\psi_{os}$ ) é freqüentemente desconsiderado, pois se admite que, na ausência de membranas semipermeáveis, o fluxo é predominantemente do soluto e não do solvente (normalmente a água); o mesmo não se poderia considerar caso se estivesse analisando o fluxo da solução existente nos vazios do solo para o interior dos vegetais, pois se admite que estes possuem estruturas fisiológicas assemelhadas à membranas semipermeáveis" (SANTOS, 2007).

De acordo com Santos (2007), em solos saturados o fluxo de água é regido pelos potenciais gravitacional e de pressão positiva ( $\psi_t = \psi_g + \psi_p$ ) ou, em outros termos, mais familiares aos textos de geotecnia, às cargas de posição ( $z$ ) e de pressão ( $p_w / \gamma_w$ ) - que traduzem a energia indexada ao peso  $P_w$ . O potencial matricial anula-se, pois os meniscos capilares e de adsorção associados às sucções matriciais não existem.

Em solos não saturados, o autor supracitado expressa que o potencial de pressões  $\psi_p$  é negativo ou igual ao potencial matricial, ou seja, como

$\psi_p = \psi_m = \psi_{capilar} + \psi_{adsorção}$  enquanto  $\psi_t$  seria:

$$\psi_t = \psi_g + \psi_m = \psi_g + (\psi_{capilar} + \psi_{adsorção})$$

,ou seja, em solos não saturados o fluxo é regido pelos potenciais gravitacional e de pressões negativas ou mátrico ( $\psi_t = \psi_g + \psi_m$ ).

A condição para ocorrência de fluxo de água entre dois pontos do solo é a existência de diferentes quantidades de energia total entre os mesmos (ou seja, que exista um gradiente de energia potencial total entre os pontos). O fluxo se dá sempre à procura de um menor estado de energia, do ponto de energia mais elevada para outro ponto de energia mais baixa (SANTOS, 2007). Levando-se em consideração a equação de conservação de energia de Bernoulli (desprezando a parcela  $mv^2/2$  e as demais citadas) e explicitando a energia absoluta por unidade de peso de água (Joule/Peso de Água) tem-se que:

$$\left( \frac{\text{Energia}}{\text{Peso}} \right) = \frac{F \cdot d}{d} = d; \text{ (joule / unidade de peso) ou comprimento, (por ex: mca),}$$

ou então,  $(\psi_t / P_w) = (\psi_g / P_w) + (\psi_m / P_w)$ , com as seguintes dimensões:

$$\left( \frac{m_w \cdot g \cdot z}{m_w \cdot g} \right) + \left( \frac{p_w m_w}{m_w \cdot g} \right) = z + \frac{p_w}{\gamma_w} = z + h_w = k_2, \text{ com } \gamma_w = g \cdot \rho_w \text{ e } \left( \frac{p_w}{\gamma_w} \right) = h_w \quad (4)$$

Tomando como base a equação (4) (energia indexada ao peso unitário de água) observa-se que a condição de fluxo é estabelecida quando o valor de  $K_2$  for diferente nos dois pontos referidos (SANTOS, 2007). Desse modo,

$$(k_2)_A \neq (k_2)_B, \text{ o que equivale a } z_A + \frac{(p_w)_A}{\gamma_w} \neq z_B + \frac{(p_w)_B}{\gamma_w}$$

quando então se estabelecerá o seguinte gradiente de energia potencial total (indexada ou não):

$$\Delta h = (k_2)_B - (k_2)_A = \left( z_B + \frac{(p_w)_B}{\gamma_w} \right) - \left( z_A + \frac{(p_w)_A}{\gamma_w} \right); \quad (5)$$

$$i = (\Delta h / l_{A-B}) = \text{grad} \psi_t = \frac{d\psi}{dl} \frac{P_w}{P_w} \quad (6)$$

Observa-se que  $z$  corresponde a energia potencial gravitacional, devida à altimetria de cada ponto, enquanto que a parcela  $(\rho_w / \gamma_w) = h_w$ , ou seja a “carga



de pressão”, corresponde a energia derivada da pressão que está submetendo a água (SANTOS, 2007).

De acordo com Santos (2007) é sempre possível escolher um DATUM que torne os valores de  $z \geq 0$ . No entanto,  $p_w$  pode assumir valores positivo, zero ou negativo como mostrado a seguir.

O valor de  $p_w$  e ( $h_w$ ) são positivos nos casos típicos de solos saturados com a água em regime de equilíbrio estático ou dinâmico. A altura  $h_w$  corresponde à altura com que a água ascenderia num piezômetro de tubo aberto e a pressão  $p_w = \gamma_w \cdot h_w$  é um valor superior a pressão atmosférica.

Nessa situação, em que  $z$  e  $h_w$  são positivas (energias indexadas a unidade de peso de água, devidas à gravidade e a pressão da água, respectivamente), as análises de fluxo são mais familiares. A equação (4) é mais recomendada para avaliar a influência das energias causadoras do fluxo. Para os solos saturados,  $v = k \cdot i$ , sendo  $i$  dado pela equação (6). Observa-se que na equação de Darcy o gradiente  $i$  é expresso considerando-se a diferença de energia potencial expressa em relação ao peso unitário da água, ou seja, em altura de coluna de água.

Para os solos não saturados,  $v = k(\theta) \cdot i(\theta)$ , sendo  $i$  ainda obtido pela equação (6).

Em solos não saturados a pressão  $p_w$  é negativa, ou sub-atmosférica, em função de existirem energias com as quais as partículas sólidas do solo atraem a água (sucções). A energia indexada ao peso de água ou, em outros termos, a altura  $h_w$  corresponde a um valor negativo, igual a  $\left[ \frac{p_w(-)}{\gamma_w} \right]$ , que subtrai o valor de  $z$  para resultar em  $k_2$ . Também para este caso, a equação (4) continua válida, para avaliar a influência das energias causadoras do fluxo (SANTOS, 2007).

A carga de posição  $z$  continua com os mesmos significados já discutidos para o caso de solos saturados. As sucções ocorrentes nos solos não saturados, que submetem a água ao fluxo, derivam de um conjunto de energias trativas

ligadas às partículas sólidas do solo (sucções matriciais) e, quando se justifica considerá-los, dos gradientes de concentração da solução que existe nos vazios do solo (sucção osmótica).

A sucção é expressa em número positivo. Por convenção de sinais e para padronizar as duas condições possíveis, isto é, a de solo não saturado e a de solo saturado, considera-se a energia potencial (devido a pressão que submete o solo) com valor positivo da carga de pressão para o solo saturado e o potencial devido à sucção com valor de carga de pressão negativo, quando o meio poroso possui água em condição não-saturada (SOUSA, 2006).

Sousa (2006) afirma ser importante destacar que variações na energia dos fluidos, em uma região de um meio poroso, envolvem tanto a movimentação da água quanto do ar presente nos vazios do sistema solo-água.

Righeto (1998), citado por Sousa (2006), explica que, em geral, despreza-se a resistência ao movimento do ar pela justificativa da baixa viscosidade do ar em relação à água. No entanto, existem situações em que o ar fica aprisionado (bolhas oclusas), causando pistonamento (esse fenômeno é importante pois, as bolhas de ar são compressíveis e isto pode ocasionar problemas se as bolhas formarem o fenômeno de coalescência com formação de bolhas maiores e o problema pode agravar) sobre a frente de umedecimento que se desloca a partir de uma superfície, devido a uma precipitação ou manutenção de uma lâmina d'água. Neste caso, a pressão do ar aprisionado é superior à atmosférica, causando alterações significativas no movimento da água (SOUSA, 2006).

## 2.2 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E ATRIBUTOS FÍSICOS DOS SOLOS

A capacidade que o solo possui de permitir o escoamento de água entre os seus espaços vazios na condição de saturação é denominada por “coeficiente permeabilidade”. Tradicionalmente, Agrônomos e Hidrogeologistas têm chamado este índice de condutividade hidráulica saturada. Esta propriedade depende de vários fatores, descritos por Mitchell (1993), Benson et al. (1994), Daniel (1994), Pinto, (2000) e Braja (2007), associados à natureza, dimensão

e distribuição das partículas dos solos, a dimensão e distribuição dos vazios existentes entre as partículas e a própria natureza dos fluidos percolantes. Em não estando saturada, a condutividade hidráulica depende significativamente do teor de umidade do solo (SANTOS 2007).

Em solos com predominância de partículas com dimensão característica superior a 2 mm (pedregulhos) o valor de  $k$  alcança valores maiores que 1 cm/s, enquanto que em solos com partículas menores que 0,074mm, os valores de  $k$  são inferiores a  $10^{-5}$  cm/s. O valor de  $k$  está correlacionado com a superfície específica das partículas dada a estreita relação dessa propriedade com a dimensão da partícula (SANTOS, 2007).

O valor da condutividade hidráulica ( $k$ ) varia muito de acordo com o tipo de solo. Alguns valores típicos para solos saturados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores Típicos de Condutividade Hidráulica dos Solos Saturados

	$K$ (cm/s)
Pedregulho Limpo	100 – 1,00
Areia Grossa	1,0 – 0,01
Areia Fina	0,01 – 0,001
Silte	0,001 – 0,00001
Argila	< 0,000001

Fonte: Braja, (2007, p.127).

Conforme White e Brantley (1995), à medida que os solos evoluem, sua composição mineralógica torna-se mais dependente do ambiente onde se deu a intemperização do que da composição do seu material de origem. Neste caso, porém, usa-se a composição mineral das frações mais finas para se estabelecer o grau de intemperização de um solo.

Alguns tipos de minerais presentes na constituição dos solos influenciam na permeabilidade ( $k$ ). As argilas, constituídas basicamente de argilo-minerais (caulinitas, illitas e montmorilonitas), apresentam um valor de  $k$  considerado baixo, e variam entre  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  cm/s. Quanto aos solos arenosos sem finos,

constituídos de minerais de sílica (quartzo), o valor de  $k$  é da ordem de  $10^{-4}$  cm/s a  $10^0$  cm/s.

Mitchell (1993) salienta que para solos argilosos com o mesmo teor de umidade, variando o tipo do argilo-mineral, os solos com maiores valores de  $k$  foram os caulíníticos e os de menor  $k$  foram os solos com montmorilonitas na composição mineral. Já os solos com illita apresentam valores de permeabilidade ( $k$ ) intermediários.

A condutividade está relacionada com a porosidade e o índice de vazios dos solos. Quanto maior for o índice de vazios, mais poroso e mais permeável será o solo, desde que o tamanho de vazios seja idêntico. A Figura 1 mostra este comportamento para os solos residuais (VARGAS, 1977). O valor de  $k$  varia com o quadrado do diâmetro das partículas e com a razão  $(e^3 / 1 + e)$ , como mostrado na equação (6), proposta por Kozeny (1927).

$$k = \frac{1}{\tau \cdot S_e^2} * \frac{\gamma}{\mu} * \frac{e^3}{(1+e)} \quad (7)$$

Em que:

$S_e$  = superfície específica do solo ( $m^2 / g$ );

$\tau$  = fator de tortuosidade do fluxo, (a tortuosidade configura-se na relação entre o comprimento de fluxo efetivo pelo fluxo tortuoso,  $\tau = (L/L_c)^2$ , resultando em valores típicos menores que a unidade;

$\gamma$  = peso específico do fluido ( $N / m^3$ );

$\mu$  = viscosidade dinâmica do fluido ( $Kg / m.s$ );

$e$  = índice de vazios.

A estrutura é a arquitetura ou o arranjo das partículas entre si. Nas argilas a estrutura pode ser em grupos (flocos). Neste caso atuam forças de natureza capilar e molecular que também dependem da forma das partículas. Já nas areias o arranjo estrutural é bastante simplificado, monogranular, com a formação de canalículos interconectados por onde percola a água com relativa

facilidade. Pinto (2005), citando Daniel e Trautwein (1986), afirma ser interessante introduzir os termos micropermeabilidade e macropermeabilidade.

A micropermeabilidade é associada com o fluxo através dos poros existentes entre as partículas do solo. A macropermeabilidade está associada a valores de  $k$  em maior escala, sendo governada pelas características macroestruturais tais como diaclases, fratura, juntas, estratificações, raízes de plantas, lentes de material mais permeável herdadas do material de origem (rocha mãe) etc.

Vargas (1977) apresentou resultados de  $k$  em solos residuais brasileiros mostrando a influência da estrutura nesses resultados (Figura 1).

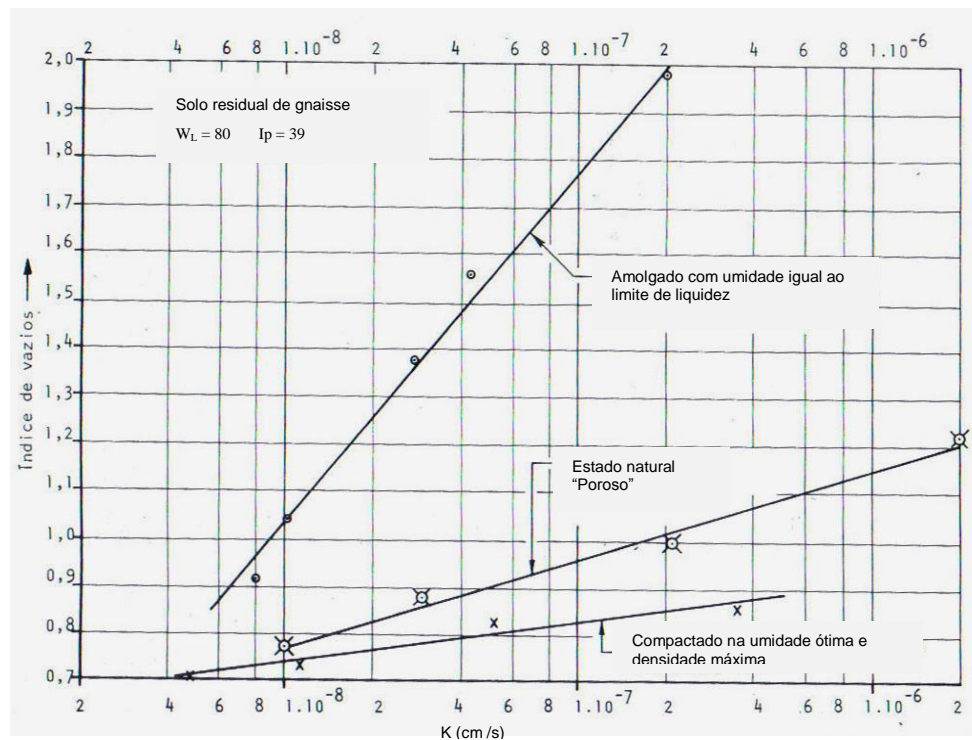


Figura 1 - Permeabilidade de um solo residual – Correlação  $k$  para o mesmo solo em estados diferentes.

Fonte: Vargas (1977, p.124).

Muito frequentemente, a água é o fluido que percola por entre poros do solo, tenha ou não sais dissolvidos. No entanto, outros fluidos podem estar presentes. A facilidade ou dificuldade de percolação está associada com a viscosidade ( $\mu$ ) do fluido, que sofre variações com a temperatura.

A permeabilidade dos solos varia com a temperatura, uma vez que a viscosidade e o peso específico do fluido permeante também sofrem alterações. Se o fluido considerado for a água, o valor de  $k$  irá mudar de aproximadamente 3% para cada grau de alteração na temperatura (DANIEL, 1994). As correções dos efeitos da temperatura são facilmente realizadas, conforme a equação 8. A variação da temperatura pode ser um dos problemas quando forem ensaiadas amostras com valores extremamente baixos de  $k$ . Isto ocorre em virtude da expansão e contração da água no sistema de medição que pode exceder o volume de água que percola no corpo de prova. Nestes casos é recomendável que a temperatura no ambiente seja controlada. Geralmente, os valores de  $k$  são referidos à temperatura de 20°C, com o uso da equação mostrada a seguir:

$$k_{20} = \frac{K_T \mu_T}{\mu_{20}} = K_T C_k \quad (8)$$

Em que:

- $K_{20}$  = coeficiente de permeabilidade a 20°C;
- $K_T$  = coeficiente de permeabilidade a T°C;
- $\mu_T$  = viscosidade da água a T°C; e
- $\mu_{20}$  = viscosidade da água a 20°C.

A condutividade hidráulica dos solos não-saturados é menor do que nos solos saturados. Neste caso,  $k$  é comumente explicado em função da umidade volumétrica ( $\theta$ ). Os poros ocupados pelo ar reduzem a área efetiva ao fluxo, aumentando a tortuosidade do fluxo remanescente (NAIME, 2001). Observando tais considerações, Buckingham, em 1907, introduziu a dependência da umidade na lei proposta por Darcy, criando a equação de Darcy-Buckingham, apresentada a seguir.

$$q = -k(\theta) * \nabla H \quad (9)$$

Reichardt (1996) argumenta que a condutividade hidráulica cai bruscamente devido às pequenas diminuições da umidade e, quando o fluxo permanece constante, a queda de  $k$  é compensada pelo aumento do gradiente de  $H$ .

### 2.3 INFILTRAÇÃO

De acordo com Ravi e Williams (1998), o movimento de água através do solo acontece em três estágios: infiltração, redistribuição e drenagem. A infiltração se constitui na fase inicial do movimento e está significativamente relacionada a interface de entrada do fluido percolante no solo (SANTOS, 2007).

A infiltração é definida como o movimento de água através da superfície do solo sob ação da gravidade e da sucção. (SANTOS, 2007).

Para Santos e Guimarães (1992) e Campos e Burgos (2003), a infiltração vertical é conceituada como “o processo pelo qual a água penetra no solo através de sua superfície”. Isso ocorre quando o solo é atingido pelas águas de chuva, das inundações e das irrigações, com a água movimentando-se de cima para baixo, atingindo, desta forma, as camadas mais profundas.

A capacidade de infiltração ou infiltrabilidade e a taxa de infiltração do solo variam com o tempo, sua porosidade, grau de saturação, sucção, textura, estrutura, estratificação, homogeneidade, anisotropia etc. A infiltrabilidade, além de depender da profundidade da camada impermeável, da permeabilidade e compactação do solo, depende da cobertura vegetal e da umidade inicial do solo (PAIVA, J. e PAIVA, E. , 2001).

Em geral, a infiltrabilidade é maior no início do processo de infiltração, porque o solo está mais seco. Tende a decrescer monotonicamente e assintoticamente, até atingir um valor constante igual à capacidade final de infiltração, denominado em geral de estágio estacionário de infiltração ou infiltração básica (HILLEL, 1971).

A Figura 2 mostra os perfis de umidade do solo durante uma chuva. O tempo de empoçamento ( $t_p$ ) é o tempo entre o início da chuva e o início do aparecimento da lâmina de água à superfície do solo. No início da chuva, o teor de umidade está abaixo da saturação de campo e não ocorre empoçamento ( $t < t_p$ ) enquanto a intensidade de precipitação for inferior à taxa de infiltração. Quando a intensidade de precipitação excede a taxa de infiltração dá-se o empoçamento. Neste momento  $t = t_p$  e a superfície do solo está saturada. Após o empoçamento ( $t > t_p$ ), a zona “quase saturada” (ou saturada para as condições de campo, ou capacidade de campo) estende-se em profundidade e o excesso de água na superfície do solo pode originar escoamento superficial.

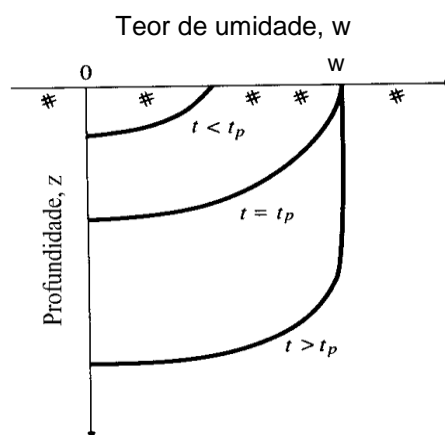


Figura 2 - Perfis do teor de umidade no perfil do solo, antes, durante e após o empoçamento (Chow *et al.*, 1995).

Em geral, as equações utilizadas para descrever a infiltração são as definidas para um fluxo unidimensional na direção vertical. Contudo, o número de soluções existentes para processos de infiltração em 2 e 3 dimensões é limitado (NAIME, 2001).

O processo de infiltração em solo não saturado ocorre em regime transiente. A aplicação de água na superfície do solo pode ser feita quer através de uma lâmina de água, caso de uma rega por alagamento, quer através de um fluxo variável no tempo, no caso de uma chuva. A distribuição da umidade com a profundidade, em um determinado tempo, e em um perfil uniforme, pode ser caracterizada como mostrado na Figura 3.



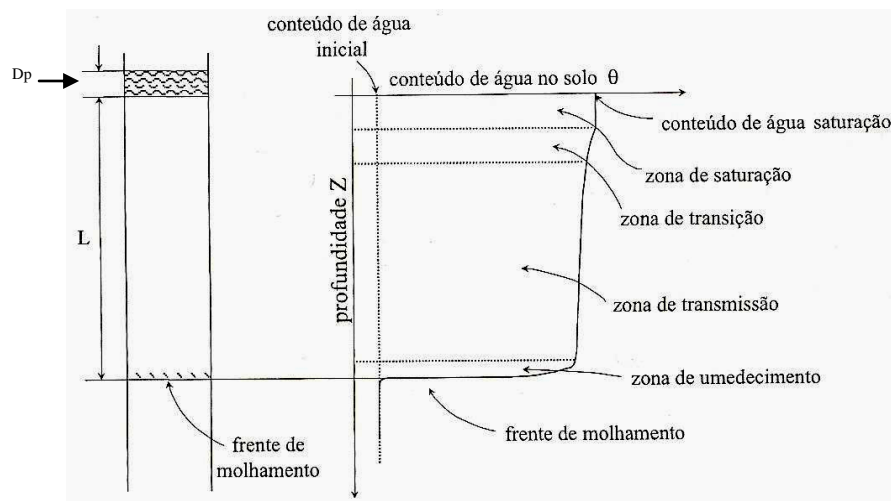


Figura 3 – Perfil de umidade do solo num tempo  $t$  após o início da infiltração.  
 Fonte: Bodman e Coleman (1943), citado por Libardi (2005 p.210).

Na Figura 3 distinguem-se quatro zonas: uma saturada, perto da superfície, uma de transição, uma de transmissão e uma de umedecimento; por último, a frente de molhamento ou de umedecimento.

- Zona de Saturação: Como o próprio nome sugere é uma zona em que o solo está saturado. Os espaços porosos são preenchidos pela água. Em geral, esta zona se estende por poucos milímetros.
- Zona de Transição: É caracterizada por um rápido decréscimo da umidade com a profundidade e pode estender-se por poucos centímetros.
- Zona de Transmissão: É uma porção do perfil através do qual a água é transmitida com variações muito pequenas de umidade, que corresponde a cerca de 70 a 80% daquela relativa ao estado saturado, sendo, porém pouco maior que a capacidade de campo (SANTOS, 1992).
- Zona de Umedecimento: É a região onde ocorre um decréscimo brusco da umidade com a profundidade, aproximando-se da umidade inicial.
- Frente de molhamento: Compreende uma pequena região na qual o gradiente de conteúdo de água sofre uma variação bastante abrupta. Representa o limite visível da penetração da água.

Naime (2001), citando Prevedello (1996), afirma que a infiltração acumulada em função do tempo pode ser medida em condições de campo. Contudo, para tal medida, não se dispõe de informações sobre a distribuição da umidade ao longo da profundidade e nem da profundidade da frente de molhamento alcançada. Sendo assim, para se obter o perfil de umidade faz-se necessária a utilização de modelos matemáticos idealizados para solos hidraulicamente homogêneos, adotando condições de contorno adequadas.

### 2.3.1 Formulações Matemáticas

São conhecidas diversas equações de infiltração propostas para expressar a lei da infiltração de água em solos. São equações desenvolvidas empiricamente ou a partir de considerações que levam em conta o fenômeno físico e são aplicadas somente a solos homogêneos e que permanecem homogêneos durante o processo (LIBARDI, 2005). Existem formulações para solos estratificados, mas no trabalho que se apresenta, trataremos somente de solos homogêneos.

No desenvolvimento deste trabalho foram abordadas algumas formulações teóricas envolvidas na movimentação vertical da água no solo, bem como as principais equações que deram embasamento a este estudo.

Dentre as equações empíricas podemos citar Kostiakov (1932) e Horton (1940), enquanto que as equações algébricas de Green e Ampt (1911) e de Philip (1955 e 1957) se incluem entre as que são baseadas em fenômeno físico.

#### 2.3.1.1 Equações Empíricas

Equações empíricas são aquelas obtidas a partir de dados experimentais, resultando em equações específicas para determinados tipos de condições de contorno. Estas soluções são apresentadas na forma de equações simplificadas cujos parâmetros são gerados pelo ajuste de curvas obtidas de medidas reais. Tais equações promovem estimativas de infiltração acumulada

e de velocidades (ou taxas) de infiltração, contribuindo para a obtenção de informações a respeito da distribuição de água nos solos.

- Equação de Kostiakov

A equação de Kostiakov (1932) consiste numa relação entre o fluxo infiltrado por unidade de superfície e o tempo. Pode ser representada pela expressão:

$$I(t) = k^* t^\alpha \quad (10)$$

em que  $\alpha$  e  $k$  são parâmetros característicos da forma da curva. Philip (1957) estabeleceu os seguintes domínios: para  $t \rightarrow 0$ ,  $\alpha = 1/2$ ,  $k = S$  ( $S = \text{sorvidade}$ ), e para  $t \rightarrow \infty$ ,  $\alpha = 1$ ,  $k = K_{\text{Sat}}$ .

Este modelo, além de ser estritamente empírico, apresenta um valor de taxa de infiltração inicial tendendo para o infinito quando  $t$  tende a zero; e uma taxa de infiltração para longos valores de tempo tendendo a zero e não a um valor constante igual à  $K_{\text{sat}}$  (permeabilidade saturada).

Esta equação é válida apenas para o tempo limite,  $t \leq (k/k_s)^{\frac{1}{\alpha-1}}$ . Para ultrapassar esta restrição, a equação passou a ser considerada por alguns autores como:

$$I(t) = k^* t^\alpha + i_f t \quad (11)$$

em que  $i_f$  representa a taxa de infiltração final, quando  $t \rightarrow \infty$ . Esta equação é referida como a equação de Kostiakov modificada ou equação de Kostiakov-Lewis e é provavelmente a fórmula mais utilizada em estudos agrônômicos e de rega.

Philip (1957) fez as seguintes ponderações com relação aos parâmetros característicos: os parâmetros na equação (10) devem ser constantes para que a equação seja útil. O valor real de  $\alpha$ , obtido quando a equação for adequada aos dados, claramente dependerá da faixa de  $t$ ; também o significado físico de

$k$  depende diretamente de  $\alpha$  e, portanto, indiretamente da faixa de  $t$ . Para uma faixa de tempo comum,  $\alpha$  estará mais próximo de  $\frac{1}{2}$  para solos finos e inicialmente secos nos quais os gradientes de potencial “capilar” tendem a ser relativamente mais importantes do que os gradientes de potencial gravitacional; para solos saturados e arenosos nos quais a gravidade se torna importante mais rapidamente,  $\alpha$  será mais próximo de 1. Novamente o significado físico de  $k$  é obscuro e irá variar com o valor de  $\alpha$ .

Aqui apenas nos referimos a solos homogêneos. Se existe um horizonte impermeável abaixo de um horizonte superficial mais permeável,  $\alpha$  pode cair bem abaixo do limite de  $\frac{1}{2}$  implicado nesta discussão.

Apesar dessas dificuldades, a equação de Kostikov tem a vantagem da simplicidade e de fato descreve bem a infiltração. Desde que para  $\alpha < 1$  (que é geralmente o caso) e  $t \rightarrow \infty$ ,  $\lim T_1 = 0$ , espera-se que a equação (10) se torne menos precisa enquanto  $t$  aumenta (PHILIP, 1957).

O emprego do modelo de Kostikov é limitado a situações em que há disponibilidade de dados de infiltração observados para o ajuste dos parâmetros ( $\alpha$  e  $k$ ) da equação; deste modo, ela não pode ser aplicada a outros tipos de solo e condições diferentes das condições em que os parâmetros  $\alpha$  e  $k$  foram determinados (RAWLS et al., 1996).

- Equação de Horton

O conceito de infiltração no ciclo hidrológico foi introduzido por Horton (1933), que definiu “capacidade de infiltração” ( $I_c$ ) como a taxa máxima que um solo, em determinadas condições, pode absorver água. Quando a intensidade da chuva é inferior ao valor de  $I_c$ , então, a infiltração ocorre a uma taxa menor, referida como “taxa real de infiltração” ou, simplesmente, infiltração ( $I$ ). Segundo este conceito “Hortoniano”, sempre que a intensidade da chuva for maior que a capacidade de infiltração ( $I_c$ ), ocorre escoamento superficial. Por outro lado, quando a intensidade da chuva for menor que o valor de  $I_c$ , toda a

água se infiltra ( $I$ ), não aparecendo o escoamento superficial. A partir de condições de solo seco, a infiltração apresenta uma taxa inicial alta, que diminui gradativamente durante uma chuva prolongada, até que atinge um valor constante ( $I_c$ ), de acordo com a seguinte equação (HORTON, 1940):

$$I(t) = I_c + (I_0 - I_c)e^{-\beta t} \quad (12)$$

Em que:

$I(t)$  = taxa real de infiltração acumulada;

$I_c$  = Capacidade de infiltração;

$I_0$  = Capacidade inicial de infiltração;

$e$  = Base do logaritmo natural;

$\beta$  = Coeficiente empírico que pode ser relacionado com a difusidade;

$t$  = Tempo a partir do início da chuva.

O parâmetro  $\beta$  equivale à inclinação de curva  $I$  versus  $t$  plotada em gráfico semilogarítmico; na prática, estes parâmetros são determinados experimentalmente.

O tempo de empoçamento ( $t_p$ ) admitido para o modelo de Horton pode ser expresso da seguinte forma:

$$t_p = \frac{1}{i\beta} \left[ I_0 - I + I_c * \ln^* \frac{I_0 - I_c}{i - I_c} \right] \quad (13)$$

O modelo de Horton é um modelo que não se baseia em nenhuma teoria física, e de acordo com Phillip (1957) é relativamente inadequado para representar um decréscimo muito rápido da taxa de infiltração, no entanto para tempo longo, este modelo representa melhor a infiltração se comparada com o modelo de Kostiaikov. Os parâmetros  $I_0$ ,  $I_c$  e  $\beta$  são determinados empiricamente, neste modelo, a partir de pares de valores simultâneos da infiltração acumulada ou da velocidade de infiltração, seja acumulada ou instantânea, respectivamente (BRANDÃO, et. al., 2006).

### 2.3.1.2 Equações Fenomenológicas

As equações fenomenológicas são baseadas em modelos analíticos simplificados, que levam em consideração os princípios físicos do solo. Green e Ampt (1911) e Philip (1954 a 1957) foram os primeiros a obter equações desta natureza, apresentando soluções para perfis de solo homogêneo com profundidade infinita e umidade inicial uniforme.

- Equação de Green e Ampt

De acordo com Pruski et al. (1997), dentre os modelos teóricos, aquele desenvolvido por Green e Ampt é um dos mais empregados. Esta equação é baseada na equação de Darcy, tendo sido adotadas as seguintes hipóteses no seu desenvolvimento:

- Existência de uma carga hidráulica  $D_p$  constante na superfície do solo;
- Solo com perfil homogêneo e profundidade infinita;
- Existência de uma frente de umedecimento abrupta (“step functions”);
- Potencial de água no solo, na frente de umedecimento, constante no tempo e ao longo da profundidade considerada;
- Perfil de umidade do solo saturado desde a superfície até a profundidade da frente de umedecimento (a umidade final e a condutividade hidráulica consideradas são aquelas correspondentes à condição de saturação). Abaixo desta profundidade, o solo é considerado com umidade e potencial matricial constante e igual às condições anteriores ao início da infiltração.

Este modelo supõe a existência de uma frente de umedecimento bem definida que avança em profundidade ao longo do tempo como mostrado na Figura 4.

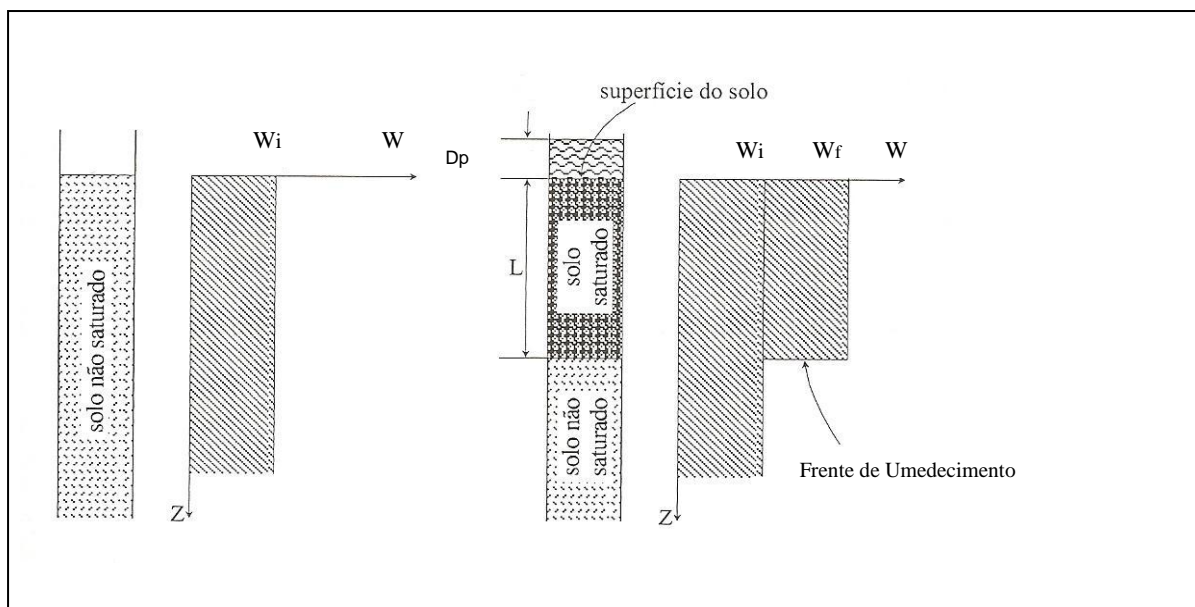


Figura 4 – Perfil de conteúdo de água proposto por Green - Ampt.  
 Fonte: Libardi (2005. P.211).

Admite-se que sob uma superfície alagada o perfil de umidade consiste em duas zonas: uma úmida e saturada, cuja condutividade hidráulica corresponde ao coeficiente de permeabilidade saturada; a outra, não saturada, cujo teor de umidade inicial é constante em profundidade. Assim, a região acima da frente de umedecimento (molhamento) está completamente saturada (na “capacidade de saturação de campo”), ao passo que, abaixo dela, o solo está no teor da umidade inicial.

A frente de umedecimento está sujeita a uma sucção constante e, no solo acima dela, são constantes a condutividade hidráulica e a umidade.

Abaixo da frente de umedecimento, consideram-se as condições não saturadas, e o fluxo nesta região é governado, além da gravidade, principalmente por gradientes de potencial matricial. O potencial representado pela sucção na frente de umedecimento ( $\psi_f$ ) é proveniente dos efeitos da curvatura da interface entre as partículas de solo e as de água devido à tensão superficial e às forças de coesão e adesão da matriz de solo.

Para estas condições, o uso da lei de Darcy, combinada com a equação da continuidade, para traduzir a velocidade de avanço da frente de umedecimento, resulta na equação 14.

$$Ti = K_{Sat} \left( 1 + \frac{Dp + \psi}{Zu} \right) \quad (14)$$

Em que:

- $Ti$  é a taxa de infiltração acumulada [mm/h];
- $Dp$  é a altura da lâmina de água imposta à superfície do solo [mm];
- $\psi$  constante relacionada à sucção matricial da frente de umedecimento expressa em carga [mm];
- $K_{Sat}$  coeficiente de condutividade hidráulica saturada [cm/s]; e
- $Zu$  profundidade da frente de umedecimento [mm].

Com o perfil do solo saturado acima da frente de umedecimento, a lâmina de água acumulada infiltrada durante o intervalo de tempo  $\Delta t$  considerado, quando a frente de umedecimento for  $Zu$ , será dada por:

$$I(t) = (\theta_s - \theta_i) Zu(t) = \Delta\theta \cdot Zu(t) \quad (15)$$

Em que:

- $I$  é a lâmina de água infiltrada acumulada [mm];
- $\theta_i$  é a umidade volumétrica inicial do solo [ $\text{mm}^3 \cdot \text{mm}^{-3}$ ];
- $\theta_s$  é a umidade volumétrica de “saturação” do solo [ $\text{mm}^3 \cdot \text{mm}^{-3}$ ].

Diferenciando a equação (15) em relação ao tempo, teremos:

$$\frac{dI}{dt} = \frac{dZu(t)}{dt} \Delta\theta \quad (16)$$

Que exprime a infiltração em termos de fluxo.



Combinando as equações (14) e (16), resulta em:

$$k_s dt = \frac{Z_u}{(\psi - Dp - Z_u)} \Delta\theta \quad (16.1)$$

Quando integrada para o intervalo  $[0, t]$ , implica a equação de Green – Ampt mostrada a seguir:

$$I(t) = K_{Sat}(t) + \Delta\theta * (Dp + \psi) * \ln \left[ 1 + \frac{I(t)}{\Delta\theta(Dp + \psi)} \right] \quad (17)$$

Em que:

- $I$ , representa a lâmina de água infiltrada acumulada no solo (mm);
- $K_{Sat}$ , a condutividade hidráulica à saturação (mm/seg);
- $\psi$ , é a “sucção” na frente de umedecimento do solo (mm);
- $Dp$ , é a carga hidráulica acima do plano representado pela superfície do solo (mm);
- $\Delta\theta$ , é a diferença entre a umidade volumétrica da frente de umidificação,  $\theta_s$ , e a umidade volumétrica inicial do solo,  $\theta_i$ ;
- $t$ , é o tempo (min).

- Equação Algébrica de Phillip

Libardi (2005) explica que as equações propostas por Philip (1955 e 1957) para explicar a lei da infiltração apresentam, como vantagem, o fato de ser baseada na teoria e de suas constantes possuírem significado físico. Philip considerou dois tipos de infiltração, a horizontal e a vertical, para obter a equação do perfil de conteúdo de água e então a equação da lei de infiltração.

Esta equação foi também deduzida para um escoamento vertical e monodimensional. Para estas condições, Philip (1957), recorrendo à transformada de Boltzman, resolveu a equação de Fokker-Planck, obtendo uma solução quase analítica sob a forma:

$$I(t) = K_i t + \sum_{m=1}^{N_i} [S_m(\theta_i, \theta_f)] t^{m/2} \quad (18)$$

onde:

$\theta_i$  = é a umidade volumétrica inicial do solo [ $\text{mm}^3 \cdot \text{mm}^{-3}$ ];

$\theta_f$  = é a umidade volumétrica de saturação do solo [ $\text{mm}^3 \cdot \text{mm}^{-3}$ ];

$K_i$  = condutividade hidráulica correspondente ao teor de umidade  $\theta_i$   
[ $\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$ ];

$N_t$  = intervalos de tempo;

$S_m$  = Sorvidade.

Para  $m = 1$ , e quando  $\theta_f$  atinge a saturação ( $\theta_f = \theta_s$ ), a grandeza  $S_1(\theta_i, \theta_s)$  é designada sorptividade (PHILIP, 1957) e traduz a capacidade de um solo absorver água por ação do que ele denominou, à época, como capilaridade.

A equação simplificada apresentada por Philip (1957) é obtida diretamente da equação (18) desprezando os termos da série para  $m > 2$ :

$$I(t) = St^{1/2} + At \quad (19)$$

Em que :

$I$  = Infiltrabilidade do solo ( $\text{LT}^{-1}$ ) ;

$S$  = Parâmetro que Philip denominou " *sorptivity* " e Mello (1984) traduziu para português como sorvidade ou sorptividade ( $\text{L/T}^{1/2}$ );

$A$  = Parâmetro de ajuste com as mesmas dimensões que  $K_{\text{sat}}$  ( $\text{LT}^{-1}$ ). O parâmetro  $A$  é frequentemente confundido com a condutividade hidráulica à saturação  $K_{\text{sat}}$ , porém difere dela em função do teor volumétrico de ar que fica retido nos poros do solo ;

$t$  = Tempo em (min).

Como vantagem do modelo de Philip, tem-se que  $S$  e  $A$  são constantes do solo, mas funções que dependem do teor de umidade.

A constante  $S$  pode ser obtida, utilizando-se a expressão a seguir:

$$S = [2K_{\text{sat}} * (Dp + \psi) * (\theta_s - \theta_i)]^{1/2} \quad (20)$$

Em que:

$K_{sat}$  = Permeabilidade saturada, (cm.s<sup>-1</sup>);

$D_p$  = Carga hidráulica, (mm);

$\psi$  = Constante devida ao potencial matricial, (m.h<sup>-1</sup>);

$\theta_s$  = Umidade na capacidade de campo, à base de volume, (%);

$\theta_i$  = Umidade inicial à base de volume, (%).

A equação (19) está associada ao coeficiente do segundo termo da série truncada que multiplica  $t^1$ , ou seja, ao valor do coeficiente  $A$ . Para tempo infinito o parâmetro  $A = K_{sat}$ , de modo a convergir o valor da Taxa de Infiltração  $Ti = (dl/dt)$  para  $K_{sat}$ . No entanto, Phillip verificou que a adoção de  $A = K_{sat}$  gera imprecisões importantes nos cálculos de  $I$  e de  $Ti$  em tempos pequenos. Para melhorar a confiança dos cálculos em tempos pequenos  $A < K_{sat}$ , mais a assunção de valores menores para  $A$  conduz à erros em tempos intermediários e grandes. A aplicação desta equação a ensaios de infiltração mostra que  $S$  não pode ser considerada sorptividade e  $A$  não toma o valor de  $K_{sat}$ . Sendo assim, sugere-se que a equação seja escrita da seguinte forma (TABUADA *et al.*, 1987).

$$I(t) = S_p t^{1/2} + A_p t \quad (21)$$

Em que  $S_p$  e  $A_p$  são parâmetros empíricos de ajustamento, variando com as condições iniciais e de fronteira e com a duração do ensaio de infiltração.

Observa-se, portanto, que, para períodos de tempo muito longos, o valor de  $I$  se iguala a  $K_{Sat}$ , embora para tempos pequenos  $A < K_{Sat}$ .

### 2.3.2 Constante " $\psi$ " Devida ao Potencial Matricial

Para Santos (2005), uma das maiores dificuldades em se aplicar na prática profissional a equação de Green – Ampt (1911) está associada à escolha do valor adequado para a "constante  $\psi$ " devida ao potencial matricial.

Green e Ampt (1911) conceberam  $\psi$  de modo essencialmente intuitivo, como uma “constante do solo, dependente de forças capilares que atuam no limite em movimento da água”. Em seu artigo original não a associa explicitamente ao potencial matricial correspondente à umidade natural do solo ocorrente na frente de umedecimento ( $w_i$ ). Trata  $\psi$  como uma “constante” a ser acrescida à  $D_p$  (em seus experimentos foi de 90 cmca - cm de coluna de água). Philip (1954a) fez referência a valores de 80 cm para solos grossos a 140 cm para argilas. Philip (1958b) constata que o uso da constante  $\psi$  é surpreendentemente compatível com suas análises rigorosas e sugere que o efeito integral do que denomina como “capilaridade” pode ser bem representado por uma hipotética constante relacionada ao “potencial capilar na frente de umedecimento”. No entanto, enfatiza se tratar de uma “ficção matemática útil” que não deve ser considerada em um “senso físico real”. Philip (1958b) obteve para  $\psi$  um valor muito menor do que a sucção matricial correspondente à umidade natural  $w_i$  (em seus cálculos foi da ordem de 24,83 cmca). Em seus estudos experimentais, Wang (1995) calculou para  $\psi$  valores variáveis e decrescentes com o progresso da infiltração, da ordem de 47 a 403 cmca no início da infiltração ( $\psi_i$ ) e da ordem de 0 a 43 cmca quando a infiltração atingia a base das amostras ( $\psi_{ff}$ ) - em uma determinação  $\psi_{ff} = 130$  cmca. Como os demais autores, os valores calculados por Wang (1995) para  $\psi$  foram sempre muito menores do que as sucções matriciais correspondentes às umidades naturais  $w_i$ . Wang (1995) sugeriu expressões de cálculo específicas para os solos que estudou.

A estimativa de  $\psi$  ainda é objeto de pesquisas e discussões. Por ser muito laboriosa, sua determinação experimental não é rotineira. Com frequência, o valor numérico da “constante  $\psi$ ” tem sido empiricamente associado à carga correspondente à pressão de entrada de água ( $p_w$ ), ou a uma fração da pressão de entrada de ar (pressão de borbulhamento  $p_b$ ) ou mesmo às sucções correspondentes à umidade natural do solo ou ainda a algum outro valor intermediário entre a umidade natural e a capacidade de campo (entre  $w_i$

e  $w_{cc}$ ). Outras sugestões relacionam empiricamente  $\psi$  com coeficiente de permeabilidade saturada e até mesmo com índices caracterizadores das distribuições dos grãos e dos poros dos solos. Cecílio (2002) apresenta uma série de sugestões, de diversos autores. Em geral, tais sugestões têm aplicação regionalizada, restrita aos solos específicos para os quais foram estabelecidas.

Há situações em que a “constante  $\psi$ ” tem relevância prática, quando continua a se constituir em uma das dificuldades de se aplicar a equação de Green e Ampt (1911). Esse é o caso ao se analisar a infiltração em solos argilosos muito ativos e pouco úmidos, nos estágios iniciais da infiltração (tempos pequenos), com valores de  $D_p$  relativamente baixos. No caso de solos granulares ou muito úmidos, com  $D_p$  relativamente elevado, a influência relativa de  $\psi$  decresce, sendo desprezível em tempos de infiltração grandes. Trata-se de uma influência relativa sempre presente que pode ou não ter relevância. Wang (1995) faz referência ao método denominado “método da frente de umedecimento”, aplicável em situações nas quais a influência da “constante  $\psi$ ” pode ser desprezada. Esse bem pode ser o caso no instante em que a infiltração alcance a base de liners minerais compactados de espessuras usuais, com  $D_p$  muito pequeno e pressão atmosférica na base, situação comumente assumida na prática de dimensionamento de liners.

#### 2.4 Efluente Sanitário Tratado

O estudo do efluente sanitário tratado não se constitui na principal meta do trabalho que se apresenta. No entanto, julga-se importante a abordagem do tema pelo fato de ser o efluente tratado um dos fluidos a ser utilizado nos ensaios de laboratório. Chagas Neto (1995), estudou amplamente o efluente sanitário da cidade de Salvador.

O efluente sanitário é um composto de 99,92% de água e apenas 0,08% de sólidos. Nele estão presentes vários microorganismos que causam doenças ao homem e animais, tais como bactérias (cólera, leptospirose etc.), vírus,

protozoários, ovos de parasitas intestinais diversos (âscaris lumbigoides, shistosoma mansoni, necaor americano etc.), parasitas causadores de ancilostomose, salmonose, vírus da hepatite etc. Na Tabela 2 podem-se observar as quantidades de alguns desses vírus, bactérias, helmintos e protozoários.

Ao utilizar-se a água potável, transformamos a mesma num produto novo e inicia-se a formação do efluente líquido doméstico ou sanitário. Os efluentes líquidos urbanos são oriundos dos variados tipos de despejos das atividades humanas na utilização da água, tais como águas servidas domésticas, comerciais, prédios públicos, águas pluviais, infiltração e outros.

Os efluentes líquidos urbanos presentes nos “esgotos” são constituídos por substâncias orgânicas, inorgânicas, macro e micro nutrientes e microorganismos expelidos pelo homem diariamente, através de suas atividades fisiológicas e demais atividades cotidianas. Assim, os sólidos presentes no efluente sanitário são responsáveis pela deterioração da qualidade dos corpos de água sob dois aspectos: um sanitário de impacto à saúde da população e um outro ambiental de saúde do meio ambiente e como consequência também afeta o homem.

Tabela 2 – Patogenos e organismos indicadores comumente encontrados no efluente bruto.

INDICADORES	PAPEL	Nº POR LITRO	
Bactérias	<i>Campylobacter</i> sp..	Gastreterite	37.000
	<i>Clostridium perfringens</i>	Organismo Indicador	$6 \times 10^5 - 8 \times 10^5$
	<i>Escherichia. Coli</i>	Organismo Indicador	$10^7 - 10^8$
	<i>Salmonella</i> spp...	Gastreterite	20 – 80.000
	Shigella	Disenteria	10 – 10.000
Helmintos	Ascaris spp..	Ascariíase	5 – 110
	<i>Ancylostoma</i> spp.	Anemia	6 – 190
	Trichuris SPP.	Diarreia	10 – 40
Protozoários	<i>Cryptosporidium parvumocystis</i>	Diarreia	1 – 390
	<i>Entamoeba histolytica</i>	Disenteria	4
	<i>Giardia lamblia</i> Cysts	Diarreia	125 – 200.000
Vírus	Poliovírus	Indicador	1.800 – 5.000.000
	Rotavirus	Diarreia, Vômito	4.000 – 850.000

Fonte: Alves (2005).

A matéria orgânica pode ocasionar a exaustão do oxigênio dissolvido, causando morte da fauna e flora aquática, escurecimento da água e o surgimento de maus odores; é possível que os detergentes presentes no efluente provoquem a formação de espumas. Os nutrientes exercem uma forte adubação da água, provocando um crescimento acelerado de vegetais microscópicos que conferem odor e gosto desagradáveis (BRAGA et. al., 2002).

Na Tabela 3, verificam-se os principais contaminantes existentes em um efluente bruto, o seu significado no processo de tratamento e sua origem.

Tabela 3 – Principais contaminantes dos efluentes, seus significados e origens

CONTAMINANTE	ORIGEM	SIGNIFICADO
Sol. Sedimentáveis (Areia, Pedregulhos)	Doméstico	Sólidos sedimentáveis podem gerar depósitos de lodo e a condição anaeróbica nos efluentes.
Matéria Orgânica (DBO)	Doméstico	Degradação biológica que consome oxigênio e pode perturbar o equilíbrio do oxigênio na água de superfície; se o oxigênio na água for consumido em condições aeróbias, forma odores mata peixes e provoca um desequilíbrio ecológico.
	Industrial	
Microorganismos Patogênicos	Doméstico	Afeta a saúde pública severamente pela transmissão de doenças como cólera, pela água contaminada.
Nutrientes (N e P)	Doméstico, Rural	Níveis altos de nitrogênio e fósforo na água de superfície favorecem o crescimento excessivo de algas.
	Industrial	
Micropoluentes (Metais Pesados e Combinações Orgânicas)	Industrial, Rural	Combinações não biodegradáveis em baixas concentrações podem ser tóxicas, carcinogênicas ou untragênicas para plantas, animais e seres humanos. Alguns podem ser bioacumulativas em cadeias alimentícias, por exemplo: cromo (VI), cádmio, chumbo, Pesticidas, herbicidas e PCBs.
	(Praguicida)	
Sólidos Dissolvidos Totais.	Industrial	Níveis altos podem restringir o uso do efluente para irrigação agrícola.

Fonte: Metcalf e Eddy Inc. (1991).

O efluente não tratado pode possuir milhões de bactérias, que a depender do processo de tratamento podem sofrer alterações bioquímicas conduzidas pelos microorganismos (ALVES, 2005).

Segundo Pelczar (1996), os tipos fisiológicos de bactérias existentes no efluente bruto podem mudar durante os estágios de tratamento do efluente. Esta mudança ocorre em função das condições anaeróbias e aeróbias do tratamento.

Os compostos orgânicos, como as proteínas, os carboidratos e as gorduras, são os principais componentes da fração sólida de efluente. Estes componentes constituem o alimento das bactérias utilizadas no processo de tratamento do efluente.

A Figura 5 apresenta a composição do efluente.

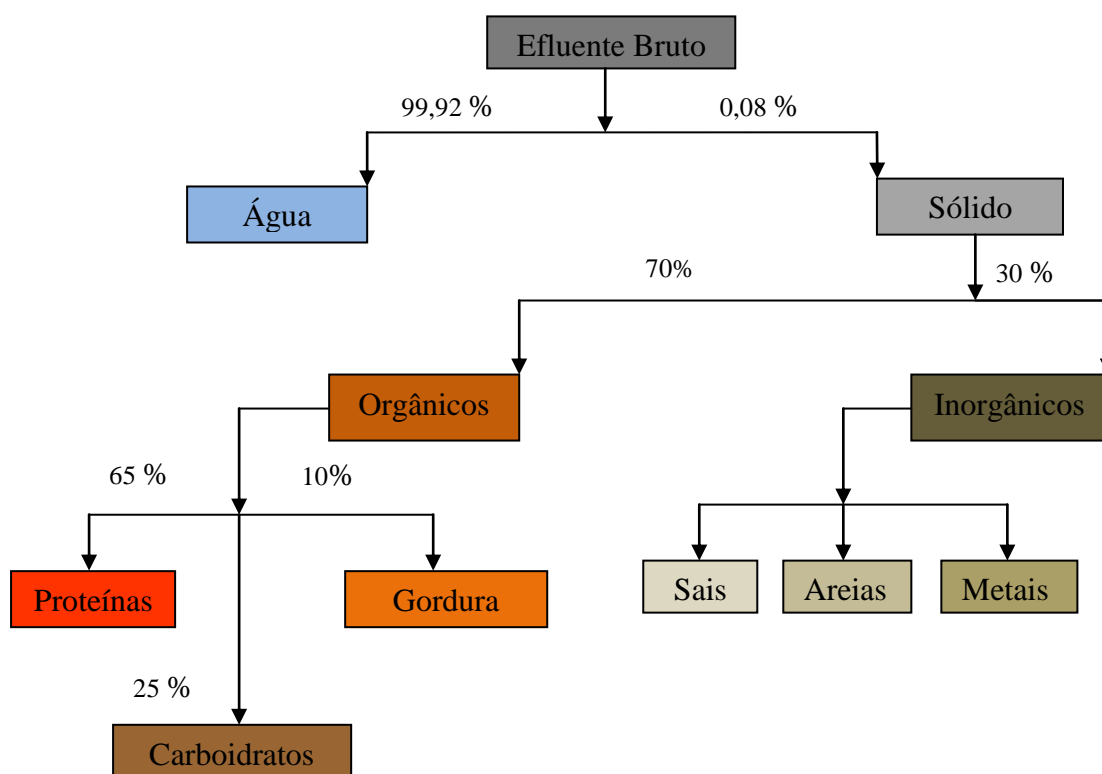


Figura 5 – Composição do efluente.  
Fonte: Modificado de Sanepar (2004).

Dada a forte prevalência da água na composição do efluente, admite-se que suas propriedades físicas são as mesmas da água (NUVOLARI et. al., 2003).



Na Tabela 4 são apresentados os principais constituintes do efluente sanitário doméstico. Porém, para efeito de tratamento, os constituintes (substâncias) são classificados como impurezas da água (sólidos presentes de diferentes granulometrias).

Tabela 4 – Principais constituintes do efluente doméstico

TIPOS DE SUBSTÂNCIAS	ORIGEM	OBSERVAÇÕES
Sabões	Lavagens de roupas e louças	–
Detergentes (Podem ser ou não biodegradáveis)	Lavagens de roupas e louças	A maioria dos detergentes contém o nutriente fósforo em forma de poliosfotato
Cloreto de sódio	Cozinhas e na urina humana	Cada ser humano elimina em média 7 a 15 gramas/dia pela urina
Fosfatos	Detergentes e urina humana	Cada ser humano elimina em média 1, 5 gramas/dia pela urina
Sulfatos	Urina humana	–
Carbonatos	Urina humana	–
Ureia, amoníaco e ácido úrico	Urina humana	Cada ser humano elimina em média 14 a 42 gramas de ureia/dia
Gorduras	Cozinha e fezes humanas	–
Substâncias, córneas, ligamentos da carne e fibras vegetais não digeridas	Fezes humanas	Vão se constituir em porção de matéria orgânica em decomposições encontradas nos efluentes
Porções do Amido - glicogênio, glicose e de proteínas (aminoácidos, proteínas, albumina)	Fezes humanas	Idem
Urobilina, pigmentos hepáticos etc.	Urina humana	Idem
Mucos, células de descamação epitelial	Fezes humanas	Idem
Vermes, bactérias, vírus, leveduras etc.	Fezes humanas	Idem
Outros materiais e substâncias: areia, plásticos, cabelos, sementes, fetos, madeira, absorventes femininos etc.	Areia: Infiltração nas redes coletoras, banhos em cidades litorâneas, parcela de águas pluviais etc. Demais substâncias são lançadas indevidamente nos vasos sanitários	
Água		99,9%

Fonte: Nuvolari ( 2003).

A Tabela 5 mostra as características típicas de efluentes predominantemente domésticos descritos por Von Sperling (1996).

Tabela 5 – Características químicas e biológicas dos efluentes domésticos.

PARÂMETRO	CONCENTRAÇÃO		
	UNIDADE	FAIXA	TIPÍCA
Sólidos Totais	mg/L	700 – 1350	1100
Sólidos Suspensos	mg/L	200 – 450	400
Sólidos Sedimentáveis	mg/L	10 – 20	15
DBO <sub>5</sub>	mg/L	250 – 450	350
DBO	mg/L	450 – 800	700
DQO/DBO <sub>5</sub>	-	1,7 – 2,4	2
Nitrogênio Total	mg/L	35 – 70	50
Nitrato	mg/L	0 – 2	0
Fósforo Total	mg/L	5 – 25	14
pH	mg/L	6,7 – 7,50	7,0
Alcalinidade	mg/L	110 – 170	140
Cloretos	mg/L	20 – 50	35
Coliformes Totais	org/100mL	10 <sup>6</sup> - 10 <sup>9</sup>	-
Coliformes Fecais	org/100mL	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>8</sup>	-
Bactérias	org/100mL	10 <sup>9</sup> - 10 <sup>10</sup>	-

Fonte: Von Sperling (1996).

Basicamente, os efluentes sanitários domésticos contêm detritos orgânicos, restos de alimentos, sabão, detergentes, carboidratos, gorduras, material protéico, fosfatos e bactérias. A contaminação das águas por esses tipos de efluentes traz consigo dois grandes problemas: 1º) A contaminação por bactérias, em parte patogênicas para o homem; 2º) Contaminação por substâncias orgânicas degradáveis por bactérias (COSTA et. al., 2004).

O uso domiciliar da água pode acrescentar elevados teores de sais e de sólidos dissolvidos orgânicos, resultado da própria dieta humana e da intensa utilização de produtos de limpeza (ALVES, 2005).

Alguns solos atingidos pela sodicidade destes efluentes podem sofrer alterações de permeabilidade, pois a alta salinidade aumenta a velocidade de infiltração (BASTOS, 2003).

Os dejetos provenientes do homem e de animais representam a principal fonte de contaminação da água, além do solo e vegetais. Os microorganismos patogênicos podem transmitir doenças que atingem particularmente o trato gastrointestinal, levando a sintomas que vão, desde uma simples dor de cabeça até a febre tifóide (RICHTER citado por ALVES, 2005).

- Características do Esgoto Bruto de Salvador

Estudos conduzidos por Chagas Neto (1995) indicam que a caracterização do efluente bruto de Salvador resulta de amostras tomadas em diversas estações de tratamento de efluentes domésticos, empregados na cidade em diferentes bairros, no período de agosto de 1990 a março de 1991. A caracterização do efluente sanitário de Salvador está apresentada na Tabela 6.

Tabela 6 – Caracterização do Efluente Bruto Tomada de Amostras em Diversas Estações de Tratamento na Cidade do Salvador no Período de Agosto de 1990 a Março de 1991

PARÂMETROS	TROBOGY	MURIÇOCA	PITUAÇU	CAJAZEIRAS	SALVADOR
Temperatura C	26,73	27,14	26,58	26,44	26,72
Ph	7,13	7,39	7,18	7,18	7,22
Amônia (mg N/l)	38,69	46,63	52,00	60,77	49,52
Nitrito (mg N/l)	0,06	0,03	0,01	0,01	0,03
Nitrato (mg N/l)	0,18	0,18	0,09	0,05	0,12
F. Total (mg N/l)	10,65	10,35	10,11	11,42	10,63
O. Solúvel (mg N/l)	5,62	5,44	5,78	6,07	8,73
D Q O (mg O <sub>2</sub> /l)	981,70	865,06	937,61	981,94	941,58
D B O (mg O <sub>2</sub> /l)	422,33	376,76	451,45	464,21	428,69
C T e (nº Células/100 ml)	2,20E +08	2,34 E +08	2,40 E +08	2,23E+08	2,31 E +08
Ent. Fecais (nº Células/100ml)	1,31E +07	1,40E +07	1,76E +07	1,21E+07	2,31E +07
S. Totais (mg/l)	1.050,40	1.179,36	1.043,11	1.054,47	1.081,83
S. Totais Fixos (mg/l)	508,54	532,66	531,44	516,90	522,38
S. Totais Voláteis (mg/l)	543,86	643,49	522,60	526,64	559,15

Fonte: Chagas Neto (1995).

De acordo com Chagas Neto (1995), a caracterização dos esgotos brutos de Salvador evidencia que o mesmo é um esgoto de concentração forte. Não tem

contribuições significativas de drenagens pluviais ou de outras origens, e sim, efluentes tipicamente domésticos. Silva & Mara (1979), citados por Chagas Neto (1995), apresentam dados da concentração de efluentes em termos de DBO<sub>5</sub> e DQO, classificando os efluentes em fracos, médios, fortes e muito fortes (Tabela 7).

Tabela 7 – Concentração de efluentes em termos de DBO<sub>5</sub> e DQO

<b>CONCENTRAÇÃO</b>	<b>DBO<sub>5</sub> (mg/L)</b>	<b>DQO (mg/L)</b>
Fraca	200	400
Média	350	700
Forte	500	1000
Muito Forte	750	1500

Fonte: Silva & Mara (1979).

## 2.5 Colmatação do solo por efluente

A permeabilidade do solo ao esgoto poderá ser diminuída no decorrer do tempo em função do acúmulo das partículas suspensas do efluente nos vazios do solo, principalmente pelo efeito da colmatação resultado da atividade dos microorganismos no interior o solo.

A colmatação é a redução da área transversal dos espaços vazios de um determinado meio poroso disponível ao fluxo percolante. É um processo que ocorre ao longo do tempo, podendo comprometer a eficiência de sistemas drenantes. A colmatação pode ser verificada em uma ou mais partes do sistema drenante, ou seja, no material filtrante, nas aberturas da parede de um tubo de dreno e/ou no interior desse tubo. A colmatação também pode ocorrer no material protegido na região próxima ao sistema drenante, em função das novas condições geradas pela implantação do sistema (MENDONÇA, 2000).

A redução dos vazios, causada pelo crescimento do biofilme na superfície da amostra de solo, favorecendo a deposição de óxidos de ferro, entre outros, pode resultar na diminuição da condutividade hidráulica do sistema de drenagem, com conseqüente comprometimento da sua capacidade dreno/filtrante.

A redução do espaço disponível para a passagem do fluido percolante pode ser também provocada pela presença de bolhas de ar, posto que a água somente flui pelos espaços ocupados por ela. O aumento do volume de ar dentro de um meio poroso é, portanto, outra causa física para a redução da capacidade drenante do meio (MENDONÇA, 2000).

As causas da colmatação podem ser de origens físicas, químicas ou bioquímicas. Em determinadas situações, essas três classes de agentes causadores da colmatação podem ocorrer simultaneamente. Para Rolin & Lombard (1988), neste caso, são causas da colmatação: a precipitação mineral, a disposição de sal e o crescimento de bactérias.

Como causas químicas para a colmatação de um meio poroso citam-se reações entre elementos dissolvidos no fluido percolante, que resultam na formação de precipitados, diminuindo o espaço disponível para a passagem do fluido percolante.

O processo de colmatação química resulta da presença de carbonatos e sulfatos que dissolvidos no fluido percolante possibilitam o desenvolvimento de cristais de sais que ocupam os vazios do meio poroso, quando a água evapora sob condições atmosféricas. Tal processo induzirá à colmatação físico-química do sistema ao longo do tempo.

A colmatação biológica resulta do metabolismo bacteriano que ocorre no solo, e suas partículas servem como meio de transporte para a colonização microbiana, que promove um aumento populacional das bactérias. O ecreta resultante do metabolismo bacteriano compõe a matriz de materiais que irão colmatar, formando um biofilme que ao longo do tempo vai reduzindo o coeficiente de permeabilidade do solo.

De acordo com Baveye et al. (1998), algumas das formas pelas quais os microrganismos podem provocar a colmatação são:

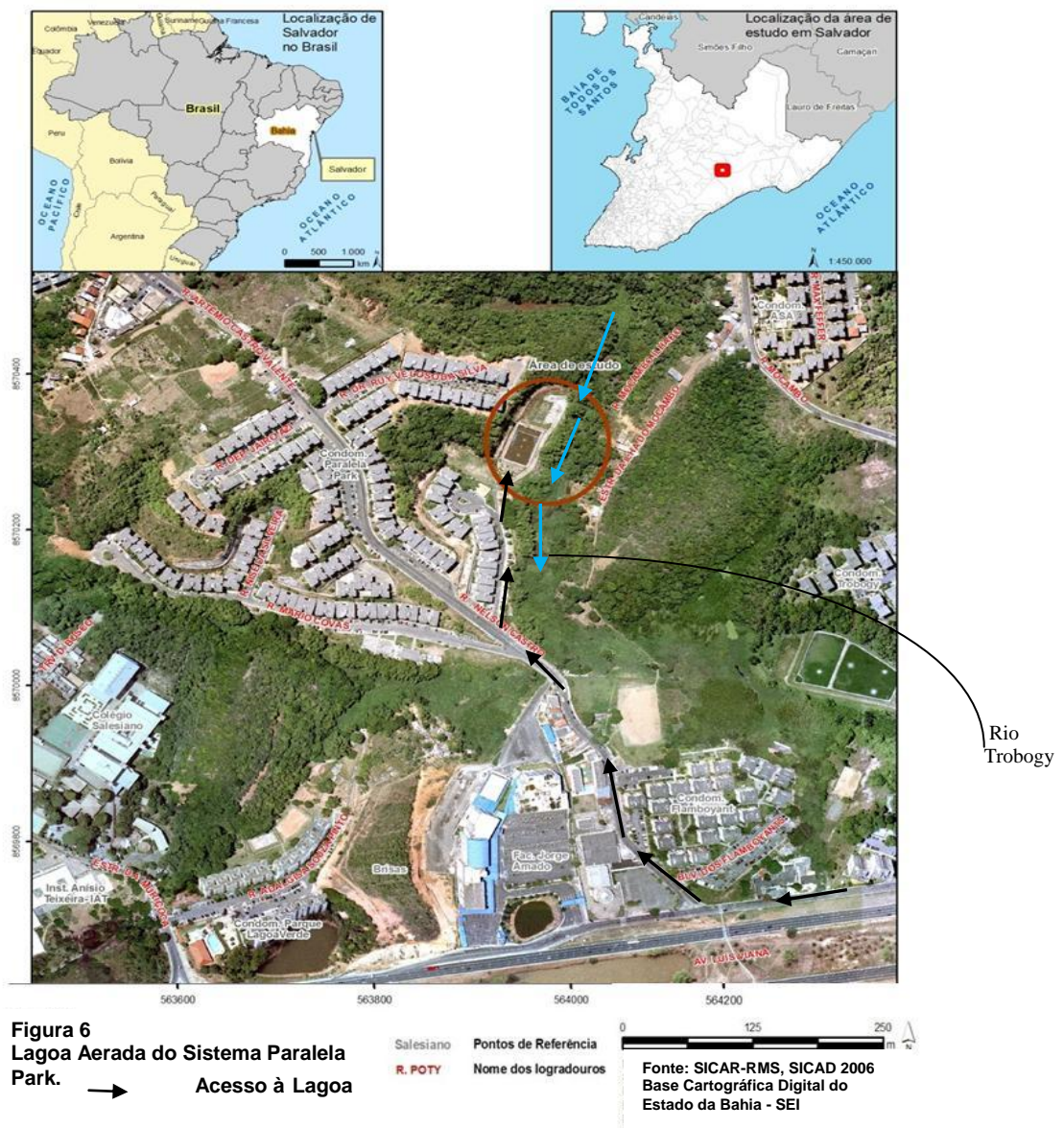
- *Atividades de ferrobactérias* – a colmatação provocada pela precipitação de compostos de ferro é resultante do processo de oxidação de íons ferrosos dissolvidos no fluido percolante em função das condições termodinâmicas do meio favorável ao processo.
- *Acúmulo de células microbianas e seus produtos celulares* – as células microbianas podem ocupar os espaços vazios por meio da formação de biofilmes ou formando agregados de células.
- *Acumulação de sais insolúveis de sulfeto* – os sulfetos são precipitados a partir do processo químico de redução do sulfato catalisado pela ação de bactérias sulfato-redutoras. Esses processos são bastante comuns na natureza e ocorrem normalmente em meios anaeróbios ricos em matéria orgânica.
- *Produção de gases* – os gases de origem microbiológica promovem a redução do espaço disponível para o fluxo do líquido percolante.

### 3 COLETA DAS AMOSTRAS

Para a execução dos ensaios de laboratório relativos ao desenvolvimento da parte experimental da pesquisa foram utilizadas amostras deformadas e indeformadas de solos coletadas no sítio Trobogy Mocambo. Em razão de 50% das amostras terem sido infiltradas pelo efluente da lagoa este também foi coletado.

#### 3.1 O Sítio do Sistema Paralela Park

O Sistema Paralela Park está situado no bairro Trobogy Mocambo, localizado à margem da Avenida Luis Viana Filho, popularmente denominada como “Avenida Paralela”, conforme se observa na Figura 6.



O acesso ao local se dá pela Rua Nelson Castro, ao lado do Condomínio Flamboyant, no sentido Aeroporto / Rodoviária – SSA/BA. Localiza-se geograficamente segundo as coordenadas Latitude 12°55'56,5" S, Longitude 38°24'37,4" O, com elevação de 23 metros. O relevo da região é fortemente ondulado.

O sistema Paralela Park foi implantado entre dois taludes, um de corte e outro de aterro (seção mista). Existe um cinturão verde, formado por um bambuzal, que protege o talude de aterro, na base do qual flui o rio Trobogy. Desse modo, pode-se conceber que o sistema de tratamento está posicionado entre o talude de corte e o Rio.

O sítio do Trobogy surgiu em uma área cercada por matas, lagos e riachos. A região, inicialmente composta por chácaras, começou a ser loteada no final da década de 1970. O primeiro ponto a ser povoado foi a Vila Dois de Julho. Tempos depois surgiram os conjuntos habitacionais tão característicos do bairro, dentre eles, o Aldeia das Pedras, o ASA, o condomínio Paralela Park e o conjunto Trobogy, que deu nome a todo o sítio.

Nos dias atuais, a natureza, tão exuberante outrora, está sendo devastada pela especulação imobiliária e mesmo assim ainda existem árvores centenárias e animais silvestres. O Rio Trobogy desembocava em uma grande lagoa. Com o passar do tempo, o rio tornou-se poluído e a lagoa foi reduzida à metade, devido aos sucessivos aterramentos da Avenida Paralela.

O bairro Trobogy tem uma população aproximada de 5.347 habitantes, que corresponde a 0,22% da população de Salvador. Concentra 0,26% dos domicílios da cidade, estando 32,31% dos seus chefes de família situados na faixa de renda mensal de 5 a 10 salários mínimos. No que se refere à escolaridade, constata-se que 56,30% dos chefes de família têm de 11 a 14 anos de estudo (SANTOS et. al., 2010).



### 3.1.1 Características Geométricas e Operacionais da Lagoa Aerada

O sistema da Lagoa Aerada é do tipo separador absoluto, ou seja, transporta e trata exclusivamente o efluente doméstico dos conjuntos habitacionais distribuídos e localizados no bairro.

A Tabela 8 expõe características do sistema e o tipo de tratamento, apresentando parâmetros utilizados no projeto da unidade de tratamento, a população atendida, número de ligações, habitações e extensão da rede coletora de efluente.

Tabela 8 – Características e Dados do Sistema

Sistema	Tratamento	População (hab)	Nº de (un)	Ligações	Habitações (un)	Ext. Rede (m)
Paralela Park	Lagoa Aerada em Série	5.347		73	1.123	3.199

Fonte: Modificado de Embasa, 1982.

A Lagoa Aerada (LGA) foi projetada com capacidade volumétrica média de 1.866,4 m<sup>3</sup>, enquanto os leitos de secagem têm capacidade de 234,08 m<sup>3</sup>. A rede é constituída de uma malha coletora do efluente bruto, com extensão total de 3.199 m, e recebe contribuições de 73 ligações domiciliares correspondentes a um total de 1.123 apartamentos. A Tabela 9 mostra as características geométricas e outros parâmetros do projeto da lagoa aerada.

Tabela 9 - Dados e Características Geométricas da LGA

<b>FÍSICAS</b>	<b>LAGOA Nº 1</b>	<b>LEITOS</b>
Comprimento	51 m	32 m
Largura	27 m	10,45 m
Profundidade	1,75m	0,70 m
Tempo de detenção de projeto	8,18 dias	4,92 dias
Área do Fundo	756 m <sup>2</sup>	334,40 m <sup>2</sup>
Área superficial	1.377 m <sup>2</sup>	334,40 m <sup>2</sup>
Área média	1.066,5 m <sup>2</sup>	334,40 m <sup>2</sup>
Volume	1.866,4 m <sup>3</sup>	234.08 m <sup>3</sup>
Vazão máxima		19, 03 l/s
Vazão média		11, 20 l/s
Vazão mínima		7, 08 l/s
Calha Parshall (garganta) W		3"
População de projeto		5828 hab.
Concentração de esgotos (EB)	DBO <sub>5</sub> /l	325 mg
Concentração do efluente lagoa 1 (EF1)	DBO <sub>5</sub> /l	105 mg
Concentração do efluente lagoa 2 (EF2)	DBO <sub>5</sub> /l	43 mg

Fonte: Modificado de Embasa (1983) citado por Chagas Neto, 1995, p.25.

A Figura 7 mostra a planta baixa, os cortes, a lagoa e os leitos de secagem, sistema de drenagem de águas pluviais, via de acesso, talude de corte e de aterro e o rio (Figuras 7a, 7b e 7c). Vê-se ainda a saída do emissário, ponto de coleta do efluente tratado.

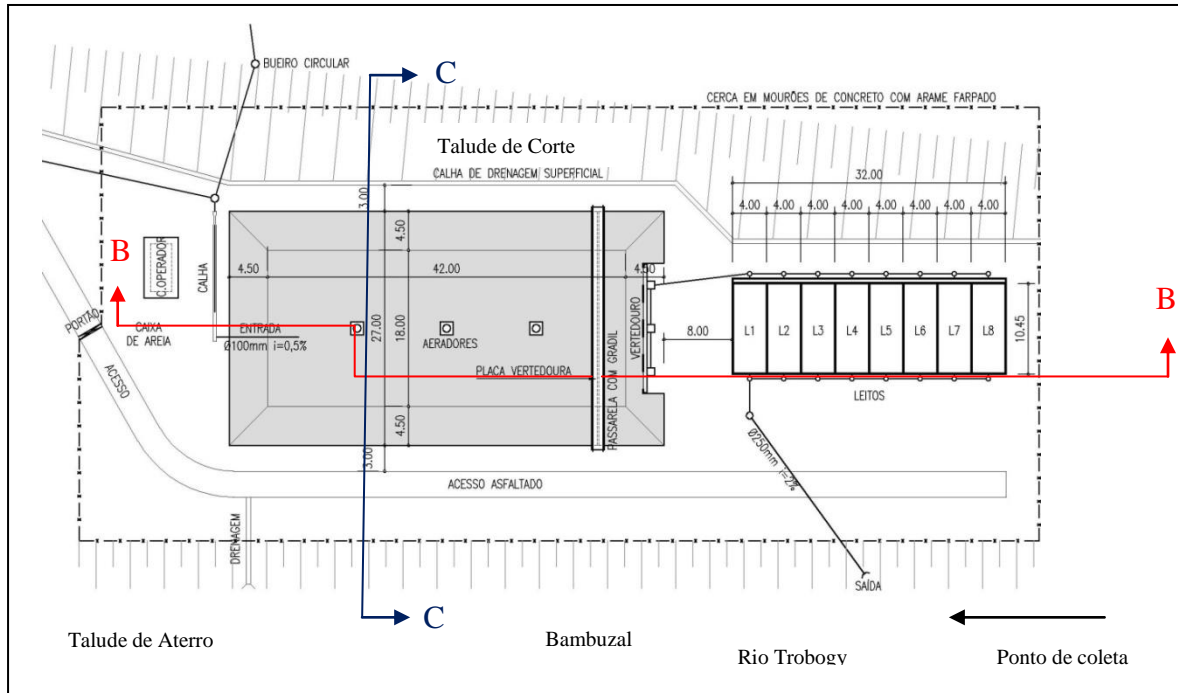


Figura 7 (a) – Planta baixa da lagoa e dos leitos de secagem

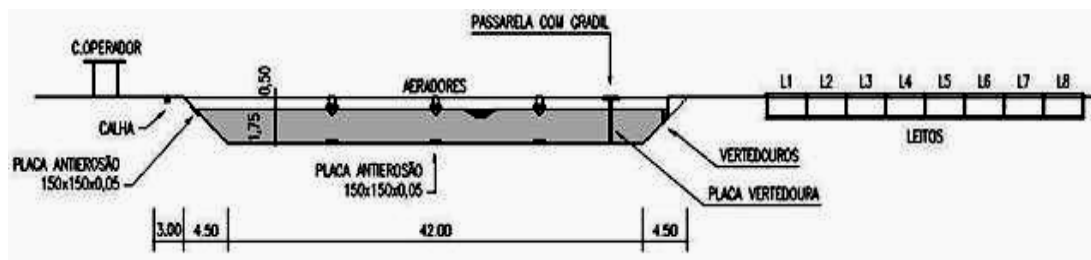


Figura 7 (b) – Corte Longitudinal BB

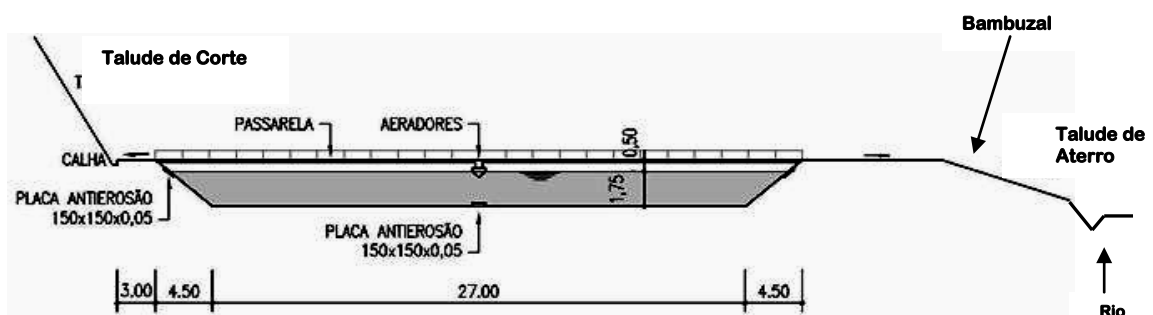


Figura 7 (c) - Corte Transversal CC

Externamente à lagoa, a unidade de tratamento é protegida por calhas de drenagem circundantes, taludes revestidos por gramíneas, vegetação nativa e bambuzal. O talude interno da lagoa, em contacto com o efluente, é protegido por placas de concreto, enquanto que o fundo é protegido por um liner mineral.

A Figura 8 apresenta uma vista geral do sistema de tratamento onde são visíveis a lagoa de tratamento (1), os leitos de secagem (2), o talude de corte (3), o cinturão verde formado pelo bambuzal a esquerda da lagoa (4), o talude entre a lagoa e os leitos de secagem (5), a calha de drenagem de águas pluviais posicionada a direita dos leitos (6), o sistema de iluminação noturna (postes de iluminação), a via de acesso situada entre a lagoa e o cinturão verde (7) e ao fundo a casa de operações e uma vista do conjunto Paralela Park (8).



Figura 8 – Vista geral do sistema de tratamento:

1. Lagoa de tratamento;
2. Leitos de secagem;
3. Talude de corte;
4. Cinturão verde;
5. Talude entre a lagoa e os leitos de secagem;
6. Calha de drenagem de águas pluviais;
7. Sistema para iluminação noturna e via de acesso;
8. Casa de operações e vista do Conjunto Paralela Park ao fundo.

O sistema possui as seguintes unidades auxiliares e de apoio:

- Cerca em mourões de concreto e arame farpado;
- Portão metálico;

- Casa de operador e laboratório de análise e controle operacionais; e
- Área verde composta de árvores frutíferas, gramíneas e bambuzal.

O tratamento preliminar é composto de grades de barras, caixa de areia com canal by-pass de efluentes para sua limpeza. Uma calha Parshall (garganta  $W=3''$ ) implantada após a caixa de areia controla a velocidade do fluxo do efluente e permite a medição de sua vazão.

A entrada do efluente bruto na lagoa é feita através de um tubo de PVC com diâmetro de 150 mm, que lança os efluentes diretamente no fundo da mesma. Na extremidade deste tubo foi instalada uma curva de  $45^\circ$  com a ponta voltada para cima de modo a dificultar o assoreamento da saída do tubo por sedimentos sólidos.

O tratamento secundário é feito em um conjunto composto de duas lagoas dispostas em série: a primeira lagoa de estabilização, aerada, com três aeradores superficiais do tipo palheta, trata o efluente na fase bruta; a segunda lagoa acondiciona o efluente tratado. A separação entre as duas lagoas é feita por um decantador, que consiste de uma parede vertical com abertura no fundo em toda a sua extensão, apoiada em pilares e sobre a qual se apóia uma plataforma (passarela) com 1,0 m de largura em toda a sua extensão para serviços operacionais. O fluxo hidráulico ocorre pela abertura do fundo, por onde o decantador é alimentado.

A utilização do decantador elimina os efeitos do vento e das ondulações provocadas pelos aeradores. Sua concepção prevê a remoção de sólidos no efluente destinado à segunda lagoa e aos leitos de secagem respectivamente.

Da segunda lagoa o efluente tratado é transportado para os leitos de secagem. A saída do efluente desta lagoa é feita pelos vertedouros construídos na sua borda. O efluente que passa pelos vertedouros é direcionado para um canal de comunicação entre a lagoa e os leitos de secagem. O efluente final oriundo dos leitos de secagem é recolhido em uma calha coletora e, por meio de um emissário, lançado no corpo receptor (Rio Trobogy). As análises de

monitoramento são feitas semanalmente nas instalações do laboratório central da Embasa.

A Figura 9(a) mostra a primeira lagoa, onde o efluente se apresenta no estado bruto, vendo-se três aeradores instalados em série. A Figura 9(b) mostra a plataforma de serviços sob a qual está implantado o decantador e, à esquerda da plataforma, é vista a segunda lagoa que armazena o efluente tratado - notar os vertedouros por onde o efluente é transportado para os leitos de secagem. A Figura 9(c) mostra os leitos de secagem e a calha que transporta o efluente da segunda lagoa até os leitos de secagem. Na Figura 9(d), além dos leitos de secagem, são vistos os PVs instalados sobre o emissário que lança o efluente no corpo receptor.



Figura 9(a) – Primeira lagoa, tratamento preliminar do efluente bruto.

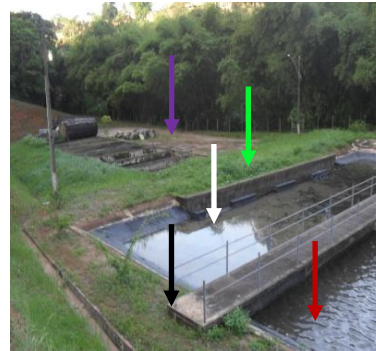


Figura 9(b) – Segunda lagoa, plataforma de serviços, vertedouros e leitos de secagem.



Figura 9(c) – Leitos de secagem e calha transportadora do efluente da segunda lagoa para os leitos de secagem.



Figura 9(d) – Leitos de secagem e PV's instalados sobre o emissário.



### 3.1.2 Solos Ocorrentes

Os solos identificados no sítio são do mesmo tipo que ocorre ampla e predominantemente no denominado “Alto Leste de Salvador”, nas proximidades da Falha do Iguatemi, e são classificados como residuais do granulito gnaisse. O granulito é uma rocha composta essencialmente por quartzo, feldspato, hiperstênio e eventualmente granada e biótica, não apresentando uma foliação marcante (SOUSA, 2006). O granulito-gnaisse é uma rocha com metamorfismo à altura do fácies granulito e textura gnaisse, a qual é uma textura bandada de granulação média a grossa, com níveis micáceos alternando com bandas de quartzo-feldspáticas (IBGE, 1998).

No perfil representado pelo talude de corte, em cuja base foi implantado o sistema de tratamento, foram observados os horizontes típicos descritos por Deere & Patton (1971) para rochas metamórficas, ou seja, os horizontes I-A, I-B e I-C. Os horizontes I-A e I-B são constituídos de solo residual maduro, enquanto o horizonte I-C é constituído essencialmente de solo residual jovem. Em campo, há alguma dificuldade para distinguir os horizontes I-A e I-B na superfície. A Figura 10 mostra o talude de corte e a indicação dos horizontes observados.



Figura 10 – Talude de corte e a indicação dos horizontes observáveis

A primeira sistematização, para fins de engenharia, dos perfis de intemperismo dos solos residuais foi feita por Vargas (1953), posteriormente, diversos

autores desenvolveram trabalhos sobre o assunto, tendo sido apresentados em 1971, no Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, por Deere & Patton (1971).

A Figura 11 mostra um esquema típico, idealizado, do perfil de intemperização de um terreno residual originário de rochas metamórficas, expondo os horizontes principais de solos residuais maduros e jovens, rocha muito e pouco alterada e rocha sã.

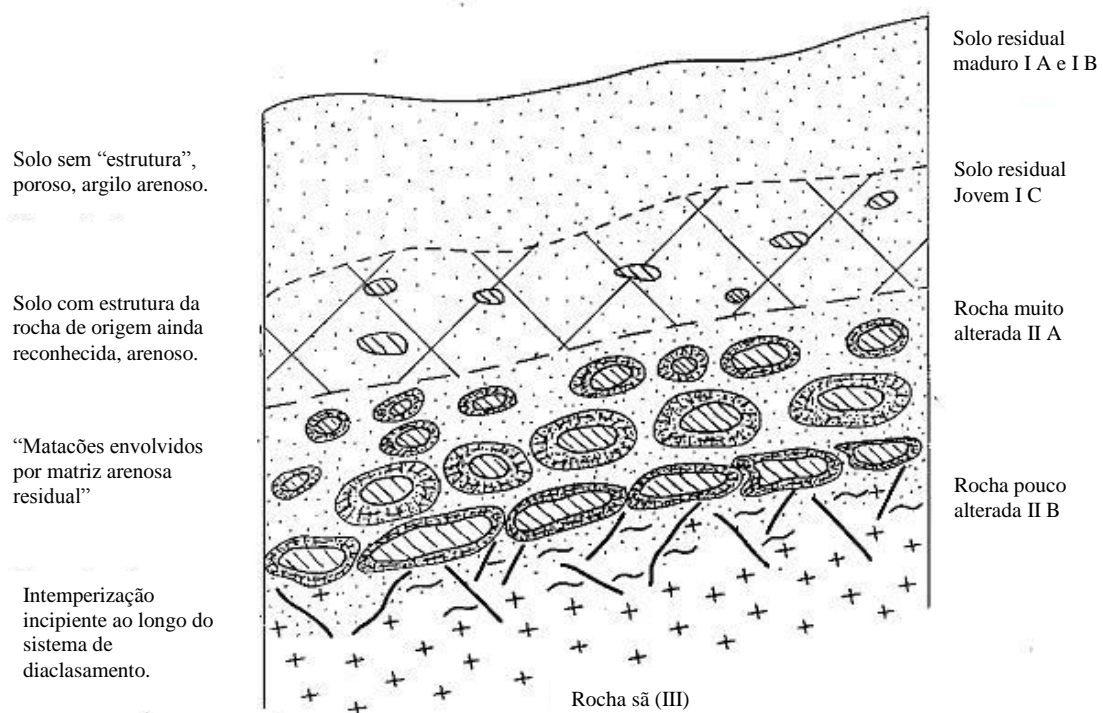


Figura 11 – Perfil de intemperismo típico de rochas ígneas intrusivas e metamórficas.

Fonte: Modificado de Deere & Patton, 1971

O perfil de intemperismo típico pode ser esquematicamente dividido em três horizontes:

Horizonte I, de solo residual, subdividido em:

- Horizonte I-A, geralmente com presença de matéria orgânica;

- Horizonte I-B, solo maduro, no qual o solo não guarda nenhuma característica da rocha de origem;
- Horizonte I-C, solo de alteração com manutenção de estruturas reliquiares herdadas da rocha. Predomínio de silte e areia e presença de matações ou núcleos menos intemperizados.

Horizonte II, rocha alterada, subdividida em:

- Horizonte II-A, transição entre o saprolito e a rocha alterada, com características heterogêneas, com presença de matações ou núcleos menos alterados desde a proporção de 10 a 95% e variações sensíveis a diversas propriedades físicas e mecânicas. O “RQD” é medido em termos percentuais e, neste caso, varia de 0 a 50% e a recuperação de uma amostra geralmente varia entre 10 e 90%;
- Horizonte II-B, rocha alterada, em que a rocha mantém a estruturação original, apresentando, no entanto, alterações de propriedades físico-químicas como coloração, permeabilidade e resistência, apresentando camadas decompostas, principalmente junto às discontinuidades. O “RQD” medido em termos percentuais, geralmente, varia de 50 a 75%, enquanto a recuperação de uma amostra, neste horizonte, geralmente supera 90%.

Horizonte III, rocha essencialmente sã, que apresenta, no máximo, um início de intemperização junto às faces das discontinuidades.

O solo residual do granulito-gnaise é um solo proveniente das rochas metamórficas plutônicas, que formam o embasamento cristalino de Salvador.

A Figura 12 mostra o Mapa Geológico da cidade de Salvador, suas respectivas seções geológicas e uma legenda que dá o significado a cada um dos



elementos identificados nos perfis representados por estas seções. A ampla faixa rosa é de solo residual e pode-se observar que o sistema está nela inserida.

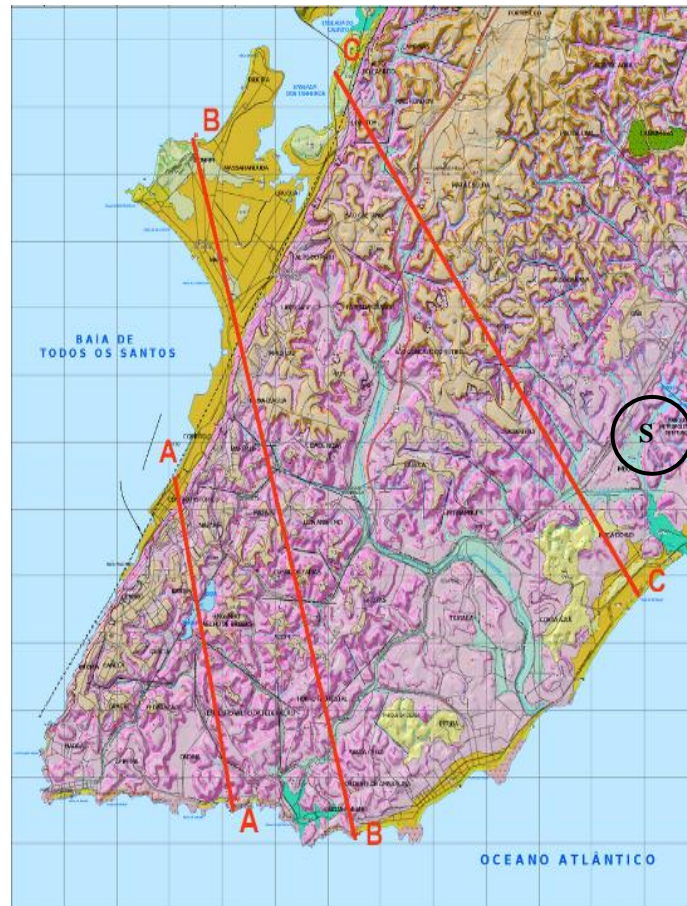
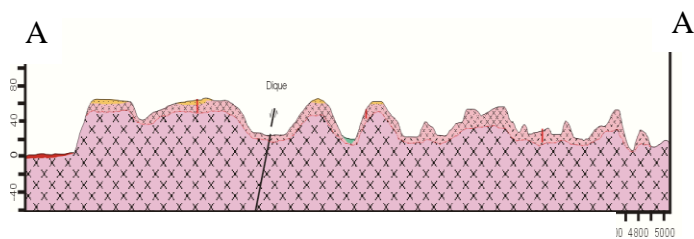


Figura 12 (a) – Mapa Geológico de Salvador com as três seções e a posição do sítio de Trobogy.

Fonte: Modificado de Geohidro, 2004.

(S) Localização do Sítio Trobogy



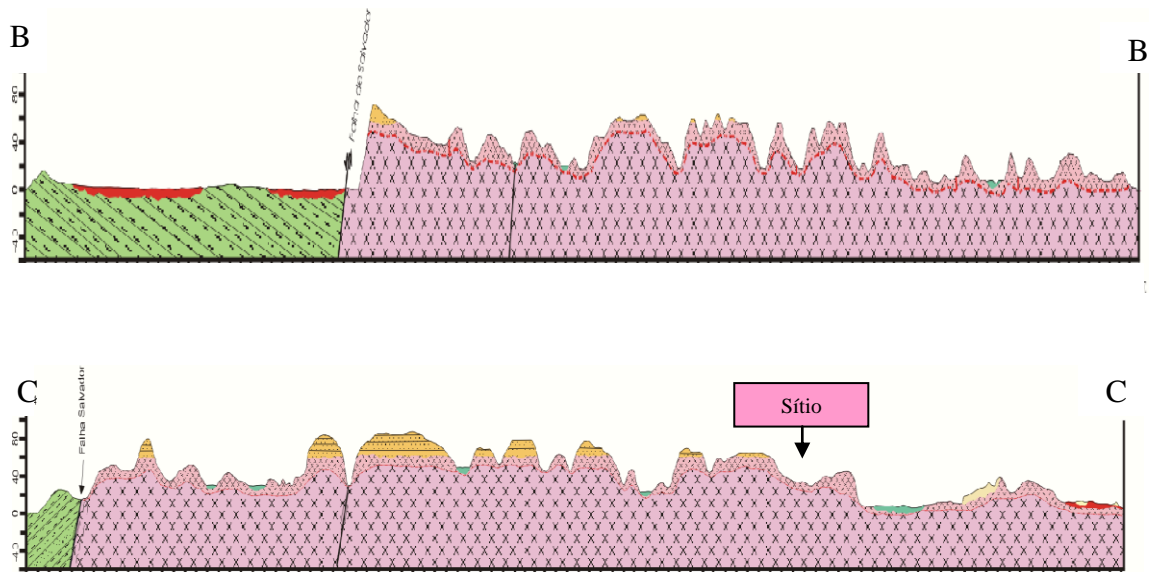
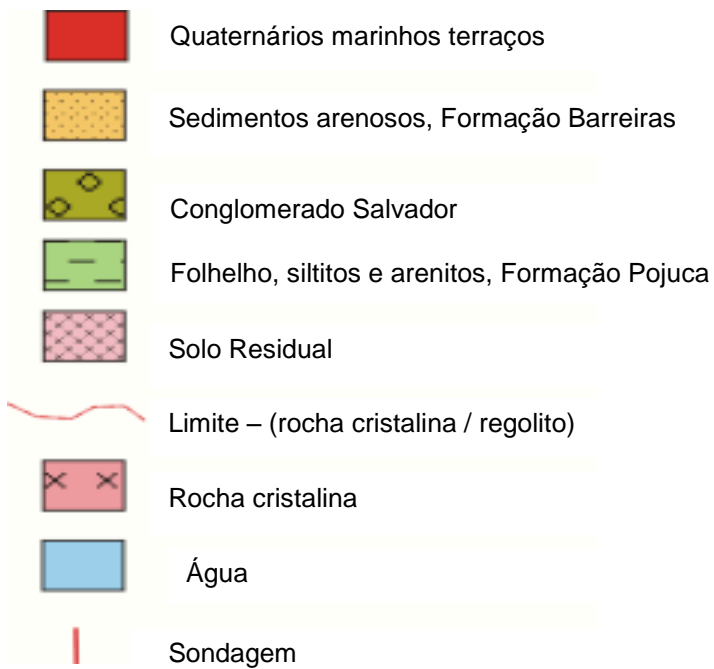


Figura 12 (b) – Seções Geológicas

Legenda: Elementos identificáveis nos perfis das seções geológicas.



### 3.2 Amostras Coletadas

Foram coletadas blocos indeformados e amostras deformadas do solo para a moldagem dos corpos de prova utilizados no experimento. Também foram coletadas amostras do efluente tratado para serem utilizadas em 50 % dos ensaios de infiltração não saturada e infiltração saturada do solo.

### 3.2.1 Amostras de Solo

Para a amostragem limpou-se inicialmente o local da coleta, retirando-se a vegetação superficial, raízes ou qualquer matéria estranha ao solo, só então foi iniciado o processo de coleta. Coletaram-se amostras deformadas do solo para caracterização e uso na moldagem dos corpos de prova compactados. Também foram coletados blocos indeformados, utilizados na talhagem dos corpos de prova indeformados

As amostras deformadas coletadas foram as aparas da pequena trincheira, como mostrado na Figura 13 –b, escavada manualmente na base do talude de corte, sendo acondicionadas em sacos plásticos e encaminhadas ao Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA para serem selecionadas e submetidas às análises de caracterização e compactação e também posteriormente para a moldagem dos corpos de prova compactados.

Para a talhagem dos corpos de prova indeformados, foram coletadas amostras indeformadas, da base do talude de corte, por meio de blocos cúbicos talhados no local, sendo que, depois de retirados e envolvidos em papel laminado, tecido de algodão e recoberto com parafina, foram acondicionados em caixas de madeira e em seguida encaminhadas ao Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA para posterior talhagem dos corpos de prova. O solo residual encontrado no local apresenta estruturas reliquiares da rocha mãe em vários pontos do perfil exposto pelo corte (horizonte I-C), conforme mostrado na Figura 13 (b).

Foram coletados três blocos cúbicos indeformados na base do talude de corte nos pontos indicados na Figura 13(a). No primeiro ponto, P1, Latitude  $12^{\circ}55'55,1''S$ , Longitude  $38^{\circ}24'37,3''O$  e elevação igual a 21 metros, retirou-se o bloco 01. No segundo ponto, P2, Latitude  $12^{\circ}55'54,8''S$ , Longitude  $38^{\circ}24'34,4''O$  e Elevação igual a 21 metros, retiraram-se os bloco 02 e 03. Os referidos pontos foram selecionados na base do talude que representa o Horizonte I-C, classificado como solo residual jovem.

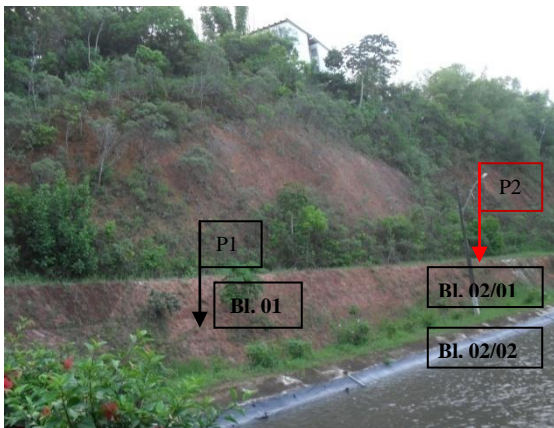


Figura 13(a) – Localização dos pontos de coleta das amostras de solo na base do talude.

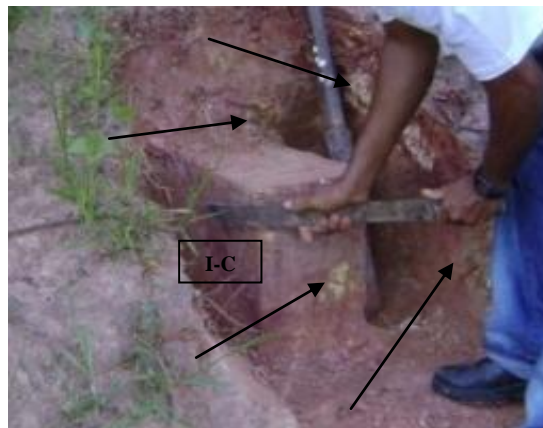


Figura 13(b) - Trincheira escavada para a retirada de amostras indeformadas e amostras deformadas. Note a estrutura reliquiar presente no solo residual de gnaiss (indicado pelas setas).

### 3.2.2 Amostras do Efluente Tratado

O efluente tratado foi coletado em período de estiagem, mais concentrado, na saída do emissário que faz a ligação entre os leitos de secagem e o corpo receptor (Rio Trobogy). Foram coletados 50 litros em duas datas diferentes, acondicionados em um vasilhame de PVC fornecido pela Embasa. As amostras foram caracterizadas pela Embasa e encaminhadas ao laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA, onde foram mantidas sob refrigeração a uma temperatura média de 16° até serem utilizadas nos ensaios. As características do efluente estão apresentadas na Tabela 21, do capítulo 5. O círculo na Figura 14 indica o ponto de coleta, Latitude 12°55'54" S, Longitude 38°24'35,2" O, com elevação de 17 metros.



Figura 14 - Ponto onde o efluente final é lançado no corpo receptor (local de coleta das amostras do efluente tratado).

#### **4 PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste capítulo são apresentados os recursos e os procedimentos empregados para o desenvolvimento da pesquisa. De início, são comentados os procedimentos prévios associados à preparação dos corpos de prova (CP) e, ao final, descritas as principais características dos ensaios de laboratório usados neste trabalho.

Dois tipos diferentes de corpos de prova foram submetidos aos ensaios: os do primeiro tipo, aqui denominados de “CP talhados”, foram extraídos dos blocos indeformados colhidos em campo e, como tal, têm estrutura pretensamente indeformada; os do segundo tipo, aqui denominados de “CP moldados”, foram obtidos mediante a compactação e moldagem por pisoteamento dos solos.

Inicialmente, foram obtidos oito “CP talhados” e oito “CP compactados” ou, em outros termos, duas séries de quatro CP de cada tipo. Os 4 “CP talhados” da 1ª série foram individualmente infiltrados por água enquanto os outros 4 “CP talhados” da 2ª série foram infiltrados por efluente sanitário. Teve-se como propósito comparar as características de infiltração do solo indeformado, caso o fluido percolante deixasse de ser a água e passasse a ser o efluente.

A adoção de 4 CP, em cada série de ensaios, se deve ao interesse em investigar a repetibilidade dos resultados e, mais importante, avaliar a evolução da redistribuição da umidade no CP e sua possível equalização.

Os 8 “CP compactados” foram ensaiados de modo idêntico, ou seja, 4 “CP compactados” foram infiltrados por água e os outros 4 “CP compactados” foram infiltrados por efluente. Tal como na situação anterior, esses ensaios também permitiram avaliar a influência do fluido percolante. Em adição, quando comparados aos resultados dos “CP talhados” permitem verificar os efeitos da compactação nas características de infiltração de liners minerais compactados existentes no fundo e nos taludes laterais da lagoa de estabilização.

Para alcançar o objetivo descrito acima cada série de 4 CP foi infiltrada seguindo as seguintes etapas consecutivas:

- Primeira etapa – infiltração não saturada, até constância da infiltração.
- Segunda etapa – infiltração saturada, seguindo a rotina clássica do ensaio de permeabilidade de carga variável, executada 24 horas após a finalização da primeira etapa, utilizando-se os mesmos CP da primeira etapa, tendo sido adotado o procedimento clássico da “saturação” dos CP.
- Terceira etapa – Equalização da umidade: Nesta etapa foram utilizados os quatro CP de cada série (talhados ou compactados), ensaiados nas etapas anteriores. O 1º CP foi fatiado 1 ½ dia após a conclusão do ensaio de permeabilidade saturada, de modo a se obter o perfil de umidade ao longo da altura do CP. Da mesma forma, procedeu-se com o 2º CP após 2 dias, com o 3º CP após 3 dias e com o 4º CP após 4 dias, traçando-se, para cada idade, o perfil de umidade ao longo da altura do CP. A comparação dos perfis de umidade obtidos em diferentes tempos de oportunidade para a umidade se redistribuir possibilitou avaliar a “equalização de umidade” e o grau com que a sistemática testada conduziria a alguma medida comparável à “capacidade de campo – CC”.

Na terceira etapa (equalização da umidade) os corpos de prova foram destruídos, uma vez que foram seccionados em fatias. Este seccionamento foi necessário, para permitir a determinação da umidade de cada fatia e ao longo da altura de cada corpo de prova. Os CP compactados foram seccionados em 5 fatias com 1,0 cm de espessura, enquanto os CP talhados foram seccionados em cinco fatias com 2,0 cm de espessura.

Dos oito “CP talhados”, seis CP foram obtidos do bloco 1 e dois CP do bloco 2, com dimensões  $d = 5,0$  cm e  $h = 10,0$  cm. Os oito “CP compactados” foram obtidos a partir da moldagem por pisoteamento, porém com dimensões menores ( $d = 5,0$  cm e  $h = 5,0$  cm). Os índices físicos de cada grupo de amostras estão analisados no capítulo 5 (Tabela 11).

Os solos envolvidos na execução das três etapas do programa experimental foram coletados na base do talude de corte, no horizonte identificado como I-C (solo residual jovem). A sistemática de ensaios em três etapas, praticada nos 4 CP da 1ª série (“CP talhados, infiltração por água”) foi identicamente reproduzida nas demais séries de 4 CP, correspondentes aos “CP talhados, infiltrados por efluente”, “CP compactados infiltrados por água” e “CP compactados infiltrados por efluente”.

O ensaio de colmatação foi desenvolvido de modo independente dos ensaios de infiltração e de equalização da umidade, de modo a atender a uma curiosidade específica. O CP utilizado no ensaio de colmatação foi obtido do bloco 2, coletado na base do talude de corte, cujo horizonte foi identificado também como I-C.

#### 4.1 Procedimentos Preliminares

Para o desenvolvimento do programa experimental da dissertação foram utilizados equipamentos convencionais de caracterização e compactação, comuns aos laboratórios de geotecnia, conforme é apresentado na seção 4.1.3. Para a talhagem dos “CP indeformados” utilizou-se o equipamento apresentado na Figura 15 e para a compactação dos “CP” utilizou-se o equipamento de compactação por pisoteamento.

Em adição, um “infiltrômetro” foi idealizado e desenvolvido especificamente para essa dissertação, seguindo os padrões da norma ASTM D 4874 (1995), com adaptações e modificações. O referido equipamento foi utilizado na realização dos ensaios especiais de infiltração não saturada, não convencional em laboratórios de geotecnia.

A ASTM D 4874 (1995) dispõe sobre as informações necessárias à execução de um ensaio de percolação (infiltração), relativas ao equipamento em si, materiais, reagentes, preparação das amostras, entre outros.

Seguindo a norma, o infiltrômetro desenvolvido foi composto de duas células cilíndricas, sendo uma para o líquido lixiviante (água ou efluente tratado) e outra para a amostra do solo. Embora a norma recomende o “uso de vidro ou aço inoxidável”, os infiltrômetros foram construídos com tubos de PVC, pelo fato de ser barato e resistente ao efluente, especialmente em pequenos tempos de exposição. Os equipamentos podem ser visualizados nas Figuras 21, 22 e 23 respectivamente.

Ao final dos ensaios, os equipamentos foram desmontados, limpos e guardados no laboratório de geotecnia, estando à disposição para uso da Universidade.

#### 4.1.1 Horizontes e Amostras Estudadas

No decorrer do trabalho foram amostrados blocos cúbicos indeformados e suas respectivas amostras deformadas, coletados na base do talude de corte do horizonte identificado como I-C. O procedimento de amostragem foi feito segundo a seqüência: (I) Moldagem, (II) Acondicionamento em campo, e (III) Transporte e manuseio em laboratório de modo a preservar a sua estrutura.

Na amostragem dos blocos optou-se por moldá-los em forma cúbica, com lados de 30 cm, o que permitiu talhar oito CP (Corpos de Prova) com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Seis “CP – talhados” foram obtidos no bloco indeformado 1 e dois outros “CP talhados” foram obtidos no bloco indeformado 2. Isso se deveu à presença de pedregulhos no interior do bloco 1 impossibilitando a talhagem dos oito CP no mesmo.

Já os “CP compactados” foram obtidos a partir do solo solto e deformado resultante das aparas da moldagem dos blocos cúbicos e dos sacos de amostras deformadas coletadas.



#### 4.1.2 Preparação dos Corpos de Prova (CP)

Conforme descrito anteriormente, foram feitos ensaios com “CP talhados” e “CP compactados”.

- Corpos de Prova Talhados (CP talhados) - Amostras Indeformadas

Primeiramente é retirada a parafina de uma das partes do bloco indeformado, com o auxílio de um estilete, sendo liberado um espaço para que seja talhado o corpo de prova. Posiciona-se então o bloco, alinhando-o, conforme requerido, pela base e pelo topo, em um torno manual onde o corpo de prova é talhado cuidadosamente com o auxílio de uma pequena faca de metal que irá retirando os excessos para facilitar a cravação do molde cilíndrico de diâmetro interno 50mm e altura 100mm. A altura final de 100mm dos corpos de prova foi obtida pelo corte dos excessos do solo na extremidade superior do molde. Nesta fase foi coletado o material para a determinação do teor de umidade. O corpo de prova foi então medido com um paquímetro, com precisão de 0,05mm, e pesado em uma balança com precisão de 0,01gf. O procedimento de talhagem dos corpos de prova é mostrado na Figura 15.

O excesso de material resultante do processo de moldagem, livre de impurezas, foi acondicionado em sacos plásticos para posterior utilização na moldagem de amostras compactadas.



Figura 15 (a) – Bloco indeformado, área livre da parafina para início do processo de talhagem; molde utilizado para talhar os CP.



Figura 15 (b) – Procedimento de talhagem de corpos de prova indeformados.



Figura 15 (c) – Vista do torno manual e do molde posicionado no topo do bloco, início do procedimento de talhagem do corpo de prova.



Figura 15 (d) – Detalhe da utilização da faca no corte do excesso de solo na borda do molde durante o processo de talhagem do corpo de prova.

- “CP Compactados” - Amostras Deformadas

O solo utilizado para a moldagem dos corpos de prova compactados foi obtido durante o processo de coleta dos blocos indeformados, em campo, e também aproveitando-se as aparas do processo de talhagem das amostras indeformadas.

Primeiramente foi determinado o teor de umidade do solo acondicionado nos sacos plásticos, para então ser realizado o cálculo da massa de solo a ser colocada em um molde bipartido com dimensões padrão de 100mm de altura e 50mm de diâmetro. No caso dos corpos de prova utilizados neste trabalho, a altura e o diâmetro eram iguais a 50mm, assim, a massa de solo necessária à confecção de um CP com 50mm de diâmetro e 50mm de altura foi calculada com a finalidade de obtenção do volume específico. Previamente à execução da moldagem, foi aplicada no molde uma fina camada de lubrificante à base de silicone, com a finalidade de facilitar a retirada do corpo de prova do molde.

Realizado o cálculo da massa necessária, esta porção de solo foi separada em três partes iguais, conformando três camadas correspondentes, cada uma a 1/3 da altura do corpo de prova resultante. Cada camada foi colocada dentro do molde e executada a conformação, com o auxílio do equipamento de compactação por pisoteamento, até a altura desejada. O esforço de compactação por pressão estática do pistão foi executado manualmente. Após

a compactação de cada camada foi feita a escarificação do topo, com auxílio de uma espátula, com a finalidade de proporcionar melhor ligação com a camada seguinte.

Após a execução das três camadas, foi feita a regularização do topo, em seguida o molde foi desmontado e o corpo de prova resultante removido. Ao final deste processo, o corpo de prova possuía cerca de 50mm de diâmetro e 50mm de altura. As medidas de altura e diâmetro foram feitas com um paquímetro com precisão de 0,05mm, e a massa medida em uma balança com precisão de 0,01gf. A Figura 21 mostra o molde utilizado neste procedimento e a Figura 16 expõe os dois tipos de corpos de prova utilizados durante a pesquisa. A energia de compactação utilizada foi equivalente à energia Proctor Normal, e as variações de  $W_{\text{mold}}$  e  $\gamma_{\text{dmold}}$  estão analisadas no capítulo 5 (Tabela 11).

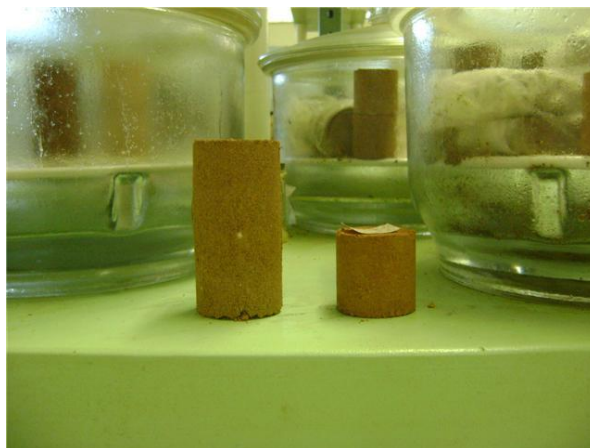


Figura 16 – Corpos de prova medindo 10 e 5 cm de altura respectivamente.

A altura do CP foi regulada em 5 cm, para tanto, introduziu-se um redutor de altura, em material acrílico (formada por 5 pastilhas de 1 cm de espessura cada uma) do mesmo diâmetro do cilindro. A Figura 17 ilustra a montagem do equipamento de compactação por pisoteamento.



Figura 17 - Montagem do equipamento utilizado na moldagem do CP por pisoteamento.

As primeiras quatro pisadas foram aplicadas em quadrantes opostos, assegurando-se de que a haste estivesse sempre em contato com as paredes do cilindro. Uma quinta pisada foi dada no centro da amostra, e o restante seguiu o padrão dos quadrantes opostos, espaçados dos primeiros quatro pontos e sempre seguidos de uma aplicação de pressão no centro.

A Figura 18 mostra a seqüência de pisoteamento seguida durante a moldagem dos corpos de prova.

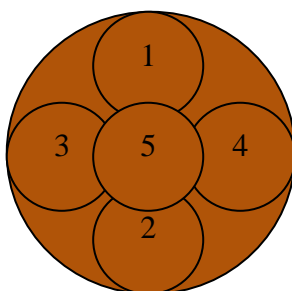


Figura 18 – Seqüência de pisoteamento seguida durante os ensaios.

#### 4.1.3 Ensaios convencionais

Para classificar os solos das amostras coletadas foi necessário inicialmente caracterizá-los, sendo utilizados os seguintes métodos para determinação dos parâmetros:

- Granulometria, feita por peneiramento e por sedimentação, segundo o método da NBR 7181/84 (ABNT, 1984);
- Limites de Consistência ( $w_L$  e  $w_P$ ) do solo, de acordo com os métodos da NBR 6459 (ABNT, 1984c) e NBR 7180 (ABNT, 1984 d);
- Massa Específica dos grãos ( $\gamma_s$ ), realizada seguindo a NBR 6508 (ABNT, 1984);
- Umidade ( $w$ ), obtida pela secagem do solo em estufa a 105 °C.

Da curva de compactação dos solos, obtida com a energia do ensaio Proctor Normal, foram determinados o peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótima, seguindo-se a rotina na descrita na NBR 7182/84.

Dada a sua relevância para a dissertação, os ensaios especiais executados são detalhados num item específico (item 4.2).

#### 4.1.4 Equipamentos Utilizados

Além do equipamento de pisoteamento, utilizado na preparação dos “CP compactados”, descreve-se a seguir o equipamento não convencional utilizado nos ensaios de infiltração, desenvolvido para a dissertação

- Infiltrômetros

Os infiltrômetros foram desenvolvidos no laboratório de Geotecnia, tendo a capacidade de ensaiar um corpo de prova por vez. O equipamento possui dois cilindros, um deles utilizado para acondicionar o corpo de prova e o outro como reservatório para os fluídos percolantes (água ou efluente tratado) - Figuras 19 (a) e 19 (b). A área da seção transversal do reservatório ( $A_r$ ) é maior que a área da seção transversal do CP ( $A_c$ ), na razão  $(A_r/A_c) = (78,43 \text{ cm}^2 / 19,63 \text{ cm}^2) = 3,84$ , a qual será multiplicada pela lâmina medida no cilindro reservatório, para se obter a lâmina real de fluído infiltrado no CP. Todos os

gráficos e análises apresentadas foram elaboradas a partir da lâmina real infiltrada.

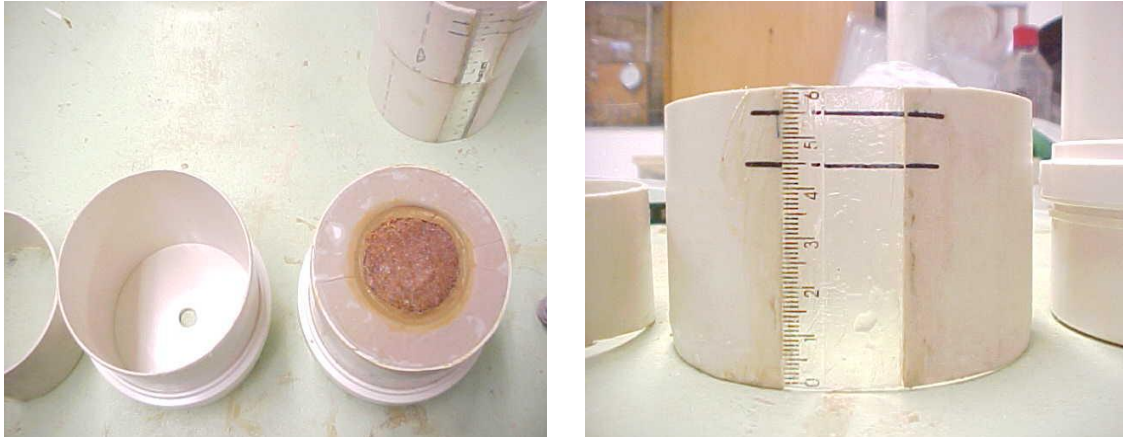


Figura 19 (a) – Cilindro Vazio e com o Corpo de Prova Inserido. Figura 19 (b) – Cilindro Reservatório

O processo de montagem deu-se logo após o término da usinagem dos cilindros. Para a vedação do encaixe entre os dois cilindros utilizou-se um anel de 2 cm de largura, confeccionado a partir do tubo de PVC (DN = 100) mm. Para a vedação da base do infiltrômetro utilizou-se CAP em PVC e o-rings em borracha. Foram utilizados conectores na base dos infiltrômetros para permitir a drenagem do fluido que atravessou o corpo de prova. Os conectores adquiridos são de latão. Foram empregadas tubulações de silicone para transportar o fluido que atravessou o CP até o recipiente que serviu de armazenamento.

A Figura 20 mostra o infiltrômetro desenvolvido, utilizado na pesquisa, identificando os elementos utilizados na elaboração e montagem do equipamento e, à direita, é mostrado o equipamento em uso.

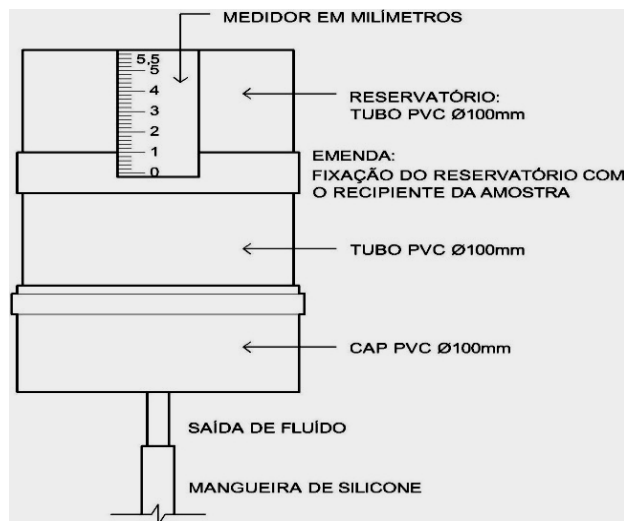


Figura 20 – Infiltrômetro utilizado durante a pesquisa

- Equipamento de Pisoteamento

O equipamento que permitiu a moldagem dos corpos de prova por pisoteamento consta de um tambor cilíndrico oco contendo uma mola em seu interior, uma haste de compactação com base trocável na extremidade inferior, uma mesa para apoio do cilindro e um dispositivo (mola) indicador de energia de compactação. A base utilizada em todos os ensaios deste trabalho possui um diâmetro de 1,9 centímetros.

Para conter o material compactado, utilizou-se um molde cilíndrico bipartido, (Figura 21), que se apóia em uma base de aço inoxidável. O cilindro é fixado com parafusos na base e confinado próximo à base e ao topo por meio de anéis.



Figura 21(a) – Ferramentas utilizadas na moldagem de corpos de prova compactados: 1.Tambor cilíndrico oco; 2.Base de aço inoxidável; 3. Anéis utilizados para confinar o cilindro; 4.Cilindro bipartido.

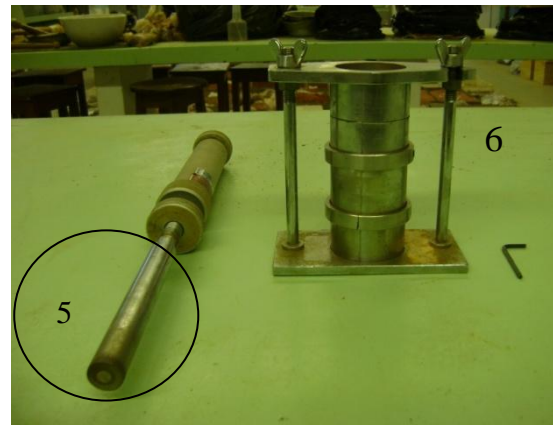


Figura 21(b) - Equipamento montado; 5. Destaque para a base trocável do tambor cilíndrico; 6.Molde montado e afixado sobre a base.

## 4.2 Ensaio Especiais

### 4.2.1 Infiltração Não Saturada

Os corpos de prova foram centralizados dentro dos infiltrômetros, tendo sido colocados pedras porosas e papel filtro na base para permitir a drenagem. O espaço anelar, entre a coluna de PVC e a amostra, foi preenchido com lama bentonítica no traço em volume de 1: 8 (1 de lama bentonita: 8 de água) para evitar que o fluido criasse um caminho preferencial, de acordo com a NBR 13292/95. Em seguida, o reservatório acoplado ao infiltrômetro foi preenchido com o fluido (água ou efluente), um deles de cada vez, até uma altura de 5,50 cm ( $D_p = 5,5\text{cm}$ ); a partir de então o cronômetro foi acionado, e as leituras foram realizadas até que a taxa de infiltração se tornasse constante (em geral, o período de quatro horas foi suficiente).

As Figuras 22 e 23 mostram a montagem dos ensaios utilizando “CP talhados” e “CP moldados”, respectivamente.



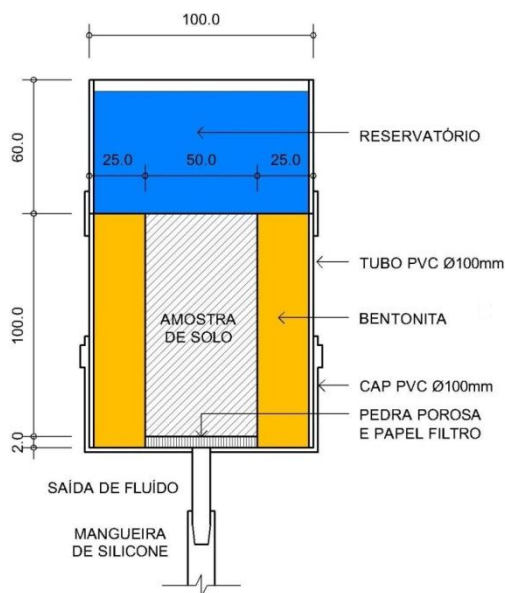


Figura 22 - Infiltrômetro usado no ensaio com CP talhados (indeformados).

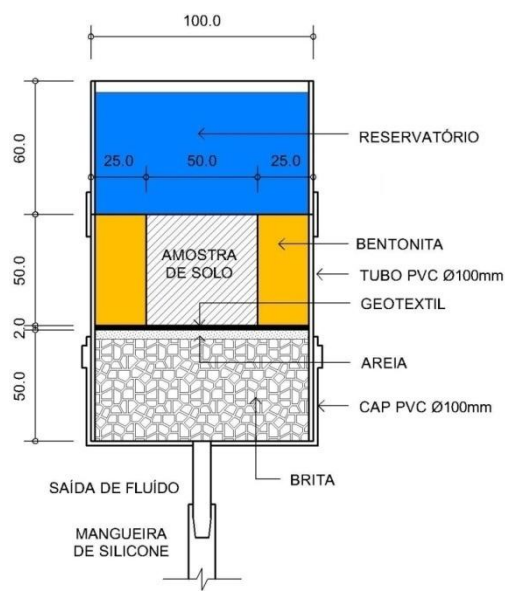


Figura 23 - Infiltrômetro para ensaio com CP moldados (compactados).

#### 4.2.2 Permeabilidade ou Infiltração Saturada

Após a determinação da Taxa de Infiltração Básica não saturada ( $T_{i,b}$ ), momento em que a curva passou a ter um comportamento assintótico, manteve-se o equipamento instalado sem que a amostra fosse perturbada e reabasteceu-se o reservatório até o momento em que o corpo de prova “saturou”. O período da saturação do corpo de prova foi de 24 horas, a partir do encerramento do ensaio de infiltração não saturada ( $T_{i,b}$ ).

A determinação da condutividade saturada foi feita de modo padronizado e usual, através de ensaio de permeabilidade de carga variável, de acordo com a NBR – 14 545/2000. Foram feitos 16 ensaios ao todo, divididos em dois grupos:

- O primeiro grupo, formado por quatro “CP talhados” e quatro “CP compactados”, foi percolado por água;
- O segundo grupo, também formado por quatro “CP talhados” e quatro “CP compactados”, foi percolado por efluente sanitário tratado.

O ensaio foi feito nos mesmos infiltrômetros usados nos ensaios de infiltração não saturada. A aplicação da carga hidráulica foi feita no topo do CP, e o volume do fluido que atravessou o CP foi medido pela variação da carga

hidráulica à montante do reservatório, lido no medidor acoplado ao reservatório.

Ao longo dos ensaios realizados em CP não saturados e em CP saturados, a infiltração do fluido foi medida no decorrer do tempo. Para tanto, utilizou-se um medidor (escala milimetrada) instalado no cilindro reservatório do infiltrômetro.

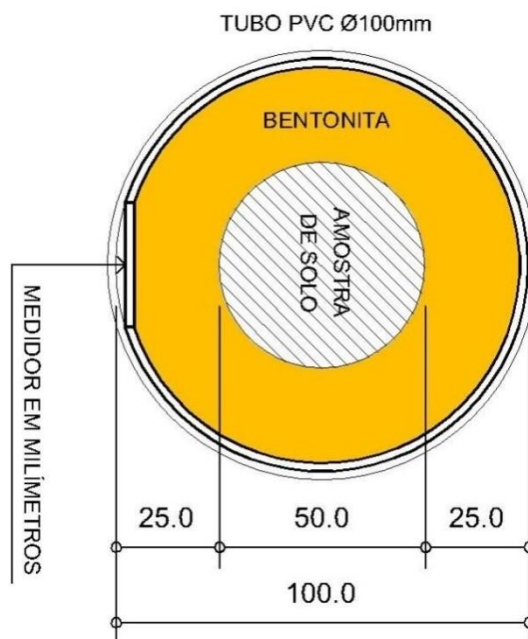


Figura 24 – Vista da seção transversal dos corpos de prova.

As seções transversais dos corpos de prova foram medidas no momento da sua moldagem. Os gradientes de infiltração foram calculados a partir da carga hidráulica entre o topo e a base do reservatório. A Figura 24 mostra a seção transversal dos corpos de prova.

#### 4.3 Equalização da Umidade

Após a determinação da infiltração saturada, os corpos de prova de cada série de 04 CP foram drenados sob o efeito preponderante da gravidade durante os seguintes períodos: 1º CP da série por 1 ½ dia; 2º CP por 2 dias; 3º CP por 3 dias e o 4º CP por 4 dias.

Concluída a drenagem, cada um dos CP foi seccionado em fatias transversais e a umidade de cada fatia foi determinada, o que possibilitou a obtenção do

perfil de umidade ao longo da altura de cada CP. O período de drenagem foi determinante para que se usassem todos os corpos de prova e não apenas um, pois ao final de cada período de drenagem era necessário destruir o CP para determinar a umidade. Esta foi a razão da utilização de quatro corpos de prova por série de ensaios. Como foram utilizadas séries de 4 “CP talhados” e 4 “CP compactados”, ambos infiltrados por água e por efluente tratado, foi possível analisar e comparar a tendência de equalização da umidade para cada uma das condições.

#### 4.4 Ensaio de Colmatação

O estudo da colmatação foi desenvolvido em uma etapa independente das anteriores, salvo a rotina empregada na preparação do CP que foi rigorosamente igual à rotina adotada na preparação dos “CP indeformados” utilizados nos ensaios de infiltração não saturada (Fig.22).

O CP previamente saturado pelo efluente foi submetido à percolação do efluente tratado, sendo mantida carga hidráulica igual àquela utilizada nos ensaios de infiltração ( $D_p = 5,5 \text{ cm}$ ). Para execução do ensaio foram feitas leituras da taxa de infiltração durante um período de 10 meses, plotando-as em um gráfico em função do tempo.

A perda da permeabilidade da amostra foi identificada com a redução da infiltração ao longo de um tempo estendido de dez meses (dezembro de 2008 até outubro de 2009). Buscou-se, neste período, manter o reservatório com uma lâmina  $D_p = (5,5\text{cm} \pm 0,5\text{cm})$ , efetuando-se sucessivas realimentações com o efluente tratado, até o instante em que a  $D_p$  não sofreu variação. A partir de então o nível do reservatório se manteve constante sem que houvesse alterações na taxa de infiltração (figura 35).

Para minimizar as perdas no reservatório, por evaporação do efluente, protegeu-se o reservatório cobrindo sua superfície com um saco plástico fixado ao equipamento por uma borracha, tendo-se o cuidado de evitar a formação de vácuo abrindo-se alguns pequenos furos na superfície da proteção plástica.

## 5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos em cada uma das etapas mencionadas anteriormente. Os resultados apresentados neste trabalho foram obtidos num período de testes de 133 dias para os ensaios com as amostras talhadas e de 60 dias com as amostras compactadas.

### 5.1 Caracterização e Compactação dos Solos

Os resultados dos ensaios de granulometria de cada bloco estudado são apresentados na Figura 25 (ver também a tabela 22).

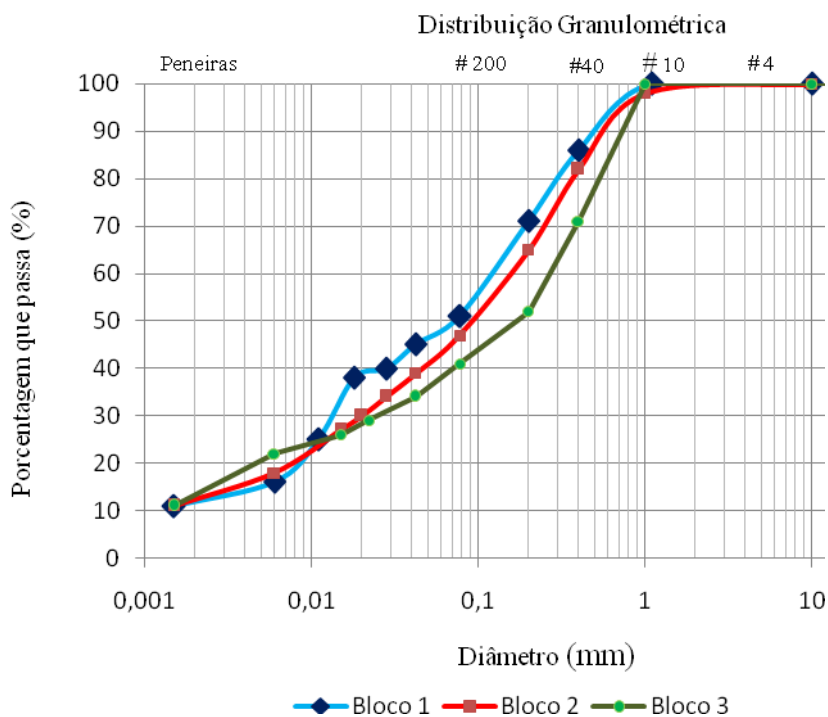


Figura 25 – Distribuição Granulométrica do Solos dos Blocos 01, 02 e

A Tabela 10 apresenta os resultados do peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótima do bloco 01, obtido com a energia de compactação dinâmica do ensaio de Proctor Normal.

Tabela 10 – Resultado do ensaio de compactação – Energia Proctor Normal

Amostra	Peso específico aparente seco máximo $\gamma_{dMax}(KN/m^3)$	Teor de umidade ótima (%)
Bloco 01	16,25	18,29

A Figura 26(a) mostra a curva de compactação realizada no solo do bloco 01 com a energia do Proctor Normal, a curva de saturação (linha azul) e os pontos dos corpos de prova compactados por pisoteamento representativos das amostras AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>, AC<sub>2</sub>A-BI<sub>1</sub>, AC<sub>3</sub>A-BI<sub>1</sub> e AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub> infiltradas por água (ver notas da Tabela 11). A Figura 26(b) mostra resultados semelhantes para as amostras infiltradas pelo efluente tratado - AC<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub>, AC<sub>2</sub>E-BI<sub>1</sub>, AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub> e AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>.

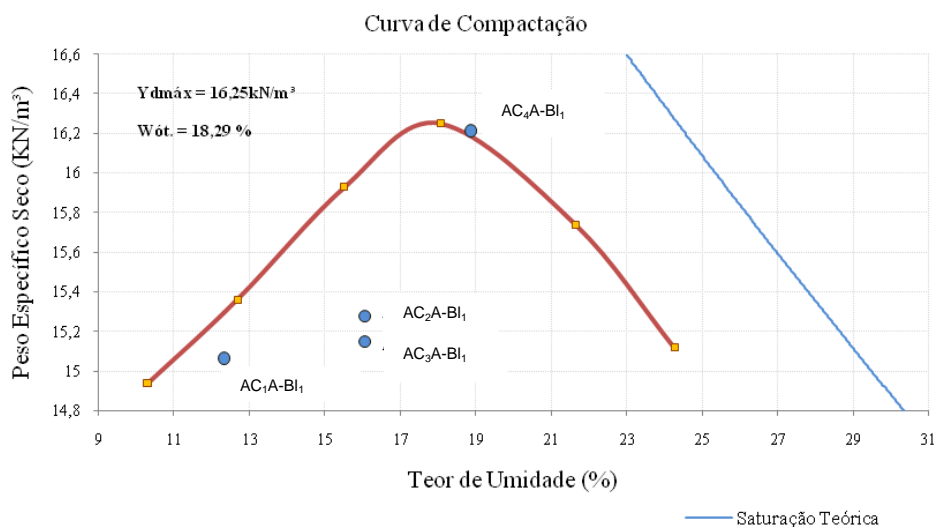


Figura 26(a) – Curva de compactação do solo do bloco 01, Proctor Normal e pontos das amostras compactadas por pisoteamento para o ensaio de infiltração por água.

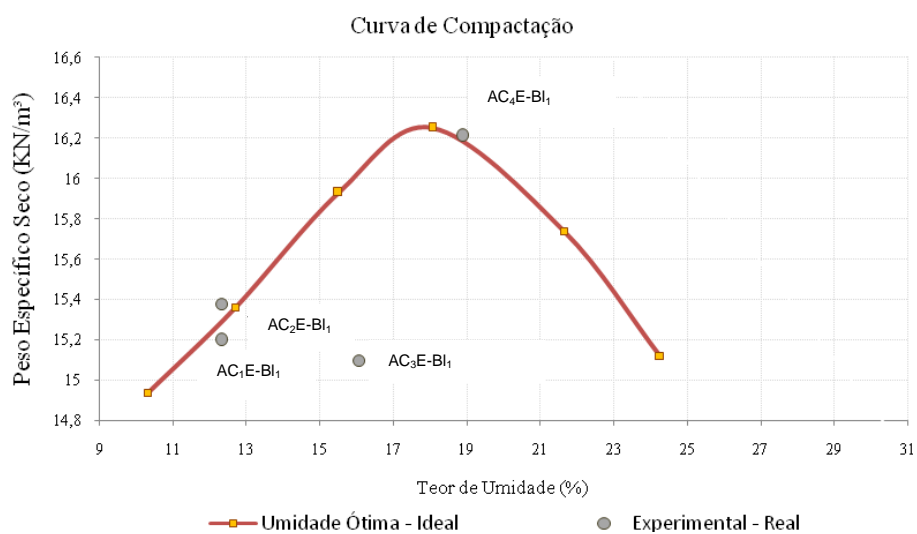


Figura 26(b) – Curva de compactação do solo do bloco 01, Proctor Normal e pontos das amostras compactadas por pisoteamento para o ensaio de infiltração por efluente tratado.

## 5.2 Infiltração não Saturada

Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios realizados para avaliar a infiltração não saturada em amostras talhadas e amostras compactadas infiltradas por água ou o efluente sanitário tratado.

Durante a execução dos ensaios utilizou-se CP com área da seção transversal igual a 19,63 cm<sup>2</sup>. A área da seção transversal do reservatório de abastecimento do fluido percolante foi igual a 75,43 cm<sup>2</sup>. A lâmina real infiltrada nos CP foi obtida pelo produto da lâmina lida no medidor do reservatório pela razão entre as áreas das seções transversais do reservatório e dos CP, ou seja,  $(75,43/19,63) = 3,84$ .

Tanto os gráficos da Taxa de Infiltração  $T_i$  (mm/h) x t (h) – Figuras 27 a 30 quanto da infiltração acumulada  $I$ (mm) x t (h) - ver Anexo, expressam as lâminas reais já multiplicadas por 3,84, sem qualquer exclusão ou ajuste (como obtidos nos ensaios). Essa opção se deve ao desejo de se aquilatar, em plenitude, o alcance e as melhorias que se precisa aplicar na rotina dos ensaios tentados na presente dissertação. Ainda assim, as dispersões pontuais observadas nas curvas não afetaram a obtenção da Taxa de Infiltração Básica,  $T_{i,b}$ , um dos parâmetros valorizados na pesquisa.

A tabela 11 apresenta os índices físicos de cada um dos corpos de prova (CP) ensaiados.

Tabela 11 – Índices Físicos das amostras do solo residual do granulito-gnaiss

Infiltração por Água e pelo Efluente Tratado								
Índices	Amostras Indeformadas				Amostras Indeformadas			
	AI <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	AI <sub>2</sub> A-BI <sub>2</sub>	AI <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	AI <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>	AI <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	AI <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	AI <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	AI <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	26,9	26,8	26,9	26,8	26,9	26,9	26,9	26,9
$\gamma_{t \text{ Nat.}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	17,38	14,38	17,23	16,91	18,00	17,18	17,14	16,20
$\gamma_{d \text{ Nat.}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	15,07	13,56	15,13	14,03	15,35	15,21	14,81	13,58
e <sub>Nat.</sub>	0,78	0,97	0,77	0,91	0,75	0,77	0,82	0,98
n <sub>Nat.</sub>	0,44	0,49	0,43	0,47	0,43	0,43	0,45	0,49
Sr <sub>Nat.</sub>	0,53	0,64	0,48	0,61	0,62	0,45	0,52	0,53
W <sub>Nat.</sub> (%)	15,34	23,20	13,87	20,54	17,23	12,92	15,71	19,27
VT (cm <sup>3</sup> )	196,34	196,34	196,34	196,34	196,34	196,34	196,34	196,34
Vv (cm <sup>3</sup> )	86,39	96,21	84,43	92,28	84,43	84,43	88,35	96,21

Infiltração por Água e pelo Efluente Tratado								
Índices	Amostras Compactadas				Amostras Compactadas			
	AC <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	AC <sub>2</sub> A-BI <sub>1</sub>	AC <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	AC <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	AC <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	AC <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9
$\gamma_{d \text{ Max.}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25
$\gamma_{d \text{ Mold.}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	15,06	15,28	15,15	16,21	15,20	15,38	15,10	16,21
GC(apenas como referencia)	92,6	94,0	93,2	99,7	93,5	94,6	92,9	99,7
e <sub>Mold.</sub>	0,79	0,76	0,77	0,66	0,77	0,75	0,78	0,66
n <sub>Mold.</sub>	0,44	0,43	0,43	0,40	0,43	0,43	0,44	0,40
Sr <sub>Mold.</sub>	0,42	0,57	0,56	0,77	0,43	0,44	0,55	0,77
W <sub>ót.</sub> (%)	18,29	18,29	18,29	18,29	18,29	18,29	18,29	18,29
W <sub>Mold.</sub> (%)	12,32	16,05	16,05	18,89	12,32	12,32	16,05	18,89
$\Delta w = (W_{ót} - W_{Mold})$ (%)	5,97	2,24	2,24	- 0,60	5,97	5,97	2,24	- 0,60
VT (cm <sup>3</sup> )	98,17	98,17	98,17	98,17	98,17	98,17	98,17	98,17
Vv (cm <sup>3</sup> )	43,19	42,21	42,21	39,27	42,21	42,21	43,19	39,27

**Notas:** AI<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>; (AI<sub>1</sub> = Amostra Indeformada 1; A = Água; BI<sub>1</sub> = Bloco 1)  
 AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>; (AC<sub>1</sub> = Amostra Compactada 1; A = Água; BI<sub>1</sub> = Bloco 1)  
 AI<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub>; (AI<sub>1</sub> = Amostra Indeformada 1; E = Efluente; BI<sub>1</sub> = Bloco 1)  
 AC<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub>; (AC<sub>1</sub> = Amostra Compactada 1; E = Efluente; BI<sub>1</sub> = Bloco 1)

## 5.2.1 Infiltração não Saturada Por Água

### 5.2.1.1 Amostras Talhadas

As amostras talhadas utilizadas no ensaio da infiltração não saturada foram moldadas com solos naturais e indeformados, mantendo-se a estrutura e teor de umidade de campo. A taxa de infiltração básica ( $T_{i,b}$ ) foi determinada quando a curva de infiltração se tornou assintótica, indicando uma taxa de infiltração constante.

A Figura 27 mostra as curvas  $T_{i,b} \times t$  para as amostras talhadas (observar o realce para as faixas de  $T_{i,b}$  entre 0 e 10 mm/h, no gráfico inferior).

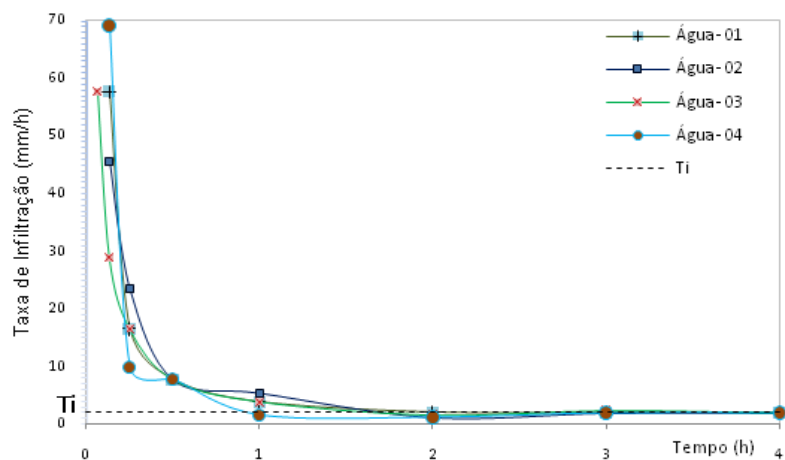


Figura 27 - Taxas de Infiltração Básica ( $T_{i,b}$ ) da Água em Amostras Talhadas.

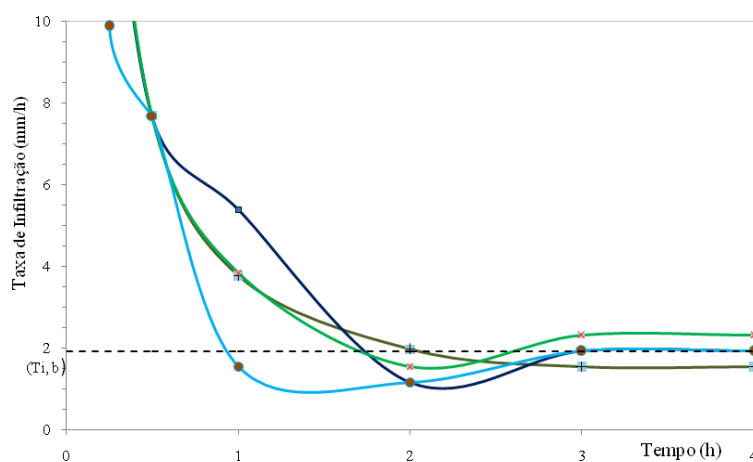


Figura 27 (Realce)

### 5.2.1.2 Amostras Compactadas

As amostras utilizadas no ensaio da infiltração não saturada foram moldadas com solo coletado no mesmo local onde se retirou o bloco 1. Foram moldados quatro corpos de prova com  $h = 5,0$  cm e  $d = 5,0$  cm, utilizando-se a energia de compactação equivalente ao Proctor Normal. O procedimento adotado no ensaio de infiltração das amostras compactadas foi rigorosamente igual ao procedimento adotado no ensaio com as amostras talhadas.



A Figura 28 mostra as curvas  $T_{i,b}$  x  $t$  para as amostras compactadas (observar o realce para as faixas de  $T_{i,b}$  entre 0 e 10 mm/h, no gráfico inferior).

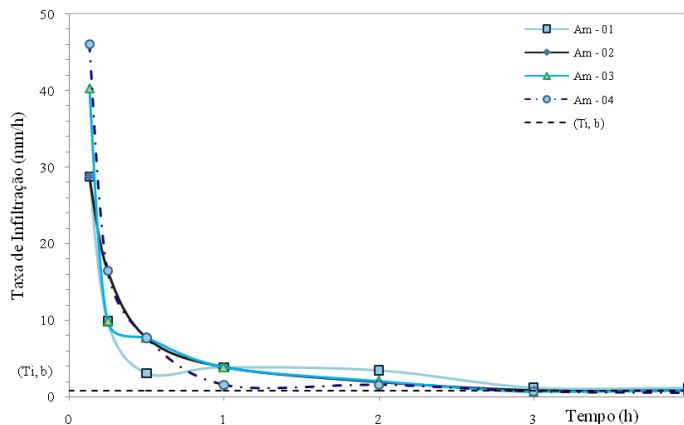


Figura 28 - Taxas de Infiltração Básica ( $T_{i,b}$ ) da Água em Amostras Compactadas.

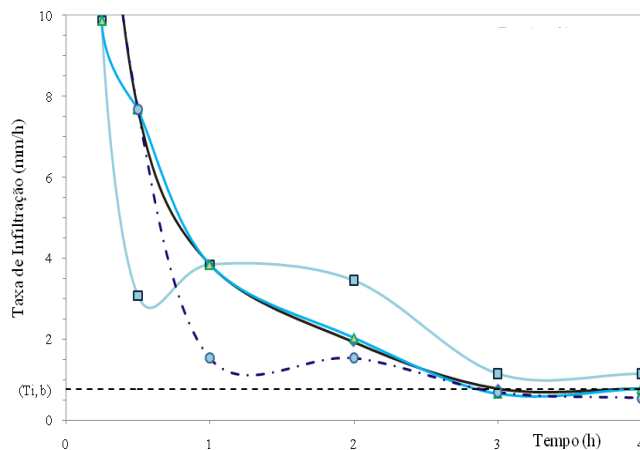


Figura 28 (Realce)

## 5.2.2 Infiltração não Saturada Por Efluente Tratado

Os ensaios para avaliação da infiltração não saturada por efluente sanitário tratado seguiram rigorosamente o mesmo procedimento e cuidados adotados na realização dos ensaios descritos anteriormente para a infiltração por água.

### 5.2.2.1 Amostras Talhadas

As amostras talhadas utilizadas no ensaio da infiltração não saturada foram moldadas com solos naturais e indeformados, mantendo-se a estrutura e teor

de umidade de campo. A taxa de infiltração básica ( $T_{i,b}$ ) foi determinada quando a curva de infiltração se tornou assintótica, indicando uma taxa de infiltração constante.

A Figura 29 mostra as curvas  $T_{i,b} \times t$  para as amostras talhadas (observar o realce para as faixas de  $T_{i,b}$  entre 0 e 10 mm/h, no gráfico inferior).

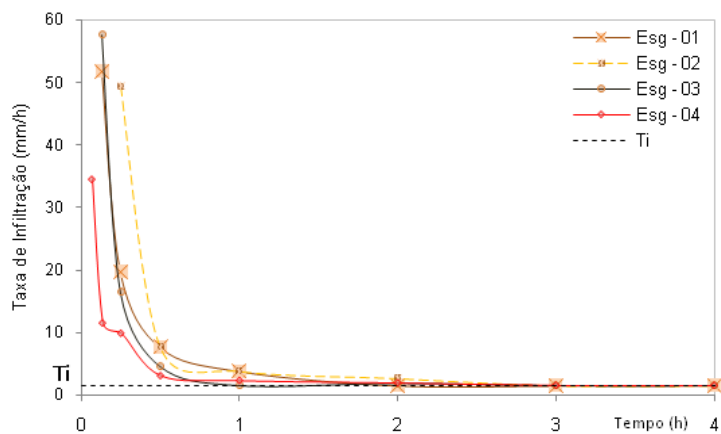


Figura 29 - Taxas de Infiltração Básica ( $T_{i,b}$ ) do Efluente Sanitário Tratado em Amostras Talhadas do Solo.

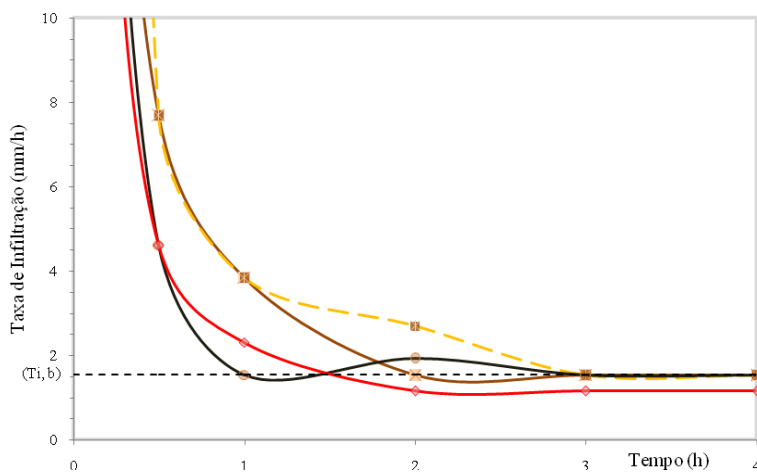


Figura 29 (Realce)

### 5.2.2.2 Amostras Compactadas

As amostras utilizadas no ensaio da infiltração não saturada foram moldadas com solo coletado no mesmo local onde se retirou o bloco1. Foram moldados 4

corpos de prova com  $h = 5,0$  cm e  $d = 5,0$  cm, utilizando-se a energia de compactação equivalente ao Proctor Normal. O procedimento adotado no ensaio de infiltração utilizando-se as amostras compactadas foi rigorosamente igual ao procedimento adotado no ensaio com as amostras talhadas.

A Figura 30 mostra as curvas  $T_{i,b} \times t$  para as amostras compactadas (observar o realce para as faixas de  $T_{i,b}$  entre 0 e 10 mm/h, no gráfico inferior).

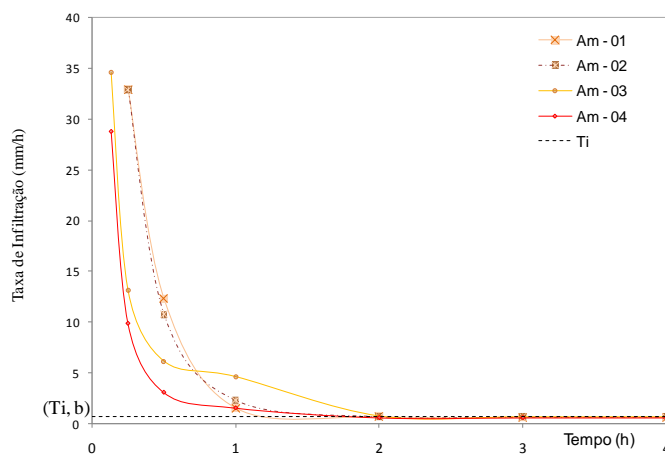


Figura 30 - Taxas de Infiltração Básica ( $T_{i,b}$ ) do Efluente em Amostras Compactadas de Solo.

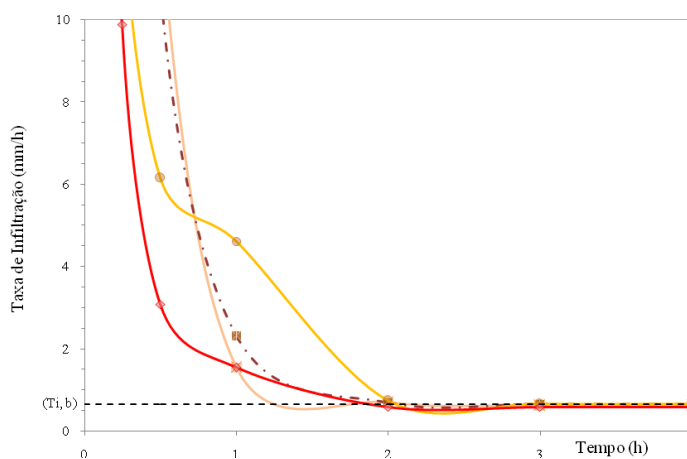


Figura 30 (Realce)

### 5.3 Permeabilidade ou Infiltração Saturada

Após a finalização do ensaio de infiltração não saturada, manteve-se os CP sob fluxo do fluido correspondente por 24 horas, de modo a assegurar a sua saturação. A partir de então executou-se o ensaio para avaliar o coeficiente de permeabilidade  $k_{sat}$  – infiltração saturada, em amostras talhadas e compactadas, utilizando-se a rotina clássica do ensaio de permeabilidade de carga variável.

#### 5.3.1 Permeabilidade à Água

##### 5.3.1.1 Amostras Talhadas

Os CP utilizados nesta fase do experimento foram os mesmos utilizados no ensaio que avaliou a infiltração não saturada. Os valores encontrados para  $K_{sat}$ , neste grupo de ensaios, são mostrados Tabela 12.

Tabela 12 – Valores de  $K_{sat}$  das Amostras Talhadas Infiltradas por Água ( $\text{cm s}^{-1}$ ).

$Al_1A-BI_1$	$Al_2A-BI_2$	$Al_3A-BI_1$	$Al_4A-BI_2$
5,98E-05	6,83E-06	7,37E-05	1,66E-04

Nota:  $Al_1A-BI_1$ ; ( $Al_1$  = Amostra Indeformada 1; A = Água;  $BI_1$  = Bloco 1)

##### 5.3.1.2 Amostras Compactadas

Os CP utilizados nesta fase do experimento foram os mesmos utilizados no ensaio que avaliou a infiltração não saturada. Os valores encontrados para  $K_{sat}$ , neste grupo de ensaios, são mostrados na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de  $K_{sat}$  das Amostras Compactadas Infiltradas por Água ( $\text{cm s}^{-1}$ ).

$AC_1A-BI_1$	$AC_2A-BI_1$	$AC_3A-BI_1$	$AC_4A-BI_1$
9,34E-06	1,80E-05	2,00E-05	5,88E-05

Nota:  $AC_1A-BI_1$ ; ( $AC_1$  = Amostra Compactada 1; A = Água;  $BI_1$  = Bloco 1)

### 5.3.2 Permeabilidade ao Efluente

Após a finalização do ensaio de infiltração não saturada, manteve-se os CP sob fluxo do fluido correspondente, de modo a assegurar a sua saturação. A partir de então, executou-se o ensaio para avaliar o coeficiente de permeabilidade  $K_{sat}$  – infiltração saturada, em amostras talhadas e compactadas, utilizando-se a rotina clássica do ensaio de permeabilidade de carga variável.

#### 5.3.2.1 Amostras Talhadas

Os CP utilizados nesta fase do experimento foram os mesmos utilizados no ensaio que avaliou a infiltração não saturada. Os valores encontrados para  $K_{sat}$ , neste grupo de ensaios, são mostrados na Tabela 14.

Tabela 14 – Valores de  $K_{sat}$  das Amostras Talhadas Infiltradas pelo Efluente Tratado ( $\text{cm s}^{-1}$ ).

$AI_1E-BI_1$	$AI_2E-BI_2$	$AI_3E-BI_1$	$AI_4E-BI_2$
1,07E-05	2,79E-06	3,66E-05	1,09E-04

Nota:  $AI_1E-BI_1$ ; ( $AI_1$  = Amostra Indeformada 1; E = Efluente;  $BI_1$  = Bloco 1)

#### 5.3.2.2 Amostras Compactadas

Os CP utilizados nesta fase do experimento foram os mesmos utilizados no ensaio que avaliou a infiltração não saturada. Os valores encontrados para  $K_{sat}$ , neste grupo de ensaios, são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Valores de  $K_{sat}$  das Amostras Compactadas Infiltradas pelo Efluente Tratado ( $\text{cm s}^{-1}$ ).

$AC_1E-BI_1$	$AC_2E-BI_1$	$AC_3E-BI_1$	$AC_4E-BI_1$
6,44E-05	9,72E-05	1,81E-05	6,32E-05

Nota:  $AC_1E-BI_1$ ; ( $AC_1$  = Amostra Compactada 1; E = Efluente;  $BI_1$  = Bloco 1)

### 5.4 Equalização da Umidade

Na execução destes ensaios, foram adotados os mesmos corpos de prova utilizados anteriormente para a determinação das características de infiltração

não saturada e da infiltração saturada. A evolução da equalização da umidade foi pesquisada após o final dos ensaios de infiltração saturada, observando-se tempos de drenagem para cada uma das amostras correspondentes a 1 ½ dia, 2 dias, 3 dias e 4 dias.

A capacidade de campo ( $\theta_{cc}$  ou  $w_{cc}$ ) corresponde à máxima umidade capaz de ser retida pela matriz de um solo sob a ação da gravidade. A saída de água do espaço poroso do solo faz com que ocorra formação de interfaces ar-água, resultantes dos processos de retenção da água pela matriz do solo.

Explica-se a retenção da água pelos solos basicamente por dois processos: no primeiro deles, a retenção ocorre nos microporos dos agregados e é explicitada pelo fenômeno da capilaridade, que é sempre associado a uma interface curva ar-água. No entanto, o solo não é um simples tubo capilar, e sim um complexo bastante irregular de poros e canais formados pelos seus sólidos.

A retenção no segundo processo ocorre nas superfícies dos sólidos do solo como filmes presos a ela, pelo processo de adsorção da água sobre as partículas sólidas do solo.

De um modo geral, pode-se dizer que os dois principais tipos de forças que atuam na matriz do solo para a retenção da água, as quais, combinadas são chamadas de forças matriciais, originam o potencial matricial. Segundo a literatura, é muito difícil separar o potencial matricial em seus dois componentes de adsorção e capilar, na faixa de conteúdo de água no solo.

Pode se dizer, em termos qualitativos, que logo após a drenagem livre do solo saturado, as forças capilares são dominantes e à medida que o solo seca, a partir daí, a adsorção se torna mais relevante.

#### 5.4.1 Amostras Talhadas

As Figuras 31 e 32 mostram os resultados obtidos nestes ensaios e expressam a redistribuição da umidade ao longo da altura de cada CP ensaiado. Os 3 primeiros gráficos ( Figuras 31 e 32 a, b e c) correspondem aos CP indeformados AI 01, AI 02 e AI 03, correspondentes a tempos de drenagem de 1 ½ dia, 2 dias e 3 dias, respectivamente, e expressam como a redistribuição da umidade evoluiu no interior de cada corpo de prova. As Figuras 31 d e 32 d correspondem ao máximo tempo de drenagem testado nos ensaios (4 dias de drenagem), razão pela qual a umidade mais se aproximaria da umidade equalizada ao longo dos CP e, como tal, de algum valor comparável à “capacidade de campo – CC”.

Os dados apresentados nas Tabelas 16 e 17 indicam que a equalização da umidade se deu nas amostras 04 do grupo de amostras talhadas. Esta equalização está representada na Figura 31 d pela linha reta cheia de cor “lilás” e pela linha reta pontilhada de cor “laranja” na Figura 32 d. A umidade na equalização está representada por  $W_{cc}$  em ambas as figuras e foi determinada tomando-se a média entre as medidas das umidades das fatias da amostra. São apresentadas ainda as linhas tracejadas verticais na cor “azul”, que representam as umidades naturais das amostras nas Figuras 31 e 32, respectivamente, e são explicitadas por  $W_{Natural}$ . Finalmente, são apresentadas as linhas cheias na cor “verde”, representadas por ( $W_{sat}$ ), que indicam as umidades de saturação das amostras em cada uma das figuras.

Os valores das umidades  $W_{Natural}$  e  $W_{sat}$  para cada grupo de ensaio mencionado anteriormente são mostrados nas Tabelas 16 e 17. O valor da umidade equalizada  $W_{cc}$  é apresentado nas tabelas 16 d e 17 d, juntamente com a fração da umidade saturada à que corresponde.

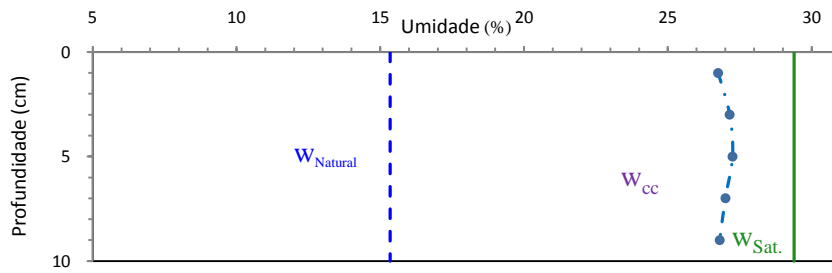


Tabela 16a  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat.}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 01
$W_{Natural}$	15,34
$W_{sat.}$	29,39
$W_{cc}$	-

Não equalizou

Figura 31 a – Equalização da umidade, Infiltração por água -  $Al_1A-BI_1$  - (1 ½ dia de drenagem).

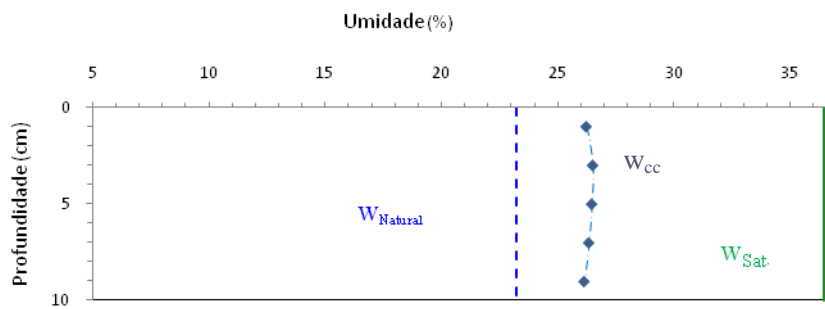


Tabela 16b  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat.}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 02
$W_{Natural}$	23,20
$W_{sat.}$	36,43
$W_{cc}$	26,35
$W_{cc}/W_{sat.}$	0,72

Quase equalizou

Figura 31 b –  $Al_2A-BI_2$  - (2 dias de drenagem).

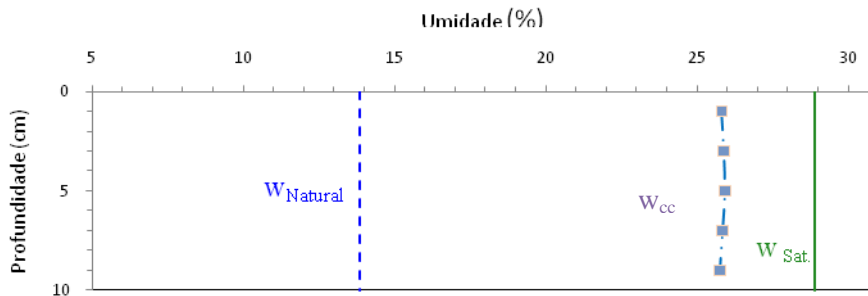


Tabela 16c  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat.}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 03
$W_{Natural}$	13,87
$W_{sat.}$	28,88
$W_{cc}$	25,85
$W_{cc}/W_{sat.}$	0,89

Equalizou

Figura 31 c –  $Al_3A-BI_1$  - (3 dias de drenagem).

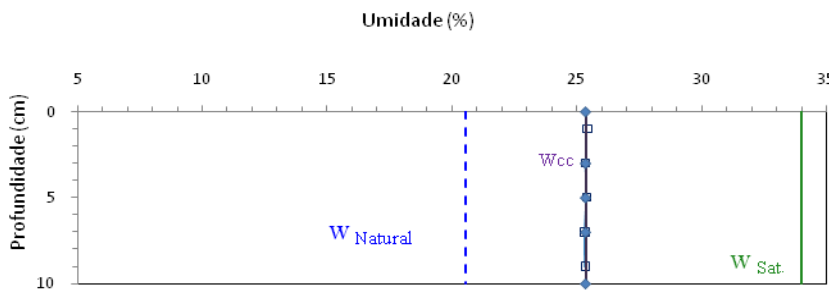


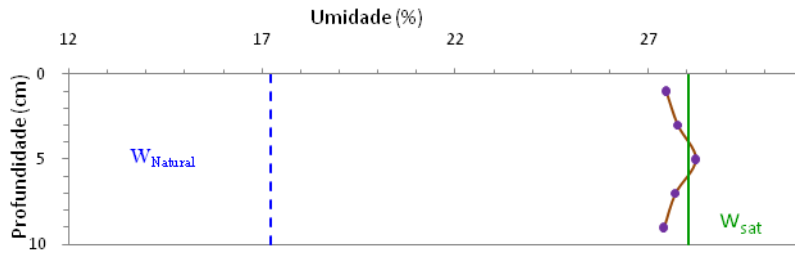
Tabela 16d  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat.}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 04
$W_{Natural}$	20,54
$W_{sat.}$	33,99
$W_{cc}$	25,36
$W_{cc}/W_{sat.}$	0,75

Equalizou

Figura 31 d –  $Al_4A-BI_2$  - (4 dias de drenagem).



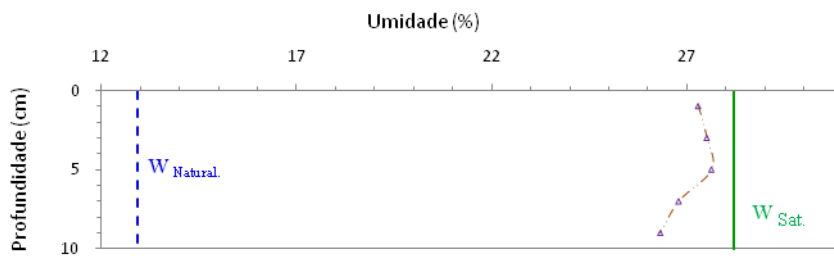


Não equalizou

Tabela 17a  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 01
$W_{Natural}$	17,23
$W_{sat}$	28,05
$W_{cc}$	-

Figura 32 a – Equalização da umidade, Infiltração por efluente tratado -  $Al_1E-BI_1$  - 01 (1 ½ dia de drenagem).

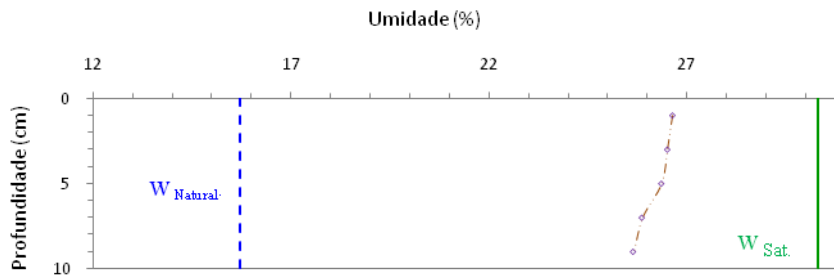


Não equalizou

Tabela 17b  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 02
$W_{Natural}$	12,92
$W_{sat}$	28,20
$W_{cc}$	-

Figura 32 b –  $Al_2E-BI_1$  - (2 dias de drenagem).

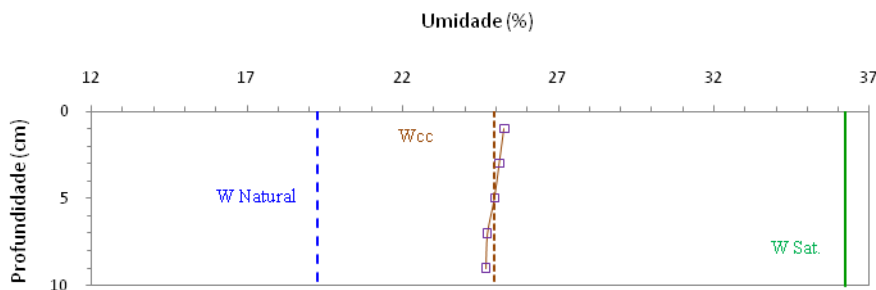


Não equalizou

Tabela 17c  
Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 03
$W_{Natural}$	15,71
$W_{sat}$	30,31
$W_{cc}$	-

Figura 32 c –  $Al_3E-BI_1$  - (3 dias de drenagem).



Praticamente equalizada

Tabela 17d Umidades ( $W_{Natural}$ ,  $W_{sat}$  e  $W_{cc}$ )

Umidade (%)	Amostra 04
$W_{Natural}$	19,27
$W_{sat}$	36,22
$W_{cc}$	24,94
$W_{cc}/W_{sat}$	0,69

Figura 32 d –  $Al_4E-BI_1$  - (4 dias de drenagem).

#### 5.4.2 Amostras Compactadas

A forma de apresentação dos resultados obtidos para as amostras compactadas foi rigorosamente igual à adotada na apresentação dos resultados dos ensaios das amostras talhadas.

As Figuras 33 e 34 mostram os resultados obtidos nestes ensaios e expressam a redistribuição da umidade ao longo da altura de cada CP ensaiado. Os 3 primeiros gráficos (Figuras 33 e 34 a, b e c) correspondem aos CP compactados AC 01, AC 02 e AC 03, correspondentes a tempos de drenagem de 1 ½ dia, 2 dias e 3 dias e expressam como a redistribuição de umidade evoluiu no interior de cada CP. As figuras 33 d e 34 d correspondem ao máximo tempo de drenagem testado nos ensaios (4 dias de drenagem), razão pela qual a umidade mais se aproximaria da umidade equalizada ao longo dos CP e, como tal, de algum valor comparável à “capacidade de campo – CC”.

As umidades mais próximas da equalização estão mostradas nas Figuras 33 d e 34 d pelas linhas retas verticais de cores “lilás” e “laranja”, respectivamente. Estão representadas por  $w_{cc}$  em ambas as figuras e foram determinadas tomando-se a média entre as medidas das umidades das fatias da amostra. São apresentadas ainda as linhas tracejadas verticais de cor “azul”, que representam as umidades de moldagem das amostras e são explicitadas por  $w_{Mold}$ , ao passo que as linhas tracejadas verticais de cor vermelha representam a umidade ótima de compactação e são explicitadas por  $w_{ót}$ . Finalmente, são apresentadas as linhas cheias na cor “verde”, representadas por  $w_{sat.}$ , que indicam as umidades de saturação das amostras em cada uma das figuras.

Os valores do grau de compactação (GC), variação da umidade ( $\Delta w$ ), umidade de moldagem ( $w_{Mold}$ ) e umidade saturada ( $w_{sat.}$ ) para cada amostra em cada grupo de ensaio mencionado anteriormente são mostrados nas Tabelas 18 e 19, respectivamente.

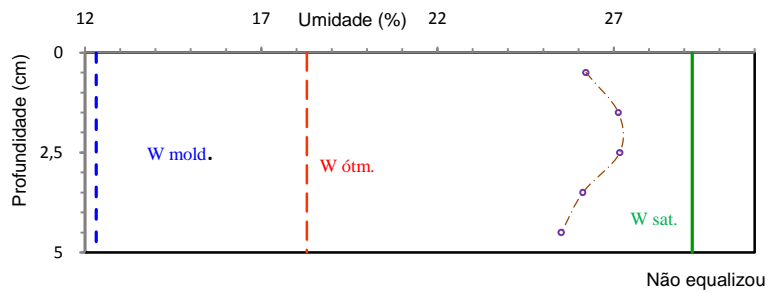


Tabela 18a  
GC (%),  $\Delta w$  (%) e  
Umidades ( $w_{mold}$  e  $w_{Sat.}$ )

Umidade (%)	Amostr 01
GC (%)	92,6
$\Delta w$ (%)	5,97
$w_{Mold}$	12,32
$w_{Sat.}$	29,23

Figura 33 a – Equalização da umidade, Infiltração por água. - AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub> - ( 1 ½ dia de drenagem).

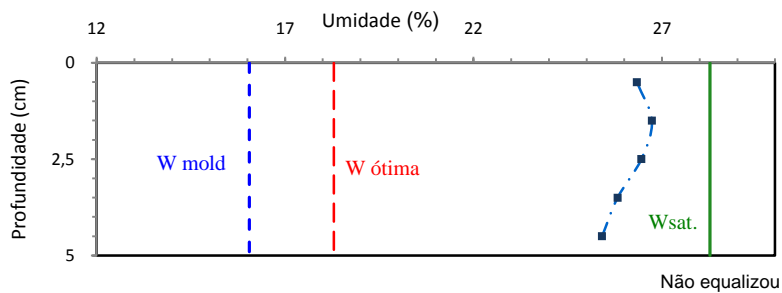


Tabela 18b  
GC (%),  $\Delta w$  (%) e  
Umidades ( $w_{mold}$  e  $w_{Sat.}$ )

Umidade (%)	Amostr 02
GC (%)	94,0
$\Delta w$ (%)	2,24
$w_{Mold}$	16,05
$w_{Sat.}$	28,27

Figura 33 b – AC<sub>2</sub>A-BI<sub>1</sub> - (2 dias de drenagem).

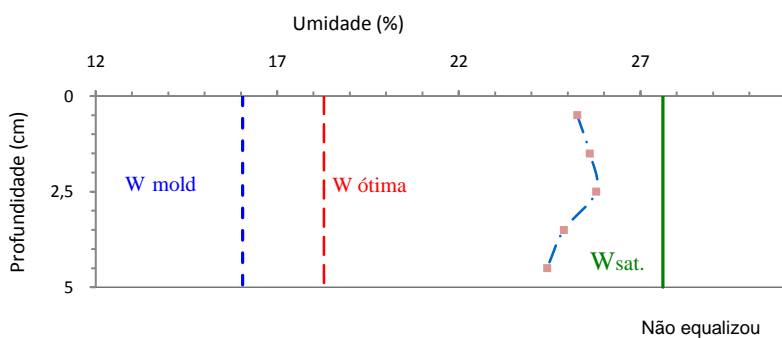


Tabela 18c  
GC (%),  $\Delta w$  (%) e  
Umidades. ( $w_{mold}$  e  $w_{Sat.}$ )

Umidade (%)	Amostr 03
GC (%)	93,2
$\Delta w$ (%)	2,24
$w_{Mold}$	16,05
$w_{Sat.}$	28,86

Figura 33 c – AC<sub>3</sub>A-BI<sub>1</sub> - (3 dias de drenagem).

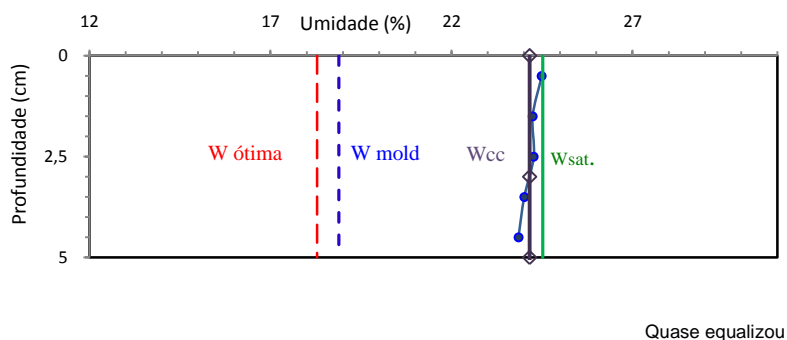


Tabela 18d  
GC (%),  $\Delta w$  (%) e  
Umidades. ( $w_{mold}$  e  $w_{Sat.}$ )

Umidade (%)	Amostr 04
GC (%)	99,7
$\Delta w$ (%)	- 0,60
$w_{Mold}$	18,89
$w_{Sat.}$	24,52
$w_{cc}$	24,16
$w_{cc}/w_{Sat}$	0,98

Figura 33 d – AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub> - (4 dias de drenagem).

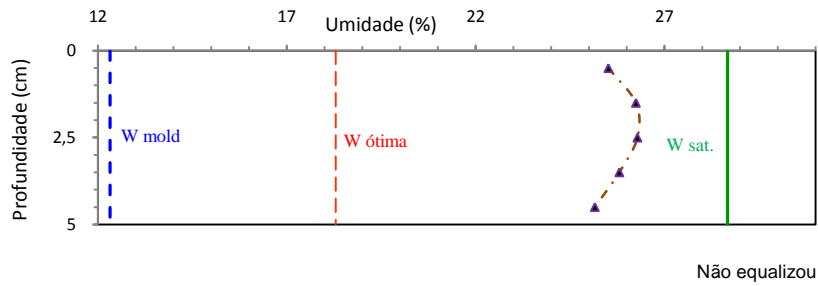


Tabela 19a  
GC (%), Δw (%) e  
Umidades (w<sub>mold</sub> e  
w<sub>Sat.</sub>)

Umidade (%)	Amostra 01
GC (%)	93,5
Δw (%)	5,97
W <sub>Mold</sub>	12,32
W <sub>Sat.</sub>	28,67

Figura 34 a – Equalização da umidade, Infiltração por efluente tratado. - AC<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub> - 1 ½ dia de drenagem).

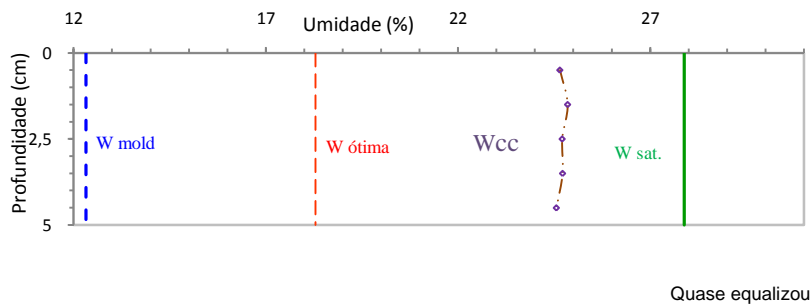


Tabela 19b  
GC (%), Δw (%) e  
Umidades (w<sub>mold</sub> e  
w<sub>Sat.</sub>)

Umidade (%)	Amostra 02
GC (%)	94,6
Δw (%)	5,97
W <sub>Mold</sub>	12,32
W <sub>Sat.</sub>	27,89
W <sub>cc</sub>	24,70
W <sub>cc</sub> /W <sub>sat</sub>	0,88

Figura 34 b – AC<sub>2</sub>E-BI<sub>1</sub> - (2 dias de drenagem).

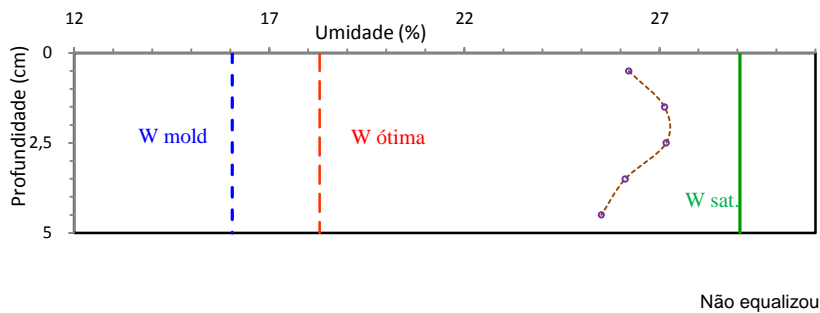


Tabela 19c  
GC (%), Δw (%) e  
Umidades (w<sub>mold</sub> e  
w<sub>Sat.</sub>)

Umidade (%)	Amostra 03
GC (%)	92,9
Δw (%)	2,24
W <sub>Mold</sub>	16,05
W <sub>Sat.</sub>	29,06

Figura 34 c – AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub> - (3 dias de drenagem).

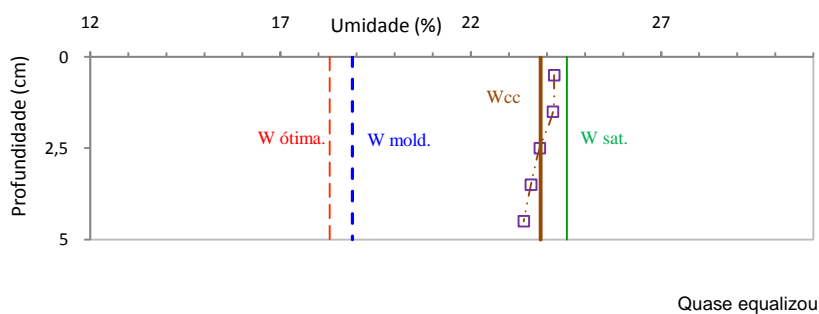


Tabela 19d  
GC (%), Δw (%) e  
Umidades (w<sub>mold</sub> e  
w<sub>Sat.</sub>)

Umidade (%)	Amostra 04
GC (%)	99,7
Δw (%)	-0,60
W <sub>Mold</sub>	18,89
W <sub>Sat.</sub>	24,52
W <sub>cc</sub>	23,83
W <sub>cc</sub> /W <sub>sat</sub>	0,97

Figura 34 d – AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub> - (4 dias de drenagem).

## 5.5 Ensaio de Colmatação

Para a execução do ensaio utilizou-se um corpo de prova talhado no bloco 02 com altura  $h = 10,00$  cm,  $d = 5,00$  cm e área da seção transversal igual a  $19,63$  cm<sup>2</sup>. A lâmina do efluente no reservatório foi igual  $5,50$  cm, a área da seção transversal do reservatório foi igual a  $75,43$ cm<sup>2</sup>.

Os índices físicos da amostra de solo estão mostrados na Tabela 20 e as características do efluente tratado utilizados no experimento são mostrados na Tabela 21.

Foram feitas as leituras da taxa de infiltração do corpo de prova, em um período de 10 meses e os dados obtidos foram plotados em um gráfico em função do tempo na Figura 35.

Tabela 20 – Índices Físicos da Amostra de Solo Utilizada no Ensaio de Colmatação por Efluente Tratado

Índices	$\gamma_s (kN / m^3)$	$\gamma_t (KN / m^3)$	$\gamma_{dNat} (KN / m^3)$	$e_{Nat.}$	$n_{Nat.}$	$W_{nat.}(\%)$	$Sr$	$NPV$
	2,68	1,79	1,56	0,72	0,42	14,65	0,55	34

Tabela 21 – Características do Efluente Tratado

PARAM/EFLUENTE	Jan 08	Fev 08	Mar 08	Abr 08	Mai 08	Jun 08	Jul 08	Ago 08	Set 08	Out 08	Nov 08	Dez 08
C.TE.(UFC/100ml)	3,1E5	4,1E5	5,4E5	4,4E5	1,75E6	6,2E5	5,7E5	5,3E5	2,3E5	2,9E5	9,6E5	2,7E5
D.B.O.5(mg/L)	44,2	83,7	58,1	58,1	50,88	44,4	70,4	197	152	76,1	45,1	70,5
D.Q. O (mg/L)	286	297	210	214	267	235	250	230	250	273	255	256
Fósforo Total (mg P/L)	7,44	-	-	-	6,88	-	6,96	8,36	5,92	7,00	7,72	5,84
pH	7,19	7,20	7,25	6,91	7,14	7,47	7,24	7,01	7,20	7,34	7,00	7,08
Sed 60 (ml/L)	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	1,0	< 1	< 1	< 1
S. Susp (mg/L)	245	120	83,3	57	105	95	59	89	62	106	210	80
Cif "a" (mg/L)	134	85,5	64,6	14,6	9,10	10,9	13,6	13,65	22,75	32,8	25,5	113

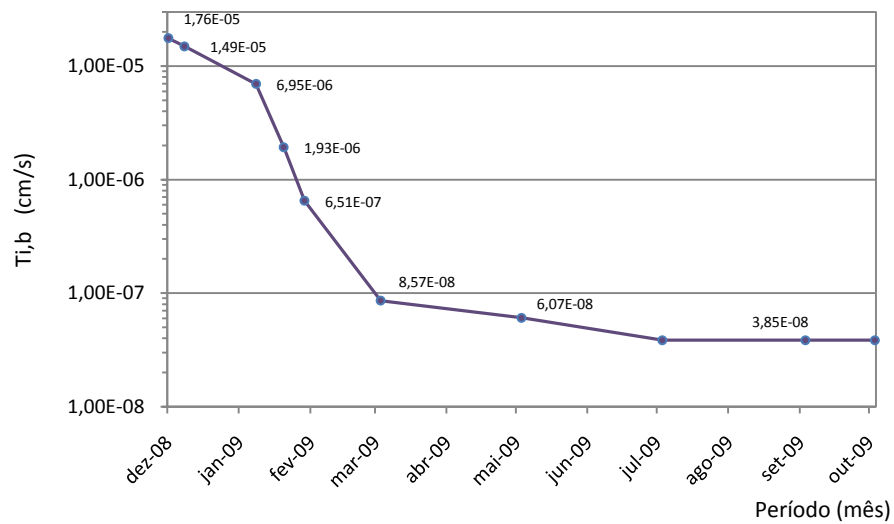


Figura 35 – Redução de  $T_{i,b}$  com o tempo (colmatação).

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 6.1 Caracterização e Compactação do Solo

Observa-se na Tabela 22 e na Figura 36 que as frações predominantes nas amostras são areia e silte. A amostra do bloco 01 é de um solo de baixa plasticidade, ao passo que as amostras dos blocos 02 e 03 são de solos de média plasticidade.

Tabela 22 – Características do Solo residual do granulito-gnaiss utilizado nos ensaios

Parâmetro do Solo	Bloco 01	Bloco 02	Bloco 03
Densidade real dos Grãos (KN/m <sup>3</sup> )	26,9	26,8	26,8
Argila (%)	13,0	11,0	11,0
Silte (%)	35,0	31,0	30,0
Areia Grossa (%)	12,0	14,0	17,0
Areia Média (%)	22,0	24,0	30,0
Areia Fina (%)	18,0	20,0	12,0
Limite de Liquidez (W <sub>L</sub> )	39,0	39,0	40,0
Limite de Plasticidade (W <sub>P</sub> )	30,0	21,0	21,0
Índice de Plasticidade (I <sub>P</sub> )	9,0	18,0	19,0

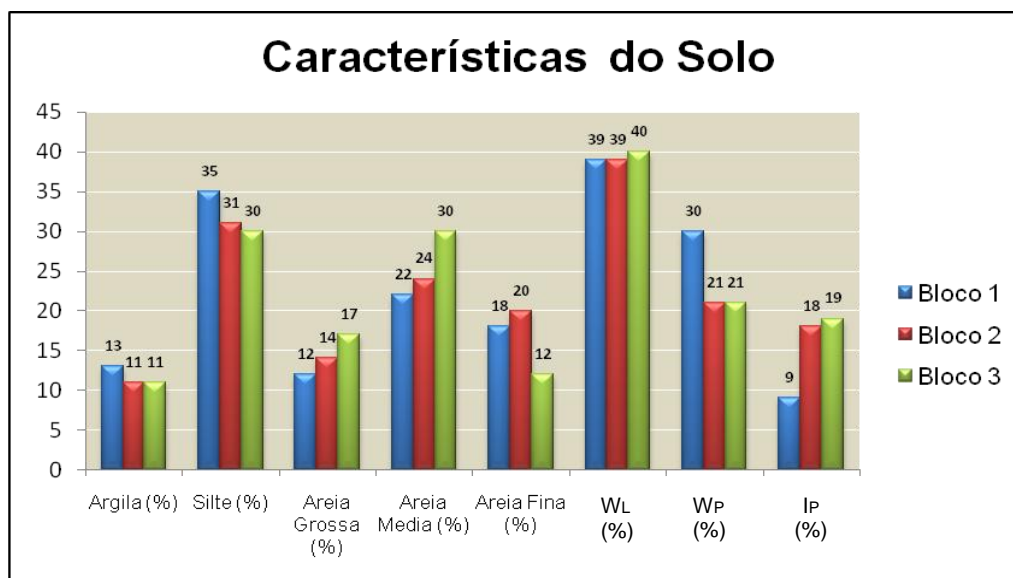


Figura 36 – Características do Solo dos Blocos 01, 02 e 03.

O solo do bloco 01 apresentou W<sub>L</sub> de 39% e I<sub>P</sub> = 9%, enquanto que os blocos 02 e 03 apresentaram valores próximos para o W<sub>L</sub> (39% e 40%) e mais altos para o IP (18% e 19%).

As amostras dos três blocos apresentaram mais que 50% de areia fina, média e grossa (52%,58% e 59%), seguidas da fração silte (35%,31% e 30%) e, em menor proporção, da fração argila (13%, 11% e 11%). Trata-se, portanto, de areia silto – argilosa, pouco plástica (bloco 1) ou plástica (blocos 02 e 03). As classificações constantes da Tabela 23 expõem se tratar de areia siltosa (bloco 1, SM) e argila de baixa plasticidade (blocos 2 e 3, CL), portanto, com alguma diferença em relação à designação referida, um fato não surpreendente por se tratar de amostras de solo residual.

Tabela 23 – Classificação dos Solos Utilizados

<i>Classificação</i>	<i>Bloco 01</i>	<i>Bloco 02</i>	<i>Bloco 03</i>
“AASHTO”	A - 4	A - 6	A - 6
“USCS”	SM	CL	CL

As Figuras 26(a) e 26(b) e a Tabela 11 expõem pontos representativos dos corpos de provas moldados por pisoteamento (“CP compactados”), utilizando-se energia com intensidade equivalente à do ensaio “Proctor Normal”. Com o fim específico de referenciar esses pontos, são também apresentadas uma curva de compactação dinâmica, obtida com a energia do ensaio “Proctor Normal”, e sua respectiva “curva de saturação”. Tanto os pontos dos “CP compactados” quanto a curva de compactação são relativos ao solo representado pelo bloco 1 (indeformado) e sua respectiva amostra deformada.

A despeito de ter-se tentado aplicar intensidades de energias comparáveis, a natureza da compactação por pisoteamento, utilizada na moldagem dos corpos de prova, é diferente da natureza da compactação dinâmica relativa à curva de compactação. Em razão desse fato, os valores dos desvios de umidade ( $\Delta w$ ) e dos Graus de Compactação (GC), assinalados na Tabela 11 e visualizados nas Figuras 26(a) e 26(b), são meramente referenciais. Pelo mesmo motivo, a análise dos resultados dos ensaios de infiltração dos “CP compactados” considera os corpos de prova segregados nos 3 grupos individualizados e explicitados a seguir:



Grupo I - representativo das amostras muito secas em relação a  $w_{ótm}$  e menos compactadas em relação a  $\gamma_{dmáx}$  (lado muito seco da curva de compactação): amostra infiltrada por água (AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>) e infiltradas pelo efluente (AC<sub>2</sub>E-BI<sub>1</sub> e AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub>) - Tabela 24.

Tabela 24 – Relação entre as amostras do Grupo I

Amostras	$T_{i,b}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$K_{sat}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$(T_{i,b}/K_{sat})$	GC (%)	$\Delta w$ ( $w_{ótm} - w_{mold}$ )
AC <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	3,19	0,93	3,4x	92,6	5,97
AC <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	9,72	0,19x	93,5	5,97
AC <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	6,15	0,29x	94,6	5,97

Grupo II - representativo das amostras secas em relação a  $w_{ótm}$ , e medianamente compactadas em relação a  $\gamma_{dmáx}$  (lado seco da curva de compactação): amostras infiltradas por água (AC<sub>2</sub>A-BI<sub>1</sub> e AC<sub>3</sub>A-BI<sub>1</sub>) e infiltrada pelo efluente (AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub>) - Tabela 25.

Tabela 25 – Relação entre as amostras do Grupo II

Amostras	$T_{i,b}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$K_{sat}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$(T_{i,b}/K_{sat})$	GC (%)	$\Delta w$ ( $w_{ótm} - w_{mold}$ )
AC <sub>2</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	1,80	1,2x	94,0	2,24
AC <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	2,00	1,1x	93,2	2,24
AC <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,70	6,44	0,26x	92,9	2,24

Grupo III - representativo de amostras moldadas próxima da  $w_{ótm}$  e do  $\gamma_{dmáx}$ : amostras infiltradas por água (AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub>) e pelo efluente (AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>) Tabela 26.

Tabela 26 – Relação entre as amostras do Grupo III

Amostras	$T_{i,b}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$K_{sat}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$(T_{i,b}/K_{sat})$	GC (%)	$\Delta w$ ( $w_{ótm} - w_{mold}$ )
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	1,47	5,88	0,25x	99,7	- 0,60
AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,60	6,32	0,25x	99,7	- 0,60

Os corpos de prova moldados (“CP compactados”) foram submetidos à “infiltração não saturada” e, em seguida, à “infiltração saturada”.

## 6.2. Características de Infiltração

A análise dos ensaios de infiltração não saturada, executados nos “CP talhados”, gerou 8 valores de taxa de infiltração básica ( $T_{i,b}$ ), quatro dos quais para a situação em que o fluido percolante era a água e nos outros quatro era o efluente tratado. Tais números foram duplicados com os ensaios executados em “CP compactados”, perfazendo assim um total de 16 determinações da Taxa de Infiltração Básica  $T_{i,b}$ .

Números idênticos também foram gerados com os ensaios de infiltração saturada (coeficiente de permeabilidade saturada,  $K_{sat}$ ), executados em “CP talhados” (amostras pretensamente indeformadas, 8 determinações) e em “CP compactados (amostras moldadas, 8 determinações), sendo, em cada caso, 04 infiltradas por água e 04 efluente sanitário tratado.

Conforme se observa em todos os resultados apresentados a seguir, o Número de Poro Volume ( $NPV = V_{w, \text{infiltrado}}/V_v$ ) foi sempre superior a 1, evidenciando que o volume de fluido percolante infiltrado (água ou efluente) sempre superou o volume de vazios dos corpos de prova.

O valor de cada  $T_{i,b}$  foi submetido à análise estatística descritiva para avaliar a repetibilidade de cada grupo de quatro ensaios e observar o comportamento geral dos dados obtidos, mediante o cálculo das respectivas médias ( $\bar{x}$ ), desvios padrão ( $\sigma$ ) e coeficientes de variação ( $C_v$ ). Adotou-se o critério da estatística descritiva segundo o qual um evento tem baixa dispersão quando  $C_v \leq 0,15$  (15%).

Salvo alguns pontos isolados, identificados nos realces dos gráficos relativos aos ensaios de infiltração não saturada – Figura 27 a Figura 30, as curvas das Taxas de Infiltração com o Tempo ( $T_i \times t$ ) apresentaram-se em conformidade com os resultados prévios referidos na literatura, com boa repetibilidade e razoável possibilidade de se definir o valor assintótico da Taxa de Infiltração Básica  $T_{i,b}$  (ou Velocidade de Infiltração Básica - VIB). O valor de  $T_i$  decresce e, em tempos longos, o valor de  $T_{i,b}$  se aproxima assintoticamente do valor de

$K_{sat}$  determinado no ensaio convencional de permeabilidade (infiltração não saturada) - salvo as imprecisões aleatórias que se pode cometer em ambos os ensaios, sobretudo no ensaio de infiltração não saturada que se tenta viabilizar.

A Taxa de Infiltração Básica  $T_{i,b}$  dos “CP talhados” foram tratados a partir dos seus valores médios, levando-se em conta o fato de se tratar de amostras pretensamente indeformadas de um solo residual que variou pouco os valores para o peso específico aparente seco  $\underline{\gamma_d}$  (entre 13,56 e 15,13 com média de 14,45 kN/m<sup>3</sup>), porosidade  $\underline{n}$  (entre 0,43 e 0,40 com média de 46%) e grau de saturação  $\underline{S_r}$  (entre 0,48 e 0,64 com média de 57%), para os corpos de prova infiltrados por água; os corpos de prova infiltrados pelo efluente tratado apresentaram números semelhantes, ou seja,  $\underline{\gamma_d}$  entre 13,58 a 15,35 (média de 14,74 kN/m<sup>3</sup>),  $\underline{n}$  entre 0,43 e 0,49 (média de 45%) e  $\underline{S_r}$  entre 0,45 e 0,62 (média de 53%) – ver Tabela 11.

Nas Tabelas 27 e 28 é possível observar que, para os “CP talhados”, a razão entre as médias de  $T_{i,b}$  e  $K_{sat}$  ( $T_{i,b}/K_{sat}$ ) foi de 69% para as amostras infiltradas por água e 87 % para as amostras infiltradas pelo efluente, ou seja, pode-se considerar que os valores de ( $T_{i,b}$ ) obtidos a partir da infiltração não saturada são próximos dos valores de  $K_{sat}$  obtidos a partir dos ensaios de infiltração saturada (coeficiente de permeabilidade saturada).

No que concerne aos “CP compactados”, segregados nos grupos acima referidos, as Taxas de infiltração Básica  $T_{i,b}$  expõem valores decrescentes com a umidade de moldagem. Para as amostras infiltradas por água expõe valores de 3,19 (AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>), 2,13 (AC<sub>2</sub>A-BI<sub>1</sub> e AC<sub>3</sub>A-BI<sub>1</sub>) e 1,47(AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub>) - todos esses valores multiplicados por 10<sup>-5</sup> cm/s - enquanto que as amostras infiltradas pelo efluente expõe valores de 1,81 (AC<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub> e AC<sub>2</sub>E-BI<sub>1</sub>), 1,70 (AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub>) e 1,60 (AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>). Embora as reduções sejam menores que as esperadas, sua natureza qualitativa se coaduna com a expectativa que se poderia ter em função da umidade de moldagem dos respectivos CP. Observa-se nas mesmas tabelas dos grupos segregados que a relação ( $T_{i,b} / k_{sat}$ ) é superior à unidade em 3 amostras infiltradas por água (3,4 para AC<sub>1</sub>A-BI<sub>1</sub>, 1,2 para AC<sub>2</sub>A-BI<sub>1</sub> e 1,1

para AC<sub>3</sub>A-BI<sub>1</sub>) e inferiores à unidade nas demais ( 0,25 para AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub>, 0,19 para AC<sub>1</sub>E-BI<sub>1</sub>, 0,29 para AC<sub>2</sub>E-BI<sub>1</sub>, 0,26 para AC<sub>3</sub>E-BI<sub>1</sub>, e 0,25 para AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>).

### 6.2.1. Influência do Fluido Percolante – Água ou Efluente

No presente item procura-se avaliar se as características de infiltração sofreram influência dos fluidos percolantes utilizados nos ensaios - água ou o efluente sanitário tratado. Para tal, é recomendável proceder a análise isolando as amostras indeformadas das amostras compactadas.

#### “CP Talhados” – amostras indeformadas

Comparando-se os valores médios constantes nas Tabelas 27 e 28, observa-se que a relação  $[(T_{i,b})_{\text{efluente}}/(T_{i,b})_{\text{água}}] = [3,98E-05/5,32E-05] = 0,75$ ; já a relação  $[K_{\text{sat,efluente}}/K_{\text{sat,água}}] = [4,60E-05/7,66E-05] = 0,60$ . Isso confirma a expectativa de que os CP são menos permeáveis ao efluente que à água. Tal assertiva é estabelecida para os ensaios com 4 horas de duração, tempo no qual o processo de colmatação pelo efluente ainda não tinha se instalado.

Conforme se verá no item 6.5, o “CP talhado”, infiltrado pelo efluente, colmatou a partir do 36<sup>o</sup> dia de ensaio, diminuindo a sua  $T_{i,b}$  em cerca de 2000 vezes por volta do 8<sup>o</sup> mês. Tal fato torna a relação  $(T_{i,b})_{\text{efluente}}/(T_{i,b})_{\text{água}}$  progressiva e acentuadamente menor que os valores apresentados acima para ensaios de curta duração (4 horas).

Os valores do desvio padrão ( $\sigma = 0,27$ ) e do coeficiente de variação ( $Cv = 14,20\%$ ) das  $T_{i,b}$  apresentadas pelo grupo de ensaios de infiltração não saturada, em amostras talhadas infiltradas pela água, indicam que houve baixa dispersão; já os CP infiltrados pelo efluente sanitário apresentaram  $T_{i,b}$  com valores de desvio padrão  $\sigma = 0,45$  e coeficiente de variação  $Cv = 11,29\%$ , permitindo também classificar esse grupo como de baixa dispersão.

Tabela 27 –  $(T_{i,b})$  e  $K_{sat}$  – CP talhados infiltrados por água.

Tipo de Amostra	I acum	NPV	(Ti,b)		$K_{sat}$	$(T_{i,b}/K_{sat})$
	(mm)		(mm h <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	
AT <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	14,60	1,33	1,53	4,25E-05	5,98E-05	
AT <sub>2</sub> A-BI <sub>2</sub>	15,37	1,25	1,92	5,30E-05	6,83E-06	
AT <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	15,75	1,46	2,30	6,40E-05	7,37E-05	
AT <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>	13,45	1,14	1,92	5,30E-05	1,66E-04	
Média	-	1,29	-	5,32E-05	7,66E-05	0,69
(σ)	-	-	-	0,27	-	
C <sub>v</sub> (%)	-	-	-	14,2	-	

Tabela 28 –  $(T_{i,b})$  e  $K_{sat}$  – CP talhados infiltrados pelo efluente tratado.

Tipo de Amostra	I acum	NPV	(Ti,b)		$K_{sat}$	$(T_{i,b}/K_{sat})$
	(mm)		(mm h <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	
AT <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	14,21	1,32	1,53	4,25E-05	1,07E-05	
AT <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	15,37	1,43	1,53	4,25E-05	2,79E-05	
AT <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	12,68	1,13	1,53	4,25E-05	3,66E-05	
AT <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	12,29	1,00	1,15	3,19E-05	1,09E-04	
Média	-	1,22	-	3,98E-05	4,60E-05	0,87
(σ)	-	-	-	0,45	-	
C <sub>v</sub> (%)	-	-	-	11,29	-	

### “CP Compactados” – amostras moldadas

Comparando-se os valores médios constantes nas Tabelas 29 e 30, observa-se que a relação  $[(T_{i,b})_{\text{efluente}}/(T_{i,b})_{\text{água}}] = [1,73E-05/2,23E-05] = 0,77$ , muito semelhante ao obtido para as amostras talhadas, sugerindo também que os “CP Compactados” são menos permeáveis ao efluente que à água em ensaios de curta duração (4 horas).

Os valores do desvio padrão ( $\sigma = 1,54$ ) e do coeficiente de variação ( $C_v = 69\%$ ) das  $T_{i,b}$  apresentados pelo grupo de ensaios de infiltração não saturada, em amostras compactadas infiltradas pela água, indicam que houve alta dispersão entre os dados, principalmente os gerados pela amostra AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub>. Já os CP

infiltrados pelo efluente sanitário apresentaram  $T_{i,b}$  com desvio padrão  $\sigma = 0,08$  e coeficiente de variação  $C_v = 4,62\%$ , permitindo também classificar esse grupo como de baixa dispersão.

Tabela 29 –  $(T_{i,b})$  e  $(K_{sat})$  - CP compactados (AC) infiltrados por água.

Tipo de Amostra	I acum	NPV	$(T_{i,b})$		$K_{sat}$	$(T_{i,b}/K_{sat})$
	(mm)		(mm h <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	
AC <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	11,52	2,09	1,15	3,19E-05	9,34E-06	
AC <sub>2</sub> A-BI <sub>1</sub>	11,14	2,12	0,77	2,13E-05	1,80E-05	
AC <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	11,14	2,12	0,77	2,13E-05	2,00E-05	
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	10,45	2,09	0,53	1,47E-05	5,88E-05	
Média	-	2,10	-	2,23E-05	2,65E-05	0,84
( $\sigma$ )	-	-	-	1,54	-	
$C_v$ (%)	-	-	-	69	-	

Tabela 30 –  $(T_{i,b})$  e  $(K_{sat})$  - CP compactados (AC) infiltrados pelo efluente tratado.

Tipo de Amostra	I acum	NPV	$(T_{i,b})$		$K_{sat}$	$(T_{i,b}/K_{sat})$
	(mm)		(mm h <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	(cm s <sup>-1</sup> )	
AC <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	9,60	1,73	0,61	1,70E-05	6,44E-05	
AC <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	9,72	1,80	0,65	1,81E-05	9,72E-05	
AC <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	9,72	1,80	0,65	1,81E-05	6,15E-05	
AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	6,34	1,19	0,58	1,6E-05	6,32E-05	
Média	-	1,63	-	1,73E-05	7,16E-05	0,24
( $\sigma$ )	-	-	-	0,08	-	
$C_v$ (%)	-	-	-	4,62	-	

Analisando-se os resultados por Grupos das amostras compactadas observa-se que  $(T_{i,b})_{\text{água}}$  é maior que  $(T_{i,b})_{\text{efluente}}$  em todas as amostras ensaiadas, salvo na amostra AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub> para a qual os valores deram 0,92, portanto, muito próximos. A Tabela 31 apresenta a relação entre a  $(T_{i,b})_{\text{água}}$  e  $(T_{i,b})_{\text{efluente}}$  em cada grupo.

Tabela 31 – Relação entre a  $(T_{i,b})_{\text{água}}$  e  $(T_{i,b})_{\text{efluente}}$  em cada grupo

Amostras	$T_{i,b}$ ( $\times 10^{-5}$ )	$T_{i,b, \text{água}}/T_{i,b, \text{efluente}}$	GC (%)	$\Delta w = w_{\text{ót}} - w_{\text{mold}}$
<b>Grupo I</b>				
AC <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	3,19	-	92,6	5,97
AC <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	1,8	93,5	5,97
AC <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	1,8	94,5	5,97
<b>Grupo II</b>				
AC <sub>2</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	-	94,0	2,24
AC <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	-	93,2	2,24
AC <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,70	1,3	92,9	2,24
<b>Grupo III</b>				
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	1,47	-	99,7	- 0,60
AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,60	0,92	99,7	- 0,60

### 6.2.2. Influência da Compactação

Os valores médios das Taxas de Infiltração Básica  $T_{i,b}$  das amostras indeformadas (“CP talhados”) foram comparados com os valores das  $T_{i,b}$  obtidas para cada grupo segregado de amostras compactadas (“CP compactados”), independente do fluido percolante ter sido a água ou o efluente tratado.

As relações  $(T_{i,b})_{\text{médio, amostras indeformadas}} / (T_{i,b})_{\text{amostras compactadas}}$  foram sempre maiores que um, conforme tabela a seguir, sugerindo que as amostras indeformadas foram sempre mais permeáveis, salvo para o corpo de prova compactado próximo da umidade ótima que apresentou o valor 0,9, portanto, muito próximo.

Sob o aspecto quantitativo, tais relações são inferiores aos valores que se poderia esperar, sobretudo para o Grupo III de amostras compactadas infiltradas pela água, sugerindo que o pisoteamento não compactou a amostra adequadamente.

A Tabela 32 apresenta as relações entre a  $(T_{i,b})_{\text{médio, amostras indeformadas}} / (T_{i,b})_{\text{amostras compactadas}}$  em cada grupo.

Tabela 32 – Relações entre a  $(T_{i,b})_{\text{médio}}$ , amostras indeformadas /  $(T_{i,b})_{\text{amostras compactadas}}$ 

Amostras	$(T_{i,b})$ am. compactada (x $10^{-5}$ )	GC (%)	$\Delta w = (w_{\text{ót}} - w_{\text{mold}})$	$\frac{(T_{i,b})_{\text{médio}} - \text{am. indeformada}}{(T_{i,b})_{\text{médio}} - \text{am. compactada}}$
Grupo I				
AC <sub>1</sub> A-BI <sub>1</sub>	3,19	92,6	5,97	1,7
AC <sub>1</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	93,5	5,97	2,2
AC <sub>2</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,81	94,6	5,97	2,2
Grupo II				
AC <sub>2</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	94,0	2,24	2,5
AC <sub>3</sub> A-BI <sub>1</sub>	2,13	93,2	2,24	2,5
AC <sub>3</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,70	92,9	2,24	2,3
Grupo III				
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	1,47	99,7	- 0,60	0,9
AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	1,60	99,7	- 0,60	2,5

$(T_{i,b})_{\text{médio}}$  - amostras indeformadas =  $5,32 \times 10^{-5}$  cm/s (água) e  $3,98 \times 10^{-5}$  cm/s (efluente)

### 6.3 Equalização da Umidade e Capacidade de Campo

Os resultados foram plotados nos gráficos de modo a se observar como a umidade se redistribuiu nas amostras infiltradas pela água e pelo efluente tratado. Com o passar do tempo, que variou de 1 ½, 2, 3 e 4 dias, a perda de umidade ocorreu inicialmente pelo topo e pela base das amostras e essa redução se tornou mais acentuada pela base sob o efeito da ação gravitacional. Assim, notou-se que nas camadas intermediárias a perda da umidade foi mais lenta como mostrado pelas curvas nas Figuras 31, 32, 33 e 34.

Porém, no segundo dia de drenagem, notou-se que a perda da umidade foi maior na base do que no topo da amostra. No terceiro dia de drenagem, a umidade redistribuiu-se no perfil da amostra, continuando a haver uma perda mais acentuada pela sua base.

No quarto dia de observações, a umidade do “CP talhado” infiltrado por água se equalizou em torno de  $W_{cc} = 25,36$  %; a umidade saturada da amostra foi de  $W_{sat} = 33,99$  %; desse modo,  $W_{cc}$  representa 75% de  $W_{sat}$ . A umidade na



capacidade de campo está limitada pelas umidades inicial e saturada, obedecendo a relação  $W_{nat} = 20,5\% < W_{cc} = 25,36\% < W_{sat} = 33,39\%$ .

A equalização de umidade nas amostras talhadas infiltradas pelo efluente sanitário tratado ficou em torno de  $W_{cc} = 24,94\%$ ; a umidade saturada da amostra foi de  $W_{sat} = 36,22\%$ ; desse modo,  $W_{cc}$  representa 69% de  $W_{sat}$ . A umidade na capacidade de campo também está limitada pelas umidades inicial e saturada.

No caso das amostras compactadas, tanto para a infiltração com a água quanto para a infiltração com o efluente sanitário tratado, o comportamento da umidade no perfil das amostras foi bastante parecido com o que ocorreu com as amostras talhadas.

No quarto dia de observações, a umidade do corpo de prova infiltrado por água quase equalizou em torno de  $W_{cc} = 24,16\%$ ; a umidade saturada da amostra foi de  $W_{sat} = 24,52\%$ ; desse modo,  $W_{cc}$  representa 98% de  $W_{sat}$ . A umidade na capacidade de campo está limitada pelas umidades de moldagem e saturada.

De maneira similar, a umidade nos “CP compactados” infiltrados pelo efluente sanitário aponta para quase equalização em torno de  $W_{cc} = 23,83\%$ , neste caso, a umidade saturada foi de  $W_{sat} = 24,52\%$ , assim,  $W_{cc}$  representa 97% de  $W_{sat}$ . A umidade na capacidade de campo está limitada pelas umidades de moldagem e saturada, como mostrado nas Tabelas 18 d e 19 d, no item 5.4.2.

A análise dos dados mostra que os 4 dias de drenagem não foram plenamente suficientes para que a equalização fosse verificada nas amostras compactadas infiltradas por água e por efluente tratado, sugerindo que o tempo de drenagem seja um pouco superior ao adotado no experimento.

#### 6.4. Variação da Constante “ $\psi$ ”

Os resultados dos ensaios de infiltração não saturada permitiram calcular o valor da constante “ $\psi$ ” assumida nas equações de infiltração de Green-Ampt (1911) e Philip (1957). Ambos os autores associam globalmente a constante “

$\psi$ ” à sucção matricial do solo situado na frente de umedecimento. O autor dessa dissertação não tem conhecimento desse valor ter sido precedentemente calculado ou divulgado para os solos residuais de Salvador.

Para o cálculo de “ $\psi$ ” foram utilizados valores da infiltração acumulada medidas em diferentes tempos (t) – (ver Anexo). Somente os valores dos corpos de prova submetidos aos ensaios de infiltração não saturada correspondentes ao quarto dia de drenagem foram considerados, pois foram eles que apresentaram umidades equalizadas mais próximas da “capacidade de campo” – amostra de número 4.

Os seguintes parâmetros necessários aos cálculos também foram obtidos na presente dissertação, para cada corpo de prova selecionado:

I. Coeficiente de permeabilidade saturada -  $K_{sat}$  medido;

II. Carga hidráulica aplicada durante os ensaios -  $D_p$ ;

III. Variação máxima de umidade que pode ser absorvida pelos corpos de prova selecionados para os cálculos, expressa à base de volume -  $\Delta\theta = (\theta_{cc} - \theta_i)$ . Dada a natureza estável da estrutura do solo residual ensaiado, considerou-se que durante os ensaios não tenha ocorrido significativas variações dos volumes dos corpos de prova e, como conseqüência, considerou-se a equação  $\Delta\theta = (\theta_{cc} - \theta_i)$  adequada;

IV.  $\theta_{cc}$  é a máxima umidade que pode ser retida pelo corpo de prova, após ser submetido à drenagem pela ação da gravidade, expressa à base de volume, considerada nos presentes cálculos como a “capacidade de campo” ou umidade equalizada do corpo de prova. Para os “CP talhados” os valores de  $\theta_{cc}$  foram obtidos das Figuras 31 d, 32 d e das Tabelas 16 d e 17 d; para os “CP compactados” das Figuras 33 d, 34 d e das Tabelas 18 d e 19 d;

V.  $\theta_i$  é a umidade inicial do corpo de prova, expressa à base de volume. Para os “CP talhados” corresponde à umidade natural -  $\theta_{nat}$  (Tabela 11 ); para os “CP compactados” à umidade de moldagem -  $\theta_{mold}$  (Tabela 11 );

VI. Qualquer valor da umidade à base de volume pode ser obtido da umidade gravimétrica a partir das seguintes relações:

$$\theta = w \cdot (\gamma_d / \gamma_w) = n \cdot S_r, \text{ sendo}$$

$w$  – umidade a base de peso,

$\gamma_d$  – peso específico seco do solo,

$\gamma_w$  – peso específico do fluido percolante,

$S_r$  – grau de saturação do solo,

$n$  – porosidade do solo.

Na Tabela 33 podem-se observar valores desses parâmetros utilizados para o cálculo de “ $\psi$ ”, praticados na presente dissertação.

Tabela 33 – Parâmetros utilizados para o cálculo de “ $\psi$ ”.

Parâmetros	Infiltradas Por Água		Infiltradas Pelo Efluente	
	Indeformada	Compactada	Indeformada	Compactada
	Al <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>	AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	Al <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>
$K_{sat}$ (cm.s <sup>-1</sup> )	1,66E-04	5,88E-05	1,09E-04	6,32E-05
Dp (mm)	55	55	55	55
$\gamma_{dMold}$ (KN / m <sup>3</sup> )	-	16,21	-	16,21
$w_{Mold}$ (%)	-	18,89	-	18,89
$\theta_{i,Mold} = \frac{w_{Mold}}{\gamma_w} * \gamma_{dMold}$	-	0,306		0,306
$w_{cc}$ (%)	-	24,16	-	23,83
$\theta_{cc} = \frac{w_{cc}}{\gamma_w} * \gamma_{dMold}$	-	0,391		0,386
$\Delta\theta = (\theta_{cc} - \theta_i)$	-	0,085	-	0,080
$\gamma_{dNat}$ (KN / m <sup>3</sup> )	14,03	-	13,58	-
$w_{Nat}$ (%)	20,54	-	19,27	-
$\theta_{i,Nat} = \frac{w_{Nat}}{\gamma_w} * \gamma_{dNat}$	0,288	-	0,262	-
$w_{cc}$ (%)	25,85	-	24,94	-
$\theta_{cc} = \frac{w_{cc}}{\gamma_w} * \gamma_{dNat}$	0,363	-	0,338	
$\Delta\theta = (\theta_{cc} - \theta_i)$	0,075	-	0,076	-

## Modelo de Green-Ampt

Green e Ampt (1911) desenvolveram um modelo conceitual baseado no fato de que, sob uma superfície alagada, o fluxo vertical e descendente de água gera um perfil de umidade que consiste em uma parte superior “saturada” sobre outra onde o solo mantém sua umidade original, ambas separadas pela denominada frente de umedecimento. Esse modelo contém simplificações e pressupõe que a região acima da frente de umedecimento se torne “saturada”, na condição denominada como “saturação de campo”, enquanto o solo abaixo dela continua com o teor de umidade inicial do solo não saturado. A frente de umedecimento está sujeita a uma sucção global constante ( $\psi$ ) e, no solo acima dela, a sucção é muito baixa e correspondente à umidade denominada como “capacidade de campo” - o déficit de umidade é muito pequeno e a condutividade hidráulica é constante na zona correspondente à “saturação de campo”. O fluxo vertical e descendente é governado pelos gradientes de potencial gravitacional ( $\psi_g$ ) e matricial ( $\psi_m$ ), esse último representado pela constante “ $\psi$ ” associada globalmente à sucção matricial da frente de umedecimento.

Uma das formas de expressão da equação proposta por Green e Ampt relaciona a infiltração acumulada  $I(t)$  com o tempo  $t$  da seguinte maneira (Equação 14):

$$I(t) = K_{Sat}(t) + \Delta\theta(Dp + \psi) \ln \left[ 1 + \frac{I(t)}{\Delta\theta Dp + \Delta\theta\psi} \right]$$

Os parâmetros  $k_{sat}$ ,  $\theta_i$ ,  $\theta_{CC}$ ,  $\Delta\theta$  e  $D_p$  não variam durante o ensaio de infiltração e são constantes para cada corpo de prova. Uma vez conhecidos (ver Tabela 33), é possível calcular os valores de “ $\psi$ ” correspondentes a cada par de valores  $(I, t)$  que se selecione das curvas expostas no Anexo. Na Tabela 34 constam os valores da infiltração acumulada  $I$  selecionados para tempos  $t$  de 0,5h, 2h e 4 horas, com os quais foi possível calcular “ $\psi$ ” para esses tempos, e, mais ainda, esboçar sua variação ao longo do ensaio. Os cálculos foram

feitos por tentativas, até que os valores calculados de “ $\psi$ ” convergissem para os valores inicialmente arbitrados, uma vez que, como bem expressou Phillip (1957), a fórmula de Green e Ampt não é nada amigável.

Na Tabela 34 estão apresentados os valores de “ $\psi$ ” calculados em função da infiltração acumulada e do tempo de ocorrência da infiltração.

Tabela 34 – Valores de  $\psi$  em função de I(mm) e t(s), Modelo de Green-Ampt.

AI <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>				AI <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>			
I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)	I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)
7,68	1800	1243	1,24	7,68	1800	895,8	0,89
9,60	7200	425	0,42	9,99	7200	542,4	0,54
13,45	14400	322,2	0,32	12,28	14400	422,8	0,42
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>				AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>			
I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)	I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)
6,91	1800	2595	2,59	3,84	1800	214,10	0,24
9,22	7200	1104	1,10	5,19	7200	169,6	0,17
10,45	14400	667	0,67	6,34	14400	140,6	0,14

A Figura 37 mostra a variação da sucção “ $\psi$ ” do solo em cada uma das amostras ensaiadas ao longo do tempo, com a utilização do modelo de Green-Ampt.

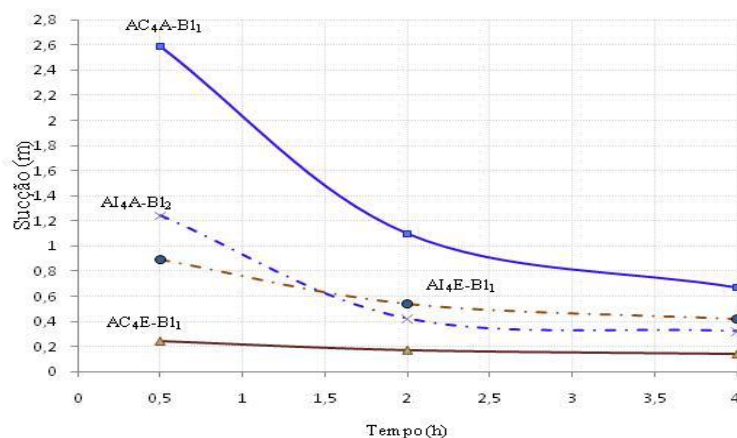


Figura 37 – Variação da constante “ $\psi$ ” em amostras talhadas e Compactadas, infiltradas por água e efluente. Modelo de Green-Ampt.

### Modelo de Phillip (1957)

A equação algébrica de Phillip (1957) utiliza uma aproximação matemática para avaliar o processo de infiltração em uma matriz homogênea de solo. A equação de difusão para fluxo não saturado foi o ponto de partida, considerando as condições de solo homogêneo com um teor de umidade inicial uniforme ( $\theta_i$ ) e uma carga hidráulica aplicada à superfície ( $D_p$ ). Phillip chegou à solução de uma série de potências para infiltração cumulativa ( $I$ ) em função do tempo ( $t$ ) e apresentou a conhecida equação algébrica simplificada, truncada nos dois primeiros termos de sua série infinita de termos em  $t$ ,

$$I(t) = St^{1/2} + At, \text{ sendo } S = [2K_{sat}(D_p + \psi)\Delta\theta]^{1/2} \text{ a sortividade.}$$

Como na equação de Green e Ampt, a equação de Phillip também depende dos parâmetros  $k_{sat}$ ,  $\theta_i$ ,  $\theta_{CC}$ ,  $\Delta\theta$  e  $D_p$ , os quais, juntamente com “ $\psi$ ”, afetam a sortividade  $S$  (coeficiente do primeiro termo da série truncada que multiplica  $t^{1/2}$ ). Como antes, tais parâmetros não variam durante o ensaio de infiltração e são conhecidos para os corpos de prova selecionados para os cálculos – (ver Tabela 33).

A única particularidade presente na equação de Phillip, em relação à de Green e Ampt, está associada ao coeficiente do segundo termo da série truncada que multiplica  $t^1$ , ou seja, ao valor do coeficiente  $A$ . Para tempo infinito o parâmetro  $A = K_{sat}$ , de modo a convergir o valor da Taxa de Infiltração  $Ti = (dI/dt)$  para  $K_{sat}$ . No entanto, Phillip verificou que a adoção de  $A = K_{sat}$  gera erros importantes nos cálculos de  $I$  e de  $Ti$  em tempos pequenos. Para melhorar a confiança dos cálculos em tempos pequenos  $A < K_{sat}$ . No entanto, a assunção de valores menores para  $A$  conduz à erros em tempos intermediários e grandes. Phillip procedeu a várias avaliações para  $A = 0,38 K_{sat}$ ,  $A = 0,5 K_{sat}$  e  $A = 2/3 K_{sat}$  e observou que, para qualquer valor de  $A$ , algum erro é gerado em alguma faixa de tempo. Como o tempo máximo de infiltração praticado nos ensaios do presente estudo é de 4 horas, nos cálculos procedidos se adotou  $A = 2/3 K_{sat}$ , um valor que se adequa satisfatoriamente aos cálculos desejados. A equação de Phillip resulta então;

$$I(t) = St^{1/2} + (2K_{sat}/3).t, \text{ com } S = [2K_{sat}(Dp + \psi)\Delta\theta]^{1/2}$$

Uma vez conhecidos os parâmetros  $k_{sat}$ ,  $\theta_i$ ,  $\theta_{CC}$ ,  $\Delta\theta$  e  $D_p$ , constantes para cada corpo de prova selecionado (ver Tabela 33), é possível calcular os valores de “ $\psi$ ” correspondentes a cada par de valores (I,t) que se selecione dos gráficos expostos no Anexo. Na Tabela 35 constam os valores da infiltração acumulada  $I$  selecionados para tempos  $t$  de 0,5h, 2h e 4 horas, com os quais foi possível calcular “ $\psi$ ” para esses tempos, e, mais ainda, esboçar sua variação ao longo do ensaio. Os cálculos foram feitos diretamente e não por tentativas, em função do caráter mais amigável da fórmula de Phillip.

Na Tabela 35 estão apresentados os valores de “ $\psi$ ” calculados em função da infiltração acumulada e do tempo de ocorrência da infiltração.

Tabela 35 – Valores de  $\psi$  em função de I(mm) e t(s), Modelo de Philip.

AI <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>				AI <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>			
I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)	I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)
7,68	1800	1193,60	1,19	7,68	1800	1855,99	1,86
9,60	7200	377,26	0,38	9,99	7200	694,697	0,69
13,45	14400	337,05	0,34	12,28	14400	473,939	0,47
AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>				AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>			
I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)	I (mm)	t (s)	$\psi$ (mm)	$\psi$ (m)
6,91	1800	2544,81	2,54	3,84	1800	723,442	0,72
9,22	7200	1054,94	1,05	5,19	7200	272,982	0,27
10,45	14400	623,907	0,62	6,34	14400	170,739	0,17

A Figura 38 mostra a variação da sucção “ $\psi$ ” do solo em cada uma das amostras ensaiadas ao longo do tempo, com a utilização do modelo proposto por Phillip.

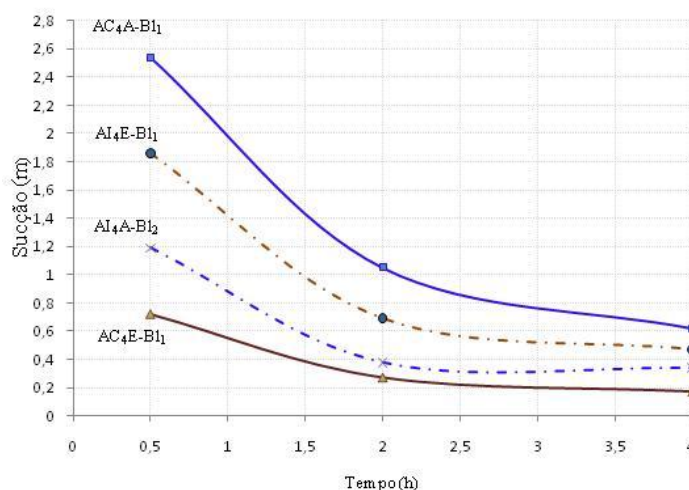


Figura 38 – Variação da constante “ $\psi$ ” em amostras talhadas e Compactadas, infiltradas por água e efluente. Modelo de Phillip.

Apesar de suas simplificações, os dois modelos são capazes de captar as premissas básicas do processo de infiltração vertical, além de englobar grandezas com significado físico claro perfeitamente mensurável. Ambos têm uma vasta aplicação devido às boas confidências com os resultados obtidos em laboratório e os valores medidos em campo. São os únicos modelos que permitem a determinação da variável “ $\psi$ ”. Entretanto, para obter bons resultados, é necessária uma boa determinação dos parâmetros requeridos.

A forma como a sucção variou está representada nos gráficos pelas quatro curvas assim identificadas:

- . AC<sub>4</sub>A-BI<sub>1</sub>, (“CP compactado” 04, infiltrado por água - curva azul);
- . AI<sub>4</sub>A-BI<sub>2</sub>, (“CP talhado” 04, infiltrado por água - azul pontilhada);
- . AC<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>, (“CP compactado” 04, infiltrado por efluente - marrom);
- . AI<sub>4</sub>E-BI<sub>1</sub>, (“CP talhado” 04, infiltrado pela efluente - pontilhada marrom).

Os resultados obtidos nestas determinações mostram que a sucção varia ao longo do tempo, como mostrado nas Figuras 37 e 38, tanto pelos modelos de Green-Ampt quanto de Phillip. Essa variação é decrescente, assumindo valores que se aproximam de zero, contrapondo-se ao sugerido originalmente por



Green-Ampt, que, em seu modelo, propôs que a frente de umedecimento estaria sujeita a uma sucção constante e global ( $\psi$  constante).

As sucções calculadas pelos modelos de Green-Ampt e Phillip foram iguais nas amostras talhadas, tanto na infiltração por água quanto pelo efluente tratado. Quanto às amostras compactadas, as sucções foram iguais para os dois modelos quando da infiltração por água e diferiram quando da infiltração pelo efluente tratado. A deposição dos sólidos em suspensão e a condição de compactação das amostras podem ter contribuído para a ocorrência dessa diferença. De um modo geral, os resultados obtidos pela aplicação dos dois modelos em amostras do solo residual satisfazem à faixa de valores apresentados pela bibliografia.

#### 6.5 Ensaio de Colmatação

Através do ensaio de colmatação, observou-se que em tempos muito maiores que os 4 dias adotados nos ensaios de infiltração não saturada a taxa de infiltração básica ( $T_{i,b}$ ) decai como mostrado na Figura 35.

O fenômeno da colmatação afetou a infiltração a partir do 36º dia de exposição ao fluxo do efluente. Essa queda na capacidade de infiltração do meio foi comandada por processos variados, de origem físico-química. Neste caso, contribuíram para a colmatação a precipitação mineral, a deposição de sólidos em suspensão, que contribuíram na formação da película impermeabilizante e, provavelmente, o crescimento de bactérias, assim como alguns atributos físicos da amostra do solo utilizada, especialmente a macroporosidade, a densidade do solo e a estabilidade de agregados.

Acredita-se que não seja possível evitar a formação da película impermeabilizante. Sua formação foi consequência provavelmente das características da suspensão presente no efluente e, também, das condições do ensaio. A deposição dos sólidos pela permeação tornou-se determinante para que o estado de equilíbrio se desse formando a camada de “gel” sobre a superfície da amostra (Figura 39).

As Figuras 39(a) e 39(b) ilustram dois momentos dos corpos de prova, antes e após a infiltração pelo efluente, mostrando que, no segundo caso, os sólidos presentes no efluente tratado sofreram decantação direta sobre a superfície do corpo de prova e assumiram influência na intensidade real da colmatação.

As quantidades com que a redução da  $T_{i,b}$  ocorreu, ao longo do tempo, foram registradas da seguinte maneira: no primeiro mês de leituras (Dezembro de 2008) a  $T_{i,b}$  foi igual a  $1,76E-05$  cm/s passando para  $6,95E-06$  cm/s no segundo mês;  $6,51E-07$  cm/s no terceiro mês e  $8,57E-08$  cm/s anotada no quarto mês de observações. Nos meses subseqüentes, maio a outubro de 2009 a  $T_{i,b}$  variou de  $6,07E-08$  cm/s para  $3,85E-08$  cm/s, mantido constante o valor de  $3,85E-08$  cm/s nos meses de Julho a Outubro.

A redução da  $T_{i,b}$  entre o início e o final do ensaio de colmatação alcançou cerca de 2000 vezes, ou seja, da ordem de  $10^{-3}$  [  $(3,85e-08 / 1,76e-5) = 0,002$  ].



Figura 39 (a) – Corpo de prova antes da infiltração pelo efluente.

Figura 39 (b) – Corpo de prova após a infiltração do efluente (decantação dos sólidos sobre a superfície).

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 7.1 Conclusões

Com os dados obtidos neste trabalho, podem-se fazer as seguintes considerações:

- Os resultados dos ensaios de infiltração apresentaram-se coerentes com o fenômeno e com os modelos teóricos referidos na literatura;
- As curvas de infiltração mostraram boa repetibilidade;
- Para os CP utilizados, os valores das taxas de infiltração, tanto na infiltração por água quanto na infiltração por um efluente sanitário tratado, não indicaram grandes variações entre si, com a carga hidráulica ( $D_p$ ) aplicada;
- O traçado do perfil de umidade em cada CP permitiu verificar a ocorrência de equalização de umidade e associar o valor da umidade equalizada à capacidade de campo ( $\theta_{cc}$  ou  $w_{cc}$ ) do solo;
- Nos CP indeformados, a equalização de umidade ocorreu no quarto dia de exposição à drenagem;
- Nos CP compactados o período de 4 dias de exposição à drenagem não foram suficientes para a ocorrência da plena equalização de umidade;
- Para os CP compactados do lado seco, a umidade não equalizou;
- Para os CP moldados do lado úmido, a umidade equalizou com 4 dias de drenagem próximo ao valor de  $W_{sat}$  ( $W_{cc}/W_{sat} = 0,98$  (98%));

- As taxas de infiltração de água e de efluente tratado diminuíram quando as amostras de solo são compactadas;
- A partir do 36° dia, a presença de nutrientes orgânicos no efluente tratado diminui a taxa de infiltração nas amostras;
- O ensaio de colmatação demonstrou que a capacidade de colmatar do solo investigado pode ser constatada, e a intervenção de microrganismos na formação de biofilme com bloqueamento dos poros na superfície ou em profundidade na camada do solo pode ser apontada como uma possível causa da colmatação;
- A partir dos resultados obtidos nos ensaios de infiltração não saturada foi possível avaliar quantitativamente a constante “ $\psi$ ”, associada à sucção matricial do solo, parte integrante dos modelos propostos por Green-Ampt (1911) e Phillip (1954a). Foram obtidos valores variáveis e decrescentes para “ $\psi$ ”, da ordem de 24 a 259 cmca (centímetro de coluna de água), no início da infiltração ( $\psi_i$ ), e da ordem de 14 a 67 cmca quando a infiltração atingia a base do CP ( $\psi_{sat}$ ). Tais valores estão em conformidade com os referidos na literatura abrangida pelo presente trabalho, a exemplo dos valores obtidos por Wang (1995) em seus estudos experimentais;
- A Tabela 36 apresenta valores de parâmetros calculados para o solo residual analisado na presente dissertação, inclusive a constante  $\psi$ , com os quais é possível expressar as equações dos modelos de Green-Ampt e Philip;

$$\text{Eq. Green-Ampt; } I(t) = k_{sat}(t) + \Delta\theta * (Dp + \psi) * \ln \left[ 1 + \frac{I(t)}{\Delta\theta(Dp + \psi)} \right]$$

$$\text{Eq. Philip; } I(t) = St^{1/2} + At \text{ sendo, } S = [2k_{sat} * (Dp + \psi) * \Delta\theta]^{1/2}$$

Tabela 36- Variação de  $\psi$  ao longo do tempo

Parâmetros	Infiltradas Por Água		Infiltradas Pelo Efluente	
	Indeformada	Compactada	Indeformada	Compactada
	Al <sub>4</sub> A-BI <sub>2</sub>	AC <sub>4</sub> A-BI <sub>1</sub>	Al <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>	AC <sub>4</sub> E-BI <sub>1</sub>
$K_{sat.}$ (cm.s <sup>-1</sup> )	1,66E-04	5,88E-05	1,09E-04	6,32E-05
$\theta_{cc}$	0,363	0,391	0,338	0,386
Constante $\psi$ (cm)				
Modelo de Green-Ampt	124 a 32	259 a 67	89 a 42	24 a 14
Modelo de Philip	119 a 34	254 a 62	186 a 47	72 a 17

## 7.2 Recomendações

Recomenda-se para estudos futuros os seguintes tópicos:

- Estudo comparativo entre a capacidade de campo determinado em laboratório com a capacidade de campo adotado pela física dos solos aplicada à engenharia agrícola e de irrigação;
- Verificar a equalização da umidade de um solo compactado na umidade ótima após infiltração;
- Estender o período de exposição à drenagem do CP compactado, além dos 4 dias adotados neste trabalho, de tal modo que seja verificado quando ocorreria a equalização de umidade;
- A rotina do ensaio de infiltração não saturada, testada na presente dissertação, precisa ser aperfeiçoada no que se refere à alimentação do reservatório situado à montante do CP, sobretudo nos instantes iniciais dos ensaios. Para evitar possíveis imprecisões que a realimentação manual do reservatório gera, é recomendável automatizar a sistemática de realimentação do reservatório acoplado-se um transdutor de pressão para a medida e compensação contínua da carga hidráulica  $D_p$ .

## REFERÊNCIAS

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 8p, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 3p, 1984.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 13292**: Solo – Ensaio de Permeabilidade. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 14 545**: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos a Carga Variável. Rio de Janeiro, 12 p, 2000.

ALVES, G. P. M. **Capacidade de Atenuação do Solo de Fundo da Lagoa Anaeróbia da ETE de Passo Fundo**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura – Universidade de Passo Fundo – RS, 2005.

ASTM D 4874. **Standard Test Method for Leaching Solid Material In a Column Apparatus**, 1995.

BASTOS, R. K. X. **Utilização de esgotos tratados em fertirrigação, hidroponia e piscicultura**. Rio de Janeiro: ABES, RIMA, 2003.

BAVEYE, P.; VANDEVVIVE, P.; HOYLE, B.L. et al. **Environmental Impact and Mechanisms of Biological Clogging of Saturated Soils and Aquifer Materials**. Critical Reviews In Environmental Science and Technology, v. 28, n. 2, pp. 123-191, 1998.

BENSON, C. H. ; HARDIANO, F. S. ; MOTAN, E. S. **Representative Specimen Size for Hydraulic Conductivity Assessment of Compacted Soil**

**Liners.** Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP, 1994.

BRAGA, B. et. al. **Introdução a Engenharia Ambiental.** São Paulo: Prentice Hall, 2002.

BRANDÃO, V. S., CECÍLIO, R. A., PRUSK, F. F. & SILVA, D. D. **Infiltração de Água no Solo**, 47 p. Universidade Federal de Viçosa, 2006.

BUCKINGHAM, E. **Studies on the Movement of Soil Moisture.** U. S. Dept. Agr. Bur. Soils Bull. 38, 1907.

CAMPOS, L. E. P.; BURGOS, P. C. **Um Estudo Preliminar Sobre a Infiltrabilidade Vertical de Alguns Solos da Cidade de Salvador-BA.** IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos; V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Porto Alegre, 2003.

CECÍLIO, R. A. **Aplicação da Equação de Green-Ampt na modelagem da Infiltração de Água em Latossolo Vermelho-Amarelo Estratificado.** Tese (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, 2002.

CHAGAS NETO, V. B. **Caracterização do Esgoto Bruto e Avaliação da Eficiência de Redução de Matéria Orgânica e de Bactérias Entéricas, em Diferentes Processos de Tratamento de Esgotos Domésticos, Empregado na Cidade de Salvador-Bahia.** 99p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal da Paraíba – Campina Grande-PB, 1995.

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R. ; MAYS, L. W. **Hidrologia Aplicada.** McGraw – Hill, Santa Fé de Bogotá, Colômbia, 1988.

COSTA, M. A. G. ; COSTA, E. C. **Poluição Ambiental:** Herança para gerações futuras. Santa Maria: Orium, 2004.

BRAJA, DAS. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica** – São Paulo: Thompson Learning, 2007.

DANIEL, D. E. , **In Situ Hydraulic tests for compacted Clays. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil**, ASTM ATP 1142. Philadelphia, p. 30-78, 1994.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. **Slope Stability in Residual Soils**, From the Proceedings. In. 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1971.

EMBASA – **Empresa Baiana de Água e Saneamento** – Salvador – Bahia, 1982.

GEOHIDRO. **Relatório Técnico Preliminar do Plano Diretor de Encosta da Cidade de Salvador-Bahia**. Vol. 3. 134p, 2004.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A. **Studies in soil phisica. I. The flow of air and water through soils**. I. Agr. Sci., v.4, p. 1-24, 1911.

DARCY, Henry. **Les Fontaines Publiques de La Ville de Dijon**, Delmont, Paris, 1856.

HILLEL, D. **Soil and Water Physical Principles and Processes**, USA. Editors Academy Press, INC, 1971.

HORTON, R. E. **An Approached Toward a Physical Interpretation of Infiltration Capacity**. Soil Sci. Soc. Am. Proc., v. 5, p. 399-417, 1940.

HORTON, R. E. **The role of infiltration in the hydrologic cycle**. *Trans. Amer. Geoph. Union*, v. 14: p. 446-460, 1933.

IBGE (1998). **Manual Técnico de Geologia**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), 1998.

KOSTIAKOV, A. N. **On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and on the necessity for studying it from a dynamic point of view for purposes of amelioration**. In: *Transcomm. Intern. Soc. Soil Sci.* 6, Moscou, Part A, 17-21, 1932.



KOZENY, J. **Weber Papillary Leitung des Washers in Bodem.** Sitzungsber Akad. Wiss., Wien, 136(2<sup>a</sup>): 271 – 306, 1927.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo.** EDUSP – Editora da Universidade de São Paulo. São Paulo – SP. 344p, 3 ed., 2005.

MARA, D. D. **Sewage Treatment in Hot Climates.** Chichester: John Wiley, 1976.

MELLO, F. C. M. **A Infiltração em Condições de Submersão: Uma Aproximação Numérica ao Método de Phillip.** Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, N<sup>o</sup> 5 (1), P. 79-93, 1984.

MENDONÇA, M. B. **Avaliação da Formação do Ocre no Desempenho de Filtros Geotêxteis.** Tese de Doutorado, COPPE/EFJRJ, 320p. Rio de Janeiro, 2000.

METCALF & EDDY. **Wastewater Engineering. Tratament, Disposal and Reuse.** 3 ed. Singapore: McGraw-Hill, Inc. International Edition, 133p, 1991.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior.** New York: John Wiley & Sons, Inc, 437p, 1993.

NAIME, J. M. **Um novo método para estudos dinâmicos, in situ, da infiltração da água na região não-saturada do solo.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) – São Carlos – SP, 2001.

NUVOLARI, A. et. al. **Esgoto Sanitário – Coleta, Transporte, Tratamento e Reuso Agrícola.** 2<sup>a</sup> Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2003.

PAIVA, J. B. D. ; PAIVA, E. M. C. D. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas.** Porto Alegre: Editora ABRH, 2001.

PELCZAR, M. J. Jr. ; CHAN, E. C. S. ; KRIEG, N. R. **Microbiologia. Conceitos e Aplicações.** v. II, São Paulo. MAKRON BOOKS, 1996.

PHILIP, J. R. **An Infiltration equation with physical significance**. Soil. Sci. , 77, p. 153-157, 1954a.

PHILIP, J. R. **Numerical Solution of equations of the diffusion type with diffusivity concentration – Dependent**. Trans. Faraday Soc. London, 51, p. 885 – 892, 1955.

PHILIP, J. R. **The theory of infiltration 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations**. Soil Science, v. 84, p. 257-264, 1957.

PHILIP, J. R. **The theory of infiltration, 6, effect of water depth over** Soil Sci. , 85, p. 278 – 286, 1958b.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 1ª Edição. São Paulo, 247p, 2000.

PINTO, J. S. **Estudo da Condutividade Hidráulica de Solos Para Disposição de Resíduos Sólidos na Região de Santa Maria**. Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia - Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria- RS, 2005.

PREVEDELLO, C. L. **Física do Solo com Problemas Resolvidos**. Curitiba: Editora SAEAFS, 1996.

PRUSKI, F. F.; CALIJURE, M. L.; BHERING, E. M.; J. M. A. **Metodologia Baseada no Uso de Sistemas de Informações Geográficas para a Obtenção de Equações de Chuvas Intensas em Qualquer Localidade do Estado do Paraná**. Revista Engenharia Na Agricultura, Viçosa, v.5, n.3, p. 254-265, 1997.

RAVI, V. ; WILLIAMS, J. R. **Estimation of infiltration rate in the vadose zone: Compilation of simple mathematical models**. USA. EPA, Volume 1, 1998.

RAWLS, W.J., DAVID, G., van MULLEN, J.A. e WARD, T.J. **Infiltration**. In: ASCE. Hidrology Handbook. New York: 2º Ed. P.75-124. (ASCE Manuals and report on Engineering Practice, 28), 1996.

RIGHETO, A. M. **Hidrologia e Recursos Hídricos**. São Carlos, SP. Publicação EESC – USP, 1998.

REICHARDT, K. **Dinâmica da Matéria e da Energia em Ecossistemas**. 2ª ed. Piracicaba, USP/ESALQ Depto. De Física e Meteorologia, 513p, 1996.

ROLLIN, A. L. and LOMBARD, G. **Mechanisms Affecting Long – Term Filtration Behavior of Geotextiles and Geomenbranes**, vol. 7, Nos. 1 and 2, pp. 119-145, 1988.

SANEPAR. **O que é esgoto**. (2004). Disponível em: <http://www.sanepar.com.br>  
Acesso em 02 de março de 2009.

SANTOS, E. ; DE PINHO, J. A. G.; MORAES, L. R. S.; FICHER, T. **O caminho das Águas em Salvador: Bacias Hidrográficas, Bairros e Fontes – Salvador: CIAGS/UFBA; SEMA, 486p. Il.; (Coleção Gestão Social), 2010.**

SANTOS, L. A. O. **Notas de aulas da disciplina ENG 537 – Geotecnia Ambiental – Programa de pós-graduação - Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Salvador-BA, 2007.**

SANTOS, L. A. O. **Notas de aulas da disciplina ENG 537 – Geotecnia Ambiental – Programa de pós-graduação - Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Salvador-BA, 2005.**

SANTOS, L. A. de O. e GUIMARÃES, R. B. **Infiltração vertical de água em solos insaturados: frente de saturação ou umedecimento?. In: CONFERENCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1ª COBRAE, 1992, Rio de Janeiro. Anais. v. II, p.631-645, 1992.**

SOUSA, P. S. **Comportamento Mecânico e Hidráulico de um Solo Residual do granulito-gnaiss de Salvador e sua Aplicação no estudo de Mecanismos de Instabilização de Taludes**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, 2006.

SICAR – RMS, Sicad, **Base Cartográfica Digital do Estado da Bahia** – Sei, 2006.

SILVA, S. A.; MARA, D. D. **Tratamentos Biológicos de águas residuárias – Lagoas de Estabilização** – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1979.

SPERLING, V. M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias** - Volume 1: Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos 3ª ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; UFMG, 452p., 2005.

SPERLING, V. M. **Introdução à qualidade das águas e o tratamento de esgotos**. 2ª Ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 1996.

TABUADA, M. A.; MARQUES, C. A.; PEREIRA, L. S. **Alguns modelos de infiltração e sua interpretação com base em Ensaio de Campo Associados à Rega por Gravidade**. In: Anais do III Simpósio Luso-Brasileiro de Hidráulica e Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba, V. 2, p.411- 424, 1987.

VARGAS, M. **Some Engineering Properties of residual Clay Soils Occuring In Southern Brazil**, Proc. 3th Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Eng. , Vol. 1, PP. 67 – 71, 1953.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, 509p, 1977.

WANG, X. and BENSON, C. H. **“Infiltration and saturated hydraulic conductivity of compacted clay”**, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 121, p. 713 – 722, 1995.

WHITE, A. F. ; BRANTLEY, S. L. **Chemical weathering rates of silicate minerals**, Washington, USA, Mineralogical Society of America, 583p, 1995.

WOLLE, C. M.. **Taludes naturais – mecanismos de instabilização e critérios de segurança**. Dissertação (Mestrado) – EPUSP, São Paulo, 1980.

**ANEXO A - GRÁFICOS DAS INFILTRAÇÕES ACUMULADAS VERSUS TEMPO, NOS CPs TALHADOS E NOS CPs MOLDADOS INFILTRADOS POR ÁGUA E UM EFLUENTE TRATADO**

## A.1. Infiltração por Água

- CPs Talhados

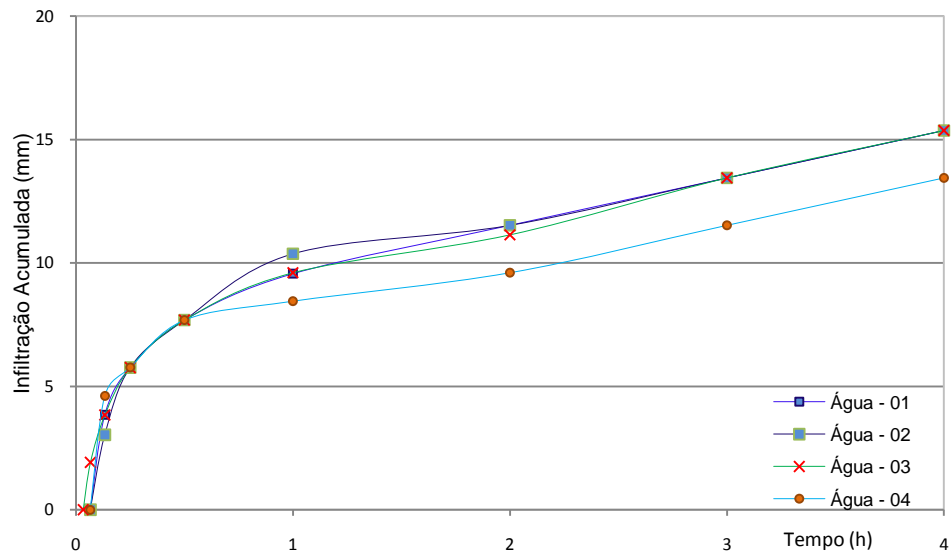


Figura A.1.1 – Infiltração acumulada versus tempo

- CPs Moldados

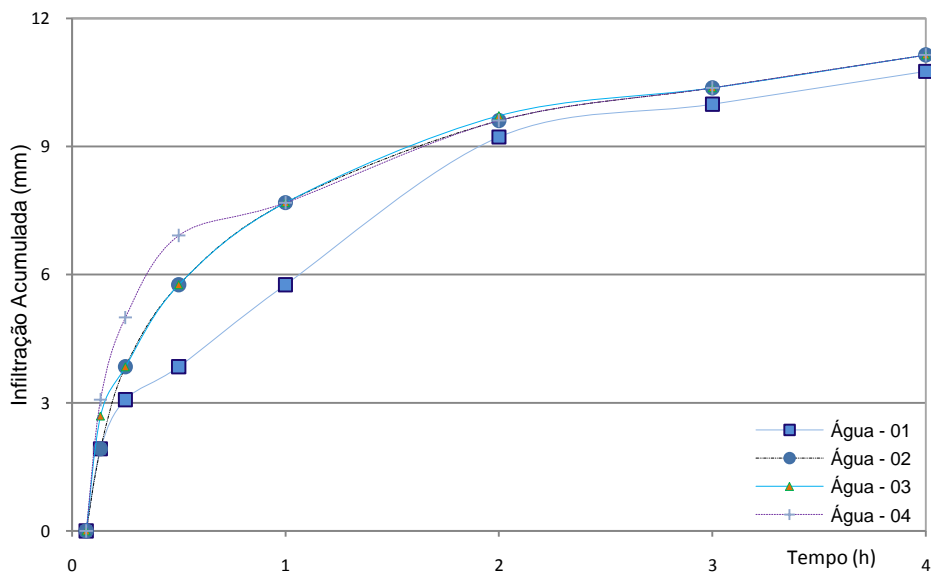


Figura A.1.2 – Infiltração acumulada versus tempo

## A.2. Infiltração por Efluente Tratado

- CPs Talhados

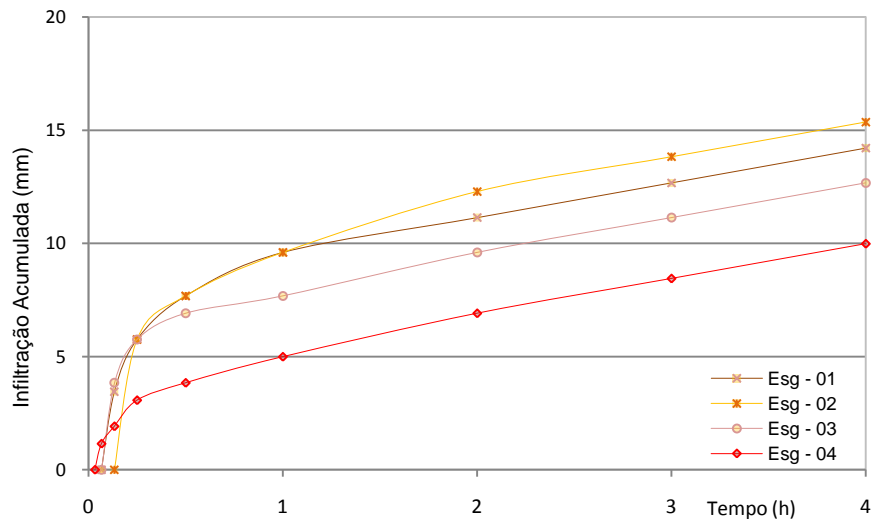


Figura A.2.1 – Infiltração acumulada versus tempo

- CPs Moldados

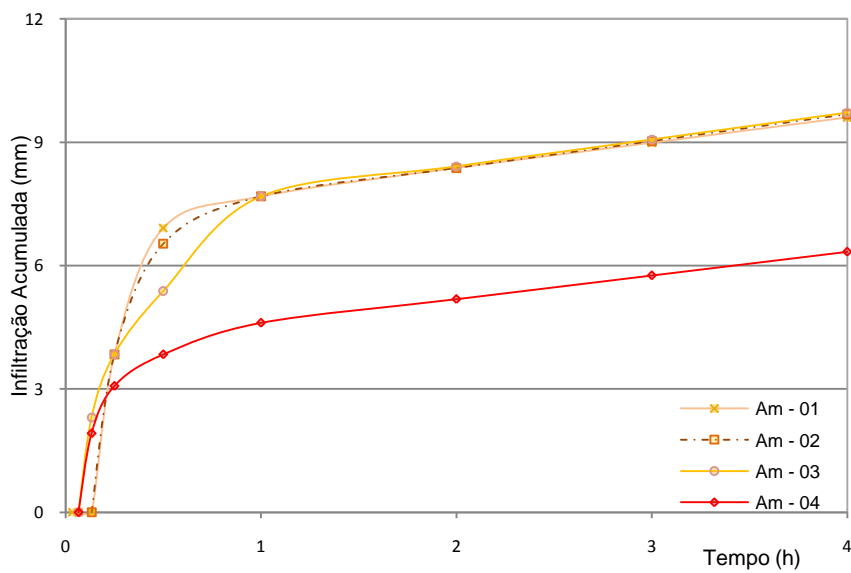


Figura A.2.2 – Infiltração acumulada versus tempo