

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

**COMPORTAMENTO HIDRODINÂMICO DO SOLO E DA
RECARGA POTENCIAL DO AQUIFERO A PARTIR DE POÇOS DE
INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS**

ELIANE APARECIDA JUSTINO

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Urbana.

Orientação: Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

São Carlos

2019

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado da candidata Eliane Aparecida Justino, realizada em 17/09/2019:



Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa
UFSCar



Profa. Dra. Simone Cristina Jesus de Moraes
UFTM



Prof. Dr. Jamil Alexandre Ayach Anache
USP



Prof. Dr. Bernardo Arantes do Nascimento Teixeira
UFSCar



Prof. Dr. Moisés Furtado Failache
UFSCar

Dedico às minhas amadas Maria Abadia Justino e Bela

AGRADECIMENTOS:

Primeiramente, à Deus por ter me dado forças para enfrentar mais este desafio.

Ao meu Orientador Professor Doutor Ademir Paceli Barbassa pelas orientações, paciência e por tantas coisas que me foram ensinadas.

À minha Querida e Amada Mãe pelo apoio e amor incondicional. E peço desculpas pelas minhas ausências e por diversas vezes não poder cuidá-la da forma correta e merecida.

À todos da minha família que mesmo distantes sempre me apoiaram e confortaram nos momentos difíceis. E aqui incluo a minha Doce e Fiel Bela, obrigada pelo companheirismo e pelos olhares que se traduzem em amor, dedicação e conforto.

Ao Professor Doutor Fernando Henrique Martins Portelinha por permitir que eu utilizasse o Laboratório de Geotecnia, pelas orientações e as valiosas contribuições a este trabalho e ao Técnico Sidnei Muzetti pelo auxílio nas realizações dos experimentos sempre de forma atenciosa e didática.

Ao Professor Doutor José Augusto Marcondes Agnelli por permitir que eu tivesse livre acesso ao Laboratório de Biopolímeros para utilização da energia elétrica e de água.

À todos da Prefeitura do Campus da UFSCar que me ajudaram com as instalações e desinstalações dos equipamentos de campo, em especial ao Técnico Leomar Scarpa da Oficina Mecânica do Departamento de Engenharia de Materiais que com muita dedicação e cuidado conseguiu confeccionar ou adaptar todas as ferramentas que necessitei.

Ao Mestre Leonardo Kenji Maeda que me auxiliou nas montagens dos experimentos de campo tornando esta tarefa menos árdua e solitária, e mais alegre.

Ao Doutor Moisés Furtado Failache que foi fundamental na conclusão deste trabalho, principalmente na parte de Modelagem Numérica e realização do Artigo Final.

À UFG por ter me concedido a licença para que eu pudesse dedicar integralmente ao Doutorado.

Aos Colegas do Grupo de Pesquisa GHidro e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana pelas companhias, incentivos e abraços para aliviar o cansaço.

À minha Amiga Karinne pelo apoio emocional e pelas longas conversas que me confortaram e deram ânimo para não desistir.

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota”

Madre Teresa de Calcuta.

“A lágrima que cai da chuva é um símbolo do mundo que mata a sede do universo”

Saulo Rafael Monteiro

COMPORTAMENTO HIDRODINÂMICO DO SOLO E DA RECARGA POTENCIAL DO AQUIFERO A PARTIR DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

RESUMO

O objetivo deste trabalho foi analisar o comportamento hidrodinâmico do solo e da recarga potencial de aquífero a partir de poços de infiltração de águas pluviais, construídos em escala real e piloto no Campus da Universidade Federal de São Carlos por meio de monitoramentos e modelagens. Foram realizadas análises físicas e hidráulicas do solo, monitoramentos da umidade volumétrica do solo, de dados hidrológicos e do nível de água no interior dos poços, e simulações de chuva utilizando reservatórios de 2000 L e 10000 L. As modelagens foram desenvolvidas por meio do Método do Balanço Hídrico do Solo e numericamente utilizando os softwares Hydrus 1D versão 4.16 e 2D/3D versão 2.5. O solo da área de estudo apresentou-se heterogêneo em relação ao tamanho e distribuição dos poros, o que fez com que a condutividade hidráulica saturada do solo (K_{sat}) variasse de $1,58 \times 10^{-4}$ a $9,52 \times 10^{-3}$ cm/s, valores esses que garantem a adequação da área para implantação de poços de infiltração para controle de escoamento superficial. Dentre os métodos utilizados para determinação de K_{sat} empregada no dimensionamento de poço, os propostos por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) se mostraram mais adequados. Os monitoramentos de umidade do solo mostraram que o alcance da frente de umedecimentos não depende do diâmetro do poço, mas sim da altura de lâmina de água no seu interior e que as superfícies que efetivamente contribuem para infiltração estão abaixo da metade desta altura. A distribuição localizada e em grande quantidade do escoamento superficial promovida pelo poço fez com que nos primeiros funcionamentos da estrutura o efeito do ciclo de umedecimento e secagem fosse marcante. O aumento do diâmetro do poço diminuiu a taxa de infiltração de água no solo, consequência do aumento da sua capacidade de reservação e diminuição da energia resistente do fluxo da água no solo. Na estimativa de recarga potencial do lençol freático pelo Método do Balanço Hídrico, quando se considerou o manejo das águas pluviais com o uso de poço de infiltração, o valor médio encontrado para os anos de 2017 e 2018 foi 2,72 vezes maior do que para o cenário em condição natural com cobertura de grama, portanto, os poços contribuem com a recarga de aquífero. Os resultados da modelagem numérica bidimensional da dinâmica de água no solo promovida por poço de infiltração com o uso do Hydrus 2D/3D foram inconclusivos e as simulações no Hydrus 1D mostraram que as recargas potenciais médias para os anos de 2017 e 2018 foram de 86, 84, 82 e 80% do total precipitado no período, quando o nível do lençol freático estava a 1, 2, 5 e 8 m do fundo do PGHidro, respectivamente, e que o tempo de início da recarga é diretamente influenciado por esse nível e pela a distribuição da precipitação. Em suma, os resultados mostraram a importância de se considerar os poços de infiltração na gestão urbana, não só para o controle do escoamento superficial direto mas também como fonte de recarga do aquífero

Palavras Chaves: técnica compensatória de drenagem urbana; BMPs, gestão de aquífero; balanço hídrico no solo, modelagem numérica.

HYDRODYNAMIC BEHAVIOR OF SOIL E POTENTIAL GROUNDWATER RECHARGE THROUGH STORMWATER INFILTRATION WELLS

ABSTRACT

The objective of this work was to analyze the hydrodynamic behavior of soil e potential groundwater recharge trough stormwater infiltration wells, built in real and pilot scale at the Federal University of São Carlos using monitoring and modeling. Therefore, it will be performed physical and hydraulic analyzes of the soil, monitoring of volumetric soil moisture, hydrological data and water level inside the wells, and rainfall simulations with 2000 L and 10000 L reservoirs. The modeling were developed by the Soil Water Balance Method and numerically using Hydrus 1D version 4.16 and 2D/3D version 2.5 softwares. The soil of the study area was heterogeneous in relation to pore size and distribution, which caused the saturated hydraulic conductivity of the soil (K_{sat}) to vary from $1.58 \cdot 10^{-4}$ to $9.52 \cdot 10^{-3}$ cm / s, values that assure the adequacy of the area for the implantation of stormwater infiltration wells. Among the methods used to determine K_{sat} employed in well desing, those proposed by Cauduro and Dorfman (s / d) and Pratt and Powel (1992) were more adequate. Soil moisture monitoring showed that the wetting front reach does not depend on the well diameter, but yes of the water level height inside well and that the surfaces that effectively contribute to infiltration is below half of this height. The localized and large distribution of runoff promoted by the well made the wetting and drying cycle effect were striking in the first operations of the structure. The increase in the well diameter decreased the soil water infiltration rate, it is consequence of its increased reservoir capacity and decreased resistant energy of water flow in the soil. In the estimation of groundwater potential recharge by the Water Balance Method, when considering rainwater management using infiltration wells, the average recharge value found for 2017 and 2018 was 2,72 times higher than for the grassland scenario, therefore, the wells contribute effectively to groundwater recharge. Two-dimensional numerical modeling of groundwater dynamics was inconclusive by Hydrus 2D/3D and Hydrus 1D simulation showed that the average potential recharges for 2017 and 2018 were 86, 84, 82 and 80% of total precipitated in the period, when the water table level was 1, 2, 5 and 8 m from the bottom of PGHidro, respectively, and the inicial recharge time is directly influenced by table level and rainfall distribution. In conclusion, the results showed the importance of considering infiltration wells in urban management, not only for direct runoff control but also as a source of groundwater recharge.

Keywords: best management practice; BMPs, groundwater management; soil water balance; numerical modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comparativo entre sistemas de drenagem de águas pluviais.....	24
Figura 2.2 - Esquemas dos poços de infiltração: (a) poço de infiltração revestido; (b) poço de infiltração não revestido.....	31
Figura 2.3 - Esquemas dos poços de infiltração: (A) poço de infiltração revestido com tubo de concreto sem perfuração; (B) poço de infiltração revestido com tubo de concreto perfurado, tijolo assentados em crivos e brita.	32
Figura 2.4 - Poço de infiltração instalado no Campus da UFSCar.....	33
Figura 2.5 - Método da Curva Envelope	36
Figura 2.6 - Área de infiltração considerada na determinação da vazão de saída no caso de um poço infiltração de acordo com Azzout <i>et al.</i> (1994)	37
Figura 2.7 - Curva de retenção de água típica de solos siltosos (θ_r é a umidade residual, θ_s^* é a umidade de saturação no processo de drenagem e θ_s^{**} é a umidade de saturação no processo de sorção).....	39
Figura 2.8 - Diagrama esquemático do solo como um sistema trifásico.....	42
Figura 2.9 - Curvas de retenção de água para solos de diferentes tipos e condições	45
Figura 2.10 - Representação esquemática da separação da água existente em um volume de solo de dimensões x,y,z	46
Figura 2.11 - Perfil de umidade de um solo qualquer	47
Figura 2.12 - Esquema do experimento de Henry Darcy, sobre fluxo de água através de filtro de areia.....	48
Figura 2.13 - Esquema de situação não estacionária de movimento de solução no solo	51
Figura 2.14 - Esquema de cálculo de Ksat pelo Método proposto por ABGE (1996) ...	58
Figura 2.15 - Esquema de cálculo de Ksat pelo Método proposto por Cauduro e Dorfman (s/d).....	59
Figura 2.16 - Ensaio do Infiltrômetro de Duplo Anel	61
Figura 2.17 - Relação entre a impermeabilização do solo e o balanço de água (evapotranspiração, escoamento direto, recarga de águas subterrâneas e lençol freático): (A) condição natural; (B) urbanização sem implantação das técnicas de infiltração; (C) urbanização com implantação das técnicas de infiltração	66
Figura 3.1 - Fluxograma da interação das etapas realizadas na pesquisa.....	74
Figura 3.2 - Localização da área de estudo e poço de infiltração PGHidro	76
Figura 3.3 - Áreas de contribuição e localização dos Poços GHidro e PSC	79
Figura 3.4 - Detalhes construtivos e ligação do PGHidro com o sistema de água pluvial do Laboratório de Biopolímeros.....	80
Figura 3.5 - Detalhes construtivos do PGHidro : (A) colocação de brita na lateral dos anéis; (B) tampa de concreto perfurada.....	81
Figura 3.6 - Funcionamento do PGHidro	82
Figura 3.7 - Corte da canaleta, caixa de passagem e poço São Carlos.....	83
Figura 3.8 - Medidor de vazão do Poço São Carlos, (A) corte do abrigo do sensor de nível, (B) canaleta, vertedor, e medidor de nível.....	83
Figura 3.9 - Monitoramento do nível de água no poço GHidro	85
Figura 3.10 - Corte transversal do poço de infiltração	85

Figura 3.11 - Sondas de medição de umidade com os sensores instalados	89
Figura 3.12 - Curvas de calibração do sensor EnviroScan	90
Figura 3.13 - Sondas instaladas para monitorar a umidade volumétrica do solo na área do entorno do PGHidro	90
Figura 3.14 - Corte da disposição das sondas instaladas para monitorar a umidade volumétrica do solo na área do entorno do PGHidro	91
Figura 3.15 - Representação esquemática do modelo conceitual do manejo de água pluvial com inserção do PGHidro como técnica compensatória	92
Figura 3.16 - Monitoramento da Precipitação	93
Figura 3.17 - Área de influência do PGHidro, (A) determinação do raio de influência; (B) área de influência do poço	98
Figura 3.18 - Modelo conceitual do manejo com área total de contribuição gramada... 99	
Figura 3.19 - Modelo conceitual para manejo com sistema convencional de drenagem 99	
Figura 3.20 - Localização dos poços em escala piloto	100
Figura 3.21 - Esquema de ensaio com poços pilotos.....	101
Figura 3.22 - Corte da disposição de instalação das sondas instaladas na camada de solo no entorno dos poços piloto com diferentes diâmetros	102
Figura 3.23 - Ensaio no PP de diâmetro de 50 cm	103
Figura 3.24 - Esquema do reservatório de 2000 litros utilizado nos ensaios de chuva simulada.....	104
Figura 3.25 - Fluxograma das etapas do funcionamento do Hydrus 2D/3D versão 2.5 105	
Figura 3.26 - Volume de solo e poço de infiltração representados no modelo numérico bidimensional axissimétrico	106
Figura 3.27 - Detalhes da malha utilizada na modelagem numérica bidimensional	107
Figura 3.28 - Condições de contorno do modelo numérico bidimensional.....	108
Figura 3.29 - Pontos de observação inseridos no modelo que representam os sensores que realizam o monitoramento de umidade em diversas profundidades do solo e distância dos poços.....	109
Figura 3.30 - Representação gráfica do modelo numérico unidimensional no Hydrus 1D	112
Figura 4.1 - Curvas granulométricas resultantes	113
Figura 4.2 - Levantamento topográfico na área de estudo	115
Figura 4.3 – Relatório de sondagem na área de estudo realizada no ano de 2006	116
Figura 4.4 - Curvas de retenção de água no solo ajustada pela Equação Van Genuchten (1980)	121
Figura 4.5 - Ensaio com chuva simulada no PGHidro	122
Figura 4.6 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017	123
Figura 4.7 - Volumes acumulados de entrada e de infiltração no PGHidro apresentados durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017	123
Figura 4.8 - Taxa de infiltração corrigida apresentada pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017	124
Figura 4.9 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017	124

Figura 4.10 - Volumes acumulados de entrada e de infiltração no PGHidro apresentados durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017	125
Figura 4.11 - Taxa de infiltração corrigida apresentada pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2019	125
Figura 4.12 - Perfis de umidade volumétrica apresentados durante o ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017 no PGHIDRO.....	128
Figura 4.13 - Perfis de umidade volumétrica apresentados durante o ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017 no PGHIDRO	129
Figura 4.14 - Frentes de umedecimento observadas no entorno do PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017: (A) antes do Ensaio; (B) 1 hora e 30 minutos de Ensaio.....	130
Figura 4.15 - Alturas de precipitação ocorridas no período de 08 de março a 08 de outubro de 2017	131
Figura 4.16 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro nos dias 06 e 07 de abril de 2017	132
Figura 4.17 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro das 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril de 2017.....	133
Figura 4.18 - Volumes acumulados de entrada e infiltração no PGHidro das 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril de 2017.....	133
Figura 4.19 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro das 14 horas e 40 minutos as 24 horas do dia 07 de abril de 2017.....	134
Figura 4.20 - Volumes acumulados de entrada e infiltração do PGHidro das 14 horas e 40 minutos as 24 horas do dia 07 de abril de 2017.....	134
Figura 4.21 - Precipitação acumulada corrida nos dias 06 e 07 de abril de 2017	135
Figura 4.22 - Perfis de umidade volumétrica apresentados às 0:00h do dia 06 de abril e 19:00 h do dia 07 de abril de 2017	135
Figura 4.23 - Taxas de infiltração apresentadas nos ensaios realizados no PP de 10,20 cm com condições aproximadas de umidade inicial	140
Figura 4.24 - Perfil de umidade a 25 cm do poço piloto de 10,2 cm de diâmetro.....	141
Figura 4.25 - Perfil de umidade a 50 cm do poço piloto de 10,2 cm de diâmetro.....	141
Figura 4.26 - Taxas de infiltração apresentadas nos Ensaio 4, 5 e 6	143
Figura 4.27 - Perfis de umidade do Ensaio 4 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto.....	143
Figura 4.28 - Perfis de umidade do Ensaio 5 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto.....	144
Figura 4.29 - Perfis de umidade do Ensaio 6 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto.....	144
Figura 4.30 - Taxas de infiltração apresentadas nos ensaios realizados nos PPs de 10,20, 20,3 e 50,0 cm com condição de umidade inicial seca.....	145
Figura 4.31 – Variação da área lateral de infiltração em função do diâmetro do poço	146
Figura 4.32 - Perfis de umidade do Ensaio 8 ($\phi = 20,3$ cm): (a) sonda instalada a 25 cm; (b) sonda instalada a 50 cm e (c) sonda instalada a 100 cm do poço piloto.....	148
Figura 4.33 - Perfis de umidade do Ensaio 10 ($\phi = 50,0$ cm): (a) sonda instalada a 25 cm; (b) sonda instalada a 50 cm e (c) sonda instalada a 100 cm do poço piloto.....	148

Figura 4.34 - Precipitações mensais para os anos de 2017 e 2018.....	150
Figura 4.35 - Evapotranspirações mensais para os anos de 2017 e 2018.....	151
Figura 4.36 - Variações de armazenamento de água no solo na área de influência do PGHidro no período de 08 de março a 08 de outubro de 2017	152
Figura 4.37 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2017 para os manejos de água pluvial com poço de infiltração	153
Figura 4.38 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2018 para os manejos de água pluvial com poço de infiltração	154
Figura 4.39 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2017 para a condição de manejo com área gramada.....	155
Figura 4.40 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2018 para a condição de manejo com área gramada.....	155
Figura 4.41 - Comparação das recargas potenciais acumuladas em condições de manejos distintas.....	157
Figura 4.42 - Valores de infiltração acumulada observada e simulada durante o ensaio de duplo anel	159
Figura 4.43 - Valores de infiltração acumulada observada e simulada durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm.....	160
Figura 4.44 - Curvas de retenção de água no solo obtidas pelo Método do Papel Filtro e ajustada segundo Van Genuchten (1980) e pela calibração no Hydrus 1D para profundidade de até 50 cm	162
Figura 4.45 - Curvas de retenção de água no solo obtidas pelo Método do Papel Filtro e ajustada segundo Van Genuchten (1980) e pela calibração no Hydrus 1D para profundidade abaixo de 50 cm.....	162
Figura 4.46 - Frentes de umedecimento apresentadas na simulação do Ensaio 1 (PP- $\phi = 10,2$ cm).....	163
Figura 4.47 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 25 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro	164
Figura 4.48 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 50 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro	164
Figura 4.49 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 75 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro	165
Figura 4.50 - Alturas acumuladas de água infiltrada no solo durante os anos de 2017 e 2018 por meio da distribuição do PGHidro.....	167
Figura 4.51 - Alturas acumuladas de lâminas de evapotranspiração simuladas ao longo do ano de 2017 e 2018.....	168
Figura 4.52 - Recarga do lençol freático nos anos de 2017 e 2018.....	168
Figura 4.53 - Recarga do lençol freático nos primeiros vinte dias dos anos de 2017 e 2018	169
Figura 4.54 - Alturas de precipitação diária e acumulada ocorridas nos meses de janeiro de 2017 e 2018.....	169
Figura 4.55 - Alturas acumuladas de água infiltrada no solo durante os primeiros vinte dias dos anos de 2017 e 2018 por meio da distribuição do PGHidro.....	170

Figura A1 - Características físicas da caixa de calibração dos sensores	192
Figura A2 - Aparatos de calibração dos sensores.....	193
Figura A3 - Procedimento de mistura do solo com água	194
Figura A4 - Submersão das caixas para obtenção de umidade de saturação.....	195
Figura A5 - Curvas de calibração do sensor EnviroScan	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Água disponível na zona não-saturada em função do tipo de solo (em mm)	68
Tabela 3.1 - Dimensionamento dos Poços	80
Tabela 3.2 - Variáveis necessárias para o cálculo do coeficiente de estresse hídrico	95
Tabela 3.3 - Tabela para o cálculo da variação de volume no reservatório de 2000 litros durante os ensaios de chuvas simuladas	104
Tabela 3.4 - Classificação de desempenho de variáveis estatísticas	111
Tabela 4.1 - Curva de distribuição granulométrica do solo.....	113
Tabela 4.2 - Valores encontrados de índices físicos nas amostras de solo.....	114
Tabela 4.3 - Condutividades hidráulicas saturadas do solo determinadas nos Ensaios de Permeabilidade a Carga Constante realizado em laboratório.....	117
Tabela 4.4 - Condutividades hidráulicas saturada do solo determinadas com o Método do Poço Invertido	118
Tabela 4.5 - Parâmetros e coeficientes de ajuste para as curvas de retenção de água no solo	120
Tabela 4.6 - Ensaios com chuvas simuladas realizados no PGHidro.....	122
Tabela 4.7 - Condutividades hidráulicas saturadas apresentadas durante os ensaios com chuvas simuladas e diferenças percentuais em relação as taxas de infiltração final	126
Tabela 4.8 - Diferença percentual de Ksat determinado para o PGHidro (Tabela 4.7) e pelo Método do Poço Invertido em furos escavados a trado.....	127
Tabela 4.9 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 1 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017.....	136
Tabela 4.10 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 2 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017.....	137
Tabela 4.11 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 3 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017.....	137
Tabela 4.12 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 4 considerando eventos de chuvas reais.....	137
Tabela 4.13 - Ensaios realizados com os poços pilotos.....	139
Tabela 4.14 - Taxas de infiltração final apresentadas durante os ensaios nos PPs.....	139
Tabela 4.15 - Relação entre o volume de água a infiltrar e a área disponível para infiltração nos poços pilotos de 20,3 e 50,0 com o de 10,20 cm de diâmetro	146
Tabela 4.16 - Relação entre comprimento dos círculos da área de infiltração e percolação	147
Tabela 4.17 - Condutividades hidráulicas saturadas apresentadas durante os ensaios com os PPs.....	149
Tabela 4.18 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para a condição de manejo com poço de infiltração	153
Tabela 4.19 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para condição de manejo com área gramada	154
Tabela 4.20 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para três cenários de manejo de águas pluviais considerados	156

Tabela 4.21 - Análise estatística e classificação de desempenho da calibração do modelo unidimensional no Hydrus 1D.....	160
Tabela 4.22 - Resultados da calibração utilizando método inverso no Hydrus 1D versão 4.16 e valores dos parâmetros de ajuste da curva de retenção obtidos em laboratório e Ksat determinados em campo.....	161
Tabela 4.23 - Determinação da porcentagem da altura precipitada que se torna recarga e tempo de resposta do lençol freático a infiltração ocorrida no PGHidro para os anos de 2017 e 2018	171
Tabela AP1 - Umidades volumétricas monitoradas durante o Ensaio 1 realizado no PP de 10,2 cm de diâmetro	191
Tabela AP2 - Infiltração acumulada apresentada durante o Ensaio de Duplo Anel	192
Tabela AP3 - Infiltração acumulada apresentada durante o Ensaio 1 realizado no PP de 10,2 cm de diâmetro	192
Tabela A1 - Verificação das massas calculadas com as massas colocadas na caixa	195

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificações das técnicas compensatórias estruturais	28
Quadro 2.2 - Equações para ajuste da curva de retenção de água no solo	41
Quadro 2.3 – Parâmetros que relacionam as três frações do solo	43
Quadro 2.4 - Valores típicos de condutividade hidráulica segundo texturas dos solos sedimentares	55
Quadro 2.5 - Valores típicos de condutividade hidráulica segundo porosidades dos solos sedimentares	55
Quadro 2.6 - Equações para ajuste da curva de retenção	62
Quadro 3.1- Ensaios realizados para caracterização física do solo	77
Quadro 3.2- Ensaios realizados para determinação da condutividade hidráulica saturada em campo.....	78
Quadro 3.3 - Propriedades hidráulicas do geotêxtil	81

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	HIPÓTESES	22
1.2	OBJETIVO GERAL	22
1.2.1	Objetivos Específicos	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS	23
2.1.1	Técnicas Compensatórias Não Estruturais	25
2.1.2	Técnicas Compensatórias Estruturais	27
2.2	POÇO DE INFILTRAÇÃO	30
2.2.1	Critérios de Projetos e Recomendações Construtivas	33
2.2.2	Dimensionamento	35
2.3	ÁGUA NO SOLO	37
2.3.1	Retenção da Água no Solo	37
2.3.2	Armazenamento de Água no Solo	45
2.3.3	Movimento de Água no Solo	48
2.3.3.1	Equação da continuidade para soluções no solo	50
2.3.4	Condutividade Hidráulica do Solo	53
2.3.4.1	Fatores que influenciam a condutividade hidráulica	54
2.3.4.2	Métodos para determinação da condutividade hidráulica saturada	57
2.3.4.3	Métodos para Determinação da Condutividade Hidráulica Não Saturada	62
2.4	RECARGA DE AQUÍFERO	63
2.4.1	Balanco Hídrico no Solo	67
2.5	MODELAGEM NUMÉRICA DE FLUXO DE ÁGUA NO SOLO	68
2.5.1	Hydrus 1D	69
2.5.2	Hydrus 2D/3D	70
3	METODOLOGIA.....	73
3.1	LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO	75
3.1.1	Características Geotécnicas Locais	76
3.1.2	Caracterização Física do Solo	77
3.1.3	Caracterização Hidráulica	77
3.2	POÇO DE INFILTRAÇÃO EM ESCALA REAL	79
3.2.1	Dimensionamento e Detalhes Construtivos	79
3.2.2	Vazão Afluente ao Poço GHidro	83
3.2.3	Monitoramento do Nível de Água e Volume no Interior do Poço GHidro	84
3.2.4	Volume e Taxa de Infiltração do Poço GHidro	86
3.2.5	Monitoramento de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do Poço GHidro	88

3.3	ESTIMATIVA DE RECARGA POTENCIAL DO AQUÍFERO PELO MÉTODO DO BALANÇO HÍDRICO	91
3.3.1	Determinação dos Componentes do Balanço Hídrico.....	92
3.3.1.1	Precipitação (P).....	92
3.3.1.2	Estimativa de Evapotranspiração Real (EVTR)	93
3.3.1.3	Varição de armazenamento de água no solo monitorada (Δh)	95
3.3.1.4	Escoamento superficial direto vindo do telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros ($ESD_{\text{telha+piso}}$) e escoamento superficial da área de influência (ESD)	96
3.3.1.5	Escoamento extravasado do poço (EXT)	96
3.3.1.6	Escoamento sub-superficial (ESC_{SUB}).....	96
3.3.2	Cenário 1: Estimativa da Recarga Potencial com Poço de Infiltração	97
3.3.3	Cenário 2: Estimativa da Recarga Potencial em Área Natural.....	98
3.3.4	Cenário 3: Estimativa da Recarga potencial para manejo com sistema convencional de drenagem	99
3.4	POÇO DE INFILTRAÇÃO EM ESCALA PILOTO	100
3.5	PRECIPITAÇÃO SIMULADA	103
3.6	MODELAGEM NUMÉRICA DA DINÂMICA DE ÁGUA NO SOLO	104
3.6.1	Definição do Domínio e da Geometria do Modelo.	105
3.6.2	Configuração do Modelo	106
3.6.3	Parametrização do Modelo	109
3.6.4	Calibração do Modelo Numérico	110
3.6.5	Avaliação da Calibração.....	110
3.6.6	Simulação Unidimensional.....	111
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	113
4.1	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO SOLO.....	113
4.2	CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DO SOLO	117
4.2.1	Condutividade Hidráulica Saturada.....	117
4.2.2	Curva de Retenção de Água no Solo.....	120
4.3	POÇO DE INFILTRAÇÃO GHIDRO – CHUVA SIMULADA	121
4.3.1	Taxa de Infiltração.....	122
4.3.1.1	Ensaio realizado no dia 25 de setembro de 2017.....	122
4.3.1.2	Ensaio realizado no dia 09 de outubro de 2017.....	124
4.3.2	Condutividade Hidráulica Saturada.....	126
4.3.3	Varição de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do PGHidro.....	127
4.4	POÇO DE INFILTRAÇÃO GHIDRO – CHUVA REAL.....	131
4.4.1	Taxa de Infiltração.....	131
4.4.2	Varição de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do PGHidro.....	134
4.5	ENSAIOS NOS POÇOS DE INFILTRAÇÃO EM ESCALA PILOTO.....	138
4.5.1	Taxa de Infiltração.....	139
4.5.1.1	Efeito do ciclo de umedecimento e secagem.....	140
4.5.1.2	Efeito da umidade inicial do solo	142
4.5.1.3	Efeito da variação de diâmetro do poço piloto	145

4.5.2	Condutividade Hidráulica Saturada.....	149
4.6	ESTIMATIVA DA RECARGA POTENCIAL DE AQUÍFERO POR BALANÇO HÍDRICO .	149
4.6.1	Precipitação Monitorada.....	150
4.6.2	Evapotranspiração Real Estimada	150
4.6.3	Varição de Armazenamento de Água no Solo Calculada.....	151
4.6.4	Cenário 1: Estimativa de Recarga Potencial com Poço de Infiltração	152
4.6.5	Cenário 2: Estimativa de Recarga Potencial em Área Natural Gramada .	154
4.6.6	Cenário 3: Estimativa de Recarga Potencial para Manejo com Sistema Convencional.	155
4.6.7	Comparação das Recargas Potenciais para as Diferentes Condições de Manejos	156
4.7	MODELAGEM NUMÉRICA DA DINÂMICA DE ÁGUA NO SOLO	157
4.7.1	Calibração do Modelo Utilizando o Método Inverso do Hydrus 2D/3D .	158
4.7.1.1	Calibração com umidades volumétricas medidas durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de diâmetro	158
4.7.1.2	Calibração com infiltração acumulada medidas durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de Diâmetro	158
4.7.2	Calibração do Modelo Utilizando o Método Inverso do Hydrus 1D	158
4.7.3	Simulação do Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de diâmetro no Hydrus 2D/3D	163
4.7.4	Simulação da Recarga Potencial no Hydrus 2D/3D.....	165
4.7.5	Simulação no Hydrus 1D.....	166
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	173
5.1	CONCLUSÕES.....	173
5.2	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	176
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	177
	APÉNDICE A	190
	ANEXO A.....	192
A1	CALIBRAÇÃO DOS SENSORES.....	192

1 INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios das últimas décadas é o controle e proteção do meio ambiente urbano frente aos danos causados pela destinação inadequada do escoamento superficial de águas pluviais. A relação entre o desenvolvimento urbano e a drenagem dessas águas é estreita e ambos afetam-se mutuamente, em que o avanço do processo de urbanização provoca mudanças na ocupação e no uso do solo, resultando em novas características para os sistemas de água da superfície e subsuperfície do solo.

No século XIX devido à expansão urbana provocada pela Era Industrial surgiram os primeiros sistemas de drenagem de águas pluviais, conhecidos como sistema tradicional ou convencional, que eram constituídos principalmente por canalizações, cujo principal objetivo era evacuar águas pluviais e esgoto o mais rápido possível (SOUZA *et al.*, 2012).

Em 1970, o sistema tradicional de drenagem urbana começou a ser questionado, por não se mostrar eficiente e sustentável (URBONAS E STAHRÉ, 1993). Portanto, como alternativa, várias medidas que compensam as alterações de crescimento urbano no ciclo da água foram desenvolvidas no contexto de drenagem urbana. Essas medidas são chamadas de técnicas compensatórias ou medidas não convencionais, também conhecidas em outros países como Best Management Practices (BMPs) (AHIABLAME *et al.*, 2012).

Segundo Urbonas e Stahre (1993), Baptista *et al.* (2011) e Righetto (2009), as técnicas compensatórias viabilizam a retenção, detenção, e infiltração dos escoamentos superficiais o mais próximo possível dos locais onde foram gerados, sem serem transmitidos para jusante. Sendo assim, trazem os seguintes benefícios: diminuem o volume do fluxo superficial das águas pluviais nas redes coletoras do sistema convencional; reduzem o volume e a velocidade desse nas cidades; reduzem a circulação de resíduos sólidos e outros poluentes junto aos fluxos de água e; protegem a jusante os leitos e margens dos cursos d'água urbanos contra os vigorosos fluxos que favorecem sua degradação pelas erosões de suas margens e assoreamento de seus leitos.

Em países de primeiro mundo, o uso das técnicas compensatórias tem sido prática bastante comum. No Brasil, entretanto, apesar de incentivos do Plano Diretor de Manejo de Água Pluviais (BRASIL, 2007), a adoção desses sistemas ainda não se tornou habitual. Porém, alguns municípios brasileiros, a exemplo de São Paulo-SP, Porto Alegre-RS,

Osasco-SP, Campinas-SP e São Carlos-SP estabelecem em seus Planos Diretores de Drenagem Urbana a obrigatoriedade da implantação de técnicas compensatórias em lotes.

No município de São Carlos, em particular, a Lei Municipal no. 15.948, de 29 de dezembro de 2011, que dispõe sobre o Código de Obras e Edificações do Município, estabelece que “as águas pluviais deverão ser encaminhadas até poço de retenção ou infiltração contido no próprio lote, e o excesso canalizado sob o passeio público, até o sistema de drenagem urbana, quando existente” (SÃO CARLOS, 2011). Essa obrigatoriedade refere-se apenas ao volume de armazenamento (5 litros para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno), não existindo um projeto pré-definido para o dispositivo. No entanto, tem-se observado que os loteamentos utilizam uma estrutura de infiltração padrão constituída de anéis de concreto sem furos laterais, justapostos no solo (FERREIRA, 2016).

O poço de infiltração, como as demais técnicas compensatórias de drenagem de águas pluviais que utilizam processo de infiltração como exutório, pode além de cumprir seu objetivo fim (controle do escoamento superficial), contribuir para o aumento da potenciométrica dos aquíferos em áreas impermeabilizadas, pois tratam da retenção das águas superficiais em construções rasas fora dos leitos dos rios (GOBEL *et al.*, 2004 e ALMEIDA, 2011), ou seja, tratam se de recargas indiretas e localizadas (LERNER *et al.*, 1990 e BEEKMAN e XU, 2003).

O aumento da potenciométrica das águas subterrâneas é bem vindo, visto que, a busca por fontes de água mais confiáveis, impulsionada pelo déficit no abastecimento urbano por meio de fontes superficiais têm gerado uma exploração excessiva dos aquíferos (BARBOSA e MATTOS, 2008).

Segundo o Censo de 2010, em termos do sistema público de abastecimento de água, aproximadamente 61% da população brasileira é abastecida, para fins domésticos, com água subterrânea, sendo que 6% se auto-abastece das águas de poços rasos, 12% de nascentes ou fontes e 43% de poços profundos. Outros tipos de usos urbanos, também, utilizam o recurso de forma exclusiva ou complementar, só que por meio da instalação de sistemas de abastecimento privado com poços artesianos. São usuários destes serviços: indústrias, propriedades rurais, escolas, hospitais, shoppings, clubes e outros estabelecimentos. Além do uso no meio urbano, há a utilização de água subterrânea nas

áreas rurais, uma grande consumidora, por conta das atividades agropecuárias no Brasil (IBGE, 2010).

Por outro lado, a elevação do nível do lençol freático precisa ser avaliada antes da implantação de técnicas compensatórias de infiltração, visto que, esse aumento pode causar inundações em solos e danos estruturais a edifícios, prejuízos ao desenvolvimento de vegetações, desestabilidades de leitos de cursos de água e podem ser conectados a locais contaminados. Burton e Pitt (2002) e Lloyd (2001) salientam que esses problemas tendem a se agravar em países com altas densidades populacionais urbanas, visto que, há menor espaço para a gestão de águas pluviais e as quantidades de instalações de estruturas de infiltração são maiores.

Em escala internacional, medidas de infiltração de águas pluviais são utilizadas em diferentes extensões. Atualmente, essas são mais evidentes em algumas regiões dos Estados Unidos [Manuais de Melhores Práticas de Gestão (BMPs)], por exemplo, para o estado da Virgínia (BURTON e PITT, 2002), na Austrália (LLOYD, 2001; CSIRO, 1999), na França e na Escandinávia. Entretanto, as densidades populacionais no meio urbano desses países são geralmente baixas, conseqüentemente, há um espaço maior para a gestão de águas pluviais e as quantidades de instalações de estruturas de infiltração são menores. Em países como o Brasil, onde a densidade populacional urbana é alta, essa prática pode ser perigosa.

Morris *et al.* (1997) chamam a atenção para o fato de que o ciclo hidrológico muda em cenários intensamente urbanizados que utilizam as técnicas compensatória de infiltração como sistema de drenagem de águas pluviais, pois em superfícies completamente impermeabilizadas, tais como telhados ou estradas asfaltadas, ocorrem maiores escoamentos superficiais durante o período de chuva, e a completa infiltração destes fluxos através de estruturas de infiltração aumenta o nível das águas subterrâneas, podendo até mesmo subir acima do apresentado no estado natural

Gobel *et al.*, (2004), Endreny e Collins (2009), Machusick *et al.* (2011), Thomas e Vogel (2012) e Sasidharan *et al.* (2019) afirmam que para garantir uma profundidade sustentável para o lençol freático em locais que se pretenda implantar técnicas compensatória de infiltração, cálculos do balanço de água são recomendados e que existem abordagens que podem ser usadas para calcular a recarga de águas subterrâneas sob áreas onde essas estruturas serão instaladas, levando em consideração a precipitação,

a evapotranspiração e o armazenamento de água no solo, por exemplo, o Método do Balanço Hídrico no Solo e softwares desenvolvidos para análise da dinâmica de água no solo.

1.1 Hipóteses

São hipóteses desta Tese: (i) o tipo de solo da área estudada no Campus da UFSCar é propício para a implantação de poços de infiltração; (ii) a geometria do poço interfere na infiltração e percolação de água no solo; (iii) poço de infiltração é uma técnica compensatória capaz de contribuir com a recarga de aquífero; (iv) diferentes formas de manejo do escoamento superficial podem alterar o quantitativo de recarga do aquífero; (v) a recarga potencial de aquífero promovida por poços de infiltração pode ser estimada com o uso de modelo matemático e numérico.

1.2 Objetivo Geral

Melhor entender analisar a dinâmica de água no solo gerada pela infiltração em poços construídos em escala real e piloto no Campus da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

1.2.1 Objetivos Específicos

- Analisar o comportamento hidrodinâmico do solo no entorno de poços de infiltração considerando: taxa de infiltração; condutividade hidráulica saturada; alcance da frente de umedecimento; e variação de diâmetro do poço.
- Estimar a recarga potencial de aquífero pelo Método do Balanço Hídrico, considerando condições distintas de manejo do escoamento superficial.
- Configurar, calibrar e validar um modelo numérico utilizando o Software Hydrus 2D/3D (Versão 2.5) e/ou Hydrus 1D (Versão 4.16) para estimar e avaliar a recarga potencial de água subterrânea gerada por poço de infiltração.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Técnicas Compensatórias de Drenagem de Águas Pluviais

Observou-se ao longo do tempo que, os sistemas de drenagem urbana convencionais apresentam limitações, tendo em vista que esses visam retirar as águas pluviais do meio urbano o mais rápido possível, transferindo as vazões para jusante, o que acarreta em cheias nas áreas posteriores aos sistemas. Com o grande crescimento das áreas urbanas surgiu a necessidade do desenvolvimento de novas técnicas de controle para drenagem das cidades. Contemporaneamente, em busca de compensar os efeitos da urbanização, surgiram as chamadas técnicas compensatórias de drenagem urbana, que basicamente funcionam através da retenção e da infiltração da água no solo (SILVA, 2006).

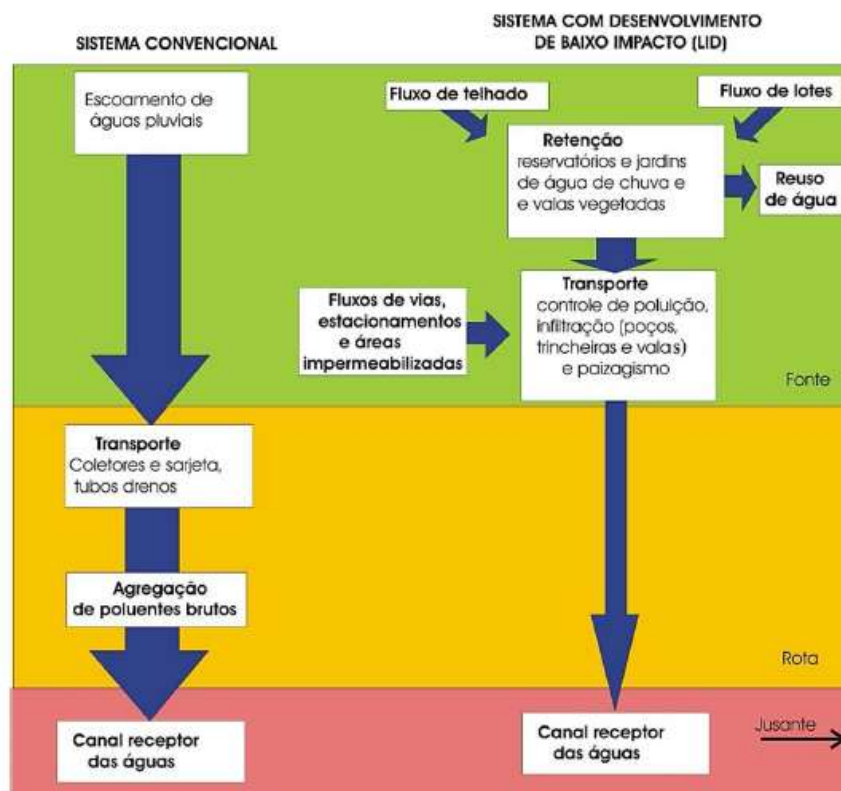
Cardoso e Baptista (2012) salientam que os sistemas de retenção e infiltração que integram as práticas, chamadas de Práticas Integradas de Gerenciamento (siglas em inglês IMPs) e desenvolvimento de baixo impacto (sigla em inglês LID), são utilizados para alcançar as condições hidrológicas do pré-desenvolvimento da área a ser urbanizada. Porém, o gerenciamento integrado nos casos de áreas já urbanizadas pode ter seu uso limitado, uma vez que pode não existir área disponível para o projeto ou ter outros tipos de limitações e alto custo de implantação.

De acordo com Walsh e Pomeroy (2012), um projeto LID deve seguir alguns princípios básicos, tais como:

- Conservar os caminhos naturais de drenagem, através da preservação do solo e condições da vegetação antes da urbanização, e minimizar superfícies impermeáveis;
- Utilizar a capacidade natural de infiltração e tratamento de águas pluviais em áreas vegetadas, promovendo também a recarga de água subterrânea;
- Respeitar os aspectos naturais do local, evitando a padronização na elaboração do projeto;
- Reduzir os impactos do desenvolvimento no ciclo hidrológico, estabelecendo medidas compensatórias de gestão de águas pluviais para reduzir a geração de escoamento adicional.

De acordo com os conceitos da IMPs e do LID, cada unidade ou parcela de ocupação do solo urbano deverá gerenciar os fluxos produzidos em sua área, evitando transferir o problema para jusante. A Figura 2.1 apresenta as diferenças entre os volumes (indicados pelas espessuras das setas) que são descarregados nos cursos d'água, comparando dois sistemas de drenagem das águas pluviais: sistema convencional e sistema de gerenciamento com desenvolvimento de baixo impacto.

Figura 2.1 - Comparativo entre sistemas de drenagem de águas pluviais



Fonte: Carvalho (2013)

No primeiro caso, ilustra-se na Figura 2.1 o gerenciamento das águas pluviais urbanas, por meio do sistema convencional de drenagem, onde os escoamentos superficiais são coletados por meio-fio, sarjetas ou outros coletores, e são canalizados e transferidos em grande quantidade e rapidez para o receptor final. No entanto, são transportados também, poluentes e resíduos sólidos, comprometendo qualitativamente as águas enviadas para os cursos d'água.

No segundo caso, os escoamentos superficiais urbanos são tratados utilizando práticas integradas de desenvolvimento de baixo impacto. Portanto, os fluxos coletados dos telhados, lotes, vias, estacionamentos e áreas impermeabilizadas são retidos temporariamente e, em seguida, poderão infiltrar no solo, serem reservados para outros

usos ou mesmo serem direcionados para o sistema de drenagem urbana, porém, em menor quantidade e/ou de forma gradativa. Nesse caso, os escoamentos são reduzidos sensivelmente e o receptor final sofre menor impacto.

As técnicas compensatórias de drenagem de águas pluviais apresentam além de vantagens quantitativas e regularização do ciclo hidrológico, a vantagem de melhorar a qualidade dos fluxos superficiais de águas pluviais urbanas, tanto que o Guia Australiano (AUSTRALIAN, 2000) classifica-os e recomenda tratamentos em diferentes níveis de acordo com sua qualidade antes de serem enviados para os sistemas localizados na fração urbana, sendo:

- Em nível primário (triagem de poluentes brutos e sedimentação de partículas grossas), por sistemas simples de tratamento local;
- Em nível secundário, a redução dos poluentes pode ser realizada pelo próprio perfil do solo, pois quando a água infiltra no solo, a sua percolação no solo pode reduzir as concentrações de poluentes;
- Ou ainda tratamento a nível terciário onde a sedimentação e a filtração melhoram a absorção biológica e adsorção de sedimentos pelo solo. Dessa forma, os fluxos encaminhados para o receptor final serão de melhor qualidade e em menor quantidade.

Segundo Silva (2006), as técnicas compensatórias estão condicionadas aos fatores locais, ao impacto causado na bacia, a integração com os demais sistemas e a adoção de novas práticas de manutenção.

As técnicas compensatórias de drenagem de águas pluviais são classificadas em estruturais e não estruturais. Tucci (1997) afirma que as técnicas não estruturais são mais sustentáveis que as estruturais, visto que, não necessitam de intervenções físicas, buscando manter as estruturas naturais da região e exigem menores investimentos financeiros.

2.1.1 Técnicas Compensatórias Não Estruturais

A utilização de dispositivos legais de regulamentação da ocupação e uso do solo possibilita que estes instrumentos atuem como medidas que contribuem para uma drenagem eficiente das áreas urbanas. Assim, baseado nas leis, as medidas não estruturais

englobam um conjunto de regras de controle do uso e de ocupação do solo. Portanto, as técnicas compensatórias de drenagem de águas pluviais ditas não estruturais são aquelas em que se procura conviver da melhor forma possível com adventos das precipitações. Segundo Urbonas e Stahre (1993), Tucci (1997) e Baptista *et al.* (2011) as medidas não estruturais são:

- Regulação do uso do solo: busca determinar uma taxa de ocupação do solo em que não se deve causar intervenções, isso contribui para a infiltração da água, e também evita que parte do solo seja levada para o curso d'água provocando assoreamento;
- Criação de áreas verdes: esta medida visa à preservação de regiões naturais para que dessa forma estas trabalhem drenando parte da água tanto por parte da absorção feita pela vegetação quanto pela capacidade de evaporação do solo. Estas áreas podem servir também como parques e bosques;
- Não conexão ou desconexão de áreas impermeáveis: tal medida busca não acumular os caudais das regiões a serem drenadas. Estas medidas tratam de áreas delimitadas onde não é permitida a construção, o que gera uma barreira física que pode separar dois sistemas e/ou a exigência regulamentar de procedimentos de controle na fonte;
- Recuperação de matas ciliares – parques lineares: as matas ciliares são as que acompanham o leito do rio estendendo-se desde a vertente até uma encosta, esta medida tem como objetivo aumentar a área de solo em condições de absorver parte do volume precipitado. Tais medidas são realizadas através do reflorestamento criação de zonas de proteção a partir do eixo do rio formada por vegetação de diferentes alturas. No Brasil, é comum encontrar construções na beira dos rios ou córregos, dificultando o escoamento e inundando nas cheias;
- Uso de materiais de alta rugosidade em vias e em canais: a rugosidade dos materiais influencia na velocidade do escoamento, logo para que se aumente o tempo de concentração da água é preferível que se utilize os materiais com maior rugosidade.
- Manejo de fertilizantes pesticidas e detergentes: é importante estabelecer diretrizes para que se evite a contaminação do lençol freático e dos cursos d'água, para isso, um conjunto de medidas deve ser elaborado como determinar os locais ou a maneira de descarte das embalagens de fertilizantes pesticidas e detergentes,

determinar as áreas onde é permitido a utilização desses produtos e determinar o tratamento das águas residuais que serão lançadas nos cursos d'água.

Baptista *et al.* (2011), ainda cita como técnica compensatória não estrutural, os princípios de conscientização, ligados à sensibilização da população quanto aos problemas causados pelo incremento de volumes e de velocidades de escoamento superficial e, de forma geral, ações de educação ambiental.

2.1.2 Técnicas Compensatórias Estruturais

As técnicas compensatórias estruturais são intervenções físicas que necessitam de projetos e espaço físico para serem implantadas. Essas técnicas viabilizam a retenção, detenção, e infiltração dos escoamentos superficiais gerados na bacia. Para Urbonas e Stahre (1993), Baptista *et al.* (2011) e Righetto (2009), as técnicas compensatórias estruturais podem ser classificadas de acordo com o local de aplicação em três metodologias:

- Técnicas para controle na fonte: estão localizadas próximo aos locais onde são gerados os deflúvios, sendo elas: poços de infiltração; valas e valetas; micro reservatórios domiciliares; e telhados armazenadores;
- Técnicas lineares: inseridas junto com os sistemas viários, pátios, estacionamentos e arruamentos com grandes áreas de drenagem associadas, através de pavimentos porosos, valas de detenção, trincheiras de infiltração e planos de infiltração e detenção;
- Técnicas para controle centralizado: são bacias de detenção e retenção associadas às áreas de drenagem de maior porte.

As técnicas compensatórias estruturais, TCEs, podem ser classificadas de acordo com o local de implantação, geometria, tipo, exutório, tempo de armazenamento e quanto à presença ou não de cobertura, como apresentado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Classificações das técnicas compensatórias estruturais

	Local de Implantação	Geometria	Tipo	Exutório	Cobertura
Técnicas Compensatórias Estruturais	Controle na Fonte	Pontual	Microreservatório	SD	Fechado
			Poço	Inf	Fechado
			Telhados	SD	Aberto
			Plano	Inf; SD; Inf e SD	Aberto
			Conjugadas	Inf; SD; Inf e SD	
		Jardim de Chuva	Inf	Aberto	
		Linear	Trincheiras	Inf; SD; Inf e SD	Fechada
			Valas e Valetas	Inf; SD; Inf e SD	Aberta
			Pavimentos Permeáveis	Inf; SD; Inf e SD	Fechado
		Controle Centralizado	Bacias	Detenção ou Retenção	Inf; SD; Inf e SD

Inf – Exutório para o solo por infiltração

SD – Exutório para o sistema de drenagem superficial ou enterrado

TCE com cobertura fechada implica em não exposição da água armazenada e aberta com a superfície da água exposta.

Fonte: Própria Autora (2019)

De acordo com os locais de implantação, as técnicas de controle na fonte atendem menores áreas de drenagem do que as de controle centralizado, sendo estas últimas utilizadas até mesmo para controle de escoamentos superficiais em nível de bacia hidrográfica.

Drumond (2012) salienta que assegurar o controle das vazões das águas de chuva utilizando estruturas localizadas o mais próximo possível dos pontos de onde esses fluxos são produzidos, as técnicas compensatórias de controle na fonte, traz os seguintes benefícios: aliviam o volume dos fluxos superficiais das águas pluviais nas redes coletoras do sistema convencional de drenagem; reduzem os volumes e as velocidades desses nas cidades, conseqüentemente, reduzem a circulação de resíduos sólidos e outros poluentes junto aos fluxos de água e protege à jusante os frágeis leitos e margens dos cursos d'água urbanos contra os vigorosos fluxos que favorecem sua degradação pelas erosões de suas margens e assoreamento de seus leitos.

Uma das grandes dificuldades da implantação das técnicas compensatórias de controle na fonte é a falsa impressão de que estas têm um elevado custo de implementação, maior dificuldade de aplicação e com benefícios econômicos limitados ao longo do tempo

considerando a manutenção necessária para evitar fatores como a colmatação e compactação do solo entre outros fatores que prejudicam sua eficiência, (VERMONT, 2014).

Em termos de geometria, as técnicas compensatórias de controle na fonte são classificadas em pontuais e lineares. Essa classificação leva em consideração a relação entre comprimento e largura, sendo que os dispositivos lineares apresentam comprimentos muito superiores as larguras, já para as estruturas pontuais essas medidas são proporcionais. Geralmente, as técnicas compensatórias lineares são implantadas ao longo das guias, portanto, recebem escoamentos superficiais de mais de um lote, enquanto as pontuais são instaladas a nível de um único lote.

As técnicas compensatórias podem ser constituídas de dispositivos de armazenamento ou de infiltração, determinando assim, o tipo de exutório empregado. Os dispositivos de armazenamento buscam acumular o volume escoado com propósito de amortecer os picos de vazão, e posteriormente liberá-lo para um ponto de captação da rede pluvial ou a outro destino pré-definido, ou ser utilizado em alguma atividade que não necessite de água potável. Os dispositivos de infiltração utilizam o solo como exutório, portanto, além de amortecer os picos de vazão, contribuem para a recarga dos aquíferos.

Segundo Barraud *et al.* (1999), a vantagem das técnicas compensatórias de infiltração sobre as técnicas convencionais de drenagem de águas pluviais é que as primeiras permitem a recarga do lençol freático, contribuindo assim com a manutenção de sua potenciometria que é muito afetada quando o índice de impermeabilização dos solos urbanos aumenta.

Quanto ao tipo, as técnicas compensatórias de controle centralizado podem ser classificadas em retenção e detenção. Tucci e Genz (1995) e Tomaz (2011) consideram que a diferença entre estruturas de retenção e detenção é que as de retenção mantêm uma lâmina d'água permanente, geralmente utilizada para embelezamento de parques municipais e recreação aquática, enquanto que as de detenção só mantêm a lâmina por um certo período e posteriormente é totalmente transferida de forma gradativa ao sistema de convencional de drenagem. Já Barbassa e Campo (2010) não relacionam a bacia de retenção com a necessidade de se manter lâmina d'água permanente, e consideram que é uma estrutura que armazena o escoamento de um dado evento de cheia e não o descarrega no sistema de drenagem de jusante durante o período de chuva. A água armazenada pode

ser utilizada para irrigação, manutenção da vazão mínima, pode ser evaporada ou infiltrada no solo.

Quanto à cobertura, as técnicas compensatórias podem ser fechadas ou abertas dependendo da disponibilidade de espaço no local de implantação e/ou se essas serão inseridas ao contexto urbano.

Os critérios de projeto, viabilidade, operação e manutenção das técnicas compensatórias são tratados com detalhes em literaturas publicadas por Urbonas e Sahre (1993), Barraud *et al.* (1999); Azzout *et al.* (1994), Canholi (2005), Tomaz (2011) e Baptista *et al.* (2011). Aqui, se descreve os poços de infiltração que é objeto de estudo deste trabalho.

2.2 Poço de Infiltração

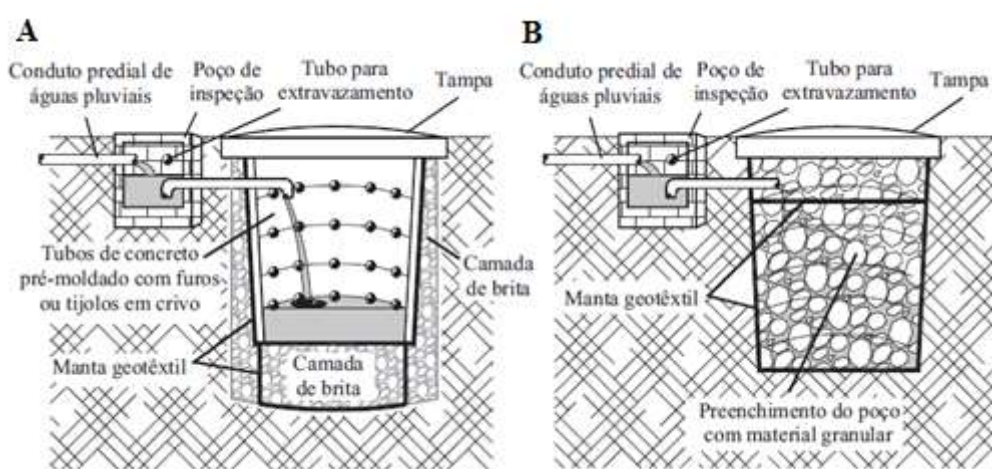
Os poços de infiltração são técnicas compensatórias de controle na fonte, esses dispositivos reservam parte ou toda água da chuva captada por um lote ou construção isolada no momento de pico, para posteriormente infiltrá-la no solo. Geralmente, após a redução da capacidade de absorção do solo que envolve o poço e do enchimento deste, a água passa a ser escoada para sistema público de drenagem, através de um tubo de extravasamento localizado em caixa de inspeção que acompanha os poços (URBONAS e STAHRÉ, 1993).

Basicamente, existem dois tipos de poços de infiltração, que são os revestidos e os não revestidos. Segundo Reis *et al.* (2008) para execução de poços revestidos, pode-se utilizar tubos de concretos perfurados e/ou tijolos assentados em crivos para promover os revestimentos dos poços, esses devem ser envoltos por uma manta geotêxtil fazendo interface solo/tubo, e o fundo deve ser revestido por uma camada de agregados graúdos, também, envolta por geotêxtil, de forma a permitir a infiltração para o solo, do volume da água pluvial escoado para o seu interior. Os poços não revestidos devem ser cobertos por manta geotêxtil e preenchidos por material granular graúdo (matacão e pedra-de-mão), de modo a conferir estabilidade às paredes da escavação (PEIXOTO, 2011). Mostram-se na Figura 2.2 os dois tipos de poços descritos.

Reis *et al.* (2005) monitoraram por 10 meses poços de infiltração semelhantes aos apresentados na Figura 2.2, instalados em um solo com textura de areia argilosa, com 1,10 m de diâmetro e 1,30 m de profundidade, que recebia água de uma área de telhado de 107,4 m². Os autores observaram que, durante a realização de ensaios de

permeabilidade, o poço revestido apresentou desempenho na capacidade de infiltração de água de chuva de 4 a 19 vezes maior do que do poço sem revestimento. Ao fim do período de avaliação foi constatado que a manta geotêxtil, que revestia a camada de brita do fundo do poço de infiltração, sofreu um processo de colmatagem, acarretando uma diminuição de aproximadamente 32% na sua capacidade de vazão. Entretanto, a capacidade de vazão remanescente na manta continuou superior à capacidade de infiltração do solo na região de instalação do poço.

Figura 2.2 - Esquemas dos poços de infiltração: (a) poço de infiltração revestido; (b) poço de infiltração não revestido.

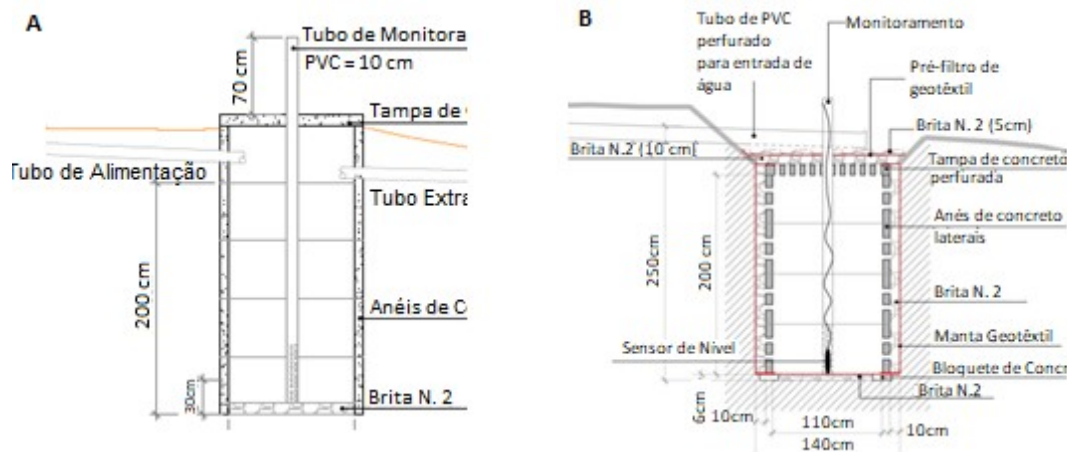


Fonte: Adaptado de Reis *et al.* (2005) *apud* Peixoto (2011)

Ferreira (2016) avaliou o comportamento de dois poços de infiltração construídos para atuarem como dispositivos compensatórios de drenagem que recebem água do telhado e pátio de uma área de 468,35 m², Figura 2.3. O primeiro deles, Figura 2.3(A), foi construído com anéis de concreto justapostos no solo, sem furos laterais, com camada de brita no fundo. O segundo poço, Figura 2.3(B), possui furos na parede dos anéis de concreto, tijolos assentados em crivos e camada de brita externa aos anéis para melhorar a distribuição de água, pré-filtro de geotêxtil na tampa, e filtros adicionais no fundo e na lateral, entre a brita e o solo. O autor concluiu que em dois anos de uso os poços não apresentaram diferenças significativas de comportamentos hidrológicos, nem houve indicação de colmatagem expressiva. Porém, nos ensaios de colmatagem percebeu-se que a caracterização granulométrica dos sólidos presentes no escoamento superficial direto é muito importante na escolha do filtro do geotêxtil. A vida útil média estimada do pré-

filtro da manta do poço apresentado na Figura 2.3(B) varia de 31 a 71 anos, dependendo do tipo de solo carreado.

Figura 2.3 - Esquemas dos poços de infiltração: (A) poço de infiltração revestido com tubo de concreto sem perfuração; (B) poço de infiltração revestido com tubo de concreto perfurado, tijolo assentados em crivos e brita.



Fonte: Ferreira (2016)

Camapum de Carvalho e Lelis (2010) salientam que os poços de infiltração podem ser construídos com materiais reciclados, tornando sua utilização mais viável e sustentável, uma vez que reutiliza os resíduos de construção civil, pneus, entre outros. Porém, deve-se tomar cuidado para não utilizar materiais que possam contaminar o solo. Nos EUA diversas empresas vendem poços de infiltração manufaturados feitos em polipropileno ou em concreto, prontos para serem instalados individualmente ou em série nas residências, (TALEBI e PITT, 2014).

Suderhsa (2000), Silveira (2002) e Souza (2002) afirmam que, devido ao pouco espaço ocupado pelos poços de infiltração, estes podem ser integrados as soluções urbanísticas, podendo até mesmo passar despercebidos se isto for uma escolha do projetista. Mostra-se na Figura 2.4, exemplo de integração urbanística de um poço de infiltração construído no Campus da UFSCar, localizado no município de São Carlos-SP.

Figura 2.4 - Poço de infiltração instalado no Campus da UFSCar



Fonte: Própria Autora (2019)

Como toda técnica compensatória de drenagem urbana, os poços de infiltração têm suas particularidades em termos de critérios de projetos e recomendações construtivas.

2.2.1 Critérios de Projetos e Recomendações Construtivas

Devido à não padronização de dimensionamento específicos para poços de infiltração, recomenda-se o levantamento de parâmetros locais. A adoção dessas estruturas sem o estudo adequado desses parâmetros pode resultar em um sistema sem finalidade, já que ele possui uma série de limitações relacionadas com as particularidades locais.

Reis *et al.* (2005) afirma que a definição prévia dos parâmetros locais necessários ao dimensionamento e execução de poços de infiltração busca suprir as limitações desse sistema de drenagem, propiciando maior desempenho, dimensionamento econômico e funcional, além do cumprimento do propósito para o qual foi projetado, que é o restabelecimento do balanço hídrico local. Portanto, é proposto o levantamento dos seguintes parâmetros locais:

- a) Nível do lençol freático mais elevado no período sazonal;
- b) Classificação e caracterização dos índices físicos do solo local;
- c) Perfil do solo até a profundidade correspondente ao sistema de infiltração;
- d) Coeficiente médio de permeabilidade e taxa média de infiltração do solo;
- e) Potencial de colapsibilidade do solo;
- f) Tempo de retorno e tempo de concentração;
- g) Índices pluviométricos regionais;

- h) Áreas de contribuição e coeficiente de escoamento superficial;
- i) Vazão de projeto;
- j) Determinação e quantificação da carga poluidora das águas de escoamento superficiais

Carvalho (2013) salienta que o levantamento dos parâmetros locais citados anteriormente garante uma análise criteriosa prévia de engenharia para avaliar os riscos, como os de erosão interna, colapso estrutural do solo e perda da capacidade de suporte.

Segundo Baptista *et al.* (2011), além desses parâmetros, um estudo de viabilidade mais detalhada deve ser realizado, contendo informações sobre outros aspectos físicos (topografia, existência de exutório permanente e estabilidade do subsolo), aspectos urbanísticos e de infraestrutura (disponibilidade de espaço e existência de redes) e aspectos sanitários e ambientais (risco de poluição e risco sanitário).

Urbonas e Stahre (1993) salientam que para a verificação de viabilidade de execução de poços de infiltração, é necessário que o terreno tenha condutividade hidráulica suficiente para infiltrar a vazão de projeto em poucas horas após o término da precipitação. Esse coeficiente deve garantir o esvaziamento do poço mesmo com elevado índice de saturação do solo e, assim, garantir a operação do sistema durante chuvas consecutivas e evitar a proliferação de vetores de doenças. Para Baptista *et al.* (2011), a condutividade mínima viável para implantação de poços de infiltração é de 10^{-4} cm/s. Schueler (1987) e o Manual de LID de Maryland (1999) consideram que BMPs não devem ser aplicadas em locais cuja taxa de infiltração seja menor que 2×10^{-4} cm/s.

Portanto, o tempo de esvaziamento dos poços de infiltração depende diretamente da condutividade hidráulica horizontal do solo. Baptista *et al.* (2011) recomenda que o tempo de esvaziamento de sistemas de infiltração deve ser menor que 24 h. Enquanto que, Schueler (1987), Manual de Maryland (1999), Manual de Pensylvania (2006) e Manual de New Jersey (2004) recomendam que os poços de infiltração devam estar completamente drenados em 2 ou 3 dias após a chuva. Porém, Reis *et al.* (2005) ressaltam que os poços de infiltração são uma complementação do sistema de drenagem urbana, não tendo portanto, o compromisso de controle total do escoamento superficial, podendo ocorrer extravasamento para o sistema público.

Por se tratar de um sistema que induz a infiltração, alguns cuidados com a contaminação do lençol freático devem ser tomados. Dessa forma, não se deve infiltrar água pluvial contaminada por substâncias químicas tóxicas ou com carga poluidora elevada e, segundo a NBR 7229 (ABNT 1993), deve-se sempre manter o afastamento do fundo do poço de infiltração a no mínimo 1 m do nível mais elevado do lençol freático.

O lençol freático, ainda pode atuar como uma barreira efetiva reduzindo drasticamente a capacidade de infiltração das técnicas compensatórias que promovem a infiltração. Portanto, Schueler (1987) considera como inadequados para implantação dessas técnicas, locais cuja altura do lençol na temporada mais alta se estenda para uma distância de até 1,2 m das suas partes inferiores. E o manual de Maryland (1999) recomenda uma distância de 0,6 a 1,2 m do fundo do poço de infiltração até o lençol ou leito rochoso.

No intuito de evitar perturbações nas fundações das construções, Baptista *et al.* (2011) e Carvalho *et al.* (2012) recomendam que os poços de infiltração sejam implantados a uma distância de pelo menos igual a sua profundidade de áreas construídas. Além disso, as estruturas de infiltração devem manter uma distância razoável entre si. De acordo com Richman *et al.* (1999) citado por Carvalho (2013), as especificações americanas recomendam que essa distância seja de pelo menos 3,05 m.

Schueler (1987) e Urbonas e Stahre (1993) ressaltam que em decorrência da instabilidade do solo devido à construção dos sistemas de infiltração, é preciso evitar o escoamento superficial direto para as técnicas compensatórias em construção até que a vegetação cubra e estabilize o solo no entorno, evitando o arraste de sedimentos para dentro dos poços. Além disso, deve-se manter uma distância mínima de 30 m em relação a poços de captação de água potável.

Carvalho *et al.* (2012) recomendam a pré-filtração da água de modo a evitar a colmatação do material de enchimento do poço ou a funcionalidade do sistema. Advertem ainda que, sempre que possível, deve ser previsto um sistema extravasor que lance o volume excedente no sistema de drenagem convencional e instalado um dispositivo de visita para manutenção e inspeção do poço.

2.2.2 Dimensionamento

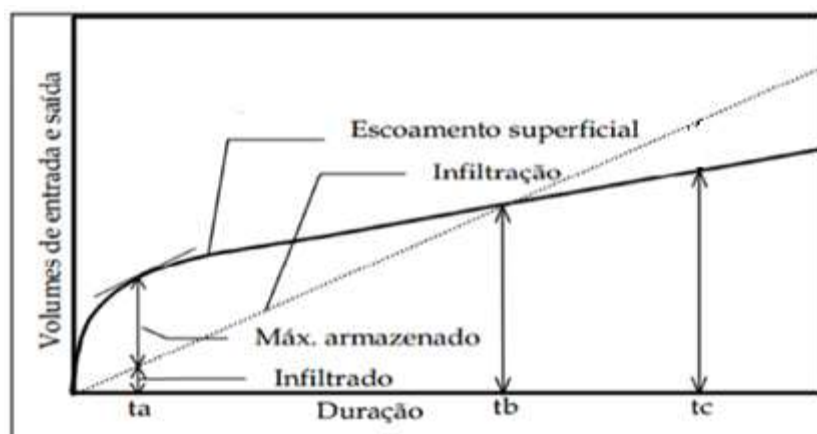
O método mais utilizado no dimensionamento de poços de infiltração é Método da Curva Envelope ou *Rain Envelope Method* (REM), também conhecido como Método das

Chuvas, que consiste do cálculo do volume de armazenamento como a diferença entre o volume de entrada e o volume de saída do poço (JONASSON, 1984; URBONAS e STAHRÉ, 1993 e BAPTISTA *et al.* 2011). Este método baseia-se na lei da conservação da massa, onde o volume de entrada representa o quantitativo de água que será drenado para o poço durante a precipitação e o volume de saída representa o montante infiltrado no solo (TOMAZ, 2011).

Este método é amplamente utilizado no dimensionamento de estruturas de infiltração, por ser simples e proporcionar uma aplicação direta dos dados de caracterização da região de implantação, assim como da curva intensidade-duração-frequência (IDF) adotada para o local (DANIEL JUNIOR, 2013).

Apresenta-se na Figura 2.5 o exemplo de aplicação do Método da Curva Envelope, onde se percebe duas regiões distintas. Para chuvas com durações iguais ou menores que o tempo de base, t_b , nem todo o escoamento consegue infiltrar-se no solo. Quando a duração da chuva é maior que t_b , a capacidade de infiltração excede o volume escoado (URBONAS e STAHRÉ, 1993). O volume do dispositivo deverá ser suficiente para armazenar a máxima diferença entre os volumes acumulados na entrada e saída do mesmo, considerando a porosidade do material de preenchimento.

Figura 2.5 - Método da Curva Envelope



Fonte: Urbonas e Stahre (1993)

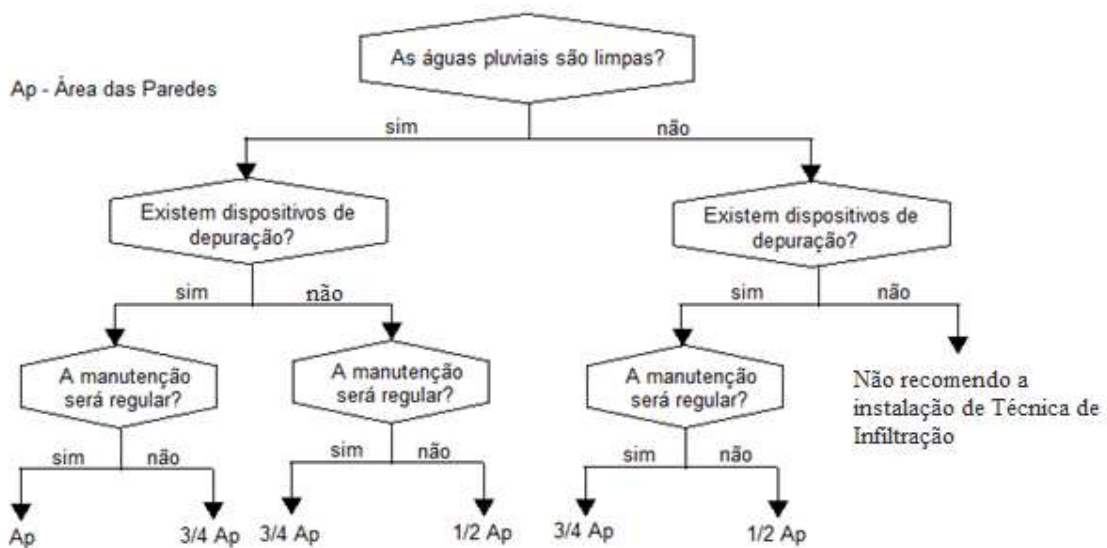
O volume de saída representado pelo volume de infiltração é dado pelo produto da área de infiltração do poço com a condutividade hidráulica do solo e duração da chuva. Portanto, essa área depende das características físicas dos poços de infiltração, e é um elemento que gera controvérsias entre os especialistas da área. Tomaz (2011) recomenda

que a superfície de infiltração, que contribui para a evacuação das águas pluviais, seja considerada igual a metade da altura das paredes que participam efetivamente da descarga, desconsiderando a superfície de fundo dos poços devido ao rápido processo de colmatagem.

Outros autores como Peixoto (2011), Carvalho (2013), Sobrinha (2012) consideram para o dimensionamento toda a área permeável dos poços de infiltração, ou seja, computam paredes e base. Contudo, durante sua vida útil a infiltração no fundo pode ser desprezada devido ao processo de colmatagem. Portanto, um fator de segurança é necessário em empreendimentos de grande porte, pois a falha no sistema poderá gerar grandes prejuízos.

Azzout *et al.* (1994) apud Baptista *et al.* (2011), desconsiderando área de base, propõem uma metodologia para determinação de área de infiltração que considera a natureza das águas pluviais, a existência de dispositivos de depuração e a natureza da manutenção prevista, conforme fluxograma apresentado na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Área de infiltração considerada na determinação da vazão de saída no caso de um poço infiltração de acordo com Azzout *et al.* (1994)



Fonte: Azzout *et al.* (1994) apud Baptista *et al.* (2011)

2.3 Água no Solo

2.3.1 Retenção da Água no Solo

O solo é um corpo de material inconsolidado que cobre a superfície terrestre emersa, entre a litosfera e a atmosfera. Os solos são constituídos de três fases: sólida (minerais e matéria

orgânica), líquida (solução aquosa) e gasosa (ar). A fase sólida é conhecida como esqueleto, sólidos ou matriz do solo, que quando constituída de mais de 85% de matéria mineral é classificada como minerais, e com mais de 15% de matéria orgânica denomina os solos orgânicos. A parte porosa, isto é, a parte não ocupada pela matriz, consiste de poros interconectados e recebe o nome de espaço poroso ou poros do solo. Esses poros abrigam, em seu interior, quantidades variáveis de uma solução aquosa de vários eletrólitos (Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Cl^- , NO_3^- , SO_4^{2-} , etc.) e solução gasosa, composta principalmente de N_2 , O_2 , vapor d'água, CO_2 e pequenas quantidades de outros gases, (LIBARDI, 2005).

A retenção da água pelos solos é explicada através de fenômenos de capilaridade e de adsorção. A capilaridade está ligada à afinidade entre as partículas sólidas do solo e a água, havendo, porém, a necessidade de interfaces água-ar. Estas interfaces, chamadas de meniscos, apresentam uma curvatura que é tanto maior quanto menor o tamanho dos poros. Esta curvatura determina o estado de energia da água e, por isso, diz-se que quanto menor o poro, mais retida a água se encontra nele. Assim, para se esvaziar um poro grande, precisa-se aplicar menor energia do que para esvaziar um poro pequeno (MICHELON, 2010).

Reichardt e Timm (2004) salientam que a capilaridade atua na retenção de água dos solos na faixa úmida, quando os poros se apresentam razoavelmente cheios de água. Quando um solo seca, os poros vão se esvaziando e filmes de água recobrem as partículas sólidas. Nesta condições o fenômeno de adsorção passa dominar a retenção de água, (HILLEL, 1998).

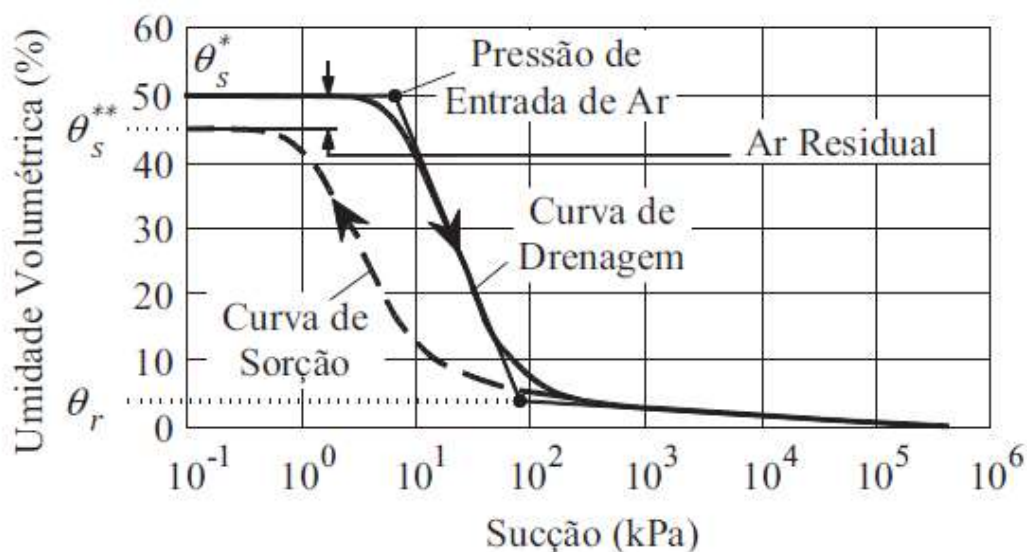
Neste contexto, pode-se dizer que existem dois processos principais que operam na matriz do solo para a retenção da água: as forças capilares e as forças de adsorção, as quais, juntas, são chamadas de forças mátricas e dão origem ao potencial matricial (LIBARDI, 2005; REICHARDT, 1996).

O potencial matricial ou seu equivalente em termos de sucção, sucção matricial, é um dos componentes do potencial total de água no solo (FREDLUND *et al.*, 1994). O potencial total é a soma de cinco componentes: térmico, de pressão, gravitacional, osmótico e matricial. As pequenas variações de temperaturas que ocorrem no sistema solo-atmosfera implicam, na maioria das vezes, variações desprezíveis de potencial térmico, de tal forma que os processos podem ser considerados isotérmicos. O componente de pressão

corresponde à diferença entre a pressão da água atuante em um ponto e a pressão do potencial de referência, cuja pressão é atmosférica. O componente altimétrico, também chamado gravitacional, é a própria energia potencial do campo gravitacional, igual a mgz , onde m é a massa, g a aceleração da gravidade e z a cota ou elevação em relação a um referencial arbitrário. O potencial osmótico do solo é a porção do potencial da água que resulta do efeito combinado de todas as espécies de solutos presentes no solo. A presença de solutos na água do solo afeta sua propriedade termodinâmica e baixa seu potencial energético. Em particular, solutos diminuem a pressão de vapor da água do solo. Como este fenômeno pode não afetar o fluxo de massa líquida significativamente, este não é considerado (ORTIGÃO, 2007).

A relação fundamental entre a umidade volumétrica do solo (θ) e o potencial mátrico (h) é chamada de curva característica de água no solo ou curva de retenção da água no solo. Segundo De Jong Van Lier *et al.* (2009), essa relação proporciona uma transformação entre potencial mátrico e umidade do solo e, é uma das mais importantes medidas da característica hidráulica do mesmo. A Figura 2.7 representa uma curva de retenção de água para um solo tipicamente silteoso, considerando as trajetórias de secagem e umedecimento.

Figura 2.7 - Curva de retenção de água típica de solos silteosos (θ_r é a umidade residual, θ_s^* é a umidade de saturação no processo de drenagem e θ_s^{**} é a umidade de saturação no processo de sorção)



Fonte: Fredlund *et al.* (1994)

A partir da Figura 2.7, podem ser definidos alguns conceitos, tais como a pressão de entrada de ar, umidade residual e histerese. A pressão de entrada de ar representa a sucção mátrica, ou seja, a diferença de pressão entre o ar e a água que é necessária para a drenagem do maior poro do solo. O valor dessa sucção é obtido estendendo-se o trecho de maior declividade da curva de retenção até a intersecção com o prolongamento do trecho horizontal que corresponde a 100% de saturação, isto é, com a horizontal que corresponde à umidade de saturação (VANAPALI *et al.*, 1999)

A umidade residual corresponde a um grau de saturação abaixo do qual a fase líquida é descontínua, ou seja, a partir dessa umidade, um acréscimo de sucção não provoca mudanças significativas no teor de umidade (MIGUEL e VILAR, 2009).

Mostra-se na Figura 2.7 que a determinação da curva de retenção pode ser feita a partir da trajetória de secagem e umedecimento de amostras de solos. Porém, quando essas curvas são apresentadas graficamente, percebe-se que elas não são coincidentes e os teores de umidade para a trajetória de secagem são maiores que os da trajetória de umedecimento para a mesma sucção. A diferença entre essas curvas é denominada de histerese. Segundo Hillel (1998), o fenômeno da histerese é atribuído a diferentes causas, como a geometria não uniforme dos poros intercomunicados por pequenas passagens, o efeito do ângulo de contato que varia em função da trajetória seguida, a ocorrência de bolhas de ar aprisionadas que influenciam a trajetória de umedecimento e variações de volume sofridas por expansão e retração.

Modelos matemáticos foram desenvolvidos para representar a curva de retenção para diferentes tipos de solos. Leong e Rahardjo (1997) apresentaram uma revisão das principais equações que servem de ajuste à curva de retenção obtida experimentalmente. Apresenta-se no Quadro 2.2 uma síntese desse trabalho.

Quadro 2.2 - Equações para ajuste da curva de retenção de água no solo

Modelo	Equação	Parâmetro de Ajuste
Gardener (1958)	$\Theta = \frac{1}{1+(q.\psi)^n}$ (2.1)	q – relacionado à pressão de entrada de ar; n – relacionado à inclinação do ponto de inflexão da curva
Brooks e Corey (1964)	$\Theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda$ (2.2)	ψ_b – pressão de entrada de ar λ - índice de distribuição de poros
Farrel e Larson (1972)	$\psi = \psi_{cr} \exp[\alpha(1 - \Theta)]$ (2.3)	α - constante que depende de parâmetros do solo
Van Genuchten (1980)	$\Theta = \left[\frac{1}{1+(\alpha.\psi)^n}\right]^m$ (2.4)	α , m e n – constantes úteis na determinação de parâmetro do solo
Willian <i>et al.</i> (1983)	$\ln\Theta = a_1 + b_1 \ln\psi$ (2.5)	a_1 e b_1 – constantes que interferem na forma da curva
Mackee e Bumb (1984)	$\Theta = A. \exp(\alpha\psi - B)$ (2.6)	A, B, e α – constantes que interferem na forma da curva
Mackee e Bumb (1987)	$\Theta = \frac{1}{1 + A.\exp(\alpha\psi - B)}$ (2.7)	A, B, e α – constantes que interferem na forma da curva
Fredlund e Xing (1994)	$\Theta = \left\{ \frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right]} \right\}^m$ (2.8)	a, m e n – constantes que interferem na forma da curva

Fonte: Leong e Rahardjo (1997)

Sendo que ψ é a sucção mátrica e Θ é o teor de umidade volumétrica normalizada, que é dada por:

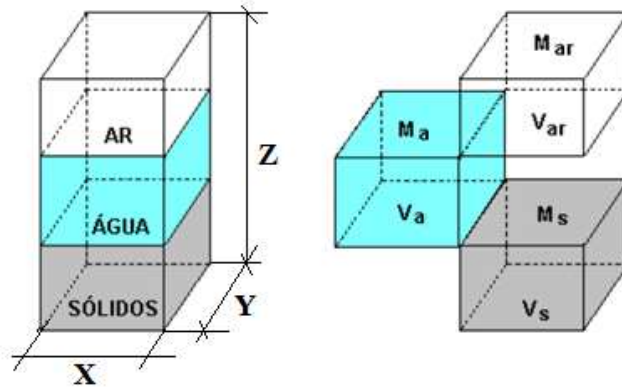
$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.9)$$

Onde: θ ($L^3 L^{-3}$) é o teor de umidade volumétrico da amostra de solo; θ_r ($L^3 L^{-3}$) é o teor de umidade volumétrico residual; e θ_s ($L^3 L^{-3}$) é o teor de umidade volumétrico de saturação.

As equações mais utilizadas em modelos numéricos são de Brooks e Corey (1964) e Van Genuchten (1980) (SIMUNEK *et al.*, 2006; KROES *et al.*, 2008; DE JONG VAN LIER *et al.*, 2009; DOURADO NETO *et al.*, 2011). O modelo apresentado por Van Genuchten (1980) é particularmente interessante, visto que, partindo da teoria desenvolvida por Mualen (1976) pode-se derivar analiticamente a uma função para determinar a condutividade hidráulica do solo, a partir da curva de retenção da água no solo,

A água retida pelo solo pode ser medida por uma grandeza denominada de umidade do solo. Libardi (2005) a define como sendo o quantificador mais básico de água numa dada amostra de solo. Porém, para entender essa grandeza é necessário conhecer as relações massa-volume que descrevem as três frações do solo (sólida, líquida e gasosa) e suas inter-relações. Portanto, considerando o diagrama esquemático do solo como um sistema trifásico mostrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Diagrama esquemático do solo como um sistema trifásico



Fonte: Adaptado de Santos (2005)

Pode-se então discriminar as massas e os volumes de cada fração:

$$M = M_s + M_a + M_{ar} \quad (2.10)$$

$$V = V_s + V_a + V_{ar} = V_s + V_p \quad (2.11)$$

Sendo: M é a massa total da amostra; M_s é a massa das partículas sólidas; M_a é a massa da solução do solo (por ser diluída é tomada como a massa de água); M_{ar} é a massa de gás, isto é, do ar do solo; V é o volume total da amostra; V_s é o volume ocupado pelas partículas sólidas; V_a é o volume ocupado pela água; V_{ar} é o volume ocupado pelo ar e V_p é o volume dos poros.

Entretanto, em comparação à magnitude dos valores da massa de sólido e água, a massa de ar pode ser considerada desprezível para fins de cálculo; portanto:

$$M \cong M_s + M_a \quad (2.12)$$

A partir das relações apresentadas anteriormente, podem ser determinados os parâmetros que quantificam as inter-relações entre as três frações do solo. Esses parâmetros e as expressões matemáticas utilizadas para sua determinação estão apresentados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Parâmetros que relacionam as três frações do solo

Parâmetros	Expressões matemáticas para determinação dos parâmetros
Densidade dos sólidos (ρ_s)	$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \text{ (Kg.m}^{-3}\text{)} \quad (2.13)$
Densidade seca do solo (ρ)	$\rho = \frac{M_s}{V} \text{ (Kg.m}^{-3}\text{)} \quad (2.14)$
Porosidade do solo (α)	$\alpha = \frac{V_p}{V} = \frac{V_a + V_{ar}}{V} = \frac{V - V_s}{V} \text{ (m}^3 \text{ / m}^3\text{)} =$ $= \left(\frac{V - V_s}{V} \right) 100(\%) = 1 - \frac{\rho}{\rho_s} \text{ (m}^3 \text{ / m}^3\text{)} = \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s} \right) 100(\%) \quad (2.15)$
Umidade do solo à base de massa ou Umidade Gravimétrica (U)	$U = \frac{M_a}{M_s} = \frac{M - M_s}{M_s} \text{ (kg / kg)} = \left(\frac{M - M_s}{M_s} \right) 100(\%) \quad (2.16)$
Umidade Volumétrica (θ)	$\theta = \frac{V_a}{V} \text{ (m}^3 \text{ / m}^3\text{)} = \left(\frac{V_a}{V} \right) 100(\%) = \frac{M - M_a}{\rho_a V} \text{ (m}^3 \text{ / m}^3\text{)}$ $= \left(\frac{M - M_a}{\rho_a V} \right) 100(\%) = \left(\frac{\rho}{\rho_a} \right) U \quad (2.17)$ ρ_a é a densidade da água ou solução no solo
Saturação Relativa ou Grau de Saturação (S_r)	$S_r = \frac{V_a}{V - V_s} \text{ (m}^3 \text{ / m}^3\text{)} = \left(\frac{V_a}{V - V_s} \right) 100(\%) \quad (2.18)$

Fonte: Própria Autora (2019)

A densidade dos sólidos ou densidade real depende fortemente da composição mineral do solo. Como esta varia relativamente pouco de solo para solo, a densidade de partículas é praticamente a mesma para a maioria dos solos. Santos (2005) salienta que como o quartzo é um componente encontrado em grande quantidade na maior parte dos solos, a densidade das partículas, para a maioria dos solos, gira em torno do valor da densidade de partículas para este material que é de 2,65 g/cm³, exceção feita aos solos orgânicos, 1,3 a 1,5 g/cm³. Na Geotecnia a densidade dos sólidos é conhecida como massa específica dos grãos de solos, e a sua determinação é prescrita pela NBR 6458 (ABNT, 2016).

Reichardt e Timm (2004) afirmam que a densidade do solo é um índice do grau de compactação de um solo. Como o solo é um material poroso, por compressão a mesma massa de material sólido pode ocupar um volume menor. Isto afeta a sua estrutura, o arranjo, o volume dos poros e as características de retenção de água. Segundo Libardi

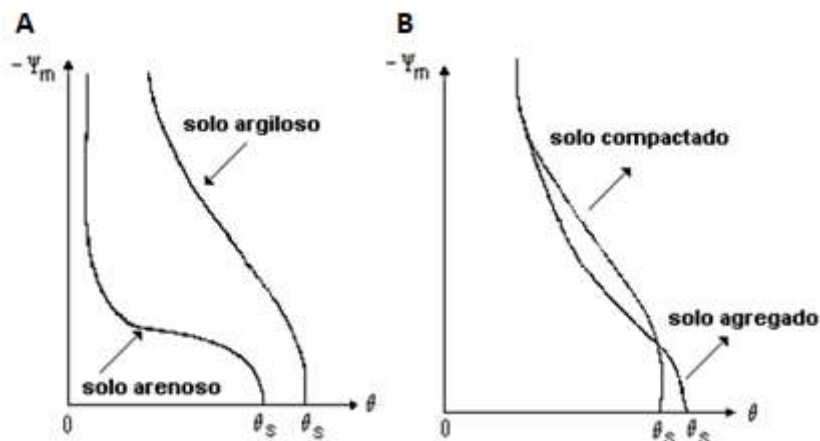
(2005), em termos gerais, a densidade do solo de amostras de solo mineral natural varia de 0,70 a 2,00 g/cm³. Sob condições de estrutura comparáveis, pode-se dizer que quanto mais argiloso o solo, menor sua densidade. Os solos arenosos apresentam densidades entre 1,30 a 1,8 kg/cm³. Na Geotecnia a densidade do solo é conhecida como massa específica aparente do solo, e sua determinação é prescrita pela NBR 10838 (ABNT, 1988). E as formas mais comuns de quantificar a compactação são através da densidade do solo e de sua porosidade.

As relações massa-volume descritas anteriormente, geralmente, explicam muitos fatores que afetam a retenção da água em um solo. Petry (2007) salienta que propriedades físicas como textura, distribuição e diâmetro médio de poros e estrutura do solo estão diretamente ligadas à variação na quantidade de água armazenada no solo. Já Reichardt e Timm (2004) afirmam que o tipo de solo e a qualidade das partículas de argilas são responsáveis pela afinidade que se estabelece entre a água e as partículas sólidas, resultando na energia de retenção de água no solo.

A textura do solo representa as proporções de poros de diferentes tamanhos que aparecem em uma amostra de solo. Portanto, determina diretamente a área de contato entre as partículas sólidas e a água. Beutler *et al.* (2002) analisou a retenção de água em solos com diferentes manejos, concluindo que as frações granulométricas mais finas dos solos são as que mais influenciam a retenção de água. Petry (2000) estudou solos de três classes texturais, observando que solos muito argilosos apresentaram maior quantidade total de água armazenada no perfil do que solos de texturas franco-arenosas.

A estrutura de um solo refere-se ao arranjo das partículas e à adesão das partículas menores na formação das maiores, denominadas agregados. Essa estrutura influencia a movimentação de água, aeração, densidade e porosidade do solo (LIPIEC e HATANO, 2003). Santos (2005) explica que a estrutura afeta a retenção da água pelo solo, uma vez que ela determina o arranjo das partículas, que por sua vez irá determinar a distribuição de poros. Mostram-se na Figura 2.9 curvas de retenção esquemáticas, para solos de textura bem distinta e solos compactados. A avaliação da curva de retenção permite uma estimativa da disponibilidade de água no solo na profundidade de solo considerada.

Figura 2.9 - Curvas de retenção de água para solos de diferentes tipos e condições



Fonte: Santos (2005)

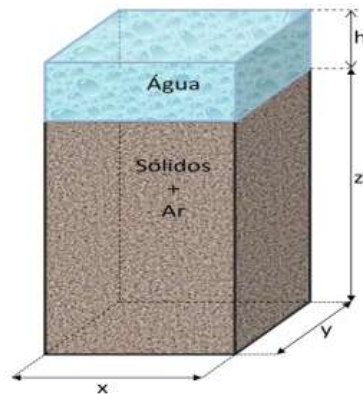
Analisando a Figura 2.9 (A) percebe-se que solos com alto teor de argila possuem umidade maior para uma dada sucção e a variação da curva é mais lenta, enquanto que solos mais arenosos, por possuírem poros maiores e quando submetidos a esta mesma sucção são esvaziados mais rapidamente. A curva, também, é afetada pela estrutura do solo, principalmente a baixas sucções, como pode ser observado na Figura 2.0(B). A compactação do solo faz decrescer a porosidade total e especialmente diminuir o volume dos poros entre agregados. Com a compactação, há um decréscimo dos grandes poros e aumento dos poros intermediários. Os pequenos poros permanecem, praticamente, inalterados (SANTOS, 2005).

2.3.2 Armazenamento de Água no Solo

O armazenamento de água em uma camada de solo varia entre um valor mínimo, definido como ponto de murcha, e um valor máximo, dependente da sua porosidade, ou seja, pode chegar ao grau de saturação de 100%.

O conceito de armazenagem de água no solo pode ser representado esquematicamente num bloco retangular de solo onde toda sua água é retirada dos poros e colocada logo acima de sua superfície, assim como apresentado na Figura 2.10.

Figura 2.10 - Representação esquemática da separação da água existente em um volume de solo de dimensões x,y,z



Fonte: Libardi (2005)

O volume de água armazenada, V_a , será:

$$V_a = x.y.h \quad (2.19)$$

Onde, h é a altura d'água, e x.y é a área da superfície do solo, que é idêntica à área da superfície da água. Portanto:

$$h = \frac{V_a}{x.y} \rightarrow (\text{metros de água}) \quad (2.20)$$

Da definição do teor de umidade volumétrico (θ):

$$\theta = \left(\frac{V_a}{V} \right) = \left(\frac{V_a}{x.y.z} \right) = \left(\frac{x.y.h}{x.y.z} \right) = \frac{h}{z} \quad (2.21)$$

Portanto:

$$h = \theta.z \rightarrow \left(\frac{m^3 \text{ água}}{m^2 \text{ solo}} \right) \quad (2.22)$$

Libardi (2005) observa que a Equação 2.22 considera o conteúdo de água no solo, θ , constante com a profundidade, porém, em situações reais de campo, isto geralmente não acontece. Portanto, é necessário que o perfil de solo seja dividido em incrementos de profundidade e determinar o conteúdo de água em cada um desses, de tal maneira que a altura de água existente no perfil seja dada pelo somatório:

$$h \cong \sum_i^n \theta_i \cdot \Delta z_i \quad (2.23)$$

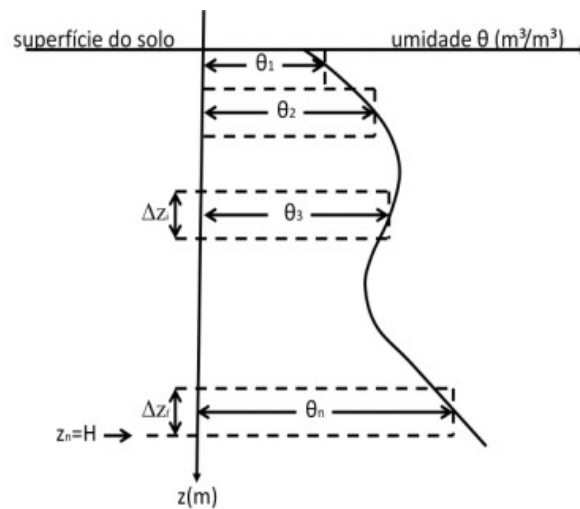
Onde, θ_i e Δz_i são a umidade e a espessura do incremento de profundidade “i”, respectivamente e “n” o número destes incrementos.

Neste somatório a área aproximada da curva θ versus z é conhecida como perfil de umidade ou perfil de conteúdo de água, Figura 2.11. Do cálculo integral, o limite do somatório da Equação 2.23, quando $n \rightarrow \infty$ ou $\Delta z \rightarrow 0$, será:

$$h = \int_{z_i}^{z_f} \theta_z dz \quad (2.24)$$

Onde: θ_z é a função do perfil de umidade; dz a diferencial da variável independente z ; z_i e z_f são duas profundidades arbitrárias quaisquer, sendo z_f sempre maior que z_i .

Figura 2.11 - Perfil de umidade de um solo qualquer



Fonte: Adaptado de Libardi (2005)

Como esta altura de água h representa a água que o solo está armazenando numa determinada camada, pode então, ser chamada de armazenagem e, portanto, representa a área sob a curva de um gráfico da umidade volumétrica θ em função da profundidade arbitrária do solo, sendo igual à quantidade de água (em metros de coluna d'água) existente em qualquer camada de um perfil de solo (LIBARDI, 2005).

Rossato (2002) estimou a capacidade de armazenamento de água no solo do Brasil durante um período de 20 anos (1971-1990) através de um balanço hídrico. Os resultados

indicaram que regiões apresentaram condições favoráveis e desfavoráveis à reserva de água no solo, tendo se verificado que a reserva permaneceu acima de 70% em quase todo o território brasileiro.

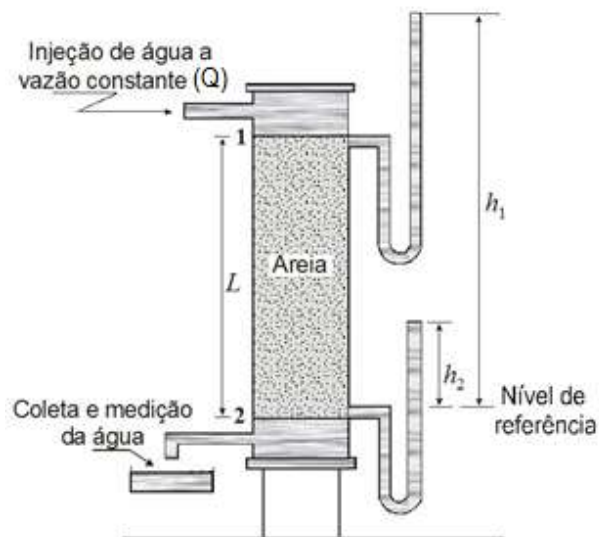
2.3.3 Movimento de Água no Solo

No século XIX, ano de 1856, o engenheiro hidráulico Henry Darcy realizou uma experiência sobre infiltração vertical de solução (= água comum) em filtros (colunas) de areia homogênea sob condições de saturação. Com esse arranjo experimental, Figura 2.12, após atingida a condição de equilíbrio dinâmico, quando o valor de vazão, Q , não variava mais com o tempo, Darcy obteve a seguinte expressão:

$$Q = KA \frac{\Delta\phi_t}{\Delta z} \quad (2.25)$$

Onde: K constante de proporcionalidade, conhecida como condutividade hidráulica; A é a área da seção transversal do filtro de areia; Δz é comprimento do filtro; $\Delta\phi_t$ é variação de potencial total da solução. Para condições de saturação e fluxo vertical, $\phi_t = \phi_p + \phi_g$, ou seja, somatório do potencial de pressão e potencial gravitacional.

Figura 2.12 - Esquema do experimento de Henry Darcy, sobre fluxo de água através de filtro de areia



Fonte: Ortigão (2007)

O termo $\frac{\Delta\phi_t}{\Delta z}$ pode ser interpretado como o gradiente do potencial total da solução na direção vertical, ou seja, variação escalar de ϕ_t com a distância vertical. Que em termos

infinitesimais e pelo seu caráter vetorial, deve ser escrito como $\left(\frac{\partial \phi_t}{\partial z}\right) \hat{k}$. Fisicamente, este gradiente representa a força que atua na unidade de massa (ou volume) de solução fazendo-a mover.

A Equação 2.25 representada por unidade de área da secção transversal da coluna é denominada de densidade de fluxo, \bar{q}_z , dada pela expressão:

$$\bar{q}_z = -K \frac{\partial \phi_t}{\partial z} \hat{k} \quad (2.26)$$

A Equação 2.26 é válida somente para a quantificação do movimento da solução através de um meio poroso isotrópico, saturado e em que a movimentação se dá exclusivamente na direção vertical. No caso mais geral, quando as três dimensões precisam ser consideradas, essa equação, para meio isotrópico com relação a K, pode ser generalizada para:

$$\bar{q} = -K \vec{\nabla} \phi_t \quad (2.27)$$

O primeiro trabalho que apresentou uma equação que quantifica o movimento da solução, em condição de solo não saturado, foi o de Buckingham (1907), dada pela expressão:

$$\bar{q} = -K(\theta) \vec{\nabla} \phi_m(\theta) \quad (2.28)$$

Em que \bar{q} é a densidade de fluxo da solução, $K(\theta)$ a função condutividade hidráulica, $\phi_m(\theta)$ função potencial mátrico, e θ o conteúdo da água volumétrico no solo. Buckingham denominou as funções $\phi_m = \phi_m(\theta)$ e $K = K(\theta)$ como sendo “potencial capilar” e “condutividade capilar”, respectivamente.

Devido à analogia da equação desenvolvida por Buckingham com a equação desenvolvida por Darcy, a Equação 2.28 ficou conhecida como equação Darcy-Buckingham. E analisando essa equação percebe-se que esta é válida somente para o movimento da solução no solo na direção horizontal ou para o caso no qual o efeito da gravidade é desprezível.

Richards (1928) definiu um potencial total, ϕ_t , como sendo igual a soma do potencial capilar de Buckingham e o potencial gravitacional, ϕ_g , e escreveu a equação do movimento da solução como:

$$\bar{q} = -K(\theta)\vec{\nabla}\phi_t(\theta) \quad (2.29)$$

Portanto, $\phi_t = \phi_m + \phi_g$ para solo não saturado, em que os potenciais de temperatura e osmótico possam ser desconsiderados.

Quando o potencial da água no solo é expresso por unidade de peso, o potencial gravitacional corresponde a uma elevação z [L], bem como o potencial de pressão (solo saturado) e potencial mátrico (solo não saturado) corresponde à carga de pressão de água no solo. Nos trabalhos de Warrick *et al.* (1991), Hillel (1998) e Jury e Horton (2004), para evitar o uso desnecessário de símbolos é comum definir apenas o potencial pressão h [L]. Considerando que, se o solo está saturado, h é positivo, e representado pelo potencial de pressão hidrostática. E se o solo se encontra como não saturado, h é negativo e representado pelo potencial mátrico. Portanto, o potencial total da água no solo expresso por unidade de peso, H [L], é dado por:

$$H = h + z \quad (2.30)$$

Onde: z é a coordenada vertical, ou seja, a altura em relação a algum nível referencial e h é o potencial de pressão.

Sendo assim, a Equação 2.29 pode ser representada por:

$$\bar{q} = -K(\theta)\vec{\nabla}H(\theta) \quad (2.31)$$

As equações de Darcy, Darcy- Buckingham e Richard representam a movimentação da solução sob condições de regime estacionário, ou seja, as características do fluxo não variam com o tempo, embora possam variar com a posição. Entretanto, a maioria das situações na natureza são não estacionárias. Para descrever a situação não estacionária, é usada a equação da continuidade.

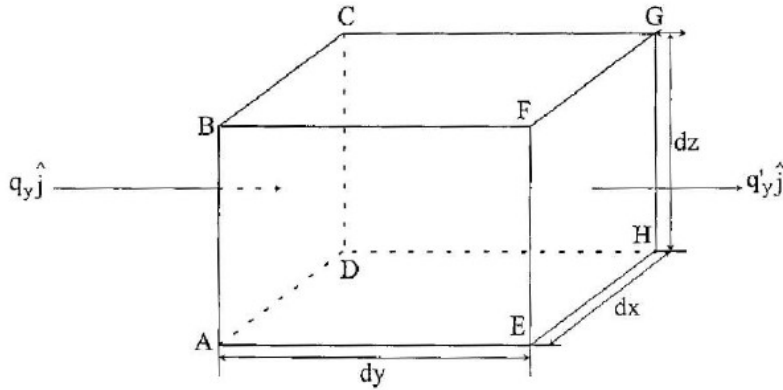
2.3.3.1 Equação da continuidade para soluções no solo

Matematicamente, a equação da continuidade estabelece que não pode haver nem criação nem destruição de massa, sendo ela a equação de conservação da massa, (LIBARDI, 2005).

Para determinação da equação que descreve a situação não estacionária de movimento de solução no solo, considere o caso do fluxo da solução através de um meio, no qual o vetor

será a densidade de fluxo e a superfície fechada elementar um pequeno paralelepípedo de solo, Figura 2.13.

Figura 2.13 - Esquema de situação não estacionária de movimento de solução no solo



Fonte: Libardi (2005)

Nestas condições, para direção y tem-se, que o fluxo elementar do vetor densidade de fluxo que entra no volume de solo é dado por:

$$d\phi_{entra,y} = -q_y dx.dz \quad (2.32)$$

E para o fluxo elementar do vetor que sai do elemento é dado por:

$$d\phi_{saida,y} = \left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) dx.dz \quad (2.33)$$

Consequentemente:

$$d\phi_y = -d\phi_{entra,y} + d\phi_{saida,y} \quad (2.34)$$

Sendo $d\phi_y$ o fluxo elementar total do vetor densidade de fluxo na direção y que atravessa o elemento de volume.

Substituindo as Equações 2.32 e 2.33 na Equação 2.34, resulta em:

$$d\phi_y = \frac{\partial q_y}{\partial y} dV \quad (2.35)$$

Onde $dV = dx.dy.dz$ é o volume do elemento do volume de solo.

Observando que o fluxo elementar do vetor que entra no elemento de volume representa a vazão de solução ($m^3.s^{-1}$) de entrada no elemento, e o fluxo elementar do vetor que sai, vazão de saída do elemento. Logo, $d\phi$ representa a taxa de acumulação ou perda de solução no elemento de volume de solo, na direção y , portanto:

$$d\phi_y = \frac{\partial(dV_{sol,y})}{\partial t} \quad (2.36)$$

Sendo $dV_{sol,y}$ o elemento de volume de solução no elemento de volume do solo dV , proveniente da densidade de fluxo na direção y .

Comparando as Equações 2.35 e 2.36, tem-se:

$$\frac{\partial(dV_{sol,y})}{\partial t} = -\frac{\partial q_y}{\partial y} dV \quad (2.37)$$

O sinal negativo da Equação 2.37 significa que $\partial(dV_{sol,y})/\partial t$ e $\partial q_y/\partial y$ têm variações opostas, isto é, quando $\partial(dV_{sol,y})/\partial t > 0$, $\partial q_y/\partial y < 0$ e, quando $\partial(dV_{sol,y})/\partial t < 0$, $\partial q_y/\partial y > 0$, ou seja: quando $\partial(dV_{sol,y})/\partial t > 0$ significa que está havendo acúmulo de solução no elemento de volume de solo com o tempo e, para que haja esse acúmulo, evidentemente, $\partial q_y/\partial y < 0$; quando $\partial(dV_{sol,y})/\partial t < 0$, está havendo perda de solução com o tempo, a qual só ocorre com $\partial q_y/\partial y > 0$.

O mesmo raciocínio pode ser utilizado para as outras direções. Portanto, a taxa total de perda ou acumulação é dada por:

$$\frac{\partial(dV_{sol})}{\partial t} = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) dV \quad (2.38)$$

Da Equação 2.17 tem-se que $dV_{sol} = \theta dV$, o que resulta em:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) \quad (2.39)$$

ou

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\vec{\nabla} \cdot \vec{q} \quad (2.40)$$

Substituindo a Equação 2.31 na Equação 2.40, a variação da umidade volumétrica em relação ao tempo, torna-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(\theta) \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y(\theta) \frac{\partial H}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \right] \quad (2.41)$$

Ou

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(h) \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y(h) \frac{\partial H}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(h) \frac{\partial H}{\partial z} \right] \quad (2.42)$$

As Equações 2.41 e 2.42 regem o movimento da água no solo, sendo também conhecidas como Equações de Richards.

Substituindo a Equação 2.30 na Equação 2.42, tem-se:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(h) \frac{\partial (h+z)}{\partial z} \right] \quad (2.43)$$

Ou

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K_x(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K_z(h) \frac{\partial (h)}{\partial z} \right] + \frac{\partial K_z(h)}{\partial z} \quad (2.44)$$

Celia *et al.* (1990) definiu a Equação 2.44 como equação de Richard na forma mista, uma vez que, existem duas variáveis dependentes, a umidade volumétrica (θ) e o potencial mátrico (h). Portanto, as relações entre θ e h podem ser à base do potencial mátrico (h) ou à base da umidade volumétrica (θ). Hillel, 1998, Warrick (2003) e Libardi (2005) salientam que esta relação entre a umidade do solo e potencial mátrico, também conhecida como curva de retenção de água no solo, proporciona uma transformação entre h e θ em um determinado solo.

As Equações 2.43 e 2.44 são altamente não lineares. Portanto, para soluções de problemas mais complexos e geometria irregular é necessário recorrer às técnicas numéricas (VAN GENUCHTEN, 1982; CELIA *et al.* 1990; PAN e WIERENGA, 1995; VAN DAN e FEDDES, 2000; VASCONCELLOS e AMORIM, 2001; DE JONG VAN LIER *et al.*, 2008).

2.3.4 Condutividade Hidráulica do Solo

A condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade é a variável que mais influencia o fluxo de água no solo, e assim, a recarga, bem como o transporte de poluentes.

A condutividade hidráulica é definida como a medida da resistência da água ao movimento através de um meio poroso (POEHLS e SMITH, 2009), ou como a medida da facilidade com a qual um meio transmite água (FITTS, 2002). Delleur (1999) definiu a condutividade como o volume de líquido que flui perpendicularmente a uma unidade de área de um meio poroso sobre influência de um gradiente hidráulico unitário.

2.3.4.1 Fatores que influenciam a condutividade hidráulica

As características do solo que afetam a permeabilidade são: o grau de saturação, o tamanho das partículas, o índice de vazios, a composição e a estrutura (LAMBE e WHITMAN, 1969). De acordo com Mesquita e Moraes (2004), essas características estão relacionadas a outros fatores, tornando a estimativa dessa propriedade de grande complexidade.

O valor máximo de condutividade hidráulica é atingido quando o solo se encontra saturado, e é denominado condutividade hidráulica do solo saturado, nesse trabalho abreviado como K_{sat} . De acordo com Poehls e Smith (2009), a condutividade hidráulica dentro da zona saturada é, em geral, substancialmente maior que na zona vadosa, uma vez que, a grande quantidade de água nos poros sustenta as propriedades de adesão e coesão, permitindo que o excesso de água flua livremente. De acordo com Carvalho (2002), em meios não saturados, a condutividade hidráulica varia com a umidade do solo e com o potencial matricial no ponto considerado.

Segundo Fernandes (2006), a granulometria é um fator que deve ser levado em consideração na análise da condutividade hidráulica saturada. Apresentam-se no Quadro 2.4 valores típicos de condutividade hidráulica para solos sedimentares segundo a textura. As taxas de infiltração da água no solo e a capacidade de retenção de água são amplamente influenciadas pela composição granulométrica dos solos (CARVALHO, 2002). Intuitivamente, quanto menores forem as partículas do solo, menores serão as dimensões dos canais de fluxo e, portanto, menor será a condutividade hidráulica (ALONSO, 2005). Não se pode prever, entretanto, para todas as classes de solo, a retenção de água somente a partir da textura, por serem importantes os efeitos concorrentes, principalmente da mineralogia, da estrutura e da porosidade (MESQUITA e MORAES, 2004).

Quadro 2.4 - Valores típicos de condutividade hidráulica segundo texturas dos solos sedimentares

Tipo de Solo	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Cascalho limpo	$>10^0$
Areia grossa	10^0 a 10^{-1}
Areia média	10^{-1} a 10^{-2}
Areia fina	10^{-2} a 10^{-3}
Siltes	10^{-4} a 10^{-6}
Argilas	10^{-6} a 10^{-8}

Fonte: Fernandes (2006)

A porosidade exerce grande influência sobre a condutividade hidráulica. A correlação entre índice de vazios ou porosidade com a condutividade hidráulica é comumente relatada na literatura sobre mecânica dos solos. A condutividade hidráulica do solo aumenta com o aumento do índice de vazios (DAS, 2008). Lambe e Whitman (1969) constataram a mesma tendência, mostrando a existência de uma relação linear entre o índice de vazios e o logaritmo do coeficiente de permeabilidade para 30 solos estudados.

A propriedade é também relacionada à granulometria e estrutura dos solos. Entretanto, Santos (2008) salienta que K é muito mais relacionada à macroporosidade do solo do que à porosidade em si, não sendo encontrada correlação entre condutividade hidráulica e porosidade total em alguns casos. Mostram-se no Quadro 2.5 as faixas de valores típicos de porosidade e condutividade hidráulica para solos sedimentares.

Quadro 2.5 - Valores típicos de condutividade hidráulica segundo porosidades dos solos sedimentares

Tipo de Solo	Porosidade (%)	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Cascalho	25-40	10^{-2} - 10^2
Areia	25-50	10^{-4} - 1
Siltes	35-50	10^{-7} - 10^{-3}
Argilas	40-70	10^{-10} a 10^{-7}

Fonte: Adaptado de Deuller (1999)

Segundo Reichert *et al.* (2007) e Mesquita e Moraes (2004), a forte associação entre a macroporosidade e condutividade hidráulica faz com que pequenas mudanças no valor de uma alterem consideravelmente os valores da outra, uma vez que, a densidade de fluxo que passa por um poro é proporcional ao quadrado de seu diâmetro (Lei de Poiseville), ou seja, a presença de um “megaporo” a mais em uma amostra de solo afetará pouco sua macroporosidade, mas muito sua condutividade hidráulica, um dos motivos pelo qual é comum obter valores discrepantes para este parâmetro.

Silva e Kato (1997), estudando a relação da macroporosidade de solos das áreas de manejo convencional e plantio direto com condutividades hidráulicas variáveis, encontraram valores da macroporosidade correlacionados positivamente com a condutividade hidráulica saturada, evidenciando o efeito do manejo na estrutura do solo. Dessa forma, segundo Carvalho (2002), apenas os tamanhos dos poros podem não ser tão relevantes para permitir maior condutividade hidráulica, pois esta propriedade é mais dependente da distribuição de tamanho dos poros e de sua continuidade.

A estrutura do solo é uma das características mais influentes sobre a condutividade hidráulica, especialmente quando se trata de solos finos. Comparando amostras de solo com o mesmo índice de vazios, observa-se que a amostra em estado mais flocoado tende a apresentar maior condutividade hidráulica do que a que se encontra em estado mais disperso (LAMBE e WHITMAN, 1969). Ao aumentar o grau de agregação de um solo a distribuição dos valores dessa condutividade hidráulica se torna cada vez menos variável.

A estruturação dos solos tropicais faz com que esses sejam solos argilosos com comportamento diferenciado, em diversas situações apresentando comportamento de solos arenosos devido à alta porosidade natural (CORRÊA, 2004). Jarvis e Messing (1995) observaram valores elevados de condutividade em solos de textura mais fina, com pouca areia, ao contrário das relações de K com texturas relatadas na literatura, e atribuem tais resultados à continuidade de macroporos em campo em solos estruturados. Failache (2018), que estimou a infiltração potencial das áreas das Folhas do IBGE de São Carlos e Araraquara localizadas no centro leste do Estado de São Paulo, verificou que os solos com partículas bem agregadas apresentaram poros maiores e as velocidades de infiltração tenderam a serem mais altas.

Com relação à composição do solo, sua influência na condutividade hidráulica dos solos é geralmente pequena para areias, siltes e cascalhos, mas determinante em solos argilosos (LAMBE e WHITMAN, 1969). Assim, essa condutividade guarda forte relação com a mineralogia da fração argila, a qual influenciará na agregação do solo. Segundo Das (2008), a condutividade hidráulica depende da espessura da camada de água adsorvida às partículas de solo, o que é função da capacidade de troca catiônica, da valência dos 21 cátions, dentre outros fatores. O coeficiente de condutividade hidráulica tende a diminuir com o aumento da espessura da dupla camada difusa.

No que se refere às características do fluido, destacam-se na determinação da condutividade hidráulica a viscosidade, densidade e concentração do percolado (DAS, 2008). De acordo com Boscov (2008), as alterações na permeabilidade causadas pela percolação de substâncias químicas estão relacionadas a seu efeito sobre a estrutura dos solos, fortemente influenciadas pelas forças de repulsão entre partículas, os quais controlam os mecanismos de floculação/dispersão e de contração/expansão.

2.3.4.2 Métodos para determinação da condutividade hidráulica saturada

De modo geral, as metodologias para determinação da condutividade hidráulica saturada estão divididas em métodos de laboratório e métodos de campo. A maioria dos ensaios é realizada com permeômetros ou infiltrômetros visando à determinação da condutividade hidráulica em condições de saturação (LISBOA, 2006).

No que se refere aos ensaios de laboratório, esses normalmente são realizados através de permeômetros, os quais podem ser de parede rígida ou de parede flexível. Os ensaios podem ser realizados ainda estabelecendo cargas constante ou variável. São diversas as metodologias estabelecidas para o uso desses permeômetros em laboratório. No Brasil, a NBR 13292 (ABNT, 1995) prescreve o método para determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante e a NBR 14545 (ABNT, 2000) estabelece o método para determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável.

São diversos os ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica saturada dos solos. Segundo Lisboa (2006), estes ensaios podem ser feitos em furos de sondagem, em poços ou em cavas; aproveitando piezômetros e utilizando equipamentos e arranjos especiais, como os permeômetros e infiltrômetros.

Alguns métodos de campo serão aqui apresentados, pela sua utilização na presente pesquisa: a) ensaio de rebaixamento (poço invertido); b) ensaio de duplo anel ou cilindros concêntricos à carga constante.

⇒ Poço Invertido

O ensaio de rebaixamento, também, conhecido como ensaio de poço invertido, é um método para determinar K_{sat} , por meio de infiltração a nível variável em poços

perfurados a percussão ou rotação (trado), onde se estabelece uma coluna de água inicial, interrompe-se a introdução de água e acompanha-se, no tempo, o rebaixamento do nível.

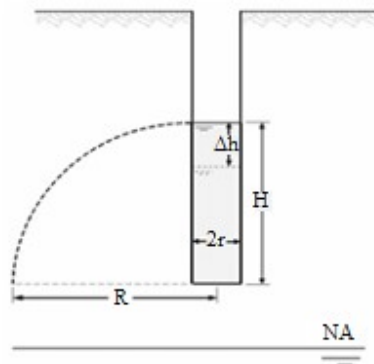
Várias equações foram desenvolvidas para calcular a condutividade hidráulica a partir dos dados de ensaio de rebaixamento, serão apresentadas as metodologias propostas pelo ABGE (1996), Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992).

A ABGE (1996) recomenda que o ensaio de poço invertido (Figura 2.14) seja realizado quando a carga hidráulica do trecho ensaiado for igual ou superior a 1 metros, o rebaixamento de água no poço for inferior a 10 cm/min, um tempo de umedecimento inicial de 10 minutos e que o ensaio seja dado por concluído quando o rebaixamento atingir 20% da carga inicial aplicada ou 30 minutos de ensaio. Para calcular a condutividade hidráulica saturada do solo, os autores utilizaram a Equação de Ródio (1965) citado por ABGE (1996), expressa por:

$$K_{sat} = \frac{\Delta h}{\Delta t} \cdot \left(\frac{r}{R}\right)^2 \quad (2.45)$$

Em que: K_{sat} (cm/s) é permeabilidade do solo; Δh (cm) é a variação de nível; Δt (s) é o intervalo de tempo; r (cm) é o raio do poço; $R = ((1+4h)^{0.5} - 1)/2$, a qual supõe que o escoamento se faz, segundo uma parábola cujo o vértice está no centro do furo; H (cm) é a altura da lâmina de água no poço.

Figura 2.14 - Esquema de cálculo de K_{sat} pelo Método proposto por ABGE (1996)



Fonte: ABGE (1996)

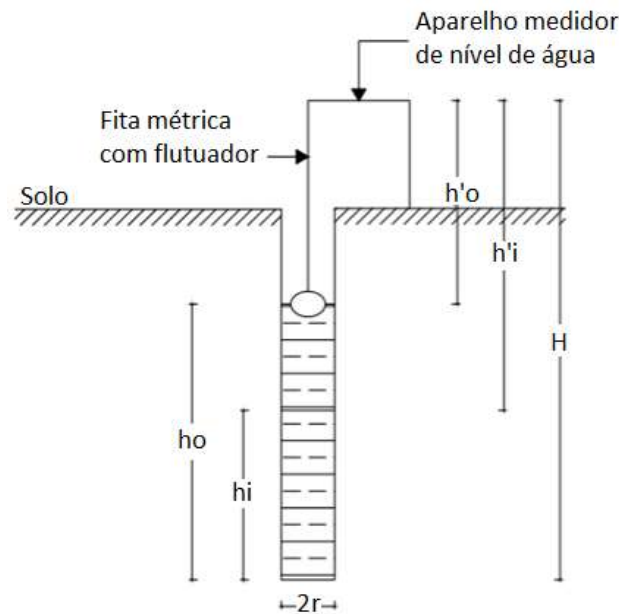
Cauduro e Dorfman (s/d) recomendam que para o umedecimento prévio do poço, esse seja cheio de 2 a 3 vezes e que após a infiltração total da lâmina de água o ensaio deve ser realizado de uma a três vezes em solos argilosos e três a seis vezes em solos arenosos,

Figura 2.15. O K_{sat} pode ser calculado pela Equação 2.46, a qual foi deduzida a partir da Equação de Darcy e da vazão escoada em permeâmetro.

$$K_{sat} = 1,15 \cdot r \left[\frac{\left(\log\left(h_{1(1)} + \frac{r}{2}\right) \right) - \left(\log\left(h_{1(2)} + \frac{r}{2}\right) \right)}{t_{1(2)} - t_{1(1)}} \right] \quad (2.46)$$

Em que: K_{sat} (cm/s) é a permeabilidade saturada do solo; r (cm) é o raio do poço; $h_{1(1)} + r/2$ (cm) é a altura correspondente a um dado ponto da reta interpolatriz; $h_{1(2)} + r/2$ (cm) é altura correspondente a um segundo ponto da reta interpolatriz; $t_{1(1)}$ é o tempo ou instante correspondente a primeira leitura; $t_{1(2)}$ é o tempo ou instante correspondente a segunda leitura.

Figura 2.15 - Esquema de cálculo de K_{sat} pelo Método proposto por Cauduro e Dorfman (s/d)



Fonte: Cauduro e Dorfman (s/d)

No método usado na Grã-Bretanha, segundo Pratt e Powel (1992) apud Baptista *et al.* (2011), a capacidade de absorção, que é considerada como K_{sat} , é estimada calculando o tempo de injeção de água de modo que o seu nível na perfuração passe de 75 para 25% da profundidade do poço, conforme Equação 2.47. Os autores recomendam que o ensaio deva ser repetido 3 vezes no mesmo dia ou durante 3 dias consecutivos, sendo a capacidade de absorção adotada como sendo a de menor valor.

$$q_{as} = \frac{S_{75-25}}{a_{50} t_{75-25}} \quad (2.47)$$

Onde: q_{as} (cm/s) é a capacidade de absorção dos solo; S_{75-25} (cm³) é o volume de água compreendido entre 75% e 25% da altura do poço; a_{50} (cm²) é a superfície interna da perfuração até 50% da altura do ensaio incluindo a base; t_{75-25} (s) é o tempo durante o qual o nível de água passa de 75% para 25% da altura do ensaio.

A pratica mostra que as três metodologias de cálculo de K_{sat} têm apresentado valores bastante diferentes, portanto, pesquisadores procuram adotar um mesmo tempo de umedecimento, sendo esse em geral de 24 horas, seguindo recomendação do Manual de Drenagem (1993) do Ministério do Interior dos Estados Unidos da América.

Barbassa *et al.* (2009) avaliou o efeito de tempo de umedecimento do solo no cálculo de K_{sat} quando se usa as três metodologias apresentadas anteriormente. Os autores adotaram os tempos de umedecimento de 4, 6, 24, 30 e 48 horas, para ensaios de 4 poços perfurados na bacia experimental do Campus da Universidade Federal de São Carlos. Concluíram que a variação do tempo de umedecimento prévio do solo provocou alteração no valor de K_{sat} calculado em até 77%, sendo que houve uma queda acentuada dos valores para os tempos de umedecimento de 4 e 6 horas, redução para os ensaios 24 e 30 horas e pequena elevação para o ensaio de 48 horas. E que as metodologias apresentadas por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel(1992) apud Baptista *et al.* (2011) determinaram valores de K_{sat} , na maioria dos ensaios, bastante próximos, enquanto os valores de K_{sat} calculados pelo método de ABGE (1996) ficaram quase sempre inferiores aos demais, chegando a ser 2,88 vezes menor.

⇒ **Ensaio de Duplo Anel à Carga Constante**

Segundo o Manual Americano de Drenagem (1993), o ensaio do infiltrômetro de duplo anel tem por objetivo a obtenção da K_{sat} vertical dos solos de superfície, tomando por base a Lei de Darcy. Este ensaio consiste basicamente de dois anéis de diferentes raios e cravados no solo, preenchidos com água formando uma carga hidráulica de altura conhecida. Figura 2.16. Os procedimentos de ensaio são prescritos pela norma D3385-94 (ASTM, 2018).

Figura 2.16 - Ensaio do Infiltrômetro de Duplo Anel



Fonte: Própria Autora (2019)

Durante o experimento o anel externo é preenchido com água e tem sua altura controlada com objetivo de alinhar a corrente de fluxo vertical do anel interno no processo de infiltração de água no solo. Mede-se a seguir a lâmina infiltrada no solo dentro do anel interno desde seu início até a taxa de saturação do solo. Com os tempos e lâmina infiltrada estima-se a condutividade hidráulica saturada do local, ou seja, até que K_{sat} se torne constante.

Para cálculo da condutividade hidráulica em duplo anel de carga constante é utilizada a equação modificada de Darcy, Equação 2.48:

$$K_{sat} = \frac{V}{\left(\frac{H}{L}\right)A.t} \quad (2.48)$$

Sendo: K_{sat} (cm/s) é a condutividade hidráulica na saturação; V (cm³) é o volume de água infiltrada; H (cm) é a altura da lâmina de água no anel interno durante o ensaio; L (cm) é a profundidade alcançada pela frente de umedecimento, ou seja, o comprimento da coluna de solo em que o anel é enterrado; A (cm²) é a área da seção transversal do anel interno; t (s) é o tempo entre leituras.

2.3.4.3 Métodos para Determinação da Condutividade Hidráulica Não Saturada

Em termos de medidas de campo, existem diversos métodos para obter a condutividade hidráulica não saturada utilizando a técnica do infiltrômetro de disco (WHITE *et al.*, 1992; ANKENY *et al.* 1991; SCOTTER *et al.*; 1982; YOUNGS, 1987; SMETTEM e CLOTHIER, 1989; ZHANG, 1997; REYNOLDS E ELRICH, 1991). Estimativas confiáveis da condutividade hidráulica não saturada em campo são, especialmente, difíceis de obterem, em parte devido às suas extensas variabilidades, e em parte porque medir esse parâmetro é demorado e caro. Portanto, várias expressões analíticas de forma fechada para prever a condutividade hidráulica não saturada foram desenvolvidas.

As expressões analíticas baseiam-se nos dados obtidos do ajuste da curva de retenção de água no solo, associando a condutividade hidráulica não saturada com condutividade hidráulica saturada em função do teor de umidade volumétrico e grau de saturação ou sucção matricial. Vilar (2009) apresenta os principais modelos utilizados para determinação da condutividade hidráulica não saturada, Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Equações para ajuste da curva de retenção

Tipo	Referência	Equação	Parâmetro de Ajuste
K(θ)	Avernajov (1950)	$K_r = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^n$ (2.49)	n – constante de ajuste e igual a 3,5
	Davidson et al. (1969)	$K = K_s \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^n$ (2.50)	n – constante de ajuste
	Campbell (1973)	$K = K_s \cdot e^{[\alpha \cdot (\theta - \theta_s)]}$ (2.51)	α – constante de ajuste
	Van Genuchten (1980)	$K = K_s \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right]^{1/2} \cdot \left\{1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{1/m}\right]^m\right\}^2$ (2.52)	m – constante de ajuste
K(ψ)	Richards (1931)	$K = a \cdot \psi + b$ (2.53)	a e b – constantes de ajuste
	Wind (1955)	$K = \alpha \cdot \psi^{-n}$ (2.54)	α e n – constantes de ajuste
	Gardner (1958)	$K = K_s \cdot e^{(\alpha \cdot \psi)}$ (2.55)	α – constante de ajuste
	Brooks e Corey (1964)	$K = K_s$ para $\psi < \psi_b$ $K = K_s (\psi / \psi_b)^{-n}$ para $\psi > \psi_b$ (2.56)	ψ_b – pressão de entrada de ar n – constante de ajuste
	Leong e Rahardjo (1997)	$K = \frac{1}{\left\{\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{A}\right)^B\right]\right\}^C}$ (2.57)	A, B C – constantes de ajuste
Nota: K_r é o coeficiente de condutividade hidráulica relativa: $K_r = K/K_s$ (2.58)			

Fonte: Adaptado de Vilar (2009)

A expressão analítica determinada por Van Genuchten (1980) foi obtida do modelo de Mualem (1976). Esse modelo leva em conta uma fórmula integral simples da condutividade hidráulica não saturada que permite a obtenção de uma expressão analítica

de forma fechada, fornecendo equações adequadas para as curvas de retenção de água no solo disponíveis. Além disso, Van Genuchten (1980) obteve excelentes ajustes para as funções condutividade hidráulica de cinco tipos de solos, com propriedades amplamente distintas, com condutividade variando de 303,0 a 0,082 cm/dia.

2.4 Recarga de Aquífero

Lerner *et al.* (1990) e Bouwer (1978), de forma geral, definem recarga como o fluxo descendente de água que ao infiltrar transpassa a zona radicular e alcança a zona saturada, resultando em um volume adicional ao reservatório subterrâneo.

Neste contexto, Rushton (1988) classifica dois tipos de recarga, a recarga potencial definida como o volume de água que, após precipitação, pode mover-se verticalmente abaixo da zona do solo sujeita ao sistema radicular das plantas até alcançar a zona saturada, em decorrência do excesso da capacidade de armazenamento do solo. E a recarga real, que é o fluxo de água que efetivamente irá atingir a zona saturada. Esta será sempre menor que a recarga potencial, devido aos efeitos locais como a presença de camadas com baixa condutividade hidráulica.

A recarga dos aquíferos pode ocorrer de forma natural ou artificial. Bouwer (2002) afirma que a recarga natural é a forma como as águas subterrâneas são formadas, consequência da diferença entre as entradas de água no solo (precipitação e infiltração de córregos, lagos ou outras massas de águas naturais) e saídas (evapotranspiração e escoamento superficial). A recarga natural é tipicamente cerca de 30-50% da precipitação em climas úmidos temperados, 10-20% da precipitação em climas mediterrâneos e cerca de 0-2% da precipitação em climas secos (BOUWER 1989; TYLER *et al.* 1996). As taxas de recarga natural são refletidas nas potenciometrias das águas subterrâneas, que variam de algumas horas ou dias nas zonas úmidas ou águas subterrâneas mais rasas localizadas em áreas de alto índice de precipitação a dezenas de milhares de anos ou mais em climas secos com níveis profundos de águas subterrâneas ou em aquíferos confinados a distâncias consideráveis dos afloramentos onde são recarregados (TYLER *et al.* 1996).

Segundo Lerner *et al.* (1990) e Beekman e Xu (2003) a recarga natural ocorre de três principais formas:

- Recarga direta: a água de chuva infiltra e flui pela zona não saturada até atingir o nível de água do aquífero. Sendo que nem toda a água que infiltra chega ao

aquífero, pois parte pode ser retida como umidade na zona não saturada ou retirada do sistema por evapotranspiração;

- Recarga indireta: a água de corpos superficiais, como rios e lagos, é adicionada ao aquífero através de infiltração;
- Recarga localizada: a água de chuva acumula-se em pequenos corpos de águas superficiais, como poças e bacias e poços de infiltração, e em seguida infiltra-se até atingir o aquífero.

A recarga artificial de águas subterrâneas é alcançada colocando água superficial em bacias, sulcos, poços, valas ou outras instalações onde a infiltração de água no solo é facilitada e esta possa se mover até os aquíferos. Neste contexto, e pelos tipos de formas em que a recarga pode ocorrer, segundo Lerner *et al.* (1990) e Beekman e Xu (2003), geralmente as recargas artificiais são recargas indiretas e localizadas.

As técnicas compensatórias de drenagem urbana do tipo localizadas que utilizam a infiltração para amortecer os picos de vazão são dispositivos que promovem recarga artificial de aquífero do tipo indireta e localizada. Sendo assim, contribuem para o aumento da potenciometria das águas subterrâneas.

Diante das crises de abastecimento de água por meio de fontes superficiais, o aumento da potenciometria dos aquíferos é bem vindo, uma vez que o mesmo tem sido buscado como recurso alternativo. Tanto que, hoje no Brasil, em todo o seu território, existem uma tendência da utilização de reservas subterrâneas de água para abastecimento de água para sistemas urbanos, industriais e de irrigação, seguida por uma política nacional de recursos hídricos de identificação, registro e deliberação de outorgas de usos em âmbito nacional, regulamentada pela Lei Federal no. 9433 de 1997 (SÍRIO, 2014).

Segundo o Censo de 2010, aproximadamente 61 % da população brasileira é abastecida, para fins domésticos, com água subterrânea, sendo que 6% se auto-abastece das águas de poços rasos, 12% de nascentes ou fontes e 43% de poços profundos (IBGE, 2010). Sendo assim, as técnicas compensatórias podem além de cumprirem o objetivo de controle de escoamento superficial, contribuir efetivamente para o abastecimento público urbano.

Em países onde é prática comum a utilização técnicas compensatórias, estudos têm sido desenvolvidos para quantificar seus efeitos sobre o quantitativo das águas subterrâneas em área urbana (GOBEL *et al.*, 2004; ENDRENY e COLLINS, 2009; MACHUSICK *et*

al., 2010; THOMAS e VOGEL, 2012 e SASHIDARAN *et al.*, 2019). Esses estudos envolvem, principalmente, determinar as interferências que a elevação do lençol freático têm sobre as estruturas subterrâneas das construções urbanas, vegetações e leitos de cursos d'águas.

Gobel *et al.* (2004) estudando as técnicas compensatórias de infiltração instaladas em grande escala no perímetro urbano de Recklinghausen na Alemanha, concluíram que um aumento na superfície da água subterrânea poderia causar graves problemas, tais como: inundações de porões e partes de edifícios ou causar danos a edifícios através de flutuabilidade; danos para a vegetação ou no leito de cursos de água receptora; pode ser conectados a locais contaminados e cemitérios; pode levar a mobilização de poluentes ou processos de decomposição incompletos. Portanto, os autores salientam que embora a infiltração de águas pluviais deva ser considerada como uma medida razoável de gestão, se a recarga promovida por essas não for quantificadas de forma adequada, fica claro que adversos econômicos e ambientais podem aparecer.

Uma maneira de gerir as medidas de infiltração é definir que os balanços de água em novas áreas em expansão não podem afastar-se das condições naturais. O balanço hídrico muda quando águas pluviais são infiltradas em técnicas compensatórias. Esse balanço é caracterizado por um equilíbrio entre as águas pluviais que caem, a evapotranspiração, o escoamento superficial e a recarga de águas subterrâneas. As áreas urbanas com solos impermeabilizados conduzem a mudanças nos fatores individuais de distribuição de água, em comparação com as condições naturais, conforme são apresentadas na Figura 2.17.

Quando o solo é impermeabilizado, a evapotranspiração e recarga de águas subterrâneas são reduzidas, Figura 2.17B. Nas superfícies impermeáveis, tais como telhados ou superfícies de estrada, há um maior escoamento superficial das águas pluviais e a completa infiltração deste através de técnicas compensatórias aumenta a quantidade de da água subterrânea formada, Figura 2.17C. A elevação do lençol freático pode até mesmo ser maior do que no estado natural, Figura 2.17A. Se a infiltração de águas pluviais é considerada em seções inteiras de estradas ou perímetros urbanos, o resultado pode ser um aumento significativo da superfície da água subterrânea em sua área de influência, Figura 2.17C (MORRIS *et al.*, 1997).

Figura 2.17 - Relação entre a impermeabilização do solo e o balanço de água (evapotranspiração, escoamento direto, recarga de águas subterrâneas e lençol freático): (A) condição natural; (B) urbanização sem implantação das técnicas de infiltração; (C) urbanização com implantação das técnicas de infiltração



Fonte: Adptada de Geiger e Dreitseitl (2001) apud Gobel *et al.* (2004)

Barbosa e Mattos (2008) afirmam que a primeira fase de avaliação da recarga aquífera depende de disponibilidade de informação relativa a diversos parâmetros do sistema, tais como dados climáticos, hidrológicos, geomorfológicos, geológicos e de ocupação do solo. É importante ressaltar que quando se menciona ocupação do solo, pensa-se na cobertura vegetal, uma vez que, a evapotranspiração é um parâmetro fundamental do balanço hídrico.

A recarga de aquífero pode ser abordada sob várias metodologias:

⇒ Métodos Diretos

- Balanço hídrico (formulação empírica);
- Modelos Físicos (balanço entre águas subterrâneas e superficiais);
- Modelos de circulação da zona saturada (modelos determinísticos);
- Traçadores (químicos, bacteriológicos, orgânicos e isotópicos).

⇒ Métodos Indiretos (zona saturada)

- Oscilação Piezométrica;
- Lei Darcy.

Segundo Fagundes (2010), os métodos diretos descrevem a recarga como um mecanismo de percolação da água desde o solo até o aquífero, considerando parâmetros como a variação de umidade no solo, evapotranspiração e caudal de escoamento superficial para obter uma estimativa da recarga. E os métodos indiretos utilizam informação piezométrica como indicadores da recarga efetiva, ou seja, sempre que há variações

positivas do nível piezométrico estamos perante de um episódio de recarga possível de quantificar, desde que se conheçam alguns parâmetros básicos do sistema hidrogeológico, como o coeficiente de armazenamento (S), o coeficiente de recessão CR (período de tempo entre o episódio de precipitação e a resposta do aquífero) e a condutividade hidráulica (K).

Uma revisão completa dos métodos mencionados acima é encontrada em trabalhos como Sharma (1989), Lerner *et al.* (1990), Allison *et al.* (1994), Simmers (1997) e Scanlon e Cook (2002). Neste trabalho atém-se ao Método do Balanço Hídrico para estimativa da recarga.

2.4.1 Balanço Hídrico no Solo

A utilização do balanço hídrico na estimativa de recarga é bastante difundida devido a trabalhos e simplificações adotados por Thornthwaite (1948), Thornthwaite e Mather (1955) e Pereira (2005). O balanço hídrico, basicamente, estima a recarga potencial, através do cálculo da entrada (precipitação), variação de armazenamento de água no solo e saídas (escoamento superficial e evapotranspiração) de água ao longo do tempo no perfil de solo, onde é definida como o excedente desse balanço, (MALDANER, 2010).

Thornthwaite e Mather (1955) definiu o balanço hídrico como:

$$P = ESC + ETVR + \Delta h + R_{pot} \quad (2.59)$$

Onde: P é a precipitação (mm); ESC são fluxos superficiais para fora da área de estudo (mm); ETVR é evapotranspiração real (mm); Δh é a variação no armazenamento de água na zona não saturada (mm); e R_{pot} é a recarga potencial (mm).

No cálculo do balanço hídrico, assume-se que a água contida no perfil de solo drena por efeito da gravidade, desde o valor máximo do armazenamento até a “capacidade de campo”, no qual as forças de retenção dos agregados do solo equilibram à força de gravidade. Como esta drenagem profunda se verifica em um período de tempo relativamente curto (2 ou 3 dias), a água contida entre a porosidade e a capacidade de campo praticamente é aproveitada pelas plantas e não constitui reserva efetiva de água no solo. Deste modo, considera-se no balanço hídrico que o armazenamento de água no solo varia entre o ponto de murcha e a capacidade de campo e que o excesso, ou seja, a

quantidade de água acima da capacidade de campo do perfil de solo, resulta na drenagem profunda ou no escoamento superficial (ROSSATO, 2002).

Segundo Maldaner (2010), a variação de armazenamento de água na zona não saturada vai depender da quantidade inicial de água armazenada (Δh), cujos limites máximos (capacidade de campo) e mínimo (ponto de murchamento) variam em função do tipo de solo e sua espessura, Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Água disponível na zona não-saturada em função do tipo de solo (em mm)

Tipo de Solo	Capacidade de Campo	Ponto de Murchamento	Água Disponível
Arenoso	200	50	150
Siltoso	300	100	200
Argiloso	375	125	250

Fonte: Maldaner (2010)

A água que efetivamente estará disponível para a recarga dependerá da espessura da camada de solo e da profundidade das raízes. Deve-se então multiplicar a água disponível pela espessura para obter a água disponível no solo, Equação 2.24. Portanto, a recarga é definida pela seguinte expressão:

$$R_{pot} = P - ESC - ETV - \Delta h \quad (2.60)$$

Ingo Wahnfried (2005) salienta que o balanço hídrico inclui um grupo de métodos estimativos, cujo princípio é que os outros fluxos podem ser medidos ou estimados mais facilmente do que a própria recarga, que constitui no residual de todos os outros fluxos. Os componentes do balanço hídrico precipitação, evapotranspiração, temperatura, entre outros, podem ser medidos in situ ou estimados de forma indireta. Habitualmente a precipitação e a temperatura são medidas de forma direta, os outros componentes são estimados através de fórmulas semiempíricas, tais como a evapotranspiração potencial e real. Tais balanços são normalmente realizados com periodicidade, por exemplo, diária ou mensal.

2.5 Modelagem Numérica de Fluxo de Água no Solo

Os métodos numéricos constituem técnicas mediante as quais é possível formular problemas matemáticos de forma que possam ser resolvidos utilizando equações aritméticas (CHAPRA e CANALE, 2003). Segundo Bear e Verruijt (1987), de uma forma

geral, os métodos numéricos consistem em certos procedimentos adotados para a transformação de equações diferenciais parciais em equação ou sistema de equações algébricas.

Atualmente, os grandes avanços na tecnologia computacional permitem que os modelos numéricos dominem os estudos de modelagem de água subsuperficial. Tanto que o Centro Internacional de Modelagem de Águas Subterrâneas do Instituto Holcomb da Universidade de Butter em Indianopolis, Indiana, catalogou mais de quatrocentos modelos de fluxo e transporte de solutos, sendo que no mínimo, cem deles são considerados eficientes (SÍRIO, 2014).

Segundo Lima (2010), o programa computacional MODFLOW, desenvolvido pela U.S. Geological Survey, e suas diferentes variantes, constitui a ferramenta mais difundida para a aplicação do método das diferenças finitas no estudo do fluxo da água no solo em até três dimensões. E entre os algoritmos computacionais existentes para a resolução de problemas de fluxo da água no solo utilizando o método numérico dos elementos finitos, podem-se citar os seguintes: o AQUIFEM (WILSON *et al.*, 1979); o SSFLO (KOIDE, 1990); o algoritmo desenvolvido por Silva (1990); o MICROFEM (HEMKER e NIJSTEN, 1996); o SVFlux (SOILVISION SYSTEMS Ltd., 2006); o HYDRUS 1D (SIMUNEK *et al.*, 1999); HYDRUS 2D/3D (SIMUNEK *et al.*, 2006; SEJNA e SIMUNEK, 2007; SEJNA *et al.*, 2014) ; e o FEFLOW (DIERSCH, 2002), cada qual com suas peculiaridades para a resolução matemática dos problemas.

2.5.1 Hydrus 1D

O HYDRUS-1D foi desenvolvido pela “PC-Progress Engineering software developer” sendo baseado no método dos elementos finitos e simula o fluxo unidimensional (exclusivamente na vertical) de calor, soluto e água em meios com saturação variável, conforme a Equação de Richards (SIMUNEK *et al.* 2013). Ele tem suas raízes em trabalhos anteriores, sequencialmente tem-se: SUMATRA (VAN GENUCHTEN, 1978); WORM (VAN GENUCHTEN, 1987); SWMI (VOGEL, 1987); e HYDRUS (KOOL e VAN GENUCHTEN, 1989). Várias características desses quatro modelos iniciais foram combinadas no modelo simulador HYDRUS-1D baseado em Windows (SIMUNEK *et al.*, 1998). Atualmente, o HYRUS 1D está atualizado para a versão 4.16 para o Windows 10.

Essa última versão inclui módulos aplicáveis a reações biogeoquímicas mais complexas, podendo simular o transporte de múltiplos solutos que são totalmente independentes ou envolvidos nas cadeias de degradação sequenciais de primeira ordem, como troca de cátions e precipitação/dissolução. Nesses módulos tem o UNSATCHEM (SUAREZ e SIMUNEK, 1997) e o programa HP1 (JACQUES e SIMUNEK, 2005), que resultou do acoplamento do HYDRUS-1D com o programa biogeoquímico PHREEQC (PAKHRUST e CAJ, 1999), que considera as reações em água e entre a água e rocha e/ou sedimentos.

HYDRUS-1D é um software de domínio público, sendo assim é muito utilizado na resolução de problemas que envolva o fluxo de água, calor e solutos em meios de saturação variadas, desde que esses possam ser tratados de forma unidimensional. Este é extensivamente utilizado na área de agronomia para análise de armazenamento de água no solo e transporte de solutos, podendo citar trabalhos como o de Monteiro *et al.* (2009), Chevion e Coquet (2009), Neumann *et al.* (2011) e Tafteh e Sepashah (2012).

No que diz respeito a utilização do HYDRUS 1D em trabalhos que envolvam técnicas compensatórias de drenagem urbana, geralmente, é aplicado na avaliação das estruturas cuja o comprimento e/ou largura é muito superior a profundidade, podendo citar Hilten *et al.* (2008), Meng *et al.* (2014); Mujovo (2014), Roehr e Fassman-Beck (2014) e Fairouz *et al.* (2019).

2.5.2 Hydrus 2D/3D

O programa comercial Hydrus 2D/3D propõe modelos hidrogeológicos analíticos de água subterrânea para meios porosos com saturação variável (SIMUNEK *et al.*, 2006; SEJNA E SIMUNEK, 2007; SEJNA *et al.*, 2014). Este programa, também, é baseado em modelos desenvolvidos anteriormente, onde sequencialmente tem-se: UNSAT (NEUMAN, 1972); SWMII (VOGEL, 1997); SWMS_2D (SIMUNEK *et al.*, 1992); CHAIN_2D (SIMUNEK *et al.*, 1994); SWMS_3D (SIMUNEK *et al.*, 1995); e HYDRUS 2D (SIMUNEK *et al.*, 1999).

O Hydrus 2D/3D é baseado no método dos elementos finitos e simula o fluxo bi e tridimensional de água em meios com saturação variável, conforme a forma mista da equação de Richards, como sugerido por Celia *et al.* (1990). Adicionalmente, o modelo considera:

- a captação de água pelas raízes das plantas, aproveitando as características do modelo SWATRE (FEDDES *et al.*, 1978) e a absorção de água radicular com compensação;
- fatores de escala capazes de simular o fluxo em solos heterogêneos.
- implementação das funções hidráulicas de Van Genuchten (1980), Kosugi (1996) e Durner (1994);
- várias condições limites que permitem assegurar a aplicabilidade do modelo em larga escala;
- disposições para reações de desequilíbrio não lineares entre as fases sólida e líquida, reações de equilíbrio linear entre a fase líquida e gasosa, reações de ordem zero e degradação de primeira e segunda ordem: uma que é independente de outros solutos, e outra que proporcionou o acoplamento entre os solutos envolvidos nas reações de decaimento sequenciais de primeira ordem;
- a influência da temperatura nas propriedades hidráulicas do solo considerando os seus efeitos na tensão superficial, viscosidade dinâmica e densidade da água.
- interface gráfica baseada no Windows permitindo o gerenciamento dos dados de entrada necessários para executar o modelo, bem como, para a discretização nodal, edição e alocação de parâmetros, execução de problemas e visualização de resultados;
- regiões de fluxo delineadas por limites irregulares, além de regiões tridimensionais que exibem simetria radial em torno do eixo vertical;
- o gerador de malha MeshGen2D, que foi projetado especificamente para modelar o fluxo subsuperficial em meios com saturação variável, permitindo a geração de malha estruturada e não estruturada de elementos finitos;
- fluxo de água e transporte de soluto em um sistema de dupla porosidade, permitindo assim o fluxo preferencial em fraturas ou macroporos, enquanto armazena água na matriz;
- o transporte de vírus, colóides e/ou bactérias usando modelo de fixação/separação, teoria da filtração e funções de bloqueio;
- módulo de construção de zonas úmidas (apenas em 2D);
- realização do método inverso, onde pode-se obter os parâmetros hidráulicos do solo com base em dados levantados em campo (apenas em 2D), e

- novo modelo de histerese para eliminar o bombeamento, acompanhando os pontos históricos de reversão.

Devido aos diversos recursos e processos disponíveis no software HYDRUS 2D/3D, este tem sido bastante usado em trabalhos de modelagem de transporte de água e solutos no solo, podendo citar Simunek *et al.* (2008), Radcliffe e Simunek (2010), Selker e Stewart (2011), Simunek *et al.* (2012), Simunek *et al.* (2013). Em particular, nos estudos envolvendo modelagem da dinâmica de água no solo relacionado ao manejo de águas pluviais urbanas tem-se Gobel *et al.* (2004), Endreny e Collins (2009), Machusick *et al.* (2011), Steffen (2012), Thomas e Vogel (2012), Arnold *et al.* (2013), Li (2014), Sírío (2014), Trinh e Chui (2014), Harrel (2015), Hurdepoohl (2014), Jennings (2016), Mauck (2017) e Sashidaran *et al.*, 2019.

A maioria dos estudos sobre gestão de águas pluviais com uso de técnicas compensatórias de drenagem e seus efeitos sobre os aquíferos de áreas urbanas citados acima, utilizou o HYDRUS 2D/3D para simular o processo de infiltração e entender a dinâmica da distribuição de água no solo para prevenir possíveis danos econômicos e ambientais que possam ocorrer devido ao aumento excessivo do nível do lençol freático.

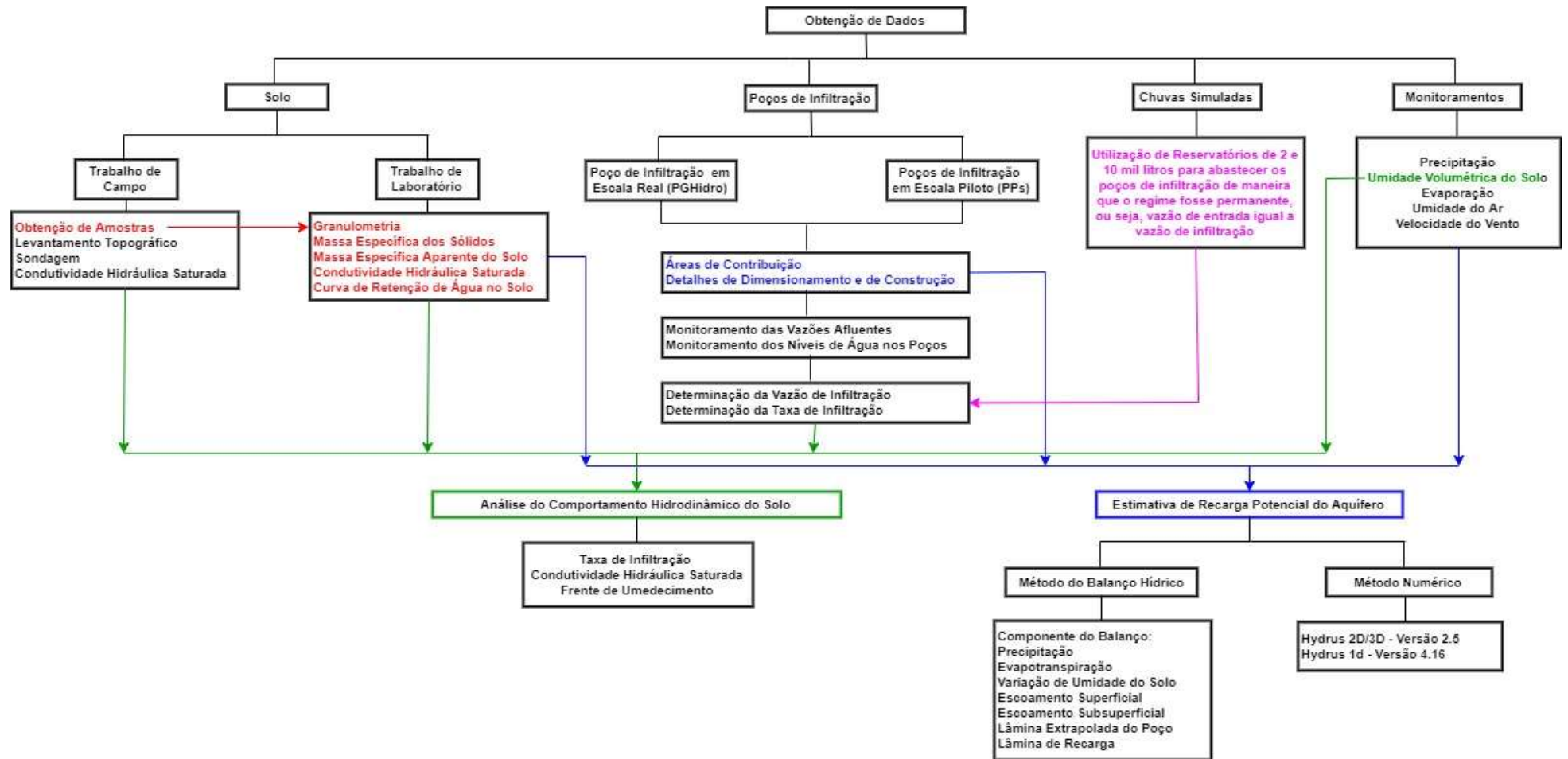
3 METODOLOGIA

A metodologia usada neste trabalho foi dividida em 6 (seis) etapas:

1. Seção (3.1 e 3.2) - Localização, descrição e a caracterização física e hidráulica do solo da área de estudo;
2. Seção (3.3) - Apresenta o poço de infiltração em escala real. Nesta etapa são mostrados o processo de dimensionamento, detalhes construtivos, levantamento dos parâmetros hidráulicos necessários para determinação da taxa de infiltração de água no solo e condutividade hidráulica saturada e são definidas as disposições de instalação das sondas de monitoramento de umidade volumétrica para acompanhamento das frentes de umedecimento promovidas pela infiltração de água pluvial no poço;
3. Seção (3.4) – Expõe o Método do Balanço Hídrico usado na estimativa da recarga potencial de aquífero considerando 3 diferentes cenários de manejo de águas pluviais;
4. Seção (3.5) - Apresenta os poços de infiltração em escala piloto com variações de diâmetro, os detalhes construtivos, os levantamentos dos parâmetros hidráulicos necessários para determinação da taxa de infiltração de água no solo e condutividade hidráulica saturada e são definidas as disposições da instalação das sondas de monitoramento de umidade volumétrica para acompanhamento das frentes de umedecimento promovidas pela infiltração de água pluvial nos poços.
5. Seção (3.6) - Mostra os sistemas projetados para criação das chuvas simuladas utilizadas nos ensaios com os poços, de maneira que se tivesse um maior controle das vazões de entrada nos mesmos;
6. Seção (3.7) – Apresentação dos modelos numéricos para simulação da dinâmica de água no solo.

Apresenta-se na Figura 3.1 o fluxograma que mostra as interações entre as etapas apresentadas acima.

Figura 3.1 - Fluxograma da interação das etapas realizadas na pesquisa



Fonte: Própria Autora (2019)

3.1 Localização e Características Gerais da Área de Estudo

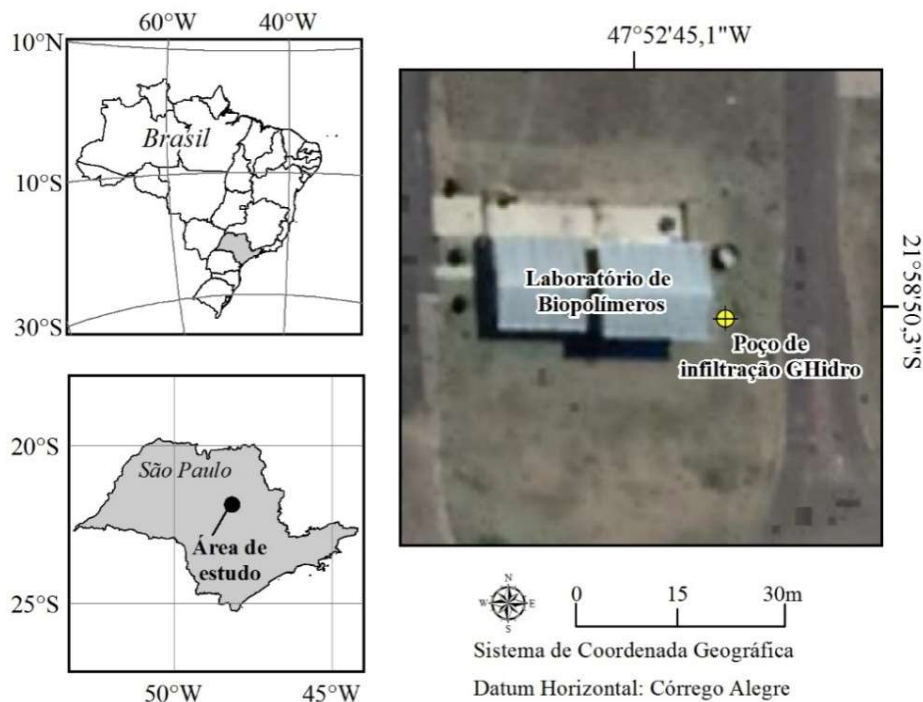
A área de estudo está situada no setor norte da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) com coordenadas centrais 47°52'45,3"W e 21°58'50,3"S, sendo parte da expansão urbana do município de São Carlos (Figura 3.1), região centro-leste do estado de São Paulo (IBGE, 2012). O clima da região é o temperado de altitude com temperatura média de 19,6° e precipitação anual de 1512 mm (CEPAGRI, 2017). Está inserida na província geomorfológica do Planalto Ocidental, apresentando elevação média de 860 m e relevo pouco ondulado (GONÇALVES, 1986).

Os solos que recobrem a área de estudo são os Sedimentos Cenozóicos originados do pequeno transporte dos residuais da Formação Itaqueri, apresentando coloração amarelo avermelhada e textura areoargilosa (PEJON, 1987; FAILACHE, 2018), e são caracterizados por altas taxas de infiltração (FERREIRA *et al*, 2018).

Em termos de águas subterrâneas, o município de São Carlos está inserido em parte da faixa de afloramento do Aquífero Guarani (CETESB, 2016). Sírio (2014) monitorou o nível do lençol freático em locais próximos da área de estudo e identificou que para diferentes índices pluviométricos, esse tem variações entre 9,80 e 12 metros de profundidade.

O poço de infiltração, considerado como o poço em escala real, denominado PGHidro, está instalado próximo ao Laboratório de Biopolímeros do Campus da UFSCar e recebe as águas pluviais provenientes de parte do telhado e piso deste edifício, conforme apresentado na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Localização da área de estudo e poço de infiltração PGHidro



Fonte: Elaborada por Failache (2019)*

3.1.1 Características Geotécnicas Locais

Para entender o comportamento de uma estrutura de infiltração é necessário conhecer as características físicas e geotécnicas do solo onde a mesma foi instalada. Portanto, foram levantados os dados topográficos e de sondagem do local e realizados ensaios de campo e de laboratório para caracterizações física e hidráulica do solo da área de estudo.

As amostras deformadas utilizadas nos ensaios de laboratório foram coletadas em poços escavados com auxílio de trado manual, a 1 metro do PGHidro e em profundidades indicadas no Quadro 3.1.

O método utilizado para retirada de amostras indeformadas foi o de Extração por Talhagem de Bloco, conforme a NBR 9604 (ABNT, 1986). As amostragens foram obtidas da superfície (até 0,5 m), 1 m e 2 m de profundidades e em um poço de 1,20 m de diâmetro e 2,20 de profundidade localizado 4,58 m do PGHidro .

3.1.2 Caracterização Física do Solo

Os ensaios de caracterização física do solo foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UFSCar. Mostram-se no Quadro 3.1 os tipos de ensaios, bem como, as normas utilizadas como referências, e as distâncias até o PGHidro e profundidades de onde foram coletadas as amostras.

Quadro 3.1- Ensaios realizados para caracterização física do solo

Ensaio	Normas	Profundidade/Distância até o PGHidro
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016)	0-40 cm/1m do PGHidro 40-80 cm/1m do PGHidro 80-120 cm/1m do PGHidro 120-160 cm/1m do PGHidro 160-200 cm/1m do PGHidro
Massa Específica dos Sólidos	NBR 6458 (ABNT, 2016)	
Massa Específica Aparente do Solo	NBR 10838 (ABNT, 1988)	Superfície do solo/≅ 4,58 m do PGHidro
		1 metro de profundidade/≅ 4,58 m do PGHidro
		2 metros de profundidade/≅ 4,58 m do PGHidro

Fonte: Própria Autora (2019)

3.1.3 Caracterização Hidráulica

Na caracterização hidráulica do solo procurou-se determinar as condutividades hidráulicas saturadas (K_{sat}) e as curvas de retenção de água no solo. Para efeito de comparação, K_{sat} foram obtidos em procedimentos realizados em laboratório e no campo.

Em laboratório, determinaram-se K_{sat} segundo o Ensaio de Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Granulares à Carga Constante, conforme NBR 13292 (ABNT, 1995). Os ensaios foram realizado em amostras indeformadas coletadas na superfície do solo (até 0,50 m), 1 e 2 m de profundidade.

Para determinação de K_{sat} em campo na superfície do solo realizou-se o Ensaio do Duplo Anel à Carga Constante e, na profundidade até 2,10 m, foi utilizado o Ensaio de Poço Invertido, conforme apresentado no item 2.3.4.2. Mostram-se no Quadro 3.2 os ensaios realizados, bem como, os métodos utilizados e os locais.

Quadro 3.2- Ensaios realizados para determinação da condutividade hidráulica saturada em campo

Método	Referência	Profundidade/Distância até o PGHidro
Duplo Anel	D3385-94 (ASTM, 2018)	Superfície/0,50 m do PGHidro Superfície/1,00 m do PGHidro Superfície/2,00 m do PGHidro
Poço Invertido	ABGE (1996)	Até 2,10 m/0,50 m do poço GHidro
	Cauduro e Dorfman (s/d)	Até 2,10 m/1,00 m do poço GHidro
	Pratt e Powel (1992)	Até 2,10 m/2,00 m do poço GHidro

Fonte: Própria Autora (2019)

Com amostras indeformadas retiradas da superfície do solo e das profundidades de 1 e 2 metros foram determinadas as curvas de retenção de água no solo utilizando a Técnica do Papel Filtro com trajetória de secagem.

A Técnica do Papel Filtro baseia-se no princípio da absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso com determinada umidade é colocado em contato com papel filtro, cuja umidade é menor que a do material poroso. Este papel filtro absorverá certa quantidade de água da amostra do solo até o sistema atingir equilíbrio (CHANDLER E GUTIERREZ, 1986). O procedimento para realização deste ensaio é estabelecido pela Norma D5298-03 (ASTM, 2003).

O papel filtro utilizado foi o Whatman No. 42. Portanto, como proposto por Chandler *et al.* (1992), no cálculo da sucção matricial foram empregadas as Equações 3.1 e 3.2 para umidade no papel igual ou menor que 47% e maior que 47%, respectivamente.

$$w_{papel} \leq 47\% \rightarrow \psi_{papel} = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w_{papel})} \quad (3.1)$$

e

$$w_{papel} > 47\% \rightarrow \psi_{papel} = 10^{(6,05 - 2,48 \log(w_{papel}))} \quad (3.2)$$

Onde: ψ_{papel} ($M L^{-1} T^{-2}$) é a sucção matricial do papel filtro; w_{papel} ($M M^{-1}$) é a umidade gravimétrica do papel filtro.

As curvas de retenção da água no solo foram ajustadas pelas equações proposta por Van Genuchten (1980), conforme Equação 2.4. Os parâmetros α , n e m , θ_r e θ_s foram ajustados aos dados experimentais obtidos no processo de determinação da curva de retenção de água no solo, pelo programa computacional de livre acesso SWRC Fit* (Soil Water

Retention Curve) que trabalha com encadernação não linear de modelos hidráulicos para geração da curva de retenção de água no solo, (SEKI, 2007).

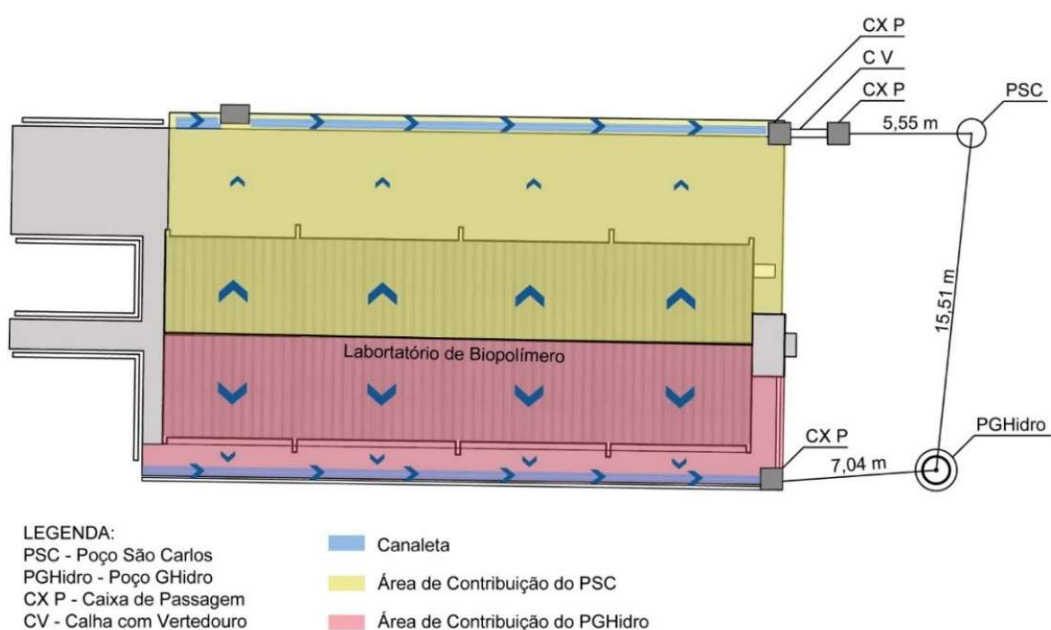
3.2 Poço de Infiltração em Escala Real

3.2.1 Dimensionamento e Detalhes Construtivos

O poço de infiltração em escala real estudado neste trabalho, PGHidro e o poço São Carlos (PSC), foram construídos para receber o escoamento proveniente do telhado e piso do prédio do Laboratório de Biopolímeros da UFSCar.

A área de contribuição total do edifício é de 468,35 m². O PSC recebe escoamento de 287,80 m² referente ao pátio e à metade do telhado, e o PGHidro recebe o escoamento referente aos 180,55 m² proveniente da outra metade do telhado e piso ao redor do prédio, Figura 3.3.

Figura 3.3 - Áreas de contribuição e localização dos Poços GHidro e PSC



Fonte: Própria Autora (2019)

Os dimensionamentos de PGHidro e PSC foram realizados conforme o Código de Obras e Edificações do município de São Carlos (Lei Municipal nº 15.958/2011). No artigo 79 desta legislação consta que o volume do reservatório de detenção ou retenção deve ser calculado na razão de 5 L (cinco litros) para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno, conforme Equação 3.3.

$$V = A \cdot 5 \times 10^{-3} \quad (3.3)$$

Onde: V (m^3) é o volume do poço de infiltração; A (m^2) é a área de contribuição do poço.

Considerando que nas configurações construtivas dos poços foram inseridas camadas de britas, houve necessidade de determinar volumes úteis para os poços, de acordo com o índice de vazio da brita. Mostram-se na Tabela 3.1 o volume útil de cada poço.

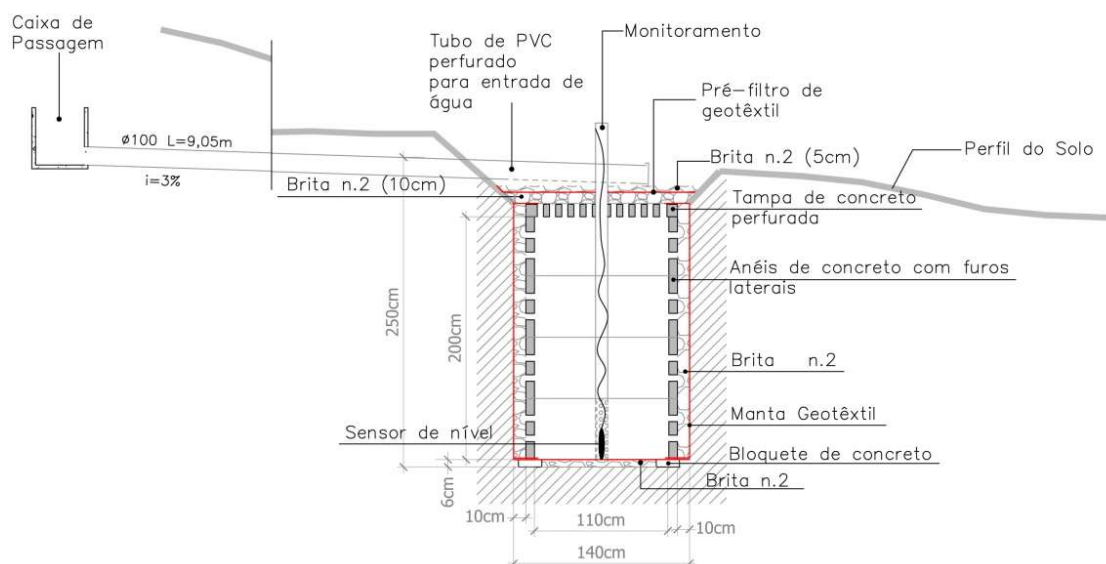
Tabela 3.1 - Dimensionamento dos Poços

	Área de contribuição (m^2)	Litro/ m^2	Volume calculado (m^3)	Volume útil (m^3)
Poço São Carlos	287,80	5	1,44	1,94
Poço GHidro	180,55	5	0,90	2,26

Fonte: Ferreira (2016)

Os poços foram construídos com anéis de concreto e para efeito de comparação, em ambos foram utilizados 4 anéis. O volume útil de armazenamento do PGHidro é maior que o do PSC, devido a colocação de britas nas laterais. Mostra-se na Figura 3.4 o corte do detalhe construtivo do PGHidro e da sua ligação com o sistema de água pluvial do Laboratório de Biopolímeros.

Figura 3.4 - Detalhes construtivos e ligação do PGHidro com o sistema de água pluvial do Laboratório de Biopolímeros



Fonte: Ferreira (2016)

Conforme apresentado por Ferreira (2016), o PGHidro é composto de 4 anéis perfurados de concreto com 1,10 m de diâmetro interno e 0,50 m de altura, dispostos sobre bloquetes de concreto (0,12 x 0,22 x 0,06 m) que servem como base e lhes dão estabilidade. Uma

camada de 0,06 m com brita nº 2 foi depositada sobre o fundo e recoberta por uma manta geotêxtil. O espaço entre os anéis e o solo escavado foi preenchido com brita nº 2 e uma manta geotêxtil justaposta ao solo (Figura 3.5A). Usou-se tampa perfurada (Figura 3.5B) onde se depositou uma camada de 0,10 m de brita nº 2, seguida de manta geotêxtil fixada por outra camada de 5 cm de brita.

Figura 3.5 - Detalhes construtivos do PGHidro : (A) colocação de brita na lateral dos anéis; (B) tampa de concreto perfurada



Fonte: Ferreira (2016)

No PGHidro, além dos 2,00 m do interior do poço há ainda 0,50 m correspondentes ao rebaixamento da tampa/filtro em relação à superfície do solo, sendo assim, o nível de água pode chegar a 2,50 m sem extravasamento da estrutura.

O geotêxtil não tecido foi colocado com um transpasse de 20 cm. A recomendação dada no Manual de LID de Maryland (MARILAND, 1999) é que esse seja no mínimo de 15 cm na construção de técnicas de infiltração. As características hidráulicas do filtro geotêxtil apresentadas pelo fabricante são exibidas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Propriedades hidráulicas do geotêxtil

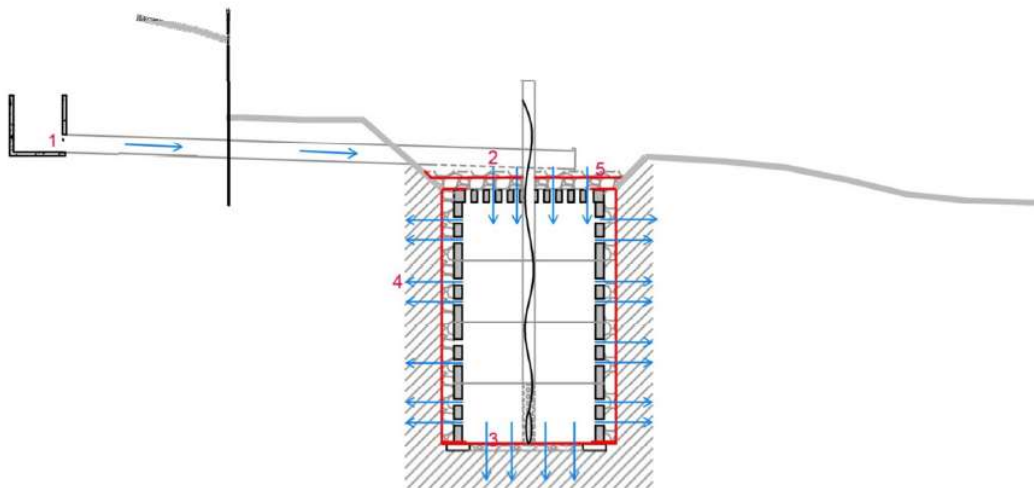
Propriedades	Norma de ensaio	GEOFORT/400
Permissividade	ASTM D 4491	1,02 s ⁻¹
Permeabilidade normal	ASTM D 4491	4 X 10 ⁻³ cm/s
Transmissividade	ASTM D 4716	1,05 x 10 ⁻⁵ cm ² /s
Abertura de filtração	AFNOR G 38017	80 µm
Gramatura		400 g/m ²

Ferreira (2016)

Mostra-se na Figura 3.6 o caminho do escoamento pluvial advindo do telhado e do piso do Laboratório de Biopolímero, desde a saída da caixa de passagem. A sequência é:

1. Um tubo de PVC de 100 mm conecta a caixa de passagem da instalação hidráulica predial ao poço de infiltração;
2. O tubo de PVC é perfurado no comprimento que está sobreposto ao poço para permitir que água chegue até o poço;
3. Antes de entrar no poço, a água passa por um filtro de geotêxtil e uma camada de 15 cm de brita;
4. A água que passa pelo filtro entra no poço através dos furos da sua tampa;
5. Uma vez a água estando dentro do poço, esta é infiltrada no solo circundante através das paredes laterais e de fundo. No fundo, a água passa por um filtro com uma camada de 6 cm de brita nº 2 e manta geotêxtil. Nas paredes laterais, dos furos nos anéis de concreto a água passa por um filtro com 15 cm de brita nº 2 e manta geotêxtil.

Figura 3.6 - Funcionamento do PGHidro



Fonte: Ferreira (2016)

Segundo Ferreira (2016), a brita lateral tem a função de facilitar o espalhamento da água em toda a superfície da parede. Os filtros de geotêxtil (parede, fundo e tampa) têm a função de reter o material particulado fino presente no escoamento superficial, evitando assim, a colmatção prematura do sistema.

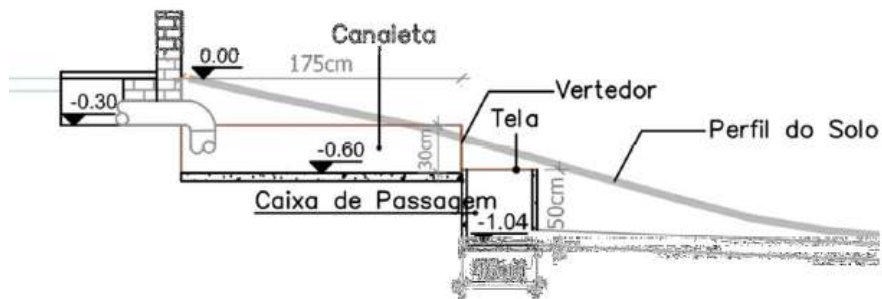
Para determinar os parâmetros hidráulicos do PGHidro foram monitoradas as vazões afluentes e os níveis de água no seu interior.

3.2.2 Vazão Afluente ao Poço GHidro

A vazão afluente ao PGHidro foi determinada por uma correlação com a vazão afluente ao PSC, uma vez que, este último está conectado a uma canaleta de metal que possui um vertedor triangular de 90° de parede delgada, com largura de 0,30 m, altura de 0,20 m, altura da crista de 0,05 m conforme as Figuras 3.7, 3.8.

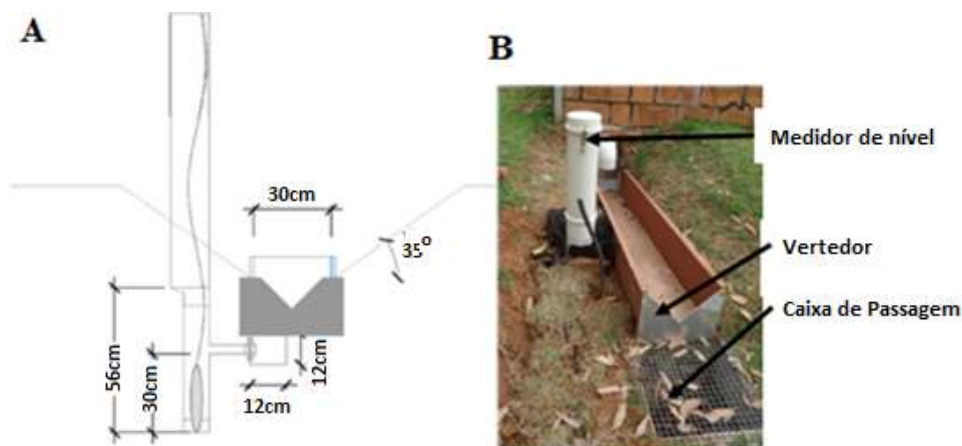
Como a medida da vazão é feita por um vertedor triangular foi necessário medir os níveis de lâmina d'água acima da crista do mesmo. A medida de nível foi feita por um sensor de nível da marca Campbell modelo CS455, instalado em uma estrutura de PVC usada para abrigar o sensor, conforme Figura 3.8B.

Figura 3.7 - Corte da canaleta, caixa de passagem e poço São Carlos



Fonte: Ferreira (2016)

Figura 3.8 - Medidor de vazão do Poço São Carlos, (A) corte do abrigo do sensor de nível, (B) canaleta, vertedor, e medidor de nível.



Fonte: Ferreira (2016)

O sensor foi programado para obter os níveis de água em intervalos de tempo de 2 minutos. De posse desses dados, as vazões de entrada nos poços, para todos os eventos

de chuva, foram calculadas pela Equação de Thompson, Equação 3.4, (PORTO, 2001), que apresentou ajuste de 0,99 às vazões medidas para estas condições de operação determinadas por Barbassa e Campos (2010).

$$Q_{PSC} = 1,40 \cdot H^{\frac{5}{2}} \quad (3.4)$$

Onde: Q_{PSC} (m^3/s) é a vazão de entrada no Poço São Carlos; H (m) o nível de água acima da crista do vertedor.

Uma vez determinada a vazão afluyente para o PSC e considerando que os coeficientes de escoamento das áreas de contribuição para os dois poços são iguais, por proporcionalidade, calculou-se a vazão afluyente do PGHidro, conforme Equação 3.5.

$$Q_{PGHidro} = \frac{Q_{PSC}}{A_{PSC}} A_{PGHidro} = 0,63 \times Q_{PSC} \quad (3.5)$$

Onde: $Q_{PGHidro}$ (m^3/s) é a vazão de entrada no poço GHidro; Q_{PSC} (m^3/s) é a vazão de entrada no poço São Carlos; A_{PSC} (m^2) é área de contribuição do poço São Carlos (287,8 m^2); $A_{PGHidro}$ (m^2) é a área de contribuição do poço GHidro (180,55 m^2).

3.2.3 Monitoramento do Nível de Água e Volume no Interior do Poço GHidro

O sensor eletrônico da marca Campbell, modelo CS455, foi utilizado para o monitoramento do nível de água no interior do poço, onde o mesmo está instalado em tubo de PVC de 150 mm, conforme Figura 3.9. Houve a calibração e teste do sensor de nível no Laboratório de Hidráulica da UFSCar e novamente em campo para verificação da acurácia das medidas. O tubo de monitoramento possui furos em sua extensão que permitem a entrada de água para medição do nível. As informações foram coletadas por aparelho datalogger da marca Campbell, modelo CR10X, instalado próximo ao poço e configurado para armazenamento dos dados em intervalos de 2 minutos.

Figura 3.9 - Monitoramento do nível de água no poço GHidro



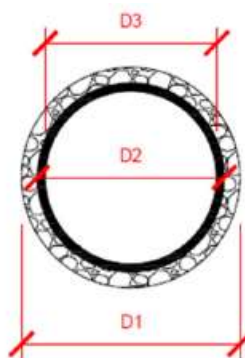
Fonte: Própria Autora (2019)

Para o cálculo do volume de armazenamento de água no poço, primeiro foi obtida a área transversal efetiva (Figura 3.10), considerando a área com brita, conforme Equação 3.6:

$$A_{ef} = \left(\frac{\pi D_1^2}{4} - \frac{\pi D_2^2}{4} \right) + \frac{\pi D_3^2}{4} \quad (3.6)$$

Onde: A_{ef} (m²) é a área transversal efetiva do poço; D_1 (m) é o diâmetro total externo do poço = 1,40 m; D_2 (m) é o diâmetro externo do anel de concreto = 1,20 m; D_3 (m) é o diâmetro interno ao anel de concreto = 1,10 m.

Figura 3.10 - Corte transversal do poço de infiltração



Fonte: Ferreira (2016)

Após o cálculo da área efetiva, e lembrando que a alocação do sensor no poço é 0,06 m acima do solo, apoiado na camada de brita, ou seja, quando o sensor começava a ler os níveis de água, esta já havia ultrapassado a camada de brita. Portanto, foi determinado um

volume até a altura de 0,06 m, considerando a porosidade da brita, e outro volume a partir desse nível. Portanto, o volume útil de armazenamento no poço de infiltração é dado pela Equação 3.7:

$$V_{PGHidro} = V_{0,06} + V_{sensor} = (A_{ef} \cdot 0,06 \cdot \eta) + \left(\left(\frac{\pi D_1^2}{4} - \frac{\pi D_2^2}{4} \right) \cdot \eta \cdot NA_{obs} + \frac{D_3^2}{4} \cdot NA_{obs} \right) \quad (3.7)$$

Em que: $V_{PGHidro}$ (m^3) é o volume útil do PGHidro; $V_{0,06}$ (m^3) é o volume do poço até 0,06 m de altura; V_{sensor} (m^3) é o volume efetivo medido acima de 0,06m; A_{ef} (m^2) é a área efetiva do fundo do PGHidro; η é a porosidade da brita $n^2 = 0,40$; NA_{obs} (m) é o nível de água obtido pelo sensor.

3.2.4 Volume e Taxa de Infiltração do Poço GHidro

Para calcular os volumes de água infiltrados no poço durante eventos chuvosos foram feitos balanços de massa. Considerando o poço como volume de controle, pela lei da conservação das massas, tem-se:

$$\left(\begin{array}{c} \text{Entrada de água} \\ \text{no sistema} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{Saída de água} \\ \text{no sistema} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{Variação de volume} \\ \text{de água no sistema} \end{array} \right)$$

Considerando que não haja extravasamento do poço, o balanço de massa é expresso por:

$$Q_e \Delta t - Q_s \Delta t = V_{p_t} - V_{p_{(t-1)}} \quad (3.8)$$

Onde: Q_e (m^3/s) é a vazão de entrada no poço; Q_s (m^3/s) é a vazão de saída no poço; V_{p_t} (m^3) é o volume de água no poço no instante t ; $V_{p_{(t-1)}}$ (m^3) é o volume de água no poço no instante $t-1$; Δt (s) é o intervalo de tempo entre medidas.

Considerando a vazão de saída como a vazão infiltrada, tem-se:

$$(V_{e_t}) - (V_{inf_t}) = (V_{p_t} - V_{p_{t-1}}) \quad (3.9)$$

Portanto,

$$V_{inf_t} = (V_{e_t} - V_{p_t} + V_{p_{t-1}}) \quad (3.10)$$

Onde: V_{e_t} (m^3) é o volume de entrada no tempo t ; V_{inf_t} (m^3) é o volume infiltrado no tempo t ; V_{p_t} (m^3) é o volume no interior do poço no tempo t ; $V_{p_{t-1}}$ (m^3) é volume no interior do poço no tempo $t-1$.

A partir do volume infiltrado, foram calculadas as taxas de infiltração e áreas de infiltração de cada evento pelas expressões:

$$Tx\ inf_t = \frac{V_{inf_t}}{A_{inf_t} \cdot \Delta t} \cdot C \quad (3.11)$$

e

$$A_{inf} = A_b + A_{parede} = \frac{\pi D_1^2}{4} + \pi \cdot D_1 \cdot (NA_{0b} + 0,06) \quad (3.12)$$

Onde: $Tx\ inf_t$ (mm/h) é a taxa de infiltração no tempo t ; V_{inf_t} (m^3) é o volume infiltrado no tempo t ; A_{inf_t} (m^2) é a área de infiltração no tempo t ; Δt (s) é o intervalo de tempo entre medidas; C é a constante igual a (1000 x 3600); A_{inf} (m^2) é a área de infiltração no poço; A_b (m^2) é a área da base no poço; A_{parede} (m^2) é a área molhada da parede do poço; D_1 (m) é o diâmetro externo do poço; NA_{obs} (m) é o nível de água no interior do poço medido pelo sensor.

O tempo de funcionamento definido por Baptista *et al.* (2011) corresponde ao tempo necessário para o enchimento da técnica compensatória e o tempo de descarga ou tempo gasto para o esvaziamento da estrutura. Neste trabalho, os tempos de pico e de esvaziamento foram obtidos a partir dos linigramas medidos. O tempo de pico (t_{pico}) considerado para cada evento de chuva real e simulada foi obtido a partir do início do enchimento do poço até o poço atingir o nível máximo de água durante o evento, conforme Equação 3.13. O início do enchimento do poço foi considerado a partir da camada de brita (nível zero), pois abaixo disso o sensor não registra dados. Portanto, o tempo de enchimento é dado pela expressão.

$$t_{pico} = t_{NA_{máx}} - t_0 \quad (3.13)$$

Em que: t_{pico} (min) é o tempo de pico; $t_{NA_{máx}}$ (min) é o tempo correspondente ao máximo nível de água dentro do poço; t_0 (min) é o tempo correspondente ao início do enchimento do poço (nível zero).

O tempo de esvaziamento (t_e) foi determinado conforme Equação 3.14. Considerou-se como tempo inicial o momento que a lâmina de água dentro do poço atinge seu nível máximo, e tempo final, quando a água dentro do poço atinge o nível correspondente ao “nível zero”.

$$t_e = t_f - t_{NA_{máx}} \quad (3.14)$$

Onde: t_e (min) é o tempo de esvaziamento observado; t_f (min) é o tempo final equivalente ao “nível zero”.

3.2.5 Monitoramento de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do Poço GHidro

Para monitorar o a umidade volumétrica do solo no entorno do PGHidro foram utilizadas as sondas de capacitância EnviroScan fabricadas pela Sentek e fornecidas pela Campbell Scientific.

A sonda de capacitância EnviroSCAN é um exemplo de método de medida indireta de água no solo do tipo FDR (Frequency Domain Reflectometry). Os métodos FDR determinam a constante dielétrica do solo e a partir dessa o teor de umidade. O solo é utilizado como parte de um condensador, de tal forma que medindo sua capacitância se obtém a constante dielétrica, conseqüentemente, seu teor de água. Este tipo de sensor permite um registro de dados em um datalogger, oferecendo medidas confiáveis, mas que necessitam de normalização e calibração.

Na normalização é definido o intervalo de medida de frequência do sensor, que é delimitado pelos dois extremos, frequências no ar, F_a , e frequência na água, F_w . Portanto, são determinadas as frequências relativas dadas pelos sensores quando a umidade é aproximadamente zero ($\cong 0\%$ de umidade) e igual a umidade de saturação. A determinação dos intervalos de frequências dos sensores e programação do datalogger CR10X para coletas de dados em intervalo de tempo pré-determinados foram realizados no laboratório de Hidráulica da UFSCar conforme orientações do Manual do Fabricante*. Mostram-se na Figura 3.11 um conjunto de 4 sondas que possuem 9, 7, 7 e 6 sensores, respectivamente.

Figura 3.11 - Sondas de medição de umidade com os sensores instalados



Fonte: Própria Autora (2019)

As sondas e os sensores foram identificados segundo os índices S_{ij} , sendo i a identificação das sondas variando de 1 a 4, e j a identificação dos sensores, podendo variar de 1 a 9. Para as medidas corretas da umidade volumétrica do solo é necessário que os sensores estejam calibrados de acordo com as características do solo local, pois essas medidas são relacionadas segundo Equação 3.15. Sendo assim, a calibração é realizada para determinar os valores das constantes A , B e C .

$$SF = A \cdot \theta^B + C \quad (3.15)$$

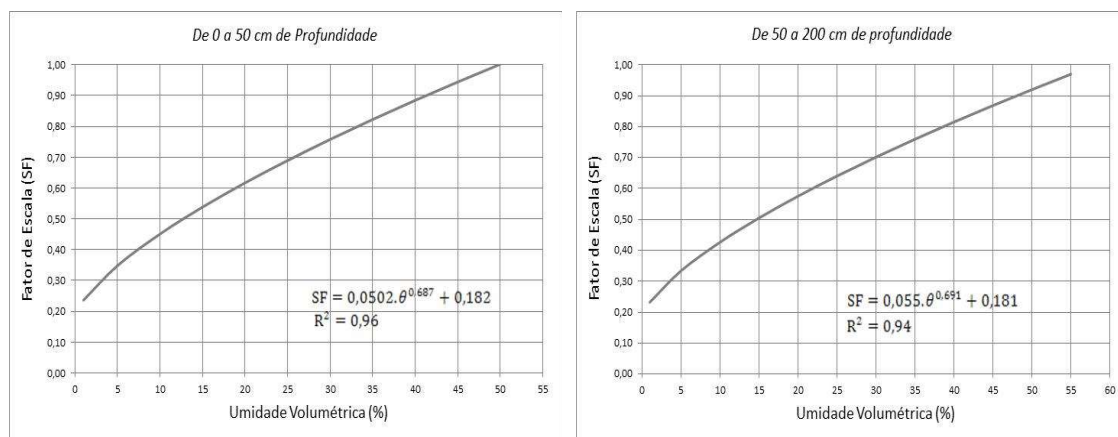
Onde: SF é a escala de frequência; θ é a umidade volumétrica do solo; A , B e C são constantes de calibração segundo características do solo local.

A escala de frequência, SF , é a relação entre as frequências no ar, F_a , na água, F_w , e no solo, F_s dada por

$$SF = \frac{(F_a - F_s)}{(F_a - F_w)} \quad (3.16)$$

A calibração foi realizada por Sírío (2016), no Laboratório de Geotecnia da UFSCar em condições controladas, como apresentada no Anexo A. Mostram-se na Figura 3.12 as curvas de calibração resultantes para diferentes faixas de profundidade do solo.

Figura 3.12 - Curvas de calibração do sensor EnviroScan



Fonte: SÍRIO (2016)

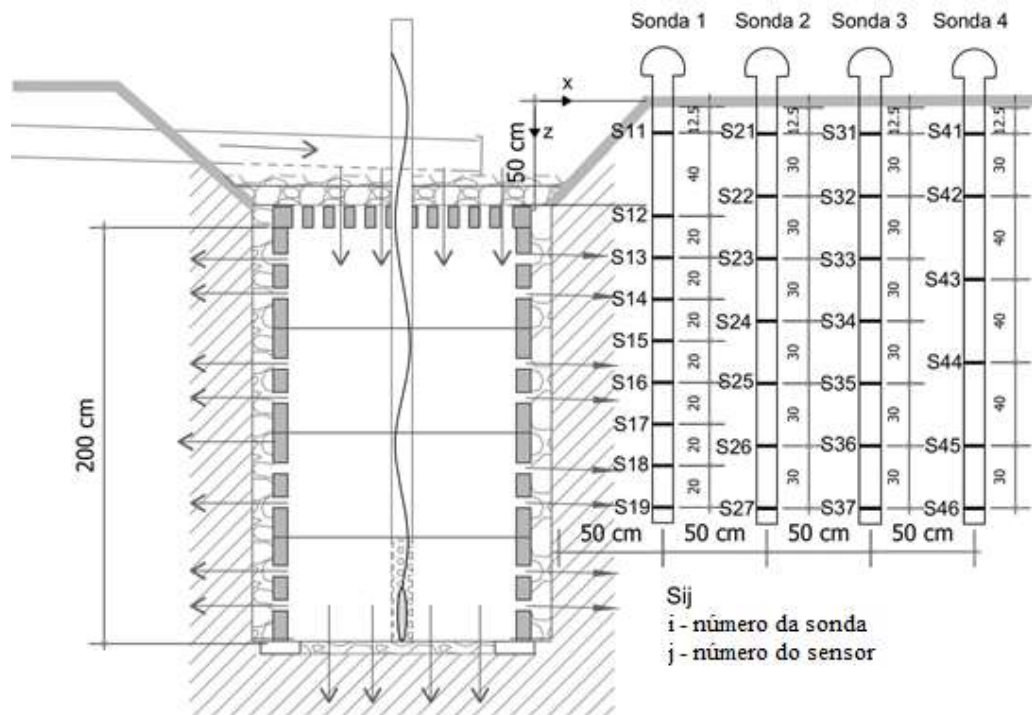
Para analisar a distribuição do escoamento superficial recebido pelo PGHidro no solo ao seu redor, as 4 sondas apresentadas na Figura 3.11 foram instaladas em campo, conforme apresentadas nas Figuras 3.13 e 3.14. Esta disposição teve o objetivo de estimar o alcance da frente de umedecimento promovida pela infiltração no poço.

Figura 3.13 - Sondas instaladas para monitorar a umidade volumétrica do solo na área do entorno do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 3.14 - Corte da disposição das sondas instaladas para monitorar a umidade volumétrica do solo na área do entorno do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

Como mostrado na Figura 3.14, as sondas alcançam somente a profundidade de 1,92 m e estando o PGHidro a 0,50 m abaixo do nível da superfície do solo, o monitoramento da infiltração no poço ficou restrito a profundidade de 1,42 m.

3.3 Estimativa de Recarga Potencial do Aquífero pelo Método do Balanço Hídrico

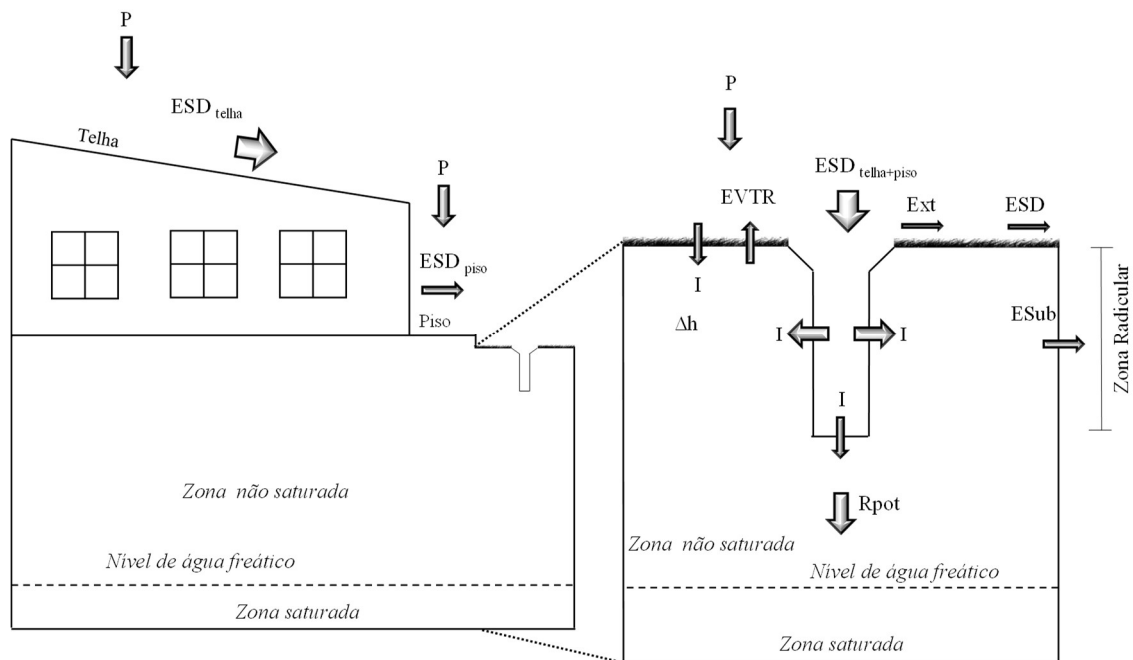
A recarga pontual do aquífero proveniente do PGHidro foi estimada considerando que esta se trata de uma recarga pontual como definido por Lerner *et al.* (1990) e Beekman e Xu (2003). Portanto, o Método do balanço hídrico, conforme definido por Thornthwaite e Mather (1955), Equação 2.60, foi adaptado às condições de uma recarga pontual.

O modelo conceitual do processo de recarga potencial (R_{pot}) a partir do PGHidro é ilustrado na Figura 3.15. As fontes de água disponíveis para a infiltração correspondem ao escoamento superficial direto vindo do telhado e piso ($ESD_{telha+piso}$) do Laboratório de Biopolímeros e a precipitação (P) que ocorre diretamente sobre a área de influência do PGHidro. Como saída tem-se a evapotranspiração real ($EVTR$), o escoamento superficial direto da área de influência (ESD), o escoamento subsuperficial (E_{sub}) e o extravasamento do poço (Ext). E também, é considerada a variação de armazenamento de água (Δh) na

camada monitorada pelos sensores de umidade. Descreve-se pela Equação 3.17 o modelo conceitual aplicado

$$R_{pot} = P + ESD_{telha+piso} - ESD - EVTR - Ext - E_{SUB} - \Delta h \quad (3.17)$$

Figura 3.15 - Representação esquemática do modelo conceitual do manejo de água pluvial com inserção do PGHidro como técnica compensatória



Fonte: Elaborada por Failache (2019)

3.3.1 Determinação dos Componentes do Balanço Hídrico

3.3.1.1 Precipitação (P)

Os dados de chuva reais foram coletados por um pluviógrafo digital P200W em intervalo de tempo de 2 minutos, Figura 3.16, instalado na Estação Meteorológica da UFSCar, denominada pelo INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA – INMET (2018) como estação “São Carlos – SP”.

Figura 3.16 - Monitoramento da Precipitação



Fonte: Própria Autora (2019)

3.3.1.2 Estimativa de Evapotranspiração Real (EVTR)

Para estimar a evapotranspiração real (EVTR) foi utilizado o método dos coeficientes de cultura considerando o efeito de estresse hídrico, que consiste em multiplicar o valor de evapotranspiração potencial (EVTP) do período pelos valores do coeficiente de cultura (K_c) e do coeficiente de estresse hídrico (K_s), ou seja:

$$EVTR = K_c \cdot K_s \cdot EVTP \quad (3.18)$$

A estimativa de EVTP foi realizada pelo método empírico baseado na evaporação do Tanque Classe A (E_{Tanque}), sendo utilizados os dados diários monitorados na Estação CRHEA (Centro de Recurso Hídrico e Ecologia Aplicada da Universidade Federal de São Paulo) localizada no Sector Broa - Itirapina/SP, coordenadas $22^{\circ}11'33,1''\text{S}$, $47^{\circ}53'16,8''\text{W}$. Nesta estimativa deve-se multiplicar a E_{Tanque} pelo coeficiente do tanque (K_p), sendo assim EVTP é dada pela expressão:

$$EVTP = K_p \cdot E_{\text{Tanque}} \quad (3.19)$$

Segundo Allen *et al.* (1998), existem dois tipos de situações para o cálculo do K_p : a) o tanque está alocado sobre solo seco e rodeado por alguma grama ou cultura; b) o tanque está alocado sobre grama e distante de um solo seco. No caso do Tanque Classe A instalado na Estação LHC-IAB tem-se a situação (b). Portanto, a expressão utilizada para obter K_p é dada por:

$$K_p = 0,108 - 0,0286u_2 + 0,0422\ln(\text{FET}) + 0,1434\ln(\text{RH}_{\text{mean}}) - 0,000631[\ln(\text{FET})]^2\ln(\text{RH}_{\text{mean}}) \quad (3.20)$$

Sendo: u_2 a média diária da velocidade do vento a 2 metros de altura, dentro do limite de 1 a 8 (m/s); RH_{mean} é a média diária da umidade relativa, desde que entre 30 e 84 (%); FET é distância que o tanque classe A está de um lugar sem grama, que pode variar de 1 a 1000 m, por análise local foi estimada em 100 m.

Os valores de u_2 e RH_{mean} , também, foram obtidas dos dados disponibilizados pela Estação LHC-IAB.

O K_c relaciona a evapotranspiração potencial no campo com a evapotranspiração real de uma dada cultura medida em condições ideais no laboratório. Esse coeficiente depende apenas das características de transpiração da cultura, ou seja, não varia de região para região e nem ao longo do tempo. Os valores de K_c para várias culturas são apresentados em tabelas (DOORENBOS E PRUITT (1977) e ALLEN *et al.*, 1998). Neste trabalho, o valor considerado para um solo coberto por grama no estágio final de desenvolvimento foi de 0,85.

O coeficiente K_s está relacionado a quantidade de água disponível no solo na zona da raiz, em que $K_s < 1$ quando há limitação de água para as plantas e $K_s = 1$ quando há água prontamente disponível para consumo. Esta correção é necessária, visto que, a evapotranspiração da cultura não pode ser maior que a disponibilidade de água no solo. Alen *et al.* (1998) apresenta expressão para cálculo de K_s , dada por:

$$K_s = \frac{TAW - D_r}{TAW - RAW} = \frac{TAW - D_r}{(1-p) \cdot TAW} \rightarrow \text{Para: } D_r > RAW \quad (3.21)$$

Em que: D_r (mm) é depleção na zona de raízes; TAW (mm) é a água total disponível no solo na zona de raízes; p é fração de TAW que a cultura pode extrair água da zona de raízes sem sofrer estresse hídrico; e RAW (mm) é a água do solo prontamente disponível na zona de raiz dada por:

$$RAW = p \cdot TAW \quad (3.22)$$

$$TAW = 1000 \cdot (\theta_{fc} - \theta_{wp}) \cdot Z_f \quad (3.23)$$

Em que: θ_{fc} (cm^3/cm^3) é a umidade volumétrica de capacidade de campo; θ_{wp} (cm^3/cm^3) é a umidade volumétrica de ponto de murcha; e Z_f (m) é a profundidade da zona de raízes.

$$D_{r,i} = D_{r,i-1} - (P - ES)_i - I_i - CR_i + ET_{c,i} + PE_i \rightarrow \text{Para: } 0 \leq D_r \leq TAW \quad (3.24)$$

Onde: $D_{r,i}$ (mm) é a depleção na zona de raízes no dia i ; $D_{r,i-1}$ (mm) é o conteúdo de água na zona de raízes no dia anterior, sendo que a depleção inicial é dada pela Equação 3.25; P_i (mm) é a precipitação do dia; ES_i (mm) é o escoamento superficial do dia; I_i (mm) é a irrigação do dia (não foi considerada pois a área de estudo não é irrigada); Cr_i (mm) é ascensão capilar da zona saturada para zona de raízes (não foi considerado pois a zona de raízes encontra-se a mais de 1 metro da zona saturada); $ET_{c,i}$ (mm) é a evaporação da cultura no dia; e PE_i (mm) é a perda de água para fora da zona de raízes por percolação dada pela Equação 3.26.

$$D_{r,i-1} = 1000. (\theta_{fc} - \theta_{i-1}). Z_f \quad (3.25)$$

Em que: θ_{i-1} (cm^3/cm^3) é conteúdo médio de água no solo na zona das raízes.

$$PE_i = (PP - ES)_i - ET_{c,i} - D_{r,i-1} \geq 0 \quad (3.26)$$

Quando a umidade do solo está abaixo da capacidade de campo, não há percolação profunda ($D_{r,i} > 0$ e $PE_i = 0$).

Mostram-se na Tabela 3.2 os dados necessários para o cálculo de estresse hídrico, retirados do Boletim n. 04 da FAO (Food and Agriculture Organization of the United Nations) (ALEN *et al.*, 1998).

Tabela 3.2 - Variáveis necessárias para o cálculo do coeficiente de estresse hídrico

Símbolo	Valor
Z_r (m)	0,60
p	0,45
θ_{fc} (cm^3/cm^3)	0,19
θ_{wp} (cm^3/cm^3)	0,10

Fonte: Adaptado de Alen *et al.* (1998)

3.3.1.3 Variação de armazenamento de água no solo monitorada (Δh)

Para determinação da variação de armazenamento de água na zona não saturada foi utilizada a Equação 2.25, onde foram considerados os valores medidos pelos sensores de umidades, conforme Figura 3.13, em dois tempos distintos. Portanto, tem-se:

$$\Delta h_L = \int_0^L \theta_f dz - \int_0^L \theta_i dz \quad (3.27)$$

Onde: Δh_L (mm) é a variação diária de armazenamento de água no solo até a profundidade alcançada pela sonda, L ; θ_i (%) é a umidade volumétrica medida pelo sensor no tempo inicial considerado; θ_f (%) é a umidade volumétrica medida pelo sensor no tempo final considerado; e dz (mm) é a distância de instalação entre sensores nas sondas.

Para a estimativa do valor de armazenamento de água no perfil de solo até a profundidade L , h_L , foi utilizada a regra de integração numérica do trapézio apresentada por Libardi (2005), Figura 2.11, que matematicamente é dada por:

$$h_L = \int_0^L \theta(Z) dZ \cong [0,5(Z_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \theta(Z_i) + 0,5\theta(Z_n)]\Delta Z \quad (3.28)$$

A variação do armazenamento foi determinada a partir da diferença entres valores obtidos de h_L a 0 e 24 horas do dia e, no caso, até a profundidade de 1,92 m.

3.3.1.4 Escoamento superficial direto vindo do telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros ($ESD_{\text{telha+piso}}$) e escoamento superficial da área de influência (ESD)

Os escoamentos superficiais das áreas de piso e telhado do Laboratório de Biopolímeros e da área de influência do PGHidro foram determinados multiplicando seus coeficientes de escoamento superficial pela precipitação.

3.3.1.5 Escoamento extravasado do poço (EXT)

O termo EXT refere-se à vazão extravasada do PGHidro quando o nível de água supera sua cota de saída, 2,50 m, referentes à profundidade do PGHidro adicionada ao rebaixamento do poço. Pelo acompanhamento do monitoramento desse nível não ocorreu extravasamento nos períodos analisados, portanto, EXT foi considerado nulo no Balanço.

3.3.1.6 Escoamento sub-superficial (ESC_{SUB})

Segundo Salemi (2013), ao se infiltrar no solo, água pode encontrar camadas menos permeáveis e se acumular sobre elas. Quanto isso ocorre, esse acúmulo começa a fluir na direção da declividade do terreno e assim a água passa a escorrer em subsuperfície caracterizando o chamado escoamento subsuperficial. Essas camadas podem ser basicamente três: horizonte do solo com baixa permeabilidade devido à presença de mais argila; interface do solo com rocha alterada; e interface de rocha alterada e rocha inalterada. As sondagens executadas na área de influência do poço mostraram que não existem presenças dessas camadas. Portanto, ESC_{SUB} foi considerado nulo no balanço.

Determinados os componentes do balanço hídrico de água no solo, a recarga potencial foi estimada considerando três condições de manejo: i) Cenário 1: com o escoamento superficial direto predial conduzido ao PGHidro e precipitação sobre sua área de influência gramada; ii) Cenário 2: com a precipitação direta sobre área total de estudo gramada (natural) e; iii) Cenário 3: com o escoamento superficial dirigido ao sistema de drenagem convencional. As quais estão detalhadas a seguir.

3.3.2 Cenário 1: Estimativa da Recarga Potencial com Poço de Infiltração

Este manejo foi ilustrado pela Figura 3.15, cuja área de contribuição é composta por telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros e a área de influência do PGHidro com cobertura de grama. Portanto, a precipitação P nestas áreas gerou uma lâmina ($ESD_{telha+piso}$) escoada para o PGHidro, igual $C_{telha+piso} \cdot P$ mais o escoamento superficial na área de influência gramada (ESD) dada por $C_{grama} \cdot P$. Com base nas considerações feitas no Item 3.4 e adaptando a Equação 3.17 para uma área comum, calcula-se a R_{pot} com a utilização do poço de infiltração como se segue.

$$R_{pot} = C_{conv1} \cdot C_{telha+piso} \cdot P + C_{conv2} \cdot (P - C_{grama} \cdot P - EVTR - \Delta h) \quad (3.29)$$

Sendo C_{grama} igual a 0,10 e $C_{telha+piso}$ de 0,90 (VILLELA e MATTOS 1980). A constante C_{conv1} converte as lâminas escoadas sobre a área do telhado e piso para uma lâmina equivalente a área total de contribuição do poço (área de telhado e piso cimentado somada a área de influência do PGHidro), conforme Equação 3.30. E C_{conv2} converte as lâminas infiltrada na área de influência do poço para uma lâmina equivalente sobre a sua área total de contribuição, de acordo com a Equação 3.31.

$$C_{conv1} = \frac{A_{PGHidro}}{A_{PGHidro} + A_{INFL}} \quad (3.30)$$

e

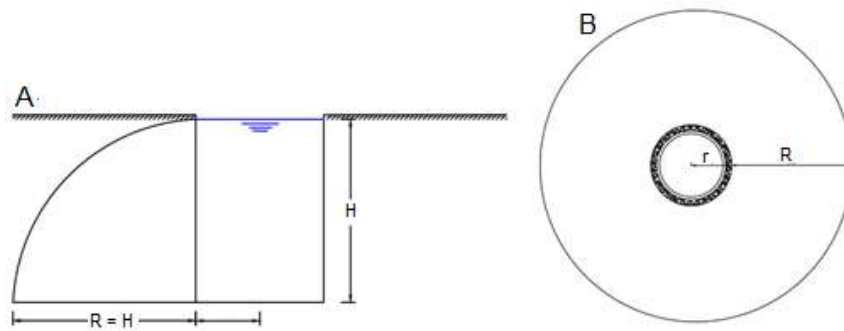
$$C_{conv2} = \frac{A_{INFL}}{A_{PGHidro} + A_{INFL}} \quad (3.31)$$

Onde: $A_{PGHidro}$ (m^2) é a área contribuição ao PGHidro, sendo a área de parte do telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros, igual a $180,55 m^2$; A_{INFL} (m^2) é a área de influência do poço, igual a área do bulbo de umedecimento em projeção, a qual alcança, por hipótese, uma distância igual a profundidade do mesmo, como ilustrado nas Figuras

3.17A e 3.17B. Portanto, sendo o raio do poço, r , igual a 0,70 m e a profundidade, H igual a 2m, a A_{INFL} é dada por:

$$A_{INFL} = \pi \cdot (H + r)^2 - \pi \cdot r^2 = 21,36 \text{ m}^2 \quad (3.32)$$

Figura 3.17 - Área de influência do PGHidro, (A) determinação do raio de influência; (B) área de influência do poço



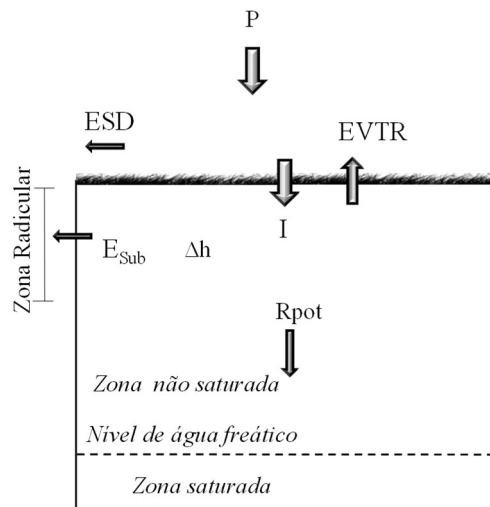
Fonte: Própria Autora (2019)

3.3.3 Cenário 2: Estimativa da Recarga Potencial em Área Natural

O segundo manejo corresponde à área de contribuição natural com cobertura de grama, como mostrado na Figura 3.18. A partir das componentes do balanço hídrico apresentadas no Item 3.4.1 e aplicadas à Equação 3.17 foi estimada a recarga para este cenário. A recarga corresponde à precipitação sobre a área de contribuição, deduzida das parcelas evapotranspirada, armazenada e escoada, sendo esta última calculada como o produto do C_{grama} (coeficiente de escoamento superficial da grama) e a altura precipitada. A recarga potencial é determinada por:

$$R_{pot} = P - C_{grama} \cdot P - EVTR - \Delta h \quad (3.33)$$

Figura 3.18 - Modelo conceitual do manejo com área total de contribuição gramada

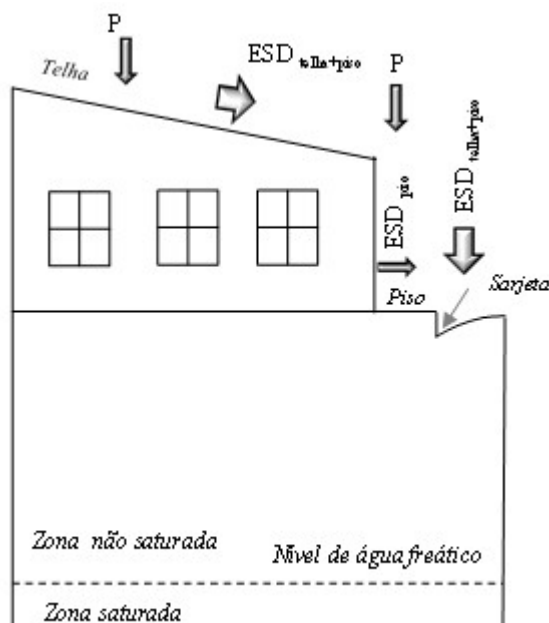


Fonte: Elaborada por Failache* (2019)

3.3.4 Cenário 3: Estimativa da Recarga potencial para manejo com sistema convencional de drenagem

No manejo convencional o escoamento superficial direto é conduzido ao sistema convencional de drenagem pluvial, Figura 3.19. A área de contribuição possui um $C_{telha+pisso}$ igual a 0,9 (VILLELA e MATTOS 1980).

Figura 3.19 - Modelo conceitual para manejo com sistema convencional de drenagem

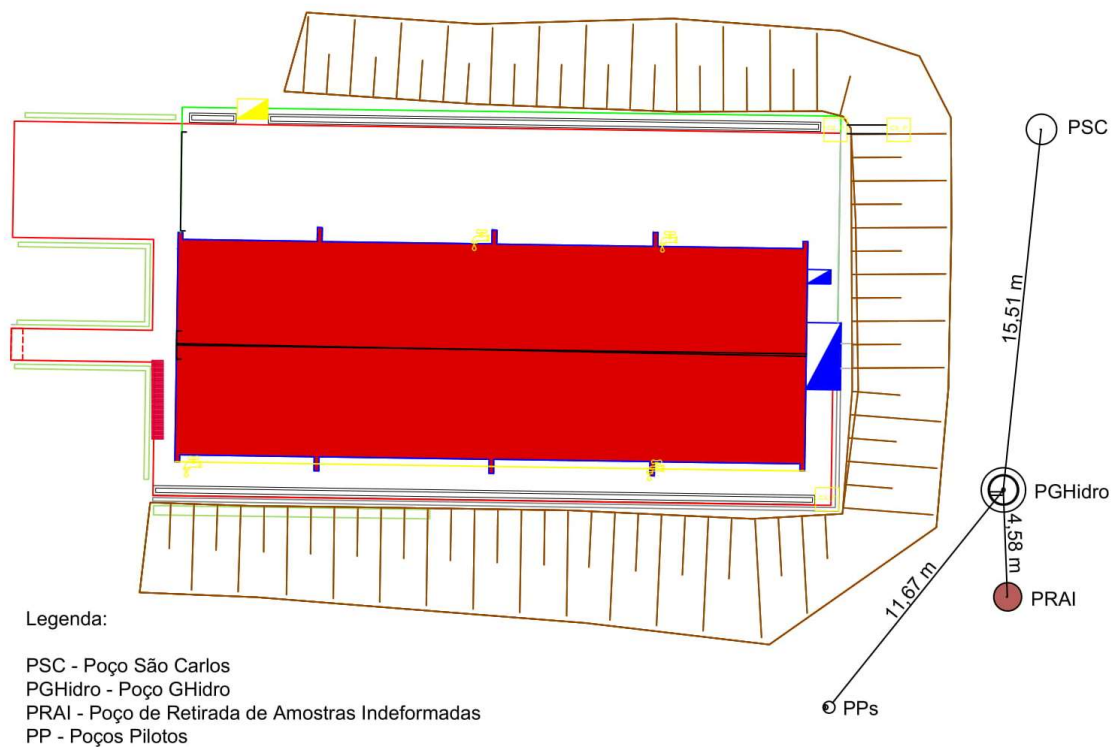


Fonte: Elaborada por Failache* (2019)

3.4 Poço de Infiltração em Escala Piloto

Os poços de infiltração em escala piloto, PPs, foram construídos para que de forma controlada, com o uso de chuvas simuladas e manutenção de regime permanente (alturas de lâmina d'água nos poços iguais a 100 cm), fosse possível analisar a taxa de infiltração, a condutividade hidráulica saturada e o comportamento da frente de umedecimento nas camadas de solo do entorno redor dos PPs, considerando diferentes diâmetros. Além disso, foram usados para calibrar o modelo numérico. Estes poços foram implantados próximos ao PGHidro, Figura 3.20.

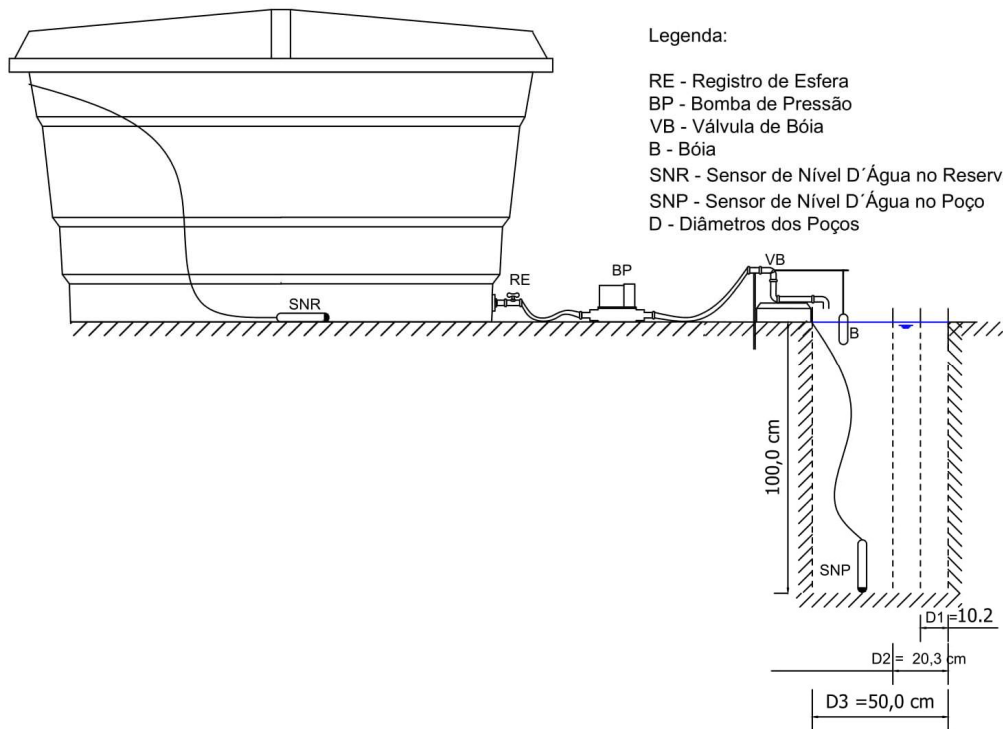
Figura 3.20 - Localização dos poços em escala piloto



Fonte: Própria Autora (2019)

Os poços em escala piloto foram construídos com diâmetros de 10,2 (D_1), 20,3 (D_2) e 50 cm (D_3), e 100 cm de profundidade. Durante os ensaios os poços receberam o fluxo de um reservatório e procurou mantê-los totalmente cheio, ou seja, a lâmina d'água permanente coincidia com as alturas dos poços. Para este controle foi utilizado um sistema de válvula com boia. Na estabilização das paredes dos poços foram empregados tubos de PVC perfurados. Os níveis do reservatório e dos poços foram monitorados por sensores eletrônicos da marca Campbell, modelo CS455, Figura 3.21.

Figura 3.21 - Esquema de ensaio com poços pilotos



Fonte: Própria Autora (2019)

Com o monitoramento contínuo do nível de água no interior do reservatório, pôde-se determinar o hidrograma produzido pelo esvaziamento do reservatório, que é igual à vazão de entrada, expressa por:

$$Q_e = \frac{\Delta V_{\text{reserv}}}{\Delta t} \quad (3.34)$$

Onde: Q_e (m^3/s) é a vazão de entrada simulada; ΔV_{reserv} (m^3) é a variação do volume dentro do reservatório; Δt (s) é o intervalo de tempo.

Como não há extravasamento de água no poço, utilizando-se balanço de massa, o volume de infiltração pode ser determinado pela Equação 3.10. E sendo o nível de água no interior do poço constante, essa equação foi simplificada para:

$$V_{\text{inf}_t} = V_{e_t} \quad (3.35)$$

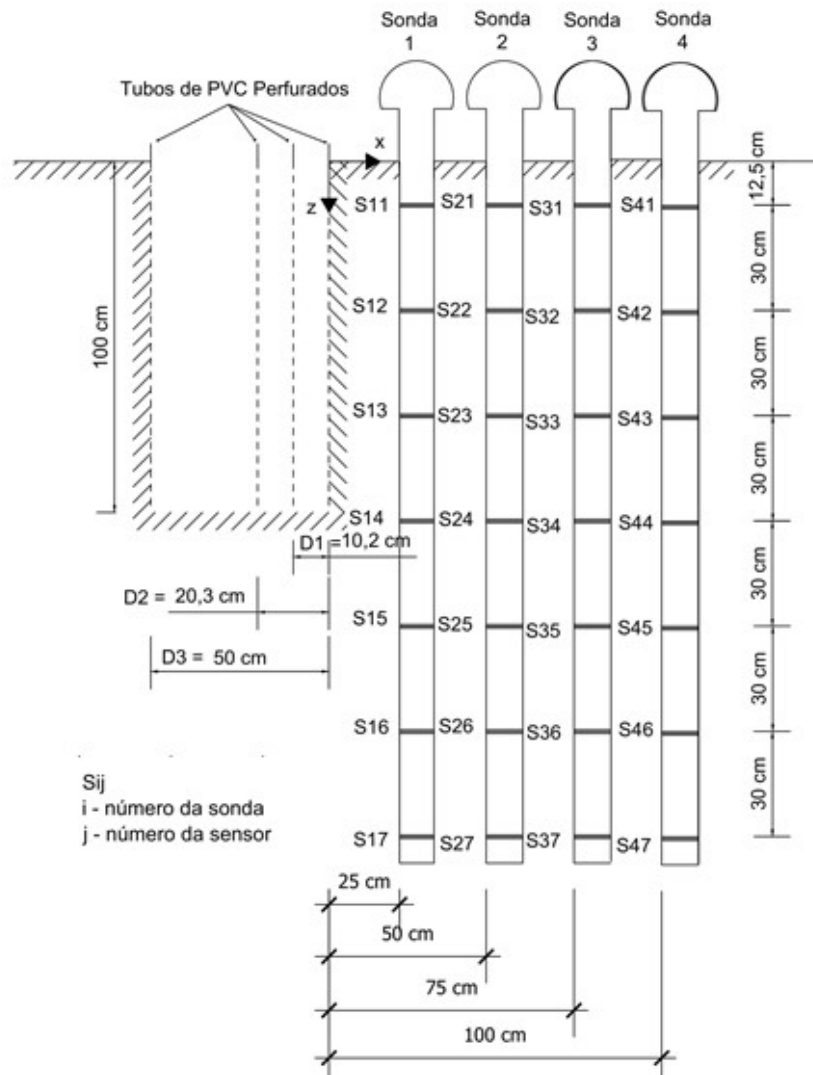
A taxa de infiltração é dada pela Equação 3.11, onde a área de infiltração é expressa por:

$$A_{\text{inf}} = A_b + A_{\text{parede}} = \frac{\pi D^2}{4} + \pi \cdot D \cdot N A_{0bs} \quad (3.36)$$

Onde: A_{inf} (m^2) é a área de infiltração no poço; A_b (m^2) é a área da base no poço; A_{parede} (m^2) = Área molhada da parede do poço; D (m) = Diâmetro externo do poço; NA_{obs} (m) = Nível de água no interior do poço medido pelo sensor.

Durante os ensaios, os monitoramentos de umidade no solo ao redor dos PPs foram contínuos, conforme é apresentado na Figura 3.21. Devido à problema técnico com a placa de aquisição de dados de umas das sondas, trabalhou-se com um conjunto de três sondas, sendo que duas delas sempre foram mantidas nas distâncias de 25 e 50 cm das paredes dos PPs e uma terceira que se revezava nas distâncias de 75 e 100 cm, conforme Figura 3.22.

Figura 3.22 - Corte da disposição de instalação das sondas instaladas na camada de solo no entorno dos poços piloto com diferentes diâmetros



Fonte: Própria Autora (2019)

Mostra-se na Figura 3.23 o experimento montado em campo para ensaios no PP com 50 cm de diâmetro.

Figura 3.23 - Ensaio no PP de diâmetro de 50 cm



Fonte: Própria Autora (2019)

3.5 Precipitação Simulada

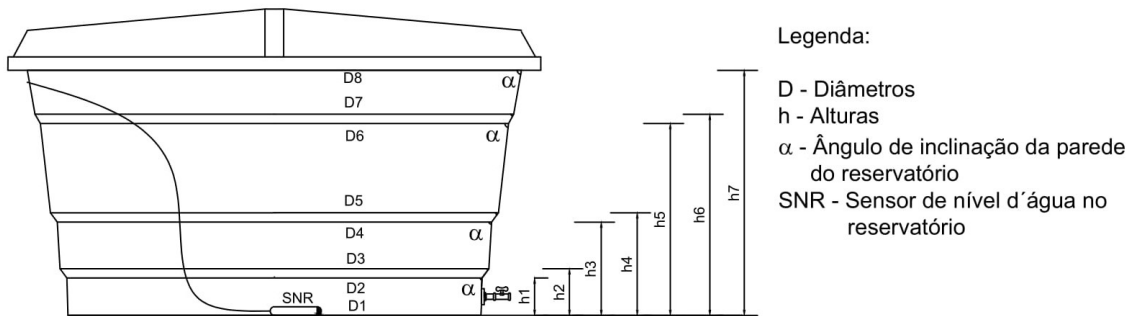
A fim de compreender o comportamento dos poços de infiltração em situações análogas e controladas de medições de chuvas reais, foram realizados ensaios de simulação de chuva. Para isso utilizaram-se reservatórios de 2000 e 10000 litros.

O hidrograma produzidos pelo esvaziamento do reservatório, que é igual a vazão de entrada no poço, Equação 3.34, foi obtido experimentalmente. Para isso instalou um sensor de nível no interior do reservatório e a partir dos níveis referentes ao rebaixamento da água em intervalos de tempo de 2 minutos obteve-se a variação de vazão de entrada de água no poço. Como exemplo, mostram-se na Figura 3.24 o esquema do reservatório de 2000 litros utilizado nos ensaios de chuva simulada e na Tabela 3.3 os valores para o cálculo da variação de volume de acordo com o volume de um tronco de cone circular reto dado pela expressão:

$$V = \pi \frac{h}{3} (R^2 + Rr + r^2) \quad 3.37)$$

Onde: V é o volume dentro do reservatório na faixa considerada; h é a altura de água dentro do reservatório na faixa considerada; r é o raio menor na faixa considerada; e R é o raio maior na faixa considerada, sendo $R = r + 2 \cdot \frac{h}{\tan \alpha}$.

Figura 3.24 - Esquema do reservatório de 2000 litros utilizado nos ensaios de chuva simulada



Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela 3.3 - Tabela para o cálculo da variação de volume no reservatório de 2000 litros durante os ensaios de chuvas simuladas

Altura (m)		Diâmetro (m)		α (°)	α (radiano)	Tangente α	Volume na Faixa (m³)
h1	0,14	D1	1,55	88	1,54	28,64	0,27
h2	0,18	D2	1,56	53	0,93	1,33	0,07
h3	0,35	D3	1,61	87	1,52	19,08	0,36
h4	0,39	D4	1,63	53	0,93	1,33	0,08
h5	0,72	D5	1,68	84	1,47	9,51	0,78
h6	0,76	D6	1,76	60	1,05	1,73	0,09
h7	0,90	D7	1,80	79	1,38	5,14	0,38
		D8	1,86				

Fonte: Própria Autora (2019)

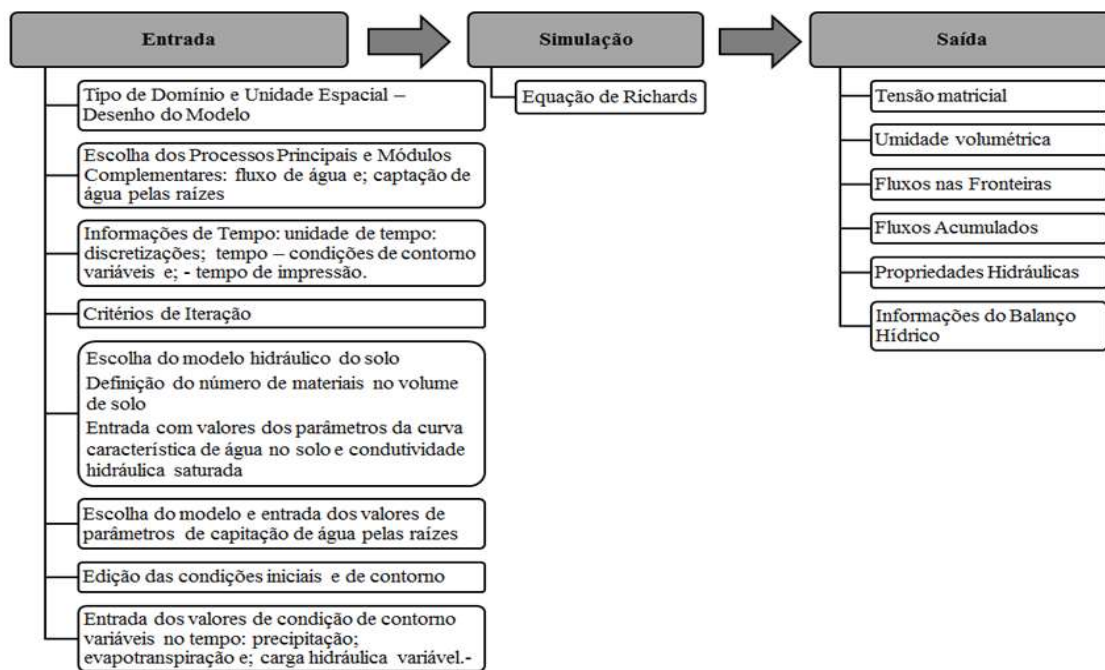
3.6 Modelagem Numérica da Dinâmica de Água no Solo

A fim de compreender os processos de infiltração e de percolação de água pluvial no solo e estimar a recarga potencial de aquífero a partir da utilização de poço de infiltração no controle de escoamento superficial foi utilizado a modelagem numérica, já que esta permite analisar e extrapolar resultados experimentais. Desse modo, o primeiro passo foi definir a natureza do problema, a qual foi considerado bidimensional, visto que, a

infiltração de água no solo ocorre verticalmente pelo fundo e horizontalmente pela parede lateral do poço.

Baseado nos aspectos mencionados foi utilizado Software Hydrus 2D/3D versão 2.5 (SEJNA *et al.*, 2014), pois o mesmo permite simular o fluxo de água bi e tridimensional no poço de infiltração por meio Equação de Richard e estimar recarga de aquífero considerando o balanço hídrico. Esse software é bem difundido na área de agronomia para analisar o movimento de água, calor e múltiplos solutos meios não saturados durante o processo de irrigação (KANDELOUS e SIMUNEK, 2010; YUYANG e QUANJIU, 2012 e DEB *et al.* 2013;). Sírio (2014) utilizou-se do Hydrus 2D/3D para simular a recarga de aquífero de um sistema filtro-vala-trincheira. A Figura 3.25 apresenta o fluxograma das etapas do funcionamento do Hydrus 2D/3D versão 2.5.

Figura 3.25 - Fluxograma das etapas do funcionamento do Hydrus 2D/3D versão 2.5

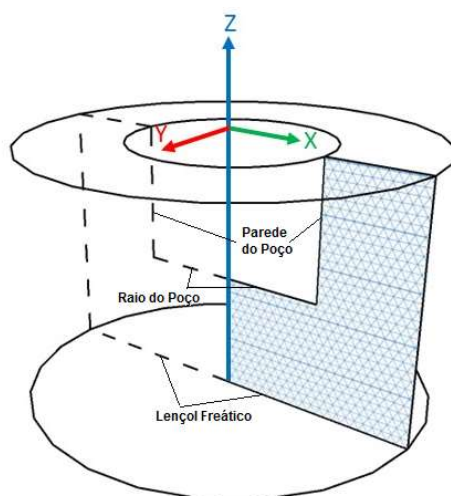


Fonte: Própria Autora (2019)

3.6.1 Definição do Domínio e da Geometria do Modelo.

O domínio selecionado para representar o problema foi o modelo bidimensional axissimétrico em torno do eixo z (Figura 3.26), sendo que a região estudada foi definida como a metade de todo o volume de escoamento, com base no princípio da simetria, tendo como aresta vertical esquerda o centro do poço de infiltração.

Figura 3.26 - Volume de solo e poço de infiltração representados no modelo numérico bidimensional axissimétrico



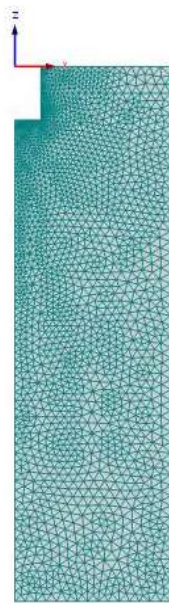
Fonte: Própria Autora (2019)

O modelo foi digitalmente desenhado utilizando a ferramenta segmento conectado de linha considerando os valores de raio e altura do poço de infiltração, profundidade do lençol freático e distância horizontal de influência deste poço. No desenho geométrico foram separadas as camadas de solo de acordo com as propriedades físicas e hidráulicas definidas conforme os itens 3.2.1 e 3.2.2.

3.6.2 Configuração do Modelo

No Hydrus 2D/3D as equações são resolvidas numericamente utilizando-se um método de elementos finitos aplicado a uma rede de elementos triangulares, portanto, os nós de iteração (*Fe-Mesh*) em uma malha triangular (equilátero) foram definidos de 20 em 20 cm na maior parte do modelo, mas nas regiões próximas as paredes do poço e lençol freático, as distâncias entre os nós de iteração foram de 5 em 5 centímetros (Figura 3.27). Sejna *et al.* (2014) recomendam o refinamento da malha em regiões com grande fluxo.

Figura 3.27 - Detalhes da malha utilizada na modelagem numérica bidimensional

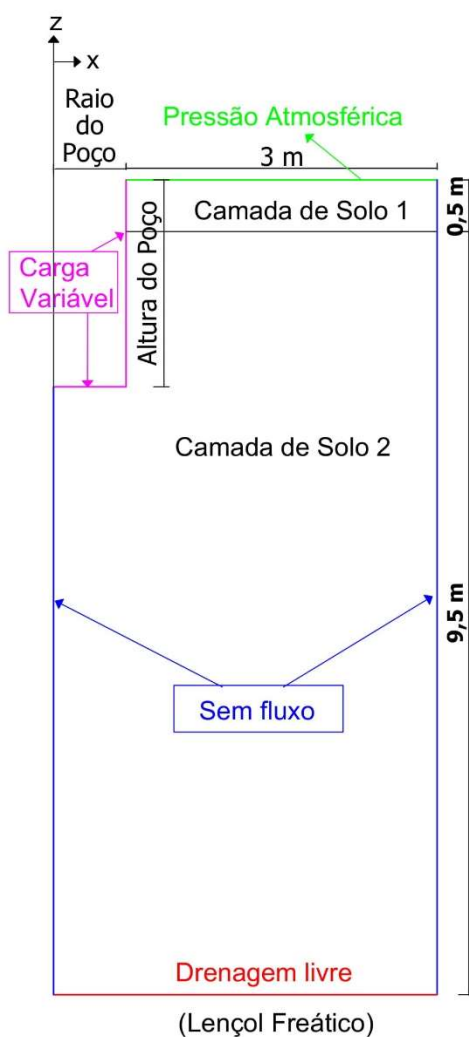


Fonte: Própria Autora (2019)

Em termos de discretização espacial e temporal, as unidades consideradas foram o centímetro e horas, respectivamente. As condições de contorno adotadas foram: superfície sujeita a pressão atmosférica para o contorno superior; drenagem livre para o contorno inferior, sem fluxo para os contornos laterais; e carga variável nas paredes laterais e de fundo do poço, conforme é mostrado na Figura 3.28. O nível do lençol freático foi considerado de 10 m de profundidade conforme definido por Sírio (2014).

Na superfície sujeita a pressão atmosférica que representa a área de influência do PGHidro é onde ocorrem os eventos de precipitação e evapotranspiração, nos contornos laterais foram considerados fluxos nulos para evitar contribuições de fluxo que não fossem do poço ou da sua área de influência, as paredes do poço estão sujeita a cargas variáveis que representam as variações de nível de água dentro do mesmo durante eventos de precipitação e na superfície de fundo tem se drenagem livre para representar o fluxo no lençol freático.

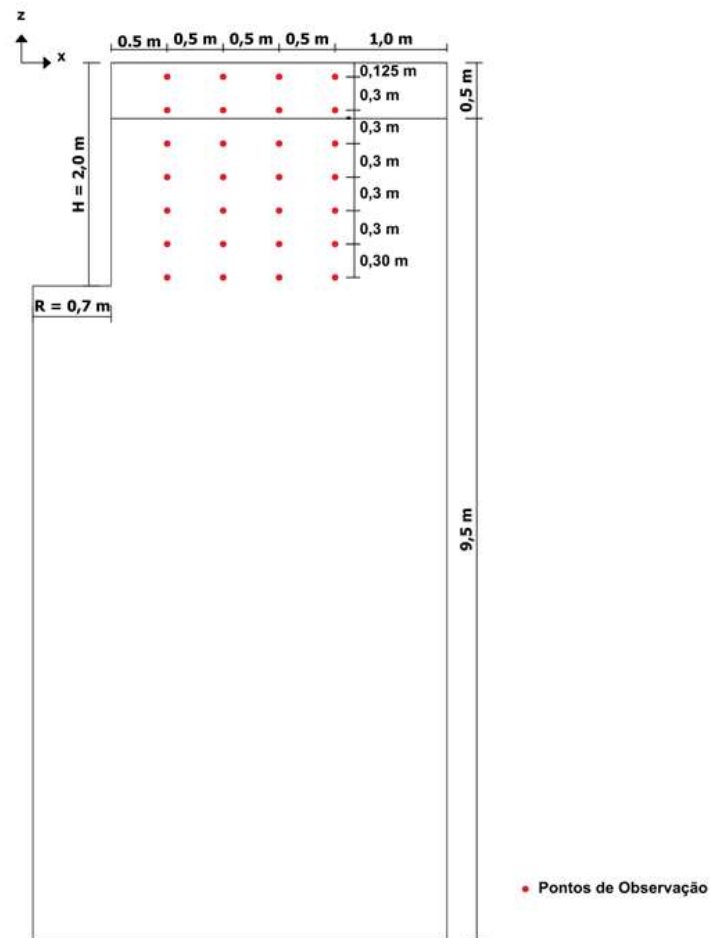
Figura 3.28 - Condições de contorno do modelo numérico bidimensional



Fonte: Própria Autora (2019)

Afim de representar as sondas de monitoramento de umidade volumétrica do solo instaladas em campo, conforme apresentadas nas Figuras 3.13 e 3.21, foram introduzidos no modelo pontos de observação (Figura 3.29), sendo esses pontos representações dos sensores posicionados nas diversas profundidades e distância dos poços. A partir dessas informações foram definidas as condições iniciais de umidade, ressaltando que na porção de solo que não foi monitorada, considerou-se o valor da umidade volumétrica do sensor instalado na maior profundidade.

Figura 3.29 - Pontos de observação inseridos no modelo que representam os sensores que realizam o monitoramento de umidade em diversas profundidades do solo e distância dos poços



Fonte: Própria Autora (2019)

3.6.3 Parametrização do Modelo

Os dados de entrada na simulação foram os parâmetros da curva de retenção de água no solo propostos por Van Genuchten (1980) e Mualem (1976), Equação 2.4, a condutividade hidráulica saturada, evapotranspiração, altura de precipitação e profundidade de capitação de água pelas raízes. A condutividade hidráulica e os parâmetros da curva de retenção de água das distintas camadas de solo foram definidos a partir da calibração (Item 3.7.4). A parametrização da altura de precipitação foi feita com base nos dados monitorados na Estação São Carlos (Item 3.4.1.1). A evapotranspiração foi estimada utilizando o método dos coeficientes de cultura considerando o efeito de estresse hídrico (Item 3.4.1.2).

No modelo Hydrus 2D/3D, um banco de dados para diferentes plantas em relação ao parâmetro de absorção de água pelas raízes é fornecido com base em estudos feitos por Taylor e Ashcroft (1972). No caso deste trabalho, foi escolhida a opção grass (grama). Segundo Christians (1998), gramas de clima quente desenvolvem sistemas radiculares mais profundos (90 cm ou mais) do que aquelas de clima frio (30 a 45 cm de profundidade) e, as gramas de clima quentes são as que se adaptam as regiões tropicais e subtropicais. Neste trabalho foi considerado que a profundidade do sistema radicular é 90 cm, conforme sugerido por Allen *et al.* (1998).

3.6.4 Calibração do Modelo Numérico

O processo de calibração foi feito de modo que o modelo numérico representasse da melhor forma possível os dados monitorados nos poços de infiltração e dos solos próximos a estes. O método utilizado para calibrar o modelo foi o método inverso do Hydrus 2D/3D proposto por Sejna *et al.* (2014), no qual os parâmetros hidráulicos do solo são obtidos com base em dados levantados em campo. Foram considerados os dados de infiltração acumulada e umidade volumétrica para estimar os parâmetros da curva de retenção de água (θ_r , θ_s , n e α) e a K_{sat} das distintas camadas de solo identificadas.

3.6.5 Avaliação da Calibração

Para avaliar a calibração foram utilizados os estimadores estatísticos de erro apresentados por Willmott *et al.* (1985), sendo: erro percentual (PBIAS), razão dos desvios (RD) e o coeficiente de Eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE). Estes estimadores são determinados pelas Equações 3.38, 3.39, 3.40.

$$PBIAS(\%) = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)}{\sum_{i=1}^n (y_i)} * 100 \right] \quad (3.38)$$

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (3.39)$$

$$RD = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (3.40)$$

Sendo: \hat{y}_i o dado simulado pelo programa; y_i o dado observado (medido pelos sensores); \bar{y}_i a média dos valores observados.

O PBIAS é um índice de erro que quantifica o desvio entre os dados simulados e observados nas próprias unidades da variável em estudo, mostrando quanto a simulação subestima ou superestima a medida em relação ao valor obtido na observação. Valores negativos ($PBIAS < 0$) e positivos ($PBIAS > 0$) superestimam e subestimam os valores observados, respectivamente.

O NSE compara os valores simulados com o valor médio obtido na observação. Deste modo, os valores variam entre $-\infty$ e 1, sendo a unidade o valor para o qual os dados simulados se adequam perfeitamente aos observados. Segundo Moriasi *et al.* (2007), valores entre 0 e 1 são geralmente tidos como aceitáveis e valores menores ou igual a zero ($NSE \leq 0$) indicam que o valor observado é melhor que o simulado.

O RD descreve a dispersão existente entre os valores observados e calculados pelo programa e tende a 1 (um) quando existe uma igualdade entre ambos os valores.

Neste trabalho foi seguida a proposta de Moriasi *et al.* (2007), que definiram os intervalos aceitáveis de PBIAS, NSE e RD na avaliação do método de análise comparativa entre os valores simulados e observados obtidos através de modelos para a simulação do fluxo subsuperficial em uma bacia, classificando o desempenho das variáveis segundo Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Classificação de desempenho de variáveis estatísticas

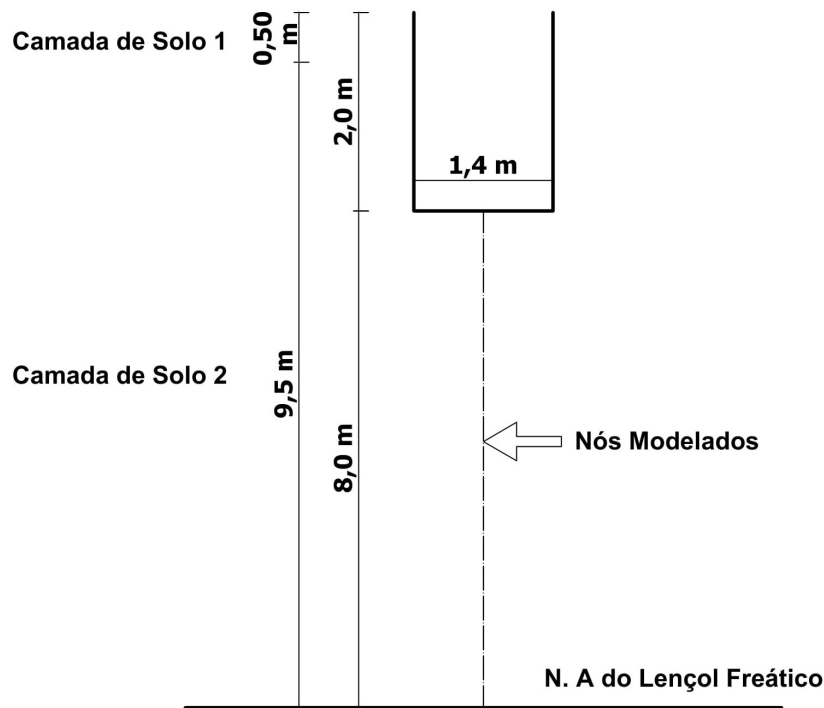
Classificação	RD	NSE	PBIAS (%)
Muito bom	$0,0 \leq RD \leq 0,50$	$0,75 < NSE \leq 1$	$PBIAS < \pm 10$
Bom	$0,50 \leq RD \leq 0,60$	$0,65 < NSE \leq 0,75$	$\pm 10 \leq PBIAS < \pm 15$
Satisfatório	$0,60 \leq RD \leq 0,70$	$0,50 < NSE \leq 0,65$	$\pm 15 \leq PBIAS < \pm 25$
Insatisfatório	$RD > 0,70$	$NSE \leq 0,50$	$PBIAS \geq \pm 25$

Fonte: Moriasi *et al.*, (2007)

3.6.6 Simulação Unidimensional

Apesar do problema ser eminentemente bidimensional, também empregou-se a modelagem 1D. Na modelagem unidimensional utilizando o Hydrus 1D versão 4.16, o volume de solo é representado por uma coluna em que o fluxo de água ocorre exclusivamente na vertical (Figura 3.30) (SIMUNEK *et al.* 2013). O topo desta coluna foi considerado o fundo do poço de infiltração e o limite inferior o lençol freático.

Figura 3.30 - Representação gráfica do modelo numérico unidimensional no Hydrus 1D



Fonte: Própria Autora (2019)

Os elementos finitos empregados neste código são os nós (Figura 3.28), e por meio destes foi possível determinar camadas de solo distintas. Em termos de discretização espacial e temporal, as unidades consideradas foram o centímetro e horas, respectivamente. Como condições de contorno de fluxo de água, para o limite superior estabeleceu-se superfície submetida a pressão atmosférica. Havendo lâmina precipitada maior que a infiltrada ocorrerá acúmulo da lâmina sobre o nó considerado o fundo do PGHidro. No limite inferior do perfil considerou-se drenagem livre. E a parametrização do modelo é a mesma definida para o Hydrus 2D/3D versão 2.5 (Item 3.7.3). Os procedimentos posteriores foram análogos à modelagem bidimensional.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DO SOLO

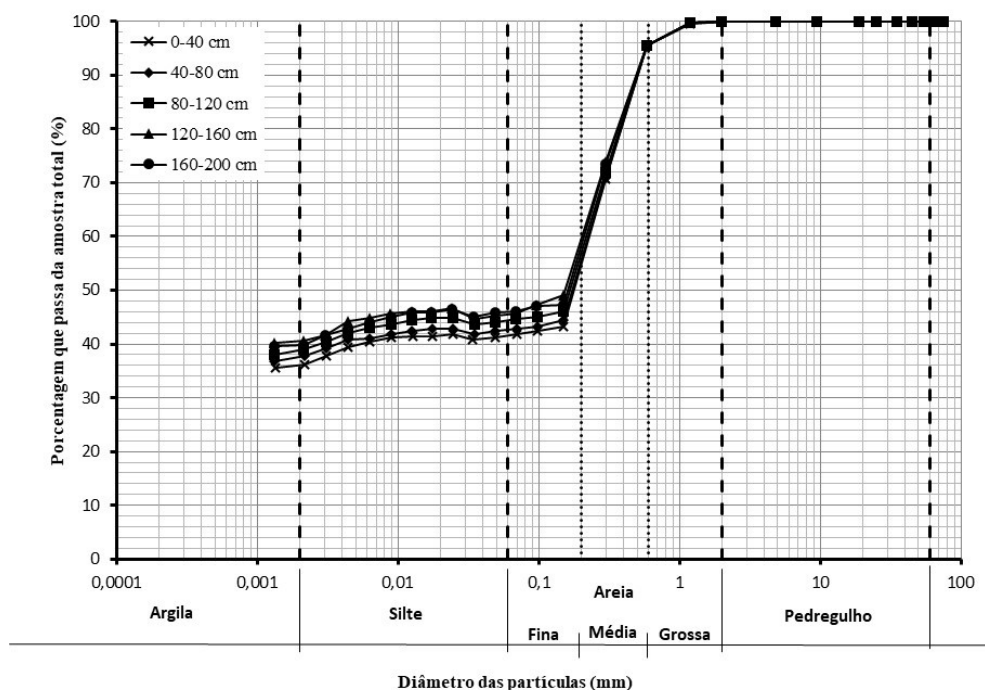
Na distribuição granulométrica, o solo coletado a 1 metro de distância do PGHidro apresentou médias de 39% de argila, 7% de silte, 15 de areia fina, 30% de areia média e 9% de areia grossa. Portanto, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), o solo foi classificado como Areia Média Argilosa, Tabela 4.1. Mostram-se na Figura 4.1 as curvas granulométricas resultantes para as 5 camadas.

Tabela 4.1 - Curva de distribuição granulométrica do solo

Profundidade em relação a superfície do solo (cm)	Argila (%)	Silte (%)	Areia			Classificação do solo
			Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)	
0 – 40	37	7	16	31	9	Areia Média Argilosa
40 – 80	37	7	16	31	9	Areia Média Argilosa
80 – 120	40	6	15	30	9	Areia Média Argilosa
120 – 160	42	6	15	29	8	Areia Média Argilosa
160 - 200	41	7	15	29	8	Areia Média Argilosa

Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.1 - Curvas granulométricas resultantes



Fonte: Própria Autora (2019)

Os valores encontrados no ensaio de determinação da massa específica dos grãos para todas as camadas de solo analisadas foram muito próximos, apresentando um valor médio de 2,67 g/cm³. Isto mostra que o quartzo é o principal componente mineral deste solo.

Apresentam-se na Tabela 4.2 os valores de massa específica aparente e dos índices físicos ao longo da profundidade de coleta de amostra indeformada. Os resultados mostraram que a partir da profundidade de 1 m da superfície, os solos apresentaram características de porosidade semelhantes, enquanto que na camada superficial a porosidade foi menor. Isto se justificou pelo fato de que a área de implantação do PGHidro passou por obras de terraplanagem, portanto a camada superficial se apresentou mais compactada.

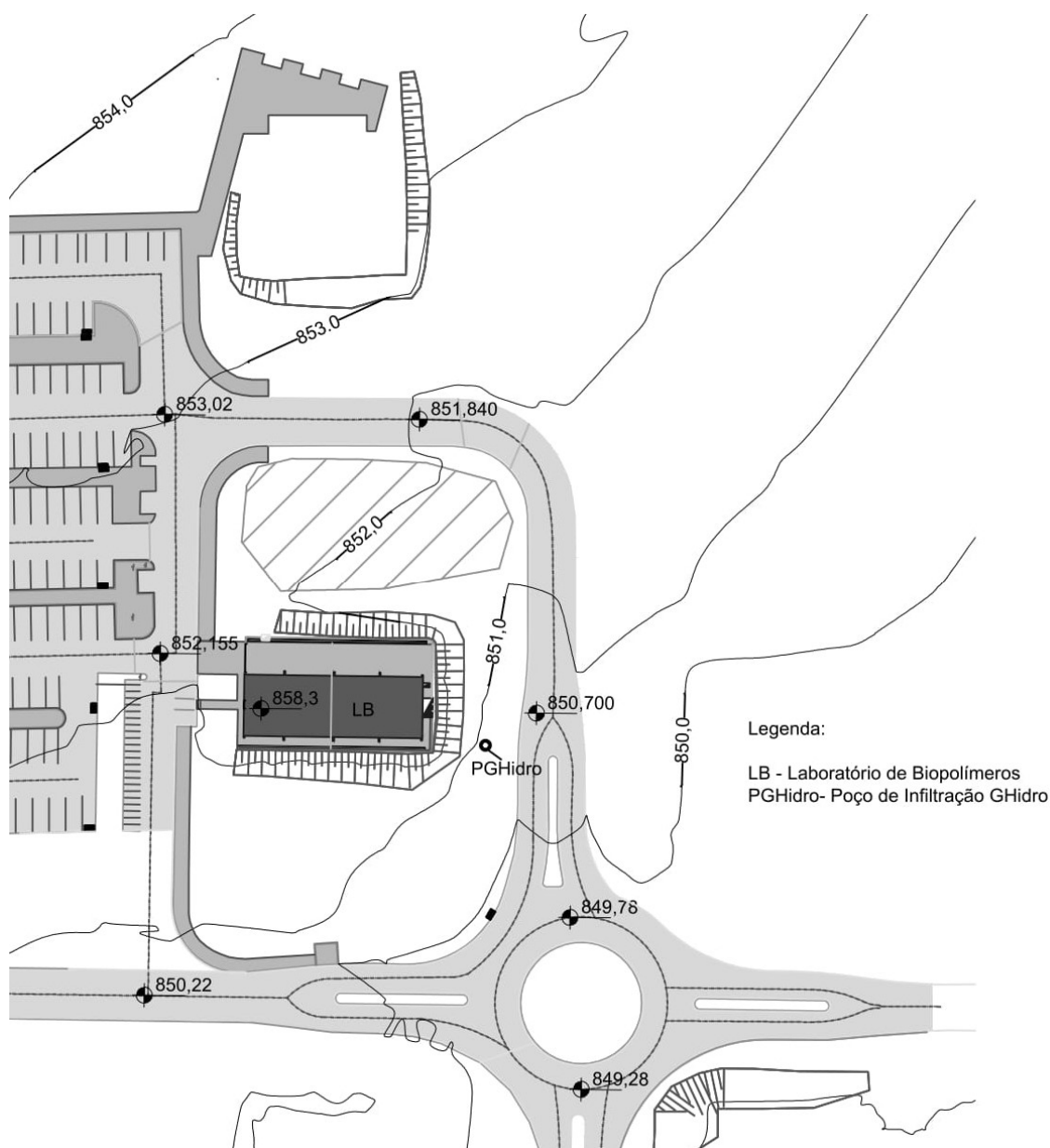
Tabela 4.2 - Valores encontrados de índices físicos nas amostras de solo

Profundidade em relação a superfície do solo (m)	Massa Específica Aparente ρ_{nat} (g/cm³)	Massa Específica Aparente Seca ρ_d (g/cm³)	Índice de Vazios	Porosidade (%)
Superfície (0,10 a 0,50)	1,73	1,54	0,73	42
1	1,58	1,32	1,02	51
2	1,59	1,31	1,05	51

Fonte: Própria Autora (2019)

Mostra-se na Figura 4.2 o levantamento topográfico da área de estudo. O PGHidro foi implantado na cota de 851 m e as áreas de contribuição do telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros estão nas cotas de 858,3 e 852 m, respectivamente. Portanto, tem-se uma queda do escoamento superficial de 6,3 m até o piso no entorno do laboratório e de 1 m deste até o PGHidro.

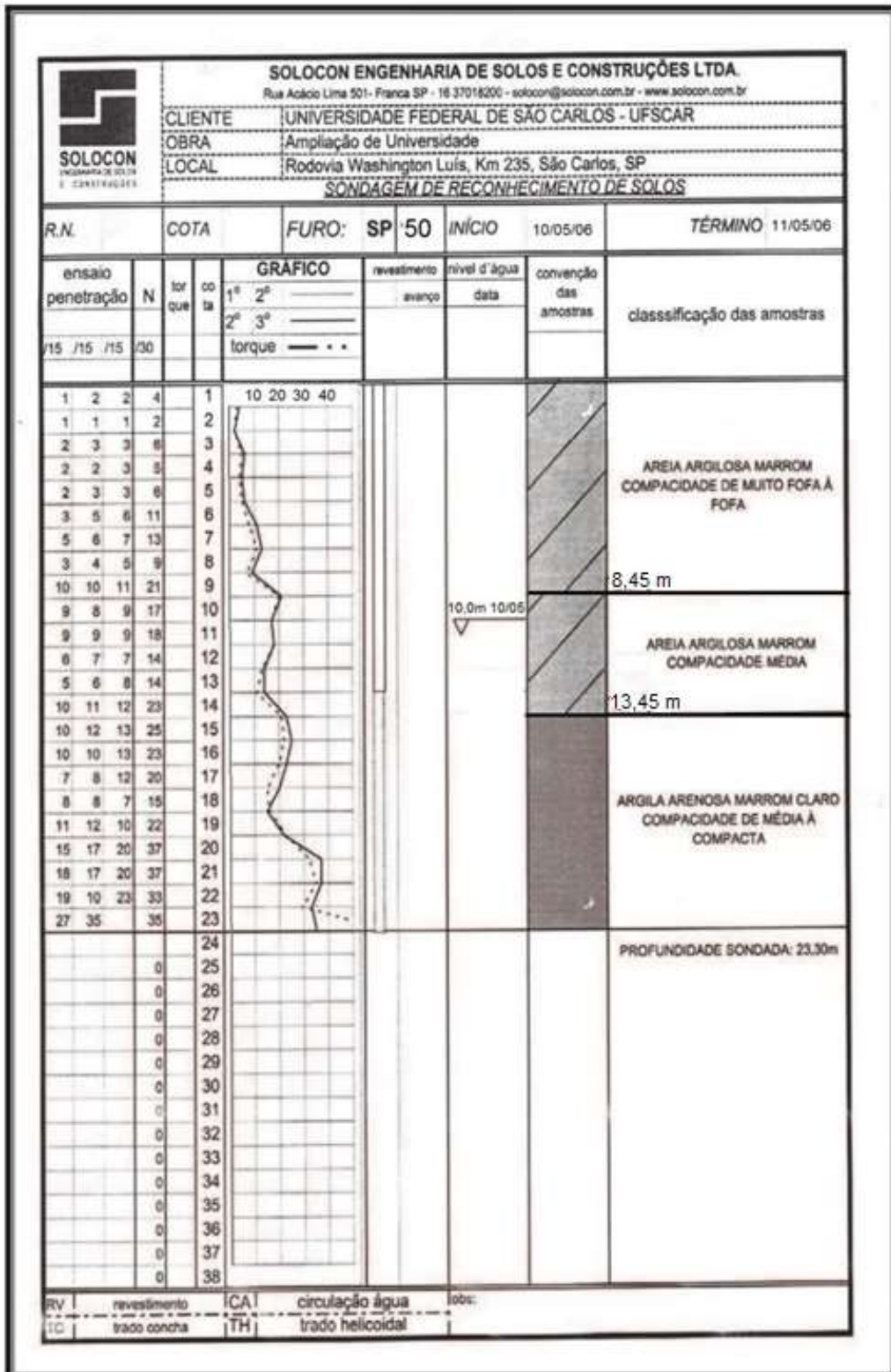
Figura 4.2 - Levantamento topográfico na área de estudo



Fonte: Adaptado do Arquivo digital – Escritório de Desenvolvimento Físico da UFSCar (2019)

Apresentam-se na Figura 4.3 o relatório de sondagem realizada durante a construção do Laboratório de Biopolímeros, nesta constam os perfis geológicos e suas profundidades, a resistência à penetração das camadas e o nível do lençol freático apresentado no mês de maio do ano de 2006. Até a profundidade 10 m o solo foi classificado como areia argilosa marrom, sendo que apresentou compacidade de muito fofa a fofa até 8,45 m e compacidade média até 10 m. O nível do lençol freático estava a 10 m na ocasião da realização da sondagem.

Figura 4.3 – Relatório de sondagem na área de estudo realizada no ano de 2006



Fonte: Arquivo digital – Escritório de Desenvolvimento Físico da UFSCar (2019)

4.2 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DO SOLO

Os valores apresentados nesta sessão foram usados para analisar a dinâmica de água no solo proveniente dos poços de infiltração e como parâmetros de entrada no modelo numérico.

4.2.1 Condutividade Hidráulica Saturada

Apresentam-se na Tabela 4.3 os valores de Ksat encontrados nos Ensaios de Permeabilidade a Carga Constante realizados em laboratório.

Tabela 4.3 - Condutividades hidráulicas saturadas do solo determinadas nos Ensaios de Permeabilidade a Carga Constante realizado em laboratório.

Profundidade em relação a superfície do solo (m)	Condutividade Hidráulica Saturada (Ksat) (cm/s)
Superfície (0,10 a 0,50)	$1,58 \times 10^{-4}$
1	$1,21 \times 10^{-3}$
2	$1,17 \times 10^{-3}$

Fonte: Própria Autora (2019)

Os valores de Ksat nas profundidades de 1 e 2 m foram bastante próximos, enquanto que na camada superficial foi aproximadamente 7,5 vezes menor. Estes resultados reafirmam as diferenças de porosidade entre as camadas, como apresentado na Tabela 4.2 e podem estar relacionados a compactação da camada mais superficial.

Para determinação de Ksat na camada superficial do solo em campo foram realizados Ensaios de Duplo Anel a carga constante nas distâncias de 0,5, 1 e 2 m do PGHidro. O valor médio encontrado foi de $1,57 \times 10^{-3}$ cm/s, ou seja, aproximadamente 10 vezes maior que o valor encontrado no ensaio de laboratório. Sírio (2014) executou Ensaios de duplo Anel aproximadamente a 500 m do local estudado, encontrando um valor médio de $5,35 \times 10^{-4}$ cm/s, isso mostra que o solo da área de estudo é heterogêneo. Portanto, as diferenças nos valores de Ksat determinados no laboratório e no campo podem estar relacionadas ao fato de que a amostragem para o laboratório serem realizadas a aproximadamente 6 metro do local de execução do Ensaio de Duplo Anel. Além disso, tem-se que o tamanho limitado da amostra do solo utilizada no ensaio de laboratório pode não ter representado bem a distribuição dos poros em campo.

Na execução do ensaio de Poço Invertido, para determinação da condutividade hidráulica saturada até a profundidade de 2,10 m, adotaram-se dois procedimentos de umidecimento.

Um dos procedimentos seguiu rigorosamente as recomendações dos métodos propostos por ABGE (1996), Calduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992). No outro, o tempo de umedecimento antes do ensaio foi de 24h, conforme recomendado pelo Manual de Drenagem (1993) do Ministério do Interior dos Estados Unidos da América. Os ensaios foram realizados em poços de 3 polegadas (7,92 centímetros) e 2,10 metros de profundidades. Apresentam-se nas Tabela 4.4 os valores de K_{sat} determinados pelo Método do Poço Invertido em locais a 0,5; 1 e 2 m do P GHidro.

Tabela 4.4 - Condutividades hidráulicas saturada do solo determinadas com o Método do Poço Invertido

Método	Distância ao PGHidro (m)	Condutividade Saturada (cm/s)		Relação entre K_{sat} (Vezes)
		Saturação segundo os Métodos	Saturação de 24 horas	
ABGE (1996)	0,5	$4,77 \times 10^{-4}$	$7,21 \times 10^{-4}$	1,51
	1	$5,50 \times 10^{-4}$	$5,96 \times 10^{-4}$	1,08
	2	$5,39 \times 10^{-4}$	$6,48 \times 10^{-4}$	1,21
Cauduro e Dorfman (s/d)	0,5	$7,77 \times 10^{-3}$	$9,52 \times 10^{-3}$	1,22
	1	$5,31 \times 10^{-3}$	$6,71 \times 10^{-3}$	1,26
	2	$3,92 \times 10^{-3}$	$5,26 \times 10^{-3}$	1,34
Pratt e Powel (1992)	0,5	$5,55 \times 10^{-3}$	$5,87 \times 10^{-3}$	1,15
	1	$4,18 \times 10^{-3}$	$4,50 \times 10^{-3}$	1,08
	2	$3,37 \times 10^{-3}$	$4,59 \times 10^{-3}$	1,36

Fonte: Própria Autora (2019)

Pratt e Powell (1992) salientam que a condutividade hidráulica saturada aumenta com o crescimento da saturação. Seguindo esta tendência, mostram-se nos resultados apresentados na Tabela 4.4 que K_{sat} aumentaram com o tempo de umedecimento, sendo o maior valor, o de 51% para o método ABGE(1992) utilizado para determinação de K_{sat} no poço executado a 0,5 m do PGHidro.

Barbassa *et al.* (2009) realizaram 18 ensaios de poço invertido para determinação K_{sat} em locais próximos onde está instalado o PGHidro. Esses ensaios foram realizados para 5 tempos de umedecimento (4, 6, 24, 30 e 48 horas) e K_{sat} apresentou alterações de até 77% . A queda de K_{sat} foi acentuada entre os ensaios com tempo de umedecimento de 4 e 6 horas, reduzindo para ensaios com 24 ou 30 horas e aumentando para o ensaio de 48 horas.

Em todos os ensaios realizados, como apresentados na Tabela 4.4, os valores obtidos pelo método da ABGE (1996) foram menores do que os obtidos nos outros dois métodos, sendo aproximadamente 16 e 13 vezes menores do que os valores encontrados pelos

métodos propostos por Cauduro Dorfman (s/d), para os casos de umedecimento recomendado pelos métodos e umedecimento prévio de 24 horas, respectivamente. Já em relação ao método proposto por Pratt e Powel (1992), os valores obtidos pelo método proposto por ABGE (1996) foram aproximadamente 11 e 8 vezes menores no caso de umedecimento recomendados pelos métodos e umedecimento prévio de 24 horas, respectivamente.

Nos ensaios realizados por Barbassa *et al.* (2009) foram encontrados valores de K_{sat} saturada de até 2,88 vezes menores para o método proposto por ABGE (1996) e valores bem próximos para os métodos propostos por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992). Os autores justificaram essas diferenças no valor de K_{sat} ao fato de que o método ABGE (1996) considera um rebaixamento da lâmina d'água somente de 20% do valor inicial ou 30 minutos de ensaio, e a experiência mostrou que até por volta de 50% de rebaixamento, o tempo foi consideravelmente menor do que o tempo de rebaixamento dos demais 50%.

Ferreira (2016) realizou ensaio de poço invertido a 2 m do poço em estudo para um tempo de umedecimento de 24 horas, e encontrou valores médios $4,63 \times 10^{-5}$, $9,63 \times 10^{-5}$ e $1,72 \times 10^{-4}$ cm/s para os métodos de ABGE (1996), Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992), respectivamente. Esses valores foram bem inferiores aos encontrados nos ensaios realizados neste trabalho, chegando a 98,76 vezes menor do que o valor obtido para o método de Cauduro e Dorfman. Porém, ao determinar K_{sat} do solo para o PGHidro, calculada pelo método de Pratt e Powel (1992), Ferreira (2016) encontrou valor 60 vezes maior que o obtido no ensaio de poço invertido. O valor médio encontrado pelo autor para os anos de 2014 e 2015 foi de $5,74 \times 10^{-3}$ cm/s, que foi um valor próximo aos aqui encontrados nos ensaios de poço invertido segundo o método proposto por Pratt e Powel (1992), conforme são apresentados na Tabela 4.4. Deste modo, considera-se o método de Pratt e Powel (1992) o mais adequado para determinação de K_{sat} na área de estudo.

Quando se comparou os valores de condutividades apresentados na Tabela 4.4 com os valores obtidos em laboratório para as profundidades de 1 e 2 m da superfície do solo, conforme Tabela 4.3, percebeu-se que os valores obtidos pelo método proposto por ABGE foram menores, enquanto os obtidos por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) foram maiores do que esses. Lembrando que, nos ensaios de laboratórios foram determinadas K_{sat} no sentido vertical, enquanto que nos Ensaios de Poço Invertido as

Ksat medidas são basicamente horizontais, sendo assim os resultados obtidos por Calduro e Dorfrman (s/d) e Pratt e Powel (1992) são mais coerentes, visto que, em solos estratificados a tendência é que Ksat na horizontal seja maior que Ksat na vertical (CAUDURO e DORFMAN, s/d; LIBARDI, 2005).

Os valores de Ksat nos ensaios realizados variaram de $1,58 \times 10^{-4}$ a $9,52 \times 10^{-3}$ cm/s. Este intervalo apresenta valores típicos de condutividade hidráulica para areia fina segundo a classificação por textura do solo, Quadro 2.4, e areia considerando a porosidade do solo, Quadro 2.5.

Todos os valores de condutividade hidráulica saturada obtidos nos três métodos foram maiores que os limites mínimos recomendados para um solo propício a implantação de técnicas compensatórias de infiltração, Baptista *et al.* (2011) sugerem Ksat mínimo de 1×10^{-4} , enquanto Schueler (1987) e Manual de LID de Maryland (1999) indicam condutividade mínima viável é de 2×10^{-4} cm/s.

Já em termos de valor máximo não se tem uma medida exata. No entanto, a NBR 7229 (ABNT 1993) recomenda que se deve sempre manter o afastamento do fundo do poço de infiltração de no mínimo 1 m do nível mais elevado do lençol freático para evitar a contaminação por substâncias químicas tóxicas.

4.2.2 Curva de Retenção de Água no Solo

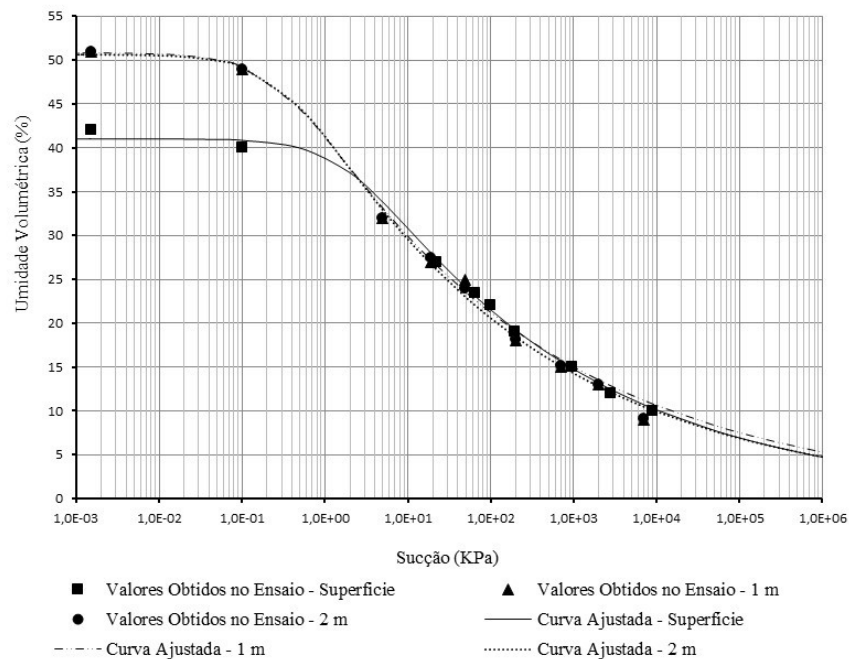
As curvas de retenção de água no solo ajustadas pelas Equações de Van Genuchten (1980) para as camadas de superfície, 1 e 2 metros de profundidades estão apresentadas na Figura 4.4. E os parâmetros e coeficientes de ajuste (R^2) estão mostrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Parâmetros e coeficientes de ajuste para as curvas de retenção de água no solo

Profundidades (m)	Van Genuchten (1980) $m = 1 - 1/n$				
	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	R^2
Superfície (0,10 – 0,50)	$4,51 \times 10^{-7}$	0,41	0,0512	1,16	0,99
1	$1,60 \times 10^{-6}$	0,51	0,3393	1,15	0,99
2	$4,58 \times 10^{-7}$	0,51	0,2918	1,16	0,99

Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.4 - Curvas de retenção de água no solo ajustada pela Equação Van Genuchten (1980)



Fonte: Própria Autora (2019)

Pelas análises gráficas e paramétricas as curvas de retenção de água no solo são similares, mostrando um comportamento típico de solo arenoso. O que diferenciou as curvas de 1 e 2 m de profundidades da curva da camada de superfície foi o platô de saturação, visto que, essas apresentaram valores de umidade volumétrica na saturação maiores que da camada de superfície. Portanto, a pressão de entrada de ar no solo da camada de superfície é maior do que das demais. Em termos de coeficiente de determinação, R^2 , todas apresentaram valores 0,99, sendo assim os ajustes propostos por Van Genuchten (1980) foram adequados para os dados obtidos nos ensaios da Técnica do Papel Filtro.

4.3 Poço de Infiltração GHidro – Chuva Simulada

Foram realizados 2 ensaios com chuvas simuladas utilizando um reservatório de 10 mil litros, onde o controle do nível de água máximo (NA_{max}) dentro do PGHidro foi feito de forma manual com abertura e fechamento do registro tipo esfera de 5", (Figura 4.5).

Figura 4.5 - Ensaio com chuva simulada no PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

O primeiro ensaio foi realizado no dia 25 de setembro de 2017 e o segundo no dia 09 de outubro de 2017, respectivamente. Mostram-se na Tabela 4.6 os detalhes desses ensaios. Verifica-se que os níveis de água máximo (NA_{max}) e os tempos para atingi-los foram diferentes, isto ocorreu devido à colmatção do pré-filtro de manta sobre a tampa do PGHidro, identificada no primeiro ensaio, que fez com que a vazão lançada no poço fosse limitada.

Tabela 4.6 - Ensaio com chuvas simuladas realizados no PGHidro

Ensaio/Data	Tempo de ensaio (minutos)	NA_{max} GHIDRO(m)	Tempo para atingir o NA_{max} (minutos)	Tempo de esvaziamento (minutos)	Volume inicial no reservatório (m^3)
25/09/2017	372	1,57	162	190	8,42
09/10/2017	258	2,30	14	198	8,27

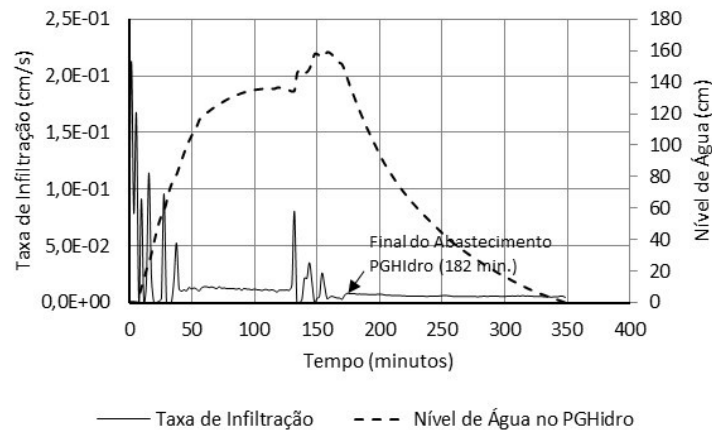
Fonte: Própria Autora (2019)

4.3.1 Taxa de Infiltração

4.3.1.1 Ensaio realizado no dia 25 de setembro de 2017

Não houve ocorrência de precipitação nas 24 horas que antecederam o ensaio realizado no dia 25 de setembro de 2017. Mostram-se na Figura 4.6 as taxas de infiltração, conforme Equação 3.11 e os NA no interior do PGHidro apresentados nos 348 minutos de ensaio, sendo o tempo considerado desde o início do abastecimento do poço até o seu esvaziamento.

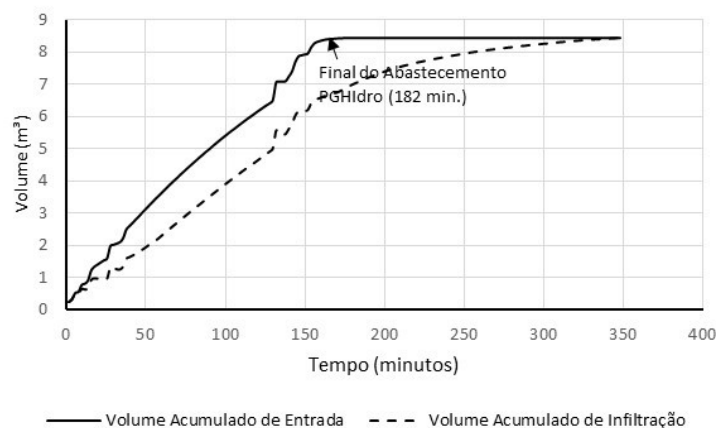
Figura 4.6 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Ocorreram grandes oscilações da taxa de infiltração nos intervalos de 0 a 62 minutos e 128 a 180 minutos de ensaio que foram decorrentes das variações de volume de entrada e, conseqüentemente, do volume de infiltração. Essas variações ocorreram porque a forma de controle de nível de água dentro do poço foi feita de forma manual, onde se abria e fechava o registro conforme a necessidade de tentar manter NA constante. Verifica-se que o volume acumulado de entrada de 8,42 m³, conforme apresentado na Figura 4.7, corresponde ao volume no interior reservatório no início do ensaio. Portanto, as oscilações no NA, seja no interior do poço ou no reservatório que causaram grandes variações na taxa de infiltração, não implicando em erros de volume.

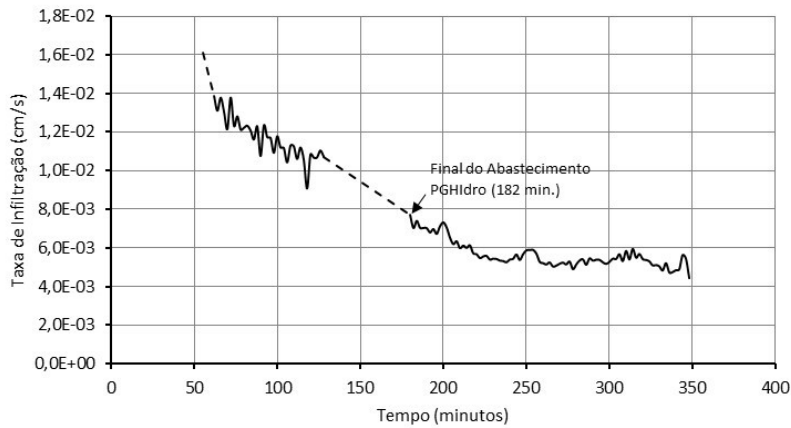
Figura 4.7 - Volumes acumulados de entrada e de infiltração no PGHidro apresentados durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Desconsiderando as grandes oscilações de taxa de infiltração nos intervalos de 0 a 62 minutos e 128 a 180 minutos de ensaio, conforme linha tracejada apresentada na Figura 4.8, tem-se que a taxa de infiltração final média foi de aproximadamente $5,65 \times 10^{-3}$ cm/s ou 203,4 mm/h.

Figura 4.8 - Taxa de infiltração corrigida apresentada pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017

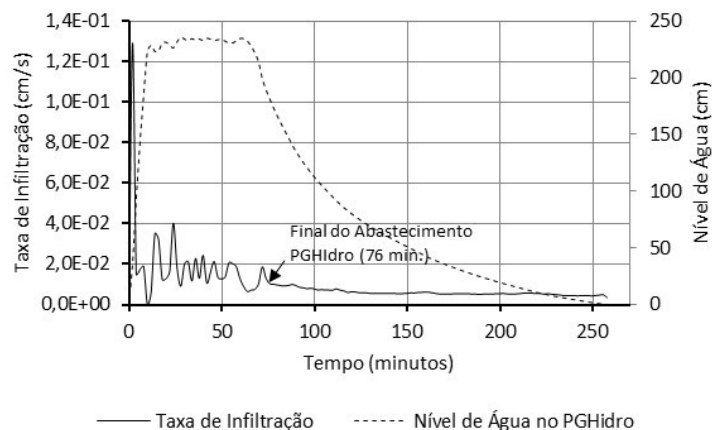


Fonte: Própria Autora (2019)

4.3.1.2 Ensaio realizado no dia 09 de outubro de 2017

Nas 24 horas que antecederam o segundo ensaio, realizado no dia 09 de outubro de 2017, também, não houve precipitações. Mostram-se na Figura 4.9 a taxa de infiltração, conforme Equação 3.11, e os NA no interior do PGHidro apresentados nos 258 minutos de ensaio.

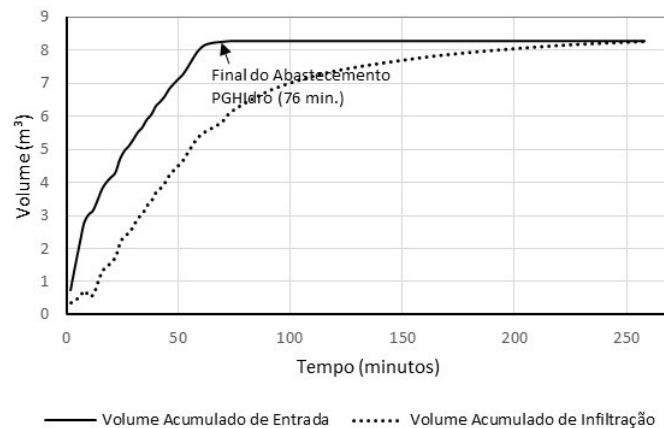
Figura 4.9 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Ocorreram grandes oscilações de taxa de infiltração no intervalo de 0 a 76 minutos de ensaio que foram decorrentes das variações de volume de entrada e, conseqüentemente, do volume de infiltração. Porém, como ocorreu no ensaio realizado no dia 25 de setembro de 2017 essas variações não implicaram em erros no volume total, visto que, o volume de entrada acumulado que foi de 8,27 m³, conforme mostrado na Figura 4.10, corresponde ao volume apresentado no interior do reservatório no início do ensaio.

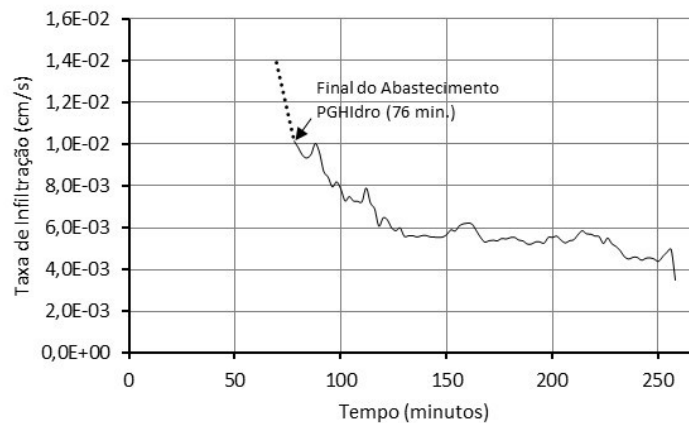
Figura 4.10 - Volumes acumulados de entrada e de infiltração no PGHidro apresentados durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Desconsiderando as grandes oscilações de taxa de infiltração no intervalo de 0 a 76 minutos de ensaio, conforme linhas tracejadas apresentadas na Figura 4.11, tem-se que a taxa final média foi de aproximadamente $6,05 \times 10^{-3}$ cm/s ou 217,8 mm/h.

Figura 4.11 - Taxa de infiltração corrigida apresentada pelo PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2019



Fonte: Própria Autora (2019)

No ensaio realizado no dia 09 de outubro de 2017 no intervalo de 14 a 64 minutos conseguiu-se manter o NA em torno de 2,30 m, conforme apresentado na Figura 4.9. Neste período, a infiltração ocorreu em toda a área disponível do PGHidro, onde a taxa de infiltração média foi de $1,78 \times 10^{-2}$ cm/s ou 641 mm/h, portanto, a taxa de infiltração no PGHidro variou entre $6,05 \times 10^{-3}$ a $1,78 \times 10^{-2}$ cm/s.

4.3.2 Condutividade Hidráulica Saturada

Com os dados de medida de rebaixamento do nível de água no interior do PGHidro após a interrupção do abastecimento do mesmo foram determinadas Ksat, pelos métodos apresentados por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) dados pelas Equações 2.47 e 2.48, respectivamente. Mostram-se na Tabela 4.7, os valores de Ksat encontrados, das taxas de infiltração final dos ensaios, bem como as diferenças percentuais entre eles.

Tabela 4.7 - Condutividades hidráulicas saturadas apresentadas durante os ensaios com chuvas simuladas e diferenças percentuais em relação as taxas de infiltração final

Ensaio	Taxa de Infiltração Final (cm/s)	Condutividade Hidráulica Saturada Ksat (cm/s)		Relação entre Ksat e Taxa de Infiltração final (%)	
		Cauduro e Dorfman (s/d)	Pratt e Powel (1992)	Cauduro e Dorfman (s/d)	Pratt e Powel (1992)
25/09/2017	$5,65 \times 10^{-3}$	$5,73 \times 10^{-3}$	$5,25 \times 10^{-3}$	-1,4	-7,0
09/10/2017	$6,05 \times 10^{-3}$	$6,54 \times 10^{-3}$	$5,95 \times 10^{-3}$	8,1	1,6

Fonte: Própria Autora (2019)

Conforme Tabela 4.7, percebe-se que as condutividades saturadas apresentaram valores próximos as taxas de infiltração final, ou seja, as menores infiltrações. Isto significa que é razoável utilizar os métodos propostos por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) para determinação da Ksat, utilizado nos dimensionamentos dos poços de infiltração.

O valor médio de condutividade hidráulica saturada para o dia 25 de setembro e 09 de outubro de 2017 foi de $5,80 \times 10^{-3}$ cm/s, este valor é próximo ao encontrado por Ferreira (2016), que foi de $5,74 \times 10^{-3}$ cm/s.

Mostram-se na Tabela 4.8 as diferenças percentuais dos valores de Ksat encontrados para PGHidro e os valores obtidos nos ensaios de Poço Invertido, conforme Item 4.2.1. Os valores obtidos nos ensaios com o PGHidro e poços cavados a trado para execução do ensaio de Poço Invertido são bastante diferentes, podendo variar de 39,8% menor a 76,5% maior. Isto mostra que o solo ao entorno do PGHidro apresenta distribuição de poros

distintas, ou seja, é heterogêneo, e que as condições prévias de saturação interferem no valor de Ksat.

Tabela 4.8 - Diferença percentual de Ksat determinado para o PGHidro (Tabela 4.7) e pelo Método do Poço Invertido em furos escavados a trado

Método	Ksat (cm/s)			Diferença percentual entre Ksat do PGHidro e dos Poços Invertidos (%)			
	Ensaio Poço Invertido			25-09-2017		09-10-2017	
	Distância ao PGHidro (m)	Saturação segundo os Métodos	Saturação de 24 horas	Saturação segundo os Métodos	Saturação de 24 horas	Saturação segundo os Métodos	Saturação de 24 horas
Cauduro e Dorfman (s/d)	0,5	$7,77 \times 10^{-3}$	$9,52 \times 10^{-3}$	-26,2	-39,8	-15,8	-31,3
	1	$5,31 \times 10^{-3}$	$6,71 \times 10^{-3}$	7,9	-14,6	23,1	-2,5
	2	$3,92 \times 10^{-3}$	$5,26 \times 10^{-3}$	46,2	8,9	66,8	24,3
Pratt e Powel (1992)	0,5	$5,55 \times 10^{-3}$	$5,87 \times 10^{-3}$	-5,4	-10,5	7,2	1,3
	1	$4,18 \times 10^{-3}$	$4,50 \times 10^{-3}$	25,6	16,6	42,3	32,2
	2	$3,37 \times 10^{-3}$	$4,59 \times 10^{-3}$	55,7	14,3	76,5	29,6

Fonte: Própria Autora (2019)

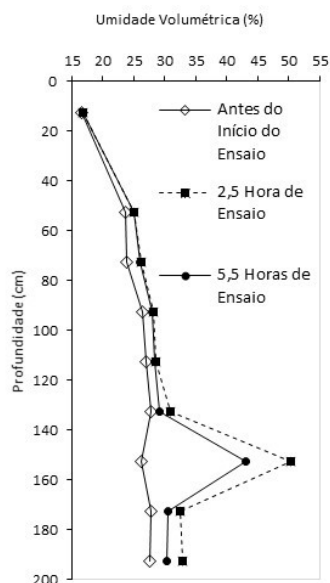
4.3.3 Variação de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do PGHidro

O monitoramento de umidade volumétrica do solo no entorno do PGHidro durante os ensaios realizados nos dias 25 de setembro e 09 de outubro de 2017 são apresentados nos perfis que consideram os momentos antes do ensaio, tempo em que se apresentou umidade máxima e final do ensaio (poço vazio), conforme apresentados nas Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente.

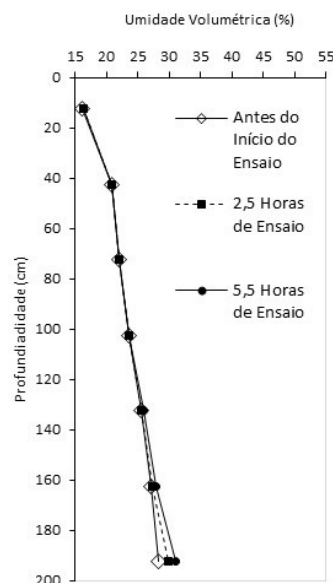
Nos dois ensaios, as frentes de umedecimentos alcançaram 1 metro de distância horizontal do PGHidro, tanto que somente são apresentadas variações de umidade nas sondas 1 e 2, sendo que na primeira a variações ocorrem abaixo 52,5 cm, com uma grande variação na profundidade de 152,5 cm, que pode ser uma descontinuidade apresentada pela camada de solo, tal como a presença de um macroporo. Já na segunda sonda as variações aconteceram nos sensores abaixo 132,5 cm. Isto significa que a água infiltrada no PGHidro é armazenada principalmente abaixo da profundidade de 132,5 cm e até a distância horizontal de 100 cm, conforme é mostrado nas Figuras 4.14A e 4.14B, que apresentam os dois momentos da frente de umedecimento, antes do início e uma hora e trinta minutos do ensaio realizado no dia 09 de outubro de 2017, respectivamente.

Figura 4.12 - Perfis de umidade volumétrica apresentados durante o ensaio com chuva simulada no dia 25 de setembro de 2017 no PGHidro

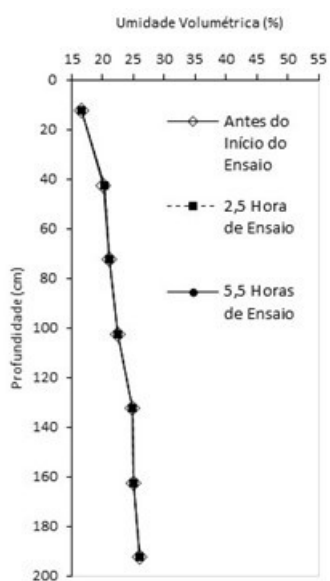
Sonda 1 – Instalada a 50 cm do PGHidro



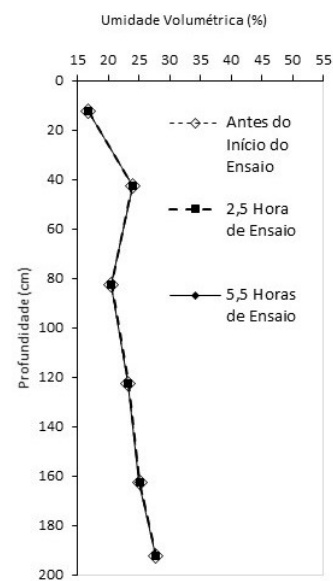
Sonda 2 – Instalada a 100 cm do PGHidro



Sonda 3 – Instalada a 150 cm do PGHidro



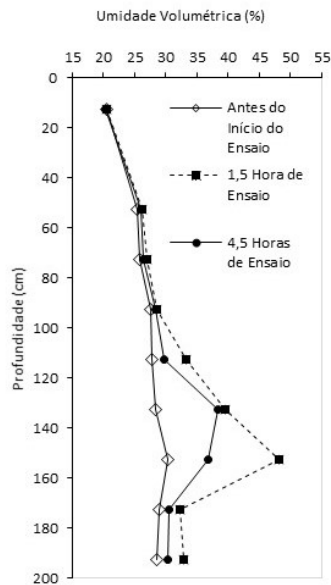
Sonda 4 – Instalada a 200 cm do PGHidro



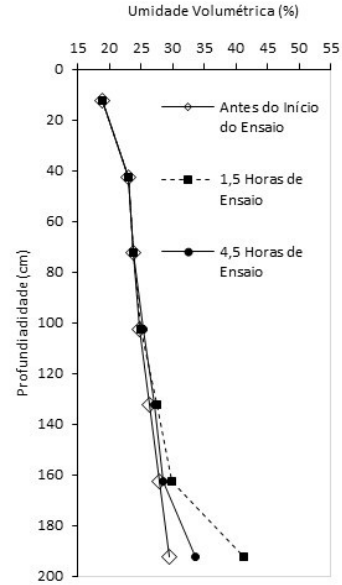
Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.13 - Perfis de umidade volumétrica apresentados durante o ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017 no PGHidro

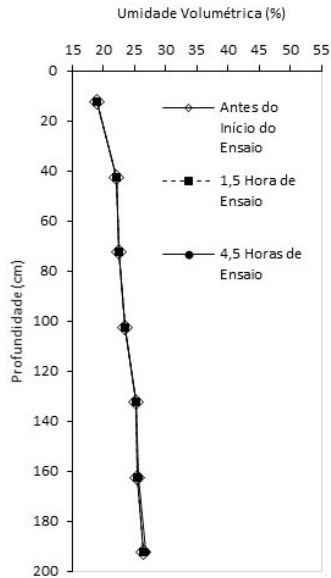
Sonda 1 – Instalada a 50 cm do PGHidro



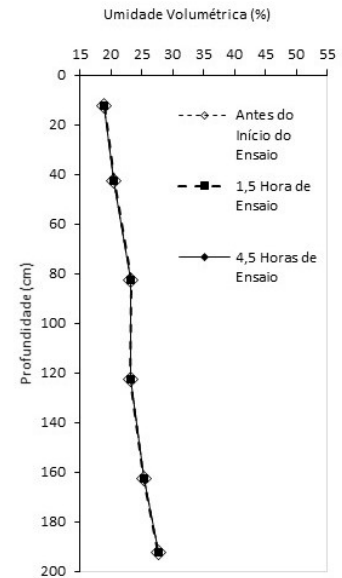
Sonda 2 – Instalada a 100 cm do PGHidro



Sonda 3 – Instalada a 150 cm do PGHidro

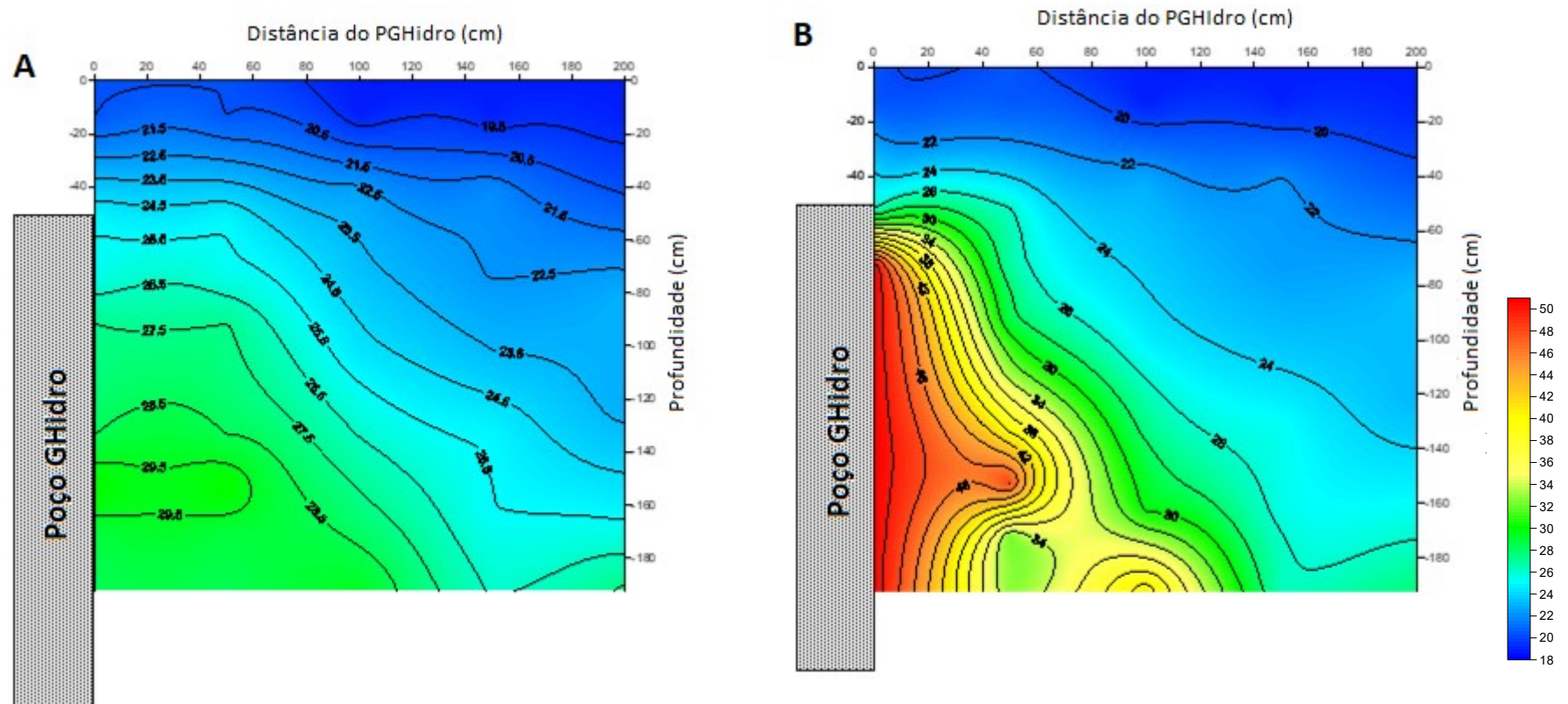


Sonda 4 – Instalada a 200 cm do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.14 - Frentes de umedecimento observadas no entorno do PGHidro durante ensaio com chuva simulada no dia 09 de outubro de 2017:
(A) antes do Ensaio; (B) 1 hora e 30 minutos de Ensaio

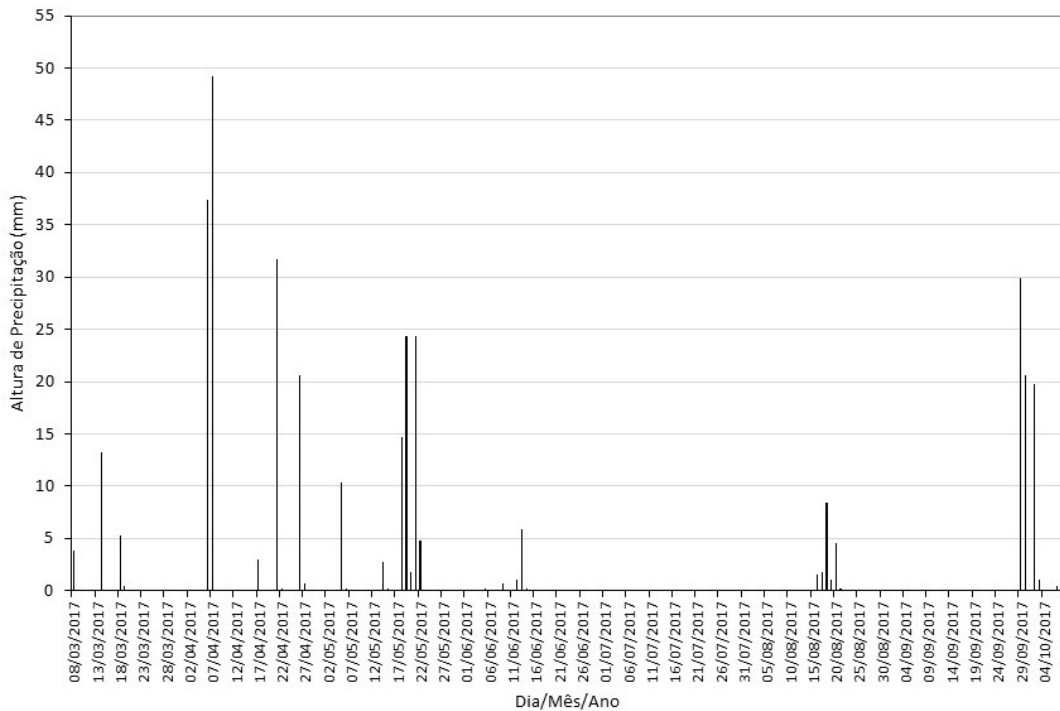


Fonte: Própria Autora (2019)

4.4 Poço de Infiltração GHidro – Chuva Real

O PGHidro e o solo ao seu entorno foram monitorados no período de 08 de março a 08 de outubro de 2017. Neste período ocorreram precipitações em 36 dias, sendo que as maiores ocorreram nos dias 06 e 07 de abril sendo de 37,34 e 49,28 mm, respectivamente, conforme Figura 4.15. Portanto, esses dias foram os escolhidos para analisar o comportamento do poço e do solo ao seu entorno, considerando eventos de chuva real.

Figura 4.15 - Alturas de precipitação ocorridas no período de 08 de março a 08 de outubro de 2017

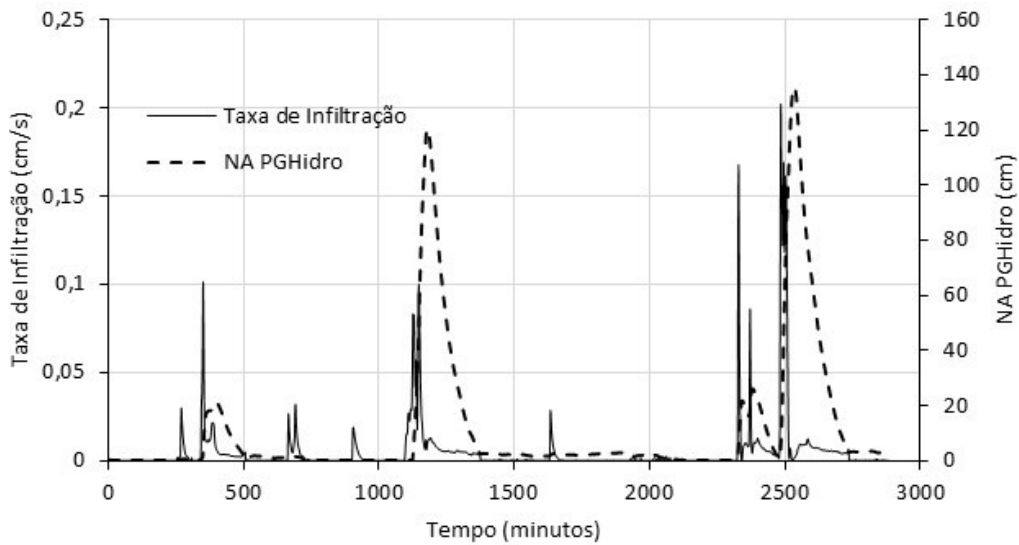


Fonte: Própria Autora (2019)

4.4.1 Taxa de Infiltração

Não houve ocorrência de precipitação nos 17 dias que antecederam o dia 06 de abril de 2017. Mostram-se na Figura 4.16 a taxa de infiltração, conforme Equação 3.11, e o NA no interior do PGHidro apresentados nas 48 horas analisadas.

Figura 4.16 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro nos dias 06 e 07 de abril de 2017

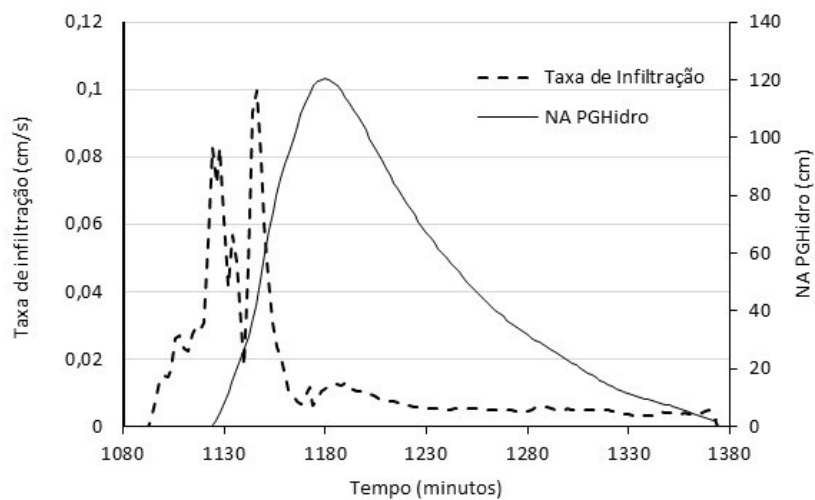


Fonte: Própria Autora (2019)

Percebe-se pela Figura 4.16 que os dois eventos de chuvas permitiram NA dentro do PGHidro maiores que 100 cm, sendo que esses ocorreram entre as 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril e entre 14 horas e 40 minutos as 24 horas do dia 07 de abril. Nestes períodos as alturas de precipitação foram de 25,15 e 48,06 mm, respectivamente.

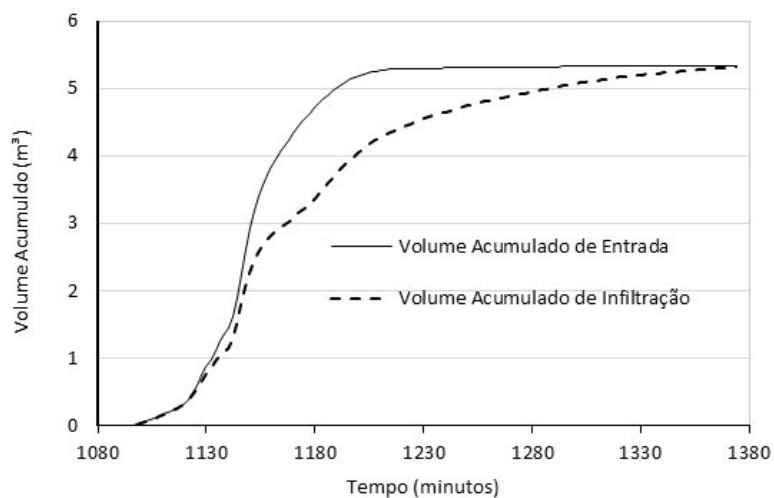
Mostram-se na Figura 4.17 a taxa de infiltração e o NA no interior do PGHidro apresentados das 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril de 2017. Como ocorreram nos ensaios de chuvas simuladas, as oscilações de volume de entrada refletiram no cálculo da taxa de infiltração, fazendo com que ocorressem valores elevados. Porém, como apresentado na Figura 4.18, isto não implica em erro de volumes totais de entrada e infiltração. A taxa de infiltração final média estabilizou em $5,05 \times 10^{-3}$ cm/s ou 181,8 mm/h.

Figura 4.17 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro das 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

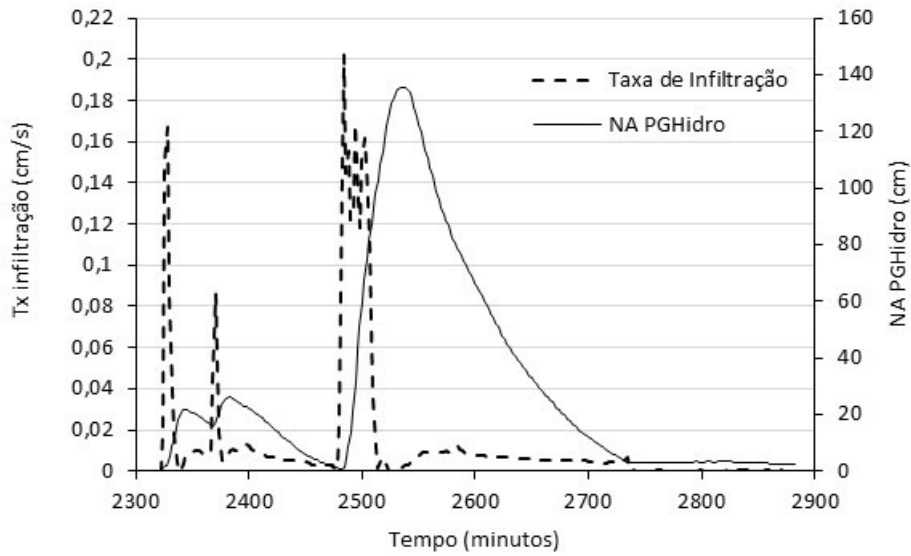
Figura 4.18 - Volumes acumulados de entrada e infiltração no PGHidro das 17 horas e 58 minutos as 22 horas e 52 minutos do dia 06 de abril de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

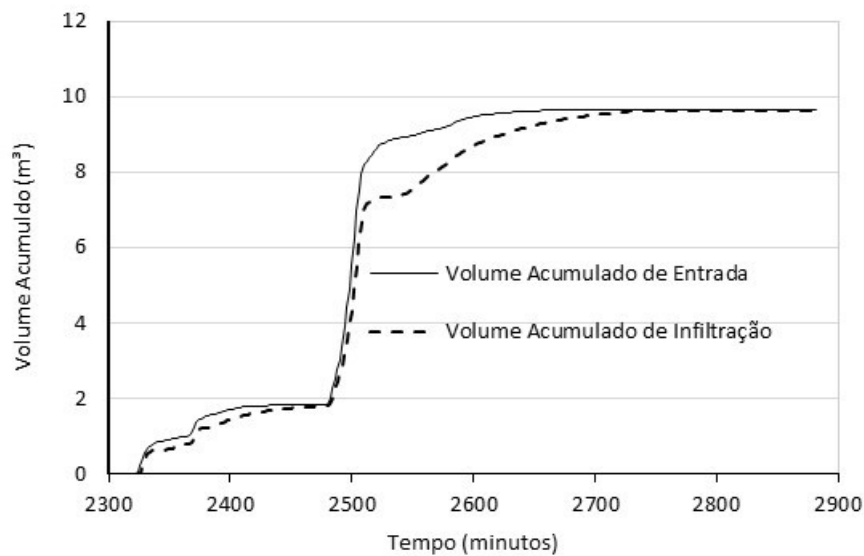
O mesmo comportamento é apresentado durante o evento ocorrido das 14 horas e 40 minutos às 24 horas do dia 07 de abril de 2017, veja Figura 4.19. Porém, como neste o volume de entrada foi superior ao do evento anteriormente analisado, conforme mostrado na Figura 4.20, as oscilações de taxa de infiltração são maiores. A taxa de infiltração final média neste período foi de $5,76 \times 10^{-3}$ cm/s ou 207 mm/h

Figura 4.19 - Taxa de infiltração e NA apresentados pelo PGHidro das 14 horas e 40 minutos as 24 horas do dia 07 de abril de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.20 - Volumes acumulados de entrada e infiltração do PGHidro das 14 horas e 40 minutos as 24 horas do dia 07 de abril de 2017

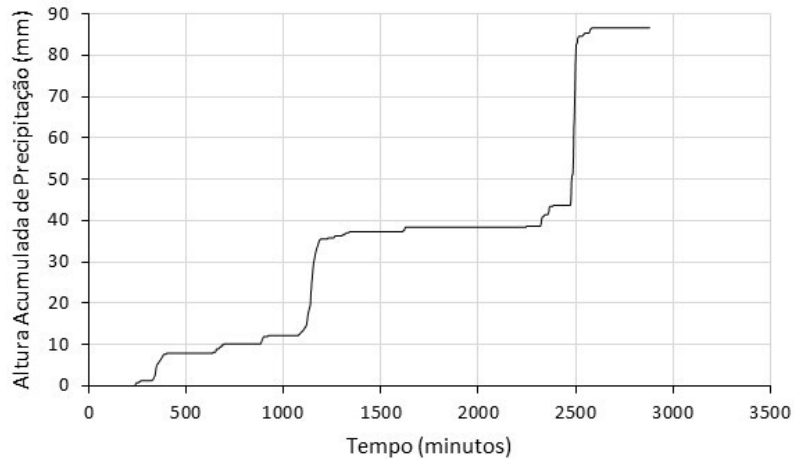


Fonte: Própria Autora (2019)

4.4.2 Variação de Umidade Volumétrica do Solo no Entorno do PGHidro

Nos dias 06 e 07 de abril de 2017 ocorreu um total de precipitação de 86,62 mm distribuída conforme apresentada na Figura 4.21.

Figura 4.21 - Precipitação acumulada corrida nos dias 06 e 07 de abril de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Devido aos eventos de precipitação ocorridos nestas 48 horas o solo do entorno do PGHidro apresentou variações de umidades. Mostram-se na Figura 4.22, os perfis de umidade considerando as 0:00h do dia 06 de abril e 19:00 h do dia 07 de abril de 2017, que correspondem aos momentos antes dos eventos de precipitação e quando os sensores apresentaram os maiores valores de umidades nas 48 horas analisadas, respectivamente.

Figura 4.22 - Perfis de umidade volumétrica apresentados às 0:00h do dia 06 de abril e 19:00 h do dia 07 de abril de 2017

Sonda 1 – Instalada a 50 cm do PGHidro

Sonda 2 – Instalada a 100 cm do PGHidro

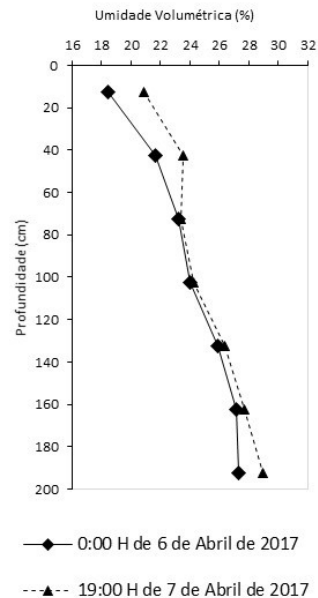
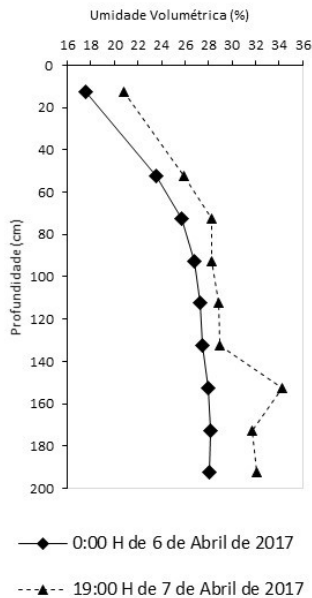
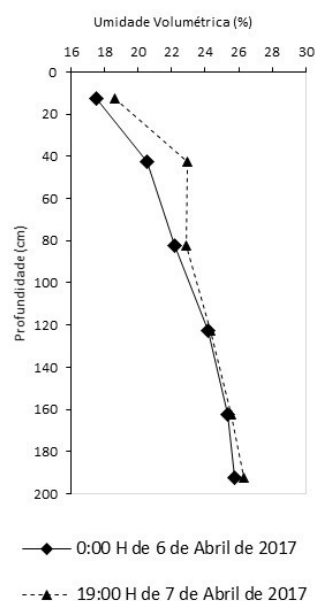
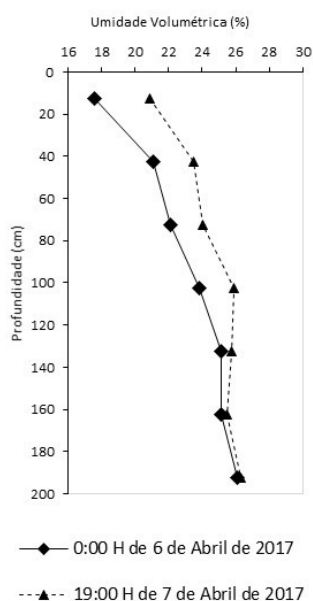


Figura 4.22 Continuação - Perfis de umidade volumétrica apresentados às 0:00h do dia 06 de abril e 19:00 h do dia 07 de abril de 2017

Sonda 3 – Instalada a 150 cm do PGHidro

Sonda 4 – Instalada a 200 cm do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

Ao analisar os perfis de umidades apresentados acima, percebe-se as variações de umidades do solo considerando os dois momentos analisados. Portanto, apresentam-se nas Tabelas 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 os valores de variação por sensor considerando as sondas 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

Tabela 4.9 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 1 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017

Sonda 1				
Sensor	Profundidade (cm)	Umidade 06/abril (%)	Umidade 07/abril (%)	Varição de Umidade (%)
S11	12,5	17,60	20,84	18,50
S12	52,5	23,53	25,88	10,0
S13	72,5	25,69	28,25	10,0
S14	92,5	26,75	28,22	5,5
S15	112,5	27,28	28,83	5,7
S16	132,5	27,51	28,93	5,1
S17	152,5	27,93	34,20	22,4
S18	172,5	28,18	31,70	12,5
S19	192,5	28,06	32,14	14,5

Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela 4.10 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 2 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017

Sonda 2				
Sensor	Profundidade (cm)	Umidade 06/abril (%)	Umidade 07/abril (%)	Variação de Umidade (%)
S21	12,5	18,46	20,88	13,1
S22	42,5	21,62	23,50	8,7
S23	72,5	23,22	23,37	0,6
S24	102,5	23,99	24,21	0,9
S25	132,5	25,85	26,34	1,9
S26	162,5	27,11	27,66	2,0
S27	192,5	27,34	28,95	5,9

Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela 4.11 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 3 considerando eventos de chuvas reais ocorridos nos dias 06 e 07 de abril de 2017

Sonda 3				
Sensor	Profundidade (cm)	Umidade 06/abril (%)	Umidade 07/abril (%)	Variação de Umidade (%)
S31	12,5	17,57	20,90	19,0
S32	42,5	21,05	23,51	11,7
S33	72,5	22,10	24,04	8,8
S34	102,5	23,83	25,91	8,7
S35	132,5	25,13	25,73	2,4
S36	162,5	25,11	25,49	1,5
S37	192,5	26,13	26,28	0,6

Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela 4.12 - Variações no perfil de umidade apresentadas pela sonda 4 considerando eventos de chuvas reais

Sonda 4				
Sensor	Profundidade (cm)	Umidade 06/abril (%)	Umidade 07/abril (%)	Variação de Umidade (%)
S41	12,5	17,49	18,58	6,2
S42	42,5	20,52	22,96	11,9
S43	82,5	22,21	22,89	3,1
S44	122,5	24,19	24,34	0,6
S45	162,5	25,34	25,57	0,9
S46	192,5	25,77	26,28	2,0

Própria Autora (2019)

Para a sonda 1 as variações maiores de umidades ocorrem no sensor 1, que está a 12,5 cm da superfície e nos sensores 7, 8 e 9 que estão a profundidades maiores que 150 cm, isto mostrou que a percolação do solo aumentou com a profundidades, conseqüentemente teve-se maior facilidade de infiltração nesta região e, que a precipitação que caiu diretamente sobre a área de influência do poço teve reflexo direto sobre a umidade volumétrica das camadas menos profundas. Já para as sondas 2, 3 e 4, as maiores

variações de umidades ocorrem nas menores profundidades mostrando que a água que infiltrava diretamente sobre a área de influência contribuiu mais para estes locais do que o PGHidro

As maiores variações de umidades em profundidades maiores próximo ao PGHidro, local monitorado pela sonda 1, também podem ser atribuídas ao fato de que durante os eventos de chuvas considerados o PGHidro não esteve completamente cheio, conforme apresentados nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.19, chegando ao nível máximo de 132 cm. Desse modo, as camadas superiores não sofreram influência do PGHidro.

Pelos resultados apresentados neste tópico percebe-se que devido o PGHidro possuir uma grande dimensão, o monitoramento de umidade não ter sido estendido até a profundidade do poço, a entrada de água no solo não ser exclusivamente pelas paredes do poço, a dificuldade de manutenção do nível de água máximo e o regime ser permanente, as análises da dinâmica de água no solo foram limitadas.

4.5 Ensaios nos Poços de Infiltração em Escala Piloto

Foram construídos 3 poços de diâmetro de 10,2; 20,3 e 50,0 cm, conforme Figura 3.21 e Item 3.5.

No PP de diâmetro de 10,2 cm foram realizados 6 ensaios (Ensaios identificados pelos números de 1 a 6), sendo que os 4 primeiros iniciaram em condição de valor aproximado de umidade volumétrica do solo, ou seja, a apresentada antes do início do Ensaio número 1 (umidade volumétrica inicial - UVI), enquanto que os Ensaios 5 e 6 foram realizados em dias consecutivos, iniciando com as umidades apresentadas a 18 e 42 horas após o Ensaio 4 (Um. 18 H e Um. 42 H), respectivamente. Para os PPs com diâmetros de 20,3 e 50,0 cm foram feitos dois ensaios para cada, iniciados em condições UVI, sendo os Ensaios 7 e 8 para o PP de 20,3 cm e Ensaios 9 e 10 para o de 50,0 cm.

Mostram-se na Tabela 4.13, os detalhes dos ensaios realizados. A sonda 3 foi instalada ora à 75 cm, ora à 100 cm de distância dos PPs. O tempo de ensaio considerado foi desde o início do enchimento do poço até seu esvaziamento total, após se encerrar o seu abastecimento. O tempo para atingir o nível de água máximo (NA_{max}) foi contabilizado desde o início do enchimento do PP até o tempo em que se atingiu a altura total do poço, 100 cm, sendo esse mantido constante durante maior parte do ensaio. O volume no interior do reservatório no início do ensaio foi igual ao volume infiltrado.

Tabela 4.13 - Ensaios realizados com os poços pilotos

Número do Ensaio	Diâmetro do Poço (cm)	Posicionamento das Sondas	Condição de Umidade Inicial	Tempo de Ensaio (minutos)	Tempo para atingir o $N_{A_{max}}$ (minutos)	Tempo de esvaziamento (minutos)	Volume de Água Infiltrado (m^3)
1	10,2	S1 a 25 cm de PP	UVI	1350	4	70	1,276
2	10,2	S2 a 50 cm de PP	UVI	1396	4	60	1,446
3	10,2	S3 a 75 cm de PP	UVI	362	4	26	1,222
4	10,2	S1 a 25 cm de PP S2 a 50 cm de PP S3 a 100 cm de PP	UVI	360	4	30	1,221
5	10,2		Um. 18 H	372	4	42	1,027
6	10,2		Um. 42 H	374	4	44	0,974
7	20,3		UVI	198	4	32	1,178
8	20,3		UVI	278	4	42	1,258
9	50,0		UVI	416	22	46	4,533
10	50,0	UVI	424	22	54	4,123	

S1 – Sonda 1 instalada a 25 cm dos PPs; S2 – Sonda 2 instalada a 50 cm dos PPs; e S3- Sonda 3 instaladas a 75 ou 100 cm dos PPs

Fonte: Própria Autora (2019)

4.5.1 Taxa de Infiltração

As taxas de infiltração final nos PPs foram determinadas conforme Equação 3.11. Apresentam-se na Tabela 4.14 os valores de taxa de infiltração final para os ensaios realizados.

Tabela 4.14 - Taxas de infiltração final apresentadas durante os ensaios nos PPs

Número do Ensaio	Diâmetro do Poço Piloto (cm)	Taxa de Infiltração Final (cm/s)	Taxa de Infiltração Final (mm/h)
1	10,2	$4,06 \times 10^{-3}$	146,20
2	10,2	$5,48 \times 10^{-3}$	197,35
3	10,2	$1,86 \times 10^{-2}$	667,80
4	10,2	$1,85 \times 10^{-2}$	667,08
5	10,2	$1,58 \times 10^{-2}$	568,80
6	10,2	$1,51 \times 10^{-2}$	542,16
7	20,3	$1,60 \times 10^{-2}$	575,28
8	20,3	$1,21 \times 10^{-2}$	436,32
9	50,0	$1,17 \times 10^{-2}$	420,84
10	50,0	$1,02 \times 10^{-2}$	367,56

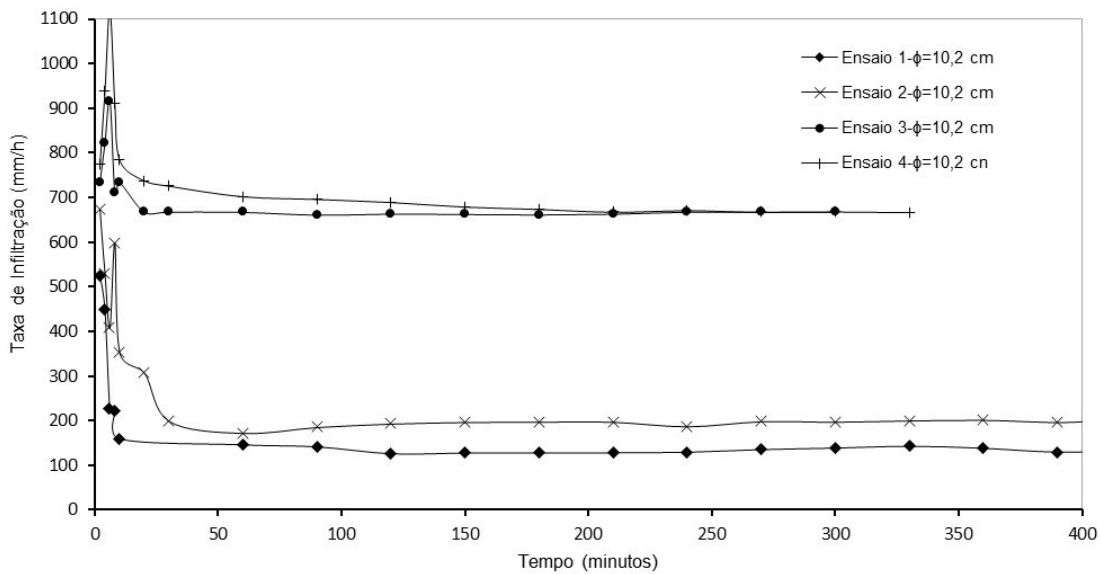
Fonte: Própria Autora (2019)

As taxas de infiltração apresentaram se diferentes nos primeiros Ensaios (1, 2, 3 e 4), mesmo que estes fossem realizados no poço 10,2 cm sob as mesmas condições de umidade, esse comportamento foi atribuído ao efeito dos ciclos de umedecimento e secagem que alterou a distribuição dos poros do solo. Ocorrem, também, alterações nos valores das taxas de infiltração final quando foram mudadas as condições de umidade do solo e os diâmetros dos poços.

4.5.1.1 Efeito do ciclo de umedecimento e secagem

Percebe-se, conforme Tabela 4.14 e Figura 4.23, que para o poço com 10,2 cm de diâmetro para os ensaios realizados, considerando as mesmas condições de umidade inicial, a taxa de infiltração final foram de $4,06 \times 10^{-3}$, $5,48 \times 10^{-3}$, $1,86 \times 10^{-2}$ e $1,85 \times 10^{-2}$ para os Ensaios 1, 2, 3 e 4, respectivamente. Isto significa que a taxa de infiltração final aumentou 4,6 vezes do Ensaio 1 para os Ensaios 3 e 4.

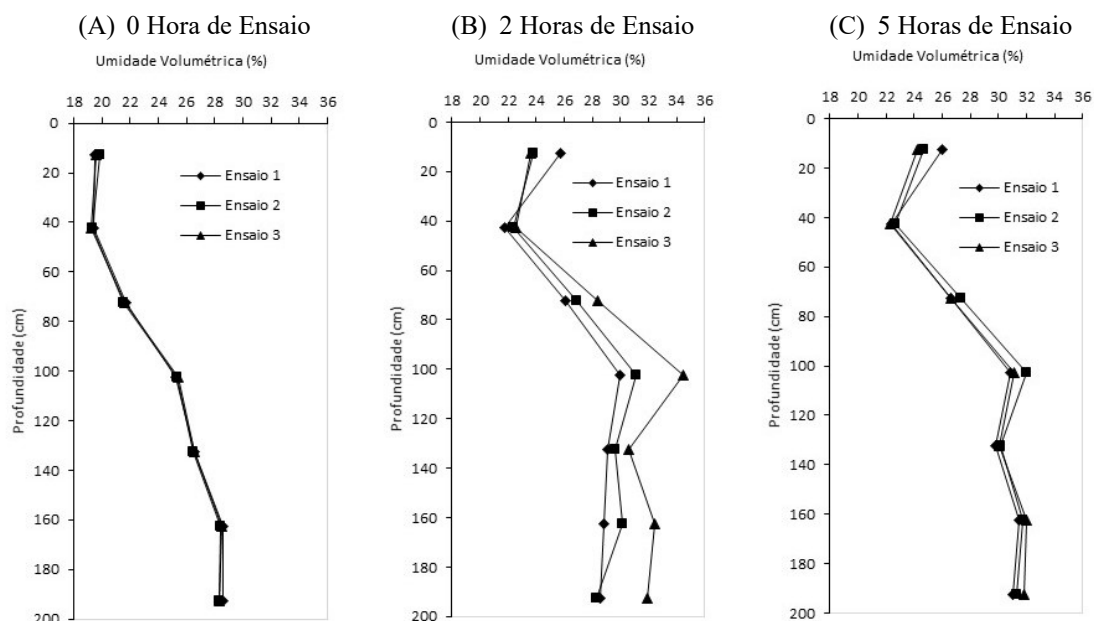
Figura 4.23 - Taxas de infiltração apresentadas nos ensaios realizados no PP de 10,20 cm com condições aproximadas de umidade inicial



Fonte: Própria Autora (2019)

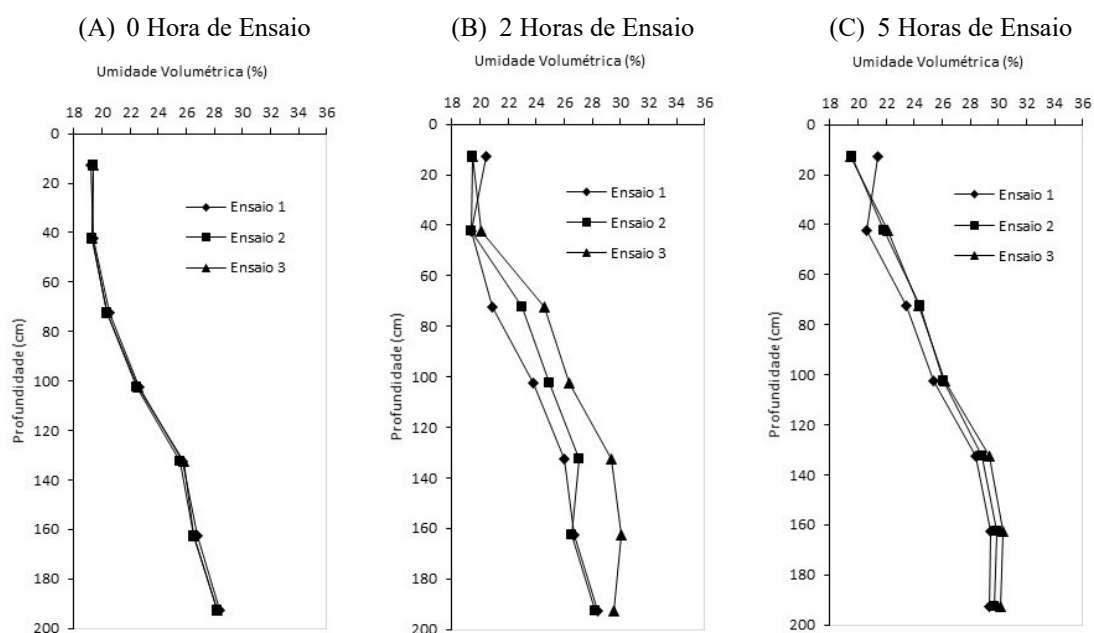
Comparando os perfis de umidade dos ensaios 1 a 3 nas distâncias de 25 e 50 cm do PP com diâmetro de 10,2 cm para os tempos de 0, 2 e 5 horas, Figuras 4.24 e 4.25, percebe-se que mesmo os ensaios começando com condições aproximadas de umidade do solo, Figuras 4.24A e 4.25A, no tempo de 2 horas, a variação de umidade foi tanto maior quanto mais alta a taxa de infiltração, conforme é apresentado nas Figuras 4.24B e 4.25B. Porém, as variações tendem a ser as mesmas no tempo de 5h, Figuras 4.24C e 4.25C. Isto significa que, também, pode estar ocorrendo aumento da percolação da água no solo.

Figura 4.24 - Perfil de umidade a 25 cm do poço piloto de 10,2 cm de diâmetro



Fonte: Própria (2019)

Figura 4.25 - Perfil de umidade a 50 cm do poço piloto de 10,2 cm de diâmetro



Fonte: Própria Autora (2019)

Os aumentos de taxa de infiltração final e percolação de água foram atribuídos às alterações da distribuição do tamanho dos poros do solo provocada pelo efeito do ciclo de umedecimento e secagem, já que, o solo da área de estudo apresentou em sua

distribuição granulométrica 37% de argila. Van Es *et al.* (1999) afirmaram que estes ciclos alteram o tamanho e distribuição dos poros do solo, uma vez que, eventos de umedecimento permitem a acomodação das partículas menores e mais irregulares e que a existência de filmes de umidade nos microporos dão origem a tensões internas maiores durante os eventos de secagem levando a coalescência desses poros menores, com isto haverá aumento do tamanho e distribuição de poros.

Segundo Bordner *et al.* (2013), o efeito da percolação de água e posterior secagem tem relação direta com a intensidade, frequência e duração do ciclo de molhamento e secagem. Sendo assim, os valores altos de volume de água infiltrada durante os ensaios podem ter provocado mudanças na estrutura do solo.

Viana *et al.* (2004) e Pires *et al.* (2009) salientam que a reorganização das partículas de solo não retorna a sua forma original apenas com reidratação, mas tende a estabilizar, tanto que, a taxa de infiltração final do Ensaio 4 é a mesma que do Ensaio 3. Portanto, considerou-se que a partir do Ensaio 4 o solo não sofreu mais o efeito do ciclo de umedecimento e secagem.

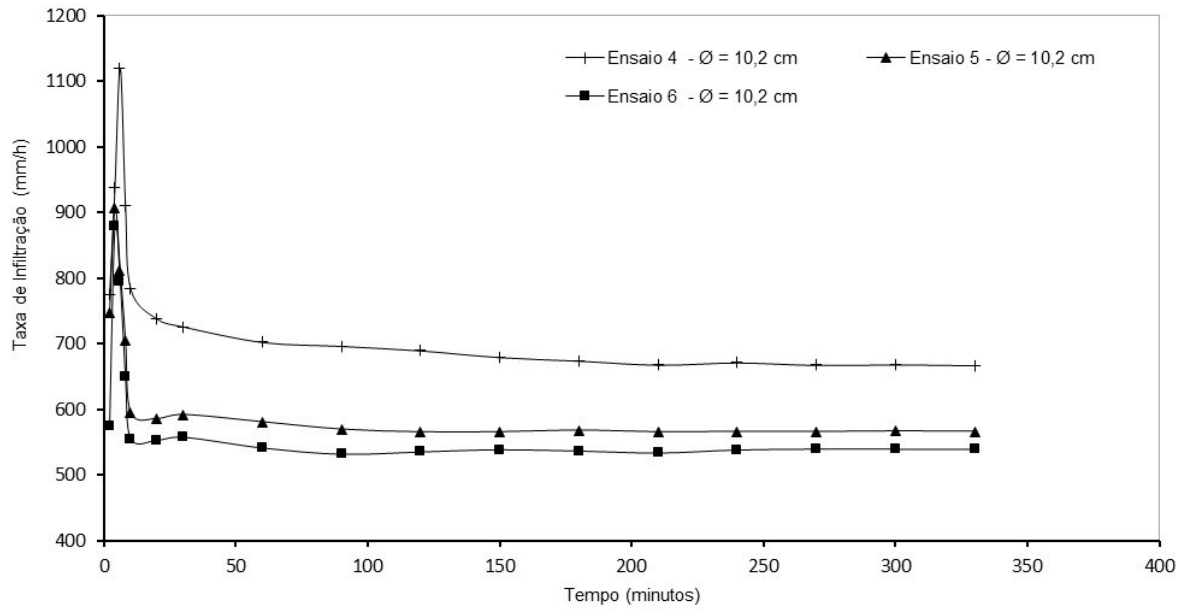
4.5.1.2 Efeito da umidade inicial do solo

Os Ensaios 5 e 6 foram inicializados 18 e 42 horas após a finalização do Ensaio 4, que foi iniciado com valores de umidade considerada de referência (UVI). Apresentam-se na Figura 4.26 as taxas de infiltração obtidas nos Ensaios 4, 5 e 6 realizados no PP de 10,2 cm de diâmetro,.

Mostram-se na Tabela 4.14 e a Figura 4.26 que a taxa de infiltração final diminuiu com o aumento da umidade inicial do solo. As frentes de umedecimentos, também, têm comportamentos diferentes quando se altera a condição de umidade inicial, conforme são apresentadas nas Figuras 4.27, 4.28 e 4.29 para os Ensaios 4, 5 e 6, respectivamente.

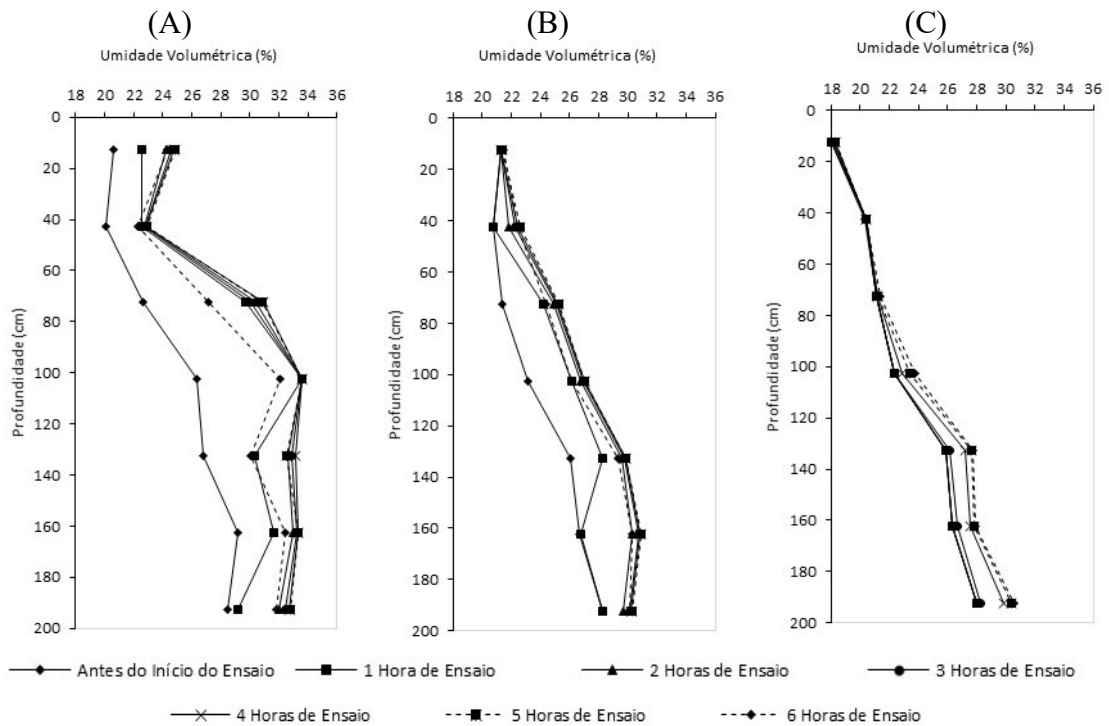
Percebe-se pelas Figuras 4.27, 4.28 e 4.29 que o alcance horizontal da frente de umedecimento é menor quando o solo apresenta condição de umidade inicial maior, tanto que os sensores instalados a 100 cm do PP durante os Ensaios 5 e 6 não apresentam variações de umidade significativas. Bouwer (1978), Hillel (1998), Todd (1980) e Linsley (1982) afirmam que para um mesmo solo a capacidade de infiltração de água no solo será tanto menor quanto mais úmido estiver o solo, visto que, está submetido a menor gradiente hidráulico (menor diferença no potencial matricial da água no solo).

Figura 4.26 - Taxas de infiltração apresentadas nos Ensaios 4, 5 e 6



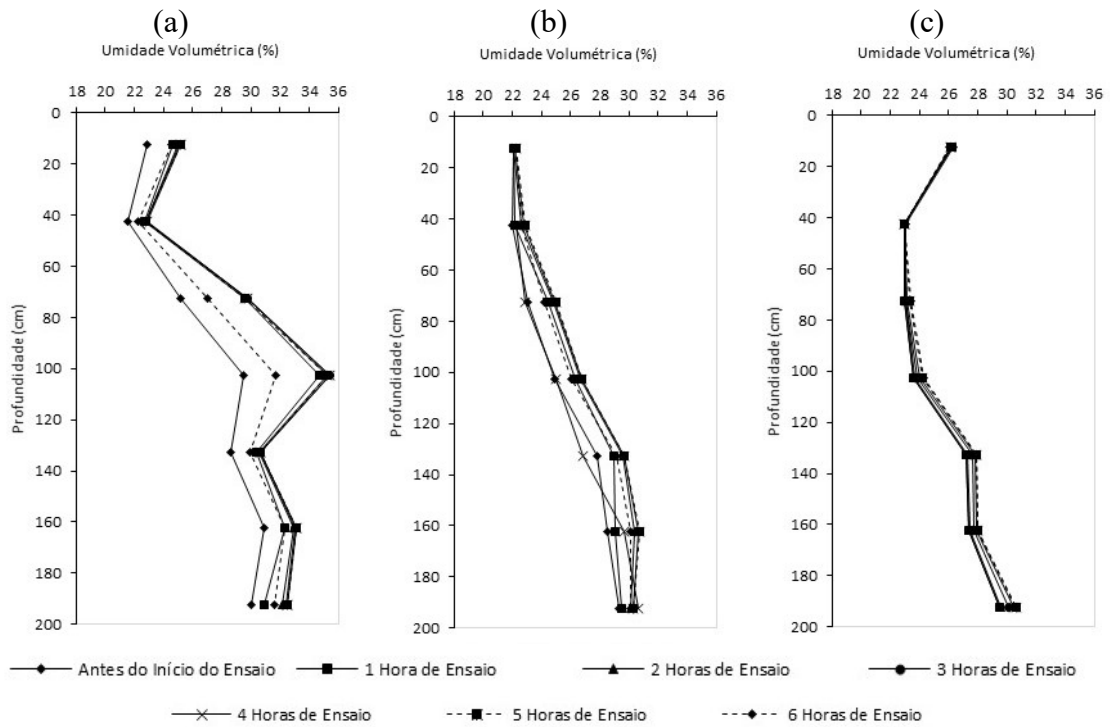
Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.27 - Perfis de umidade do Ensaio 4 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto



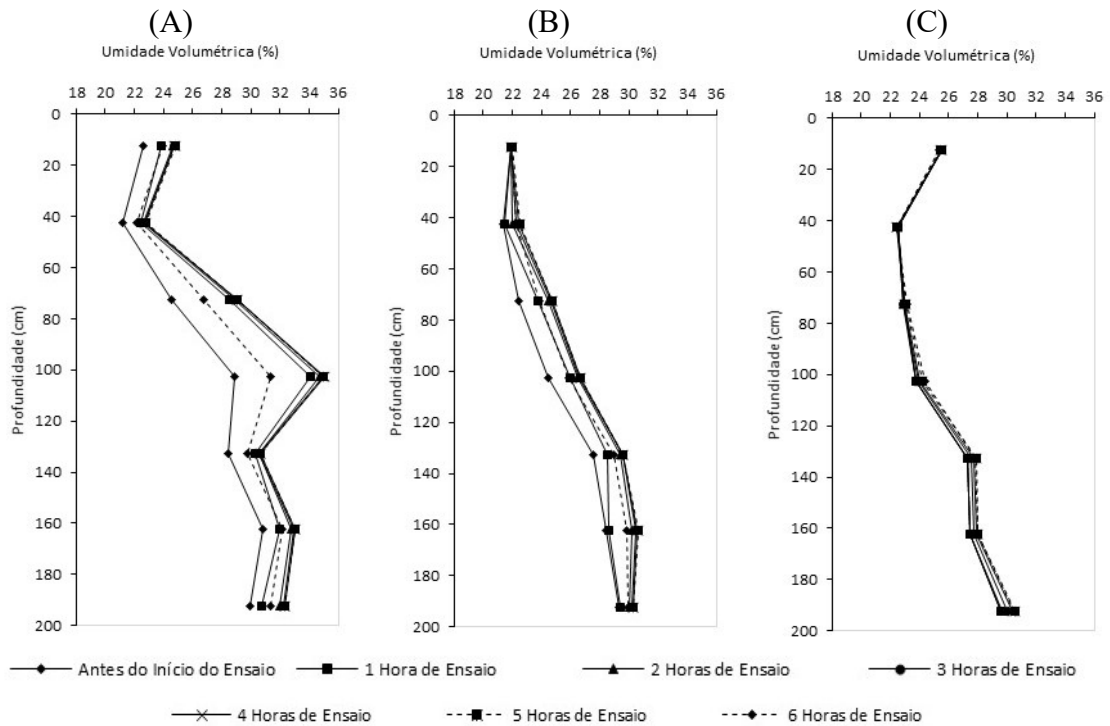
Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.28 - Perfis de umidade do Ensaio 5 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.29 - Perfis de umidade do Ensaio 6 ($\phi = 10,2$ cm): (A) sonda instalada a 25 cm; (B) sonda instalada a 50 cm e (C) sonda instalada a 100 cm do poço piloto

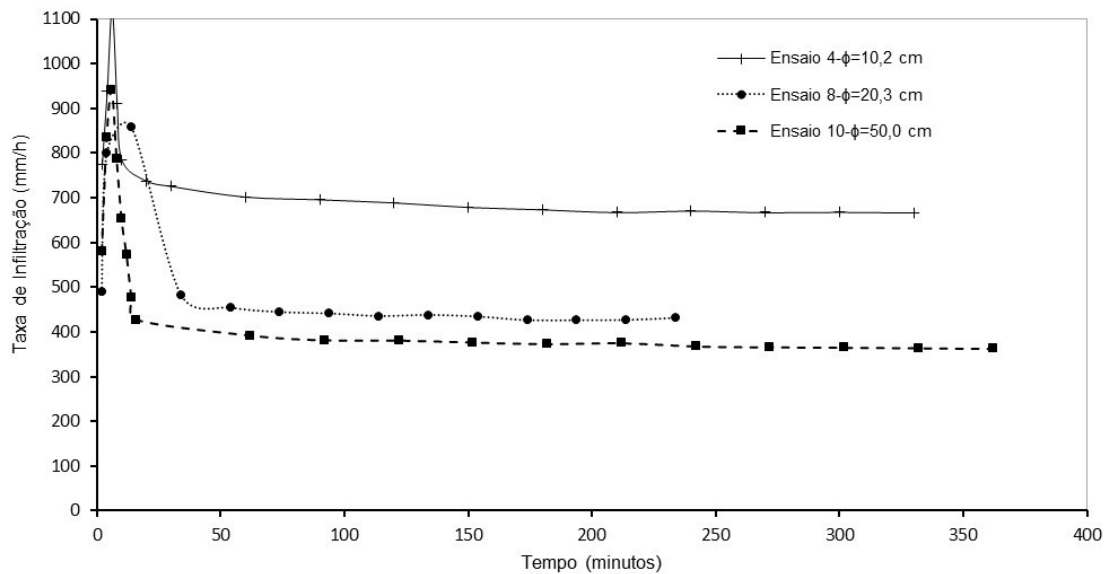


Fonte: Própria Autora (2019)

4.5.1.3 Efeito da variação de diâmetro do poço piloto

Analisando a Tabela 4.14, verifica-se a taxa de infiltração final diminuiu quando se aumentou o diâmetro do PP. Em relação aos Ensaio 4, 8 e 10 realizados nos poços pilotos com diâmetros de 10,2, 20,3 e 50,0 cm, respectivamente, as taxas de infiltração podem ser comparadas, Figura 4.30, visto que foram inicializados em condições aproximadas de umidade inicial e considerou-se não haver mais influência do efeito de umedecimento e secagem.

Figura 4.30 - Taxas de infiltração apresentadas nos ensaios realizados nos PPs de 10,20, 20,3 e 50,0 cm com condição de umidade inicial seca



Fonte: Própria Autora (2019)

As reduções nas taxas de infiltração são atribuídas ao fator de escala, FE, definido pela relação entre o volume de água a infiltrar e a área disponível para infiltração do poço, conforme Equação 5.1 (CARVALHO, 2013). E, também, pela variação da área de percolação em relação à área de infiltração periférica do poço (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2012).

$$FE = \frac{\text{Volume máximo de água no poço piloto}}{\text{Área total de infiltração do poço}} \quad (5.1)$$

Apresentam-se na Tabela 4.15 os valores de FE para os poços de 10,2; 20,3 e 50,0 cm, bem como a relação desses com o FE do poço de 10,2 cm ($FE_{\phi 10,2}$ cm). Mostram-se nos resultados que o PP de 10,20 cm tem uma relação de 24,9 litros para infiltrar por metro

quadrado, enquanto que os PPs de 20,3 e 50,0 cm têm 48,3 e 111,1 litros para infiltrar por metro quadrado, respectivamente, ou seja, 1,9 e 4,50 vezes maiores.

Tabela 4.15 - Relação entre o volume de água a infiltrar e a área disponível para infiltração nos poços pilotos de 20,3 e 50,0 com o de 10,20 cm de diâmetro

Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Volume de água no PP (l)	Área de Infiltração do PP (m ²)	FE (l/m ²)	FE ϕ_i / FE $\phi_{10,2}$ cm
0,102	1,0	8,2	0,33	24,9	1,0
0,203	1,0	32,4,4	0,67	48,3	1,9
0,500	1,0	196,3	1,77	111,1	4,5

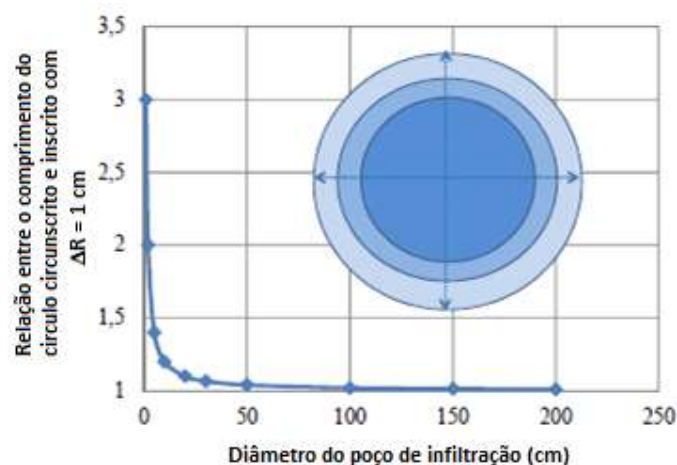
Fonte: Própria Autora (2019)

A relação $FE \phi_i / FE \phi_{10,2}$ cm mostra que há um aumento na capacidade de reservação do poço com o aumento do diâmetro, no entanto, FE torna o processo mais lento, visto que, terá um decréscimo sucessivo na área disponível para infiltração à medida que o volume a infiltrar aumenta.

Na análise acima foram considerados apenas as relações entre os volumes de água a infiltrar e as áreas disponíveis para infiltração do poço. Agora tomando os efeitos resistentes do fluxo no solo circundante ao poço, ou seja, a carga hidráulica e/ou sucção, mas mantendo a composição químico-mineralógica, o tamanho e distribuição de poros no solo, e sabendo que a área de percolação se modifica com a alteração do diâmetro.

A ampliação da área de percolação em relação à área de infiltração periférica do poço será tanto menor quanto maior for o diâmetro do poço, conforme é mostrado na Figura 4.31, apresentada por Camapum de Carvalho *et al.* (2012).

Figura 4.31 – Variação da área lateral de infiltração em função do diâmetro do poço



Fonte: Camapum de Carvalho *et al.* (2012)

Na Figura 4.31, os autores apresentaram as relações dos comprimentos dos círculos entre as áreas de infiltração lateral nas paredes dos poços cilíndricos e aquelas considerando-se 1 cm de penetração da água no maciço. Mostram-se na Tabela 4.16, essas relações para os PPs de 10,2, 20,3 e 50,0 cm de diâmetro e considerando 100 cm de penetração da água no maciço, representando a área de influência do poço considerada.

Tabela 4.16 - Relação entre comprimento dos círculos da área de infiltração e percolação

Diâmetro (m)	Comprimento do círculo da área de infiltração lateral do PP (m)	Comprimento do círculo da área de percolação $\Delta h = 1\text{m}$ (m)	Relação entre comprimentos dos círculos da área de infiltração e percolação
0,102	0,320	6,604	20,61
0,203	0,638	6,921	10,85
0,500	1,571	7,854	5,00

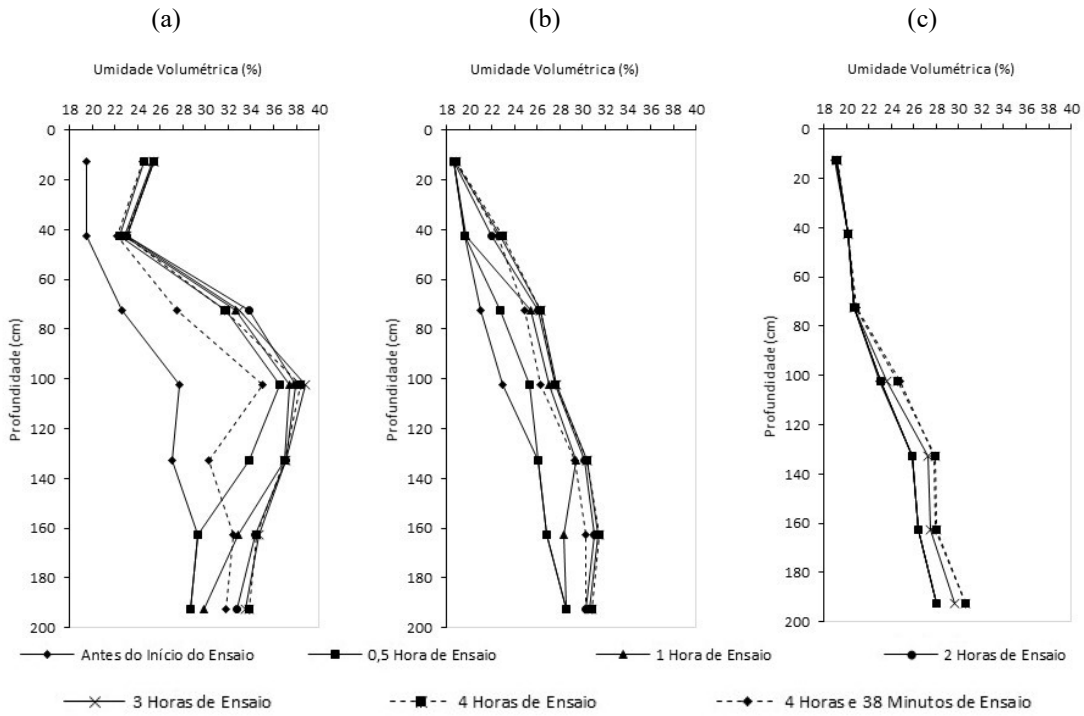
Fonte: Própria Autora (2019)

Analisando a Tabela 4.16, verifica-se que a variação do comprimento do círculo e, portanto, da área de infiltração é tanto maior quanto menor o diâmetro do poço. Isto significa que quanto maior essa variação, mais elevada será a queda na energia resistente ao fluxo da água no processo de infiltração, ou seja, os poços de menor diâmetro apresentam uma maior capacidade de infiltração.

As frentes de umedecimentos apresentaram comportamentos diferentes quando se alterou o diâmetro do PP. Quanto maior o diâmetro do PP, maiores foram as variações de umidade apresentadas pelos sensores, conforme são apresentadas nas Figuras 4.27, 4.32 e 4.33 dos Ensaios 4, 8 e 10, respectivamente. Entretanto, as distâncias horizontais de alcance das frentes de umedecimento são semelhantes, sendo de 1 m para as profundidades abaixo 42,5 cm, ou seja, como aconteceu para o PGHidro, para profundidades abaixo da metade da altura do PP as frentes de umedecimento tiveram os maiores alcance, chegando até 1 m.

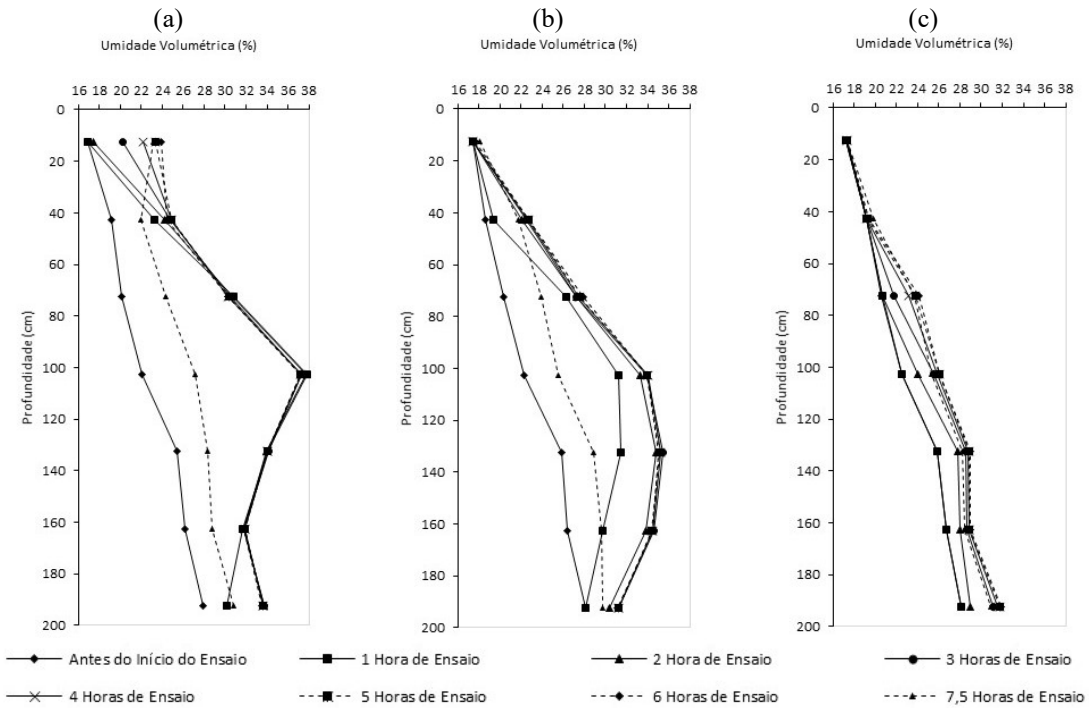
O resultado é coerente com Rodio (1965), que afirma que o alcance da frente de umedecimento independe do raio do poço, mas sim da altura de lâmina d'água dentro do mesmo, já que supõe que o escoamento se faz segundo uma parábola de raio igual ao nível de água cujo o vértice está no centro do poço, Figura 2.14. E, também mostra que é razoável considerar no dimensionamento de poços de infiltração que a superfície que efetivamente contribui para a descarga é a metade da altura das paredes (TOMAZ, 2011).

Figura 4.32 - Perfis de umidade do Ensaio 8 ($\phi = 20,3$ cm): (a) sonda instalada a 25 cm; (b) sonda instalada a 50 cm e (c) sonda instalada a 100 cm do poço piloto



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.33 - Perfis de umidade do Ensaio 10 ($\phi = 50,0$ cm): (a) sonda instalada a 25 cm; (b) sonda instalada a 50 cm e (c) sonda instalada a 100 cm do poço piloto



Fonte: Própria Autora (2019)

4.5.2 Condutividade Hidráulica Saturada

Com os valores do nível durante o processo de rebaixamento da lâmina d'água nos PPs, após encerrar o abastecimento dos mesmos durante os ensaios, foi possível determinar Ksat utilizando os Métodos apresentados por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992). Mostram-se na Tabela 4.17, os valores de Ksat, das taxas de infiltração final dos ensaios, bem como as diferenças percentuais entre eles.

Tabela 4.17 - Condutividades hidráulicas saturadas apresentadas durante os ensaios com os PPs

Número do Ensaio	Diâmetro do Poço	Condição de Umidade Inicial	Tempo de esvaziamento (minutos)	Taxa de Infiltração Final (cm/s)	Condutividade Hidráulica Saturada Ksat (cm/s)		Diferenças entre Ksat e Taxa de Infiltração (%)	
					Pratt e Powel (1992)	Cauduro e Dorfman (s/d)	Pratt e Powel (1992)	Cauduro e Dorfman (s/d)
1	10,2	UVI	70	$4,06 \times 10^{-3}$	$1,93 \times 10^{-3}$	$2,22 \times 10^{-3}$	-52,5	-45,3
2	10,2	UVI	60	$5,48 \times 10^{-3}$	$2,48 \times 10^{-3}$	$2,56 \times 10^{-3}$	-54,7	-53,3
3	10,2	UVI	26	$1,86 \times 10^{-2}$	$5,03 \times 10^{-3}$	$5,99 \times 10^{-3}$	-73,0	-67,8
4	10,2	UVI	30	$1,85 \times 10^{-2}$	$6,78 \times 10^{-3}$	$5,14 \times 10^{-3}$	-63,4	-72,2
5	10,2	Um. 18 H	42	$1,58 \times 10^{-2}$	$4,79 \times 10^{-3}$	$3,68 \times 10^{-3}$	-69,7	-76,7
6	10,2	Um. 42 H	44	$1,51 \times 10^{-2}$	$4,25 \times 10^{-3}$	$3,50 \times 10^{-3}$	-71,9	-76,8
7	20,3	UVI	32	$1,60 \times 10^{-2}$	$9,98 \times 10^{-3}$	$8,21 \times 10^{-3}$	-37,6	-48,7
8	20,3	UVI	42	$1,22 \times 10^{-2}$	$6,80 \times 10^{-3}$	$6,23 \times 10^{-3}$	-44,3	-48,9
9	50,0	UVI	46	$1,17 \times 10^{-2}$	$8,63 \times 10^{-3}$	$9,93 \times 10^{-3}$	-26,2	-15,1
10	50,0	UVI	54	$1,02 \times 10^{-2}$	$7,74 \times 10^{-3}$	$8,45 \times 10^{-3}$	-24,1	-17,2

Fonte: Própria Autora (2019)

Em todos os métodos aplicados os valores de Ksat foram menores que os das taxas de infiltração final, o que indica que quando se usa as condutividades hidráulicas saturadas determinadas pelos métodos propostos por Cauduro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) no dimensionamento de poços de infiltração, está trabalhando a favor da segurança da estrutura, porém, a mesma pode ser superdimensionada.

A diferença entre Ksat e taxa de infiltração final diminuiu com o aumento do diâmetro do poço, isto se deve ao fato de que área de percolação se modifica com a alteração do diâmetro. A ampliação da área de percolação em relação à área de infiltração periférica do poço será tanto menor quanto maior for o diâmetro do poço, o que torna mais fácil obter um gradiente hidráulico próximo da unidade.

4.6 Estimativa da Recarga Potencial de Aquífero por Balanço Hídrico

As recargas potenciais foram estimadas considerando três cenários com condições distintas de manejo: lote gramado com o escoamento superficial direto predial conduzido

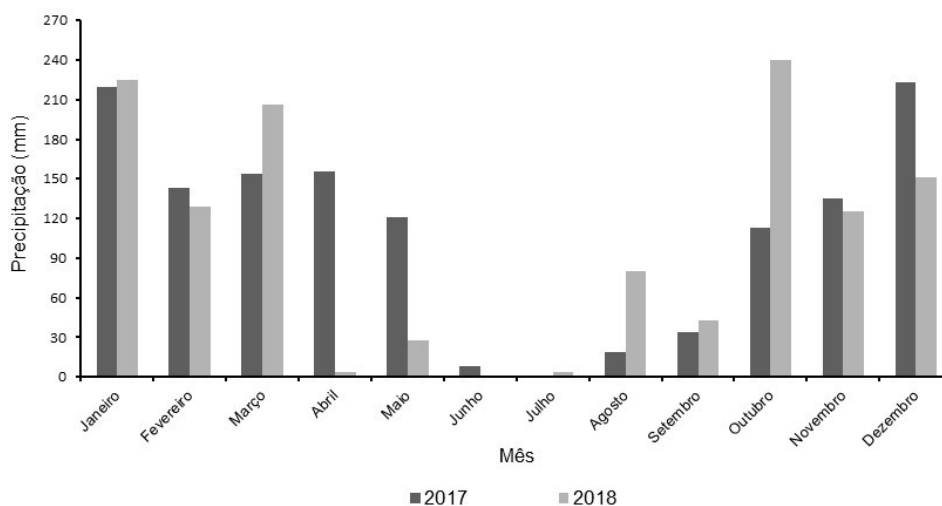
ao PGHidro e precipitação sobre a área de influência com cobertura gramada; lote gramado com precipitação direta sobre a área total; lote edificado com escoamento superficial direto lançado na rede de microdrenagem convencional.

A seguir são apresentadas as componentes do balanço hídricos usadas para estimar as recargas potenciais.

4.6.1 Precipitação Monitorada

As precipitações anuais observadas na área de estudo para os anos de 2017 e 2018 foram de 1325,5 e 1240,3 mm, respectivamente. As distribuições de precipitação ao longo desses anos não são similares, conforme apresentadas na Figura 4.34. As maiores diferenças ocorreram nos meses de abril, em que houve 151,62 mm a mais de precipitação no ano de 2017 e outubro onde choveu 127,25 mm a mais em 2018.

Figura 4.34 - Precipitações mensais para os anos de 2017 e 2018



Fonte: Própria Autora (2019)

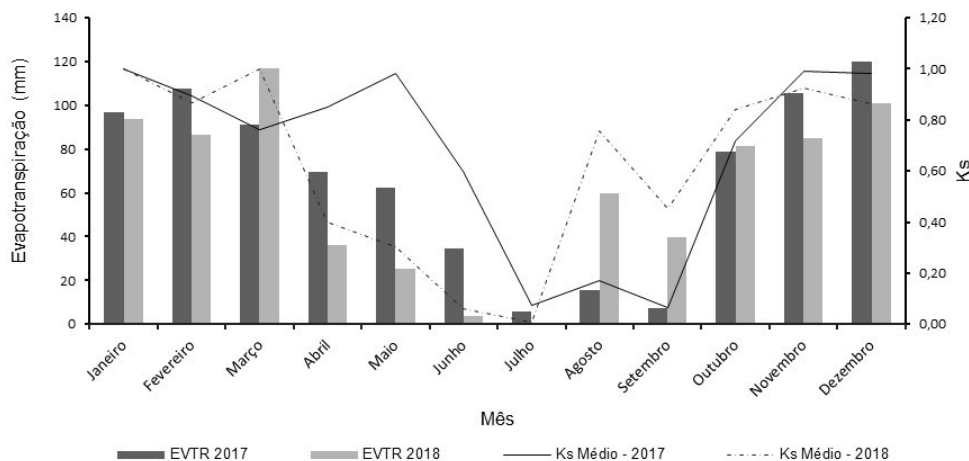
A precipitação média anual para os anos de 2017 e 2018 foi de 1282,9 mm. Comparado este valor com o médio observado no período de 2007 a 2016 (10 anos) na Estação São Carlos (INMET 2019), que foi de 1451,9 mm, tem-se 169 mm a menos de precipitação.

4.6.2 Evapotranspiração Real Estimada

As evapotranspirações reais estimadas, utilizando a Equação 3.18, para os anos de 2017 e 2018 foram de 794,16 e 724,22 mm, respectivamente. Observa-se que essas diminuem durante o período de estiagem, conforme Figura 4.35, evidenciando a importância da

consideração do coeficiente de estresse hídrico (K_s), que expressa a limitação de água para as plantas.

Figura 4.35 - Evapotranspirações mensais para os anos de 2017 e 2018



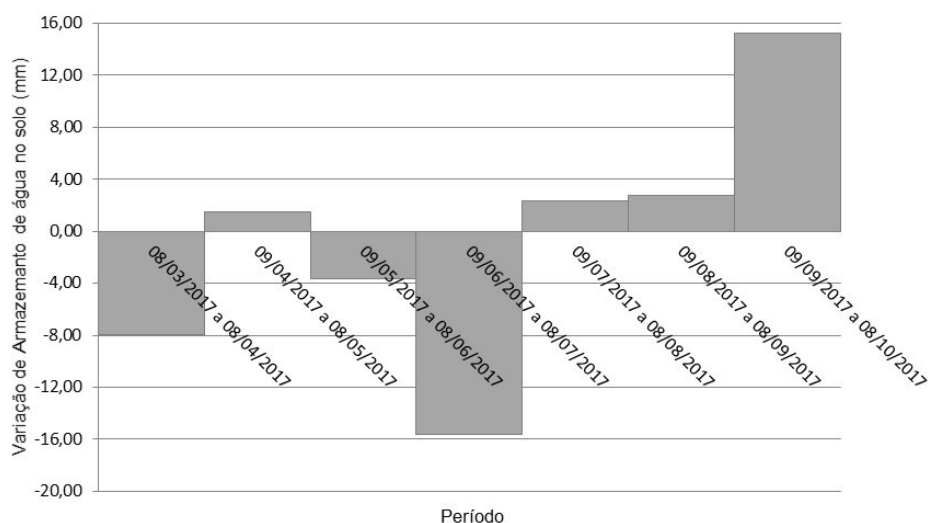
Fonte: Própria Autora (2019)

A evapotranspiração potencial calculada a partir da Equação 3.19 foi de 1172,4 mm e 1107,3 mm para 2017 e 2018, respectivamente. Marcuzzo *et al.* (2008) estimaram a recarga potencial da região São Carlos-SP para o ano de 2002 utilizando 5 diferentes métodos, sendo que para o método do Tanque Classe A o valor obtido foi de 1214,9 mm levando em conta 1416,9 mm de precipitação. Em Ribeirão Preto-SP, Camargo (1962) mediu com um lisímetro o EVTP para grama em 1200 mm considerando uma chuva de 1370 mm. Os valores encontrados por esses autores são próximos aos obtidos neste estudo, principalmente quando se considera a relação entre evapotranspiração e o total precipitado no período.

4.6.3 Variação de Armazenamento de Água no Solo Calculada

Com os valores de umidade monitorados na área de influência do PGHidro até a profundidade de 192,5 cm, conforme Figura 3.14, foram calculadas as variações de armazenamento de água no solo pela Equação 3.28, para o período de 08 de março a 08 de outubro de 2017, ou seja, 7 meses, Figura 4.36.

Figura 4.36 - Variações de armazenamento de água no solo na área de influência do PGhidro no período de 08 de março a 08 de outubro de 2017



Fonte: Própria Autora (2019)

Ao longo do período monitorado, os maiores e menores valores de armazenamento de água no solo foram de -15,9 mm e 15,8 mm, os quais representaram respectivamente os meses de junho e outubro. A variação acumulada de água no solo foi de -5,50 mm para o período de março a outubro de 2017, e se fossem de março a março, poderia ser ainda menor, pois as condições iniciais tenderiam a ser similares a finais. Por esta razão a variação do armazenamento de água no solo foi desconsiderada no balanço hídrico, visto que sua magnitude é pequena quando comparada a da precipitação e da evapotranspiração

Levantados ou estimados os componentes do balanço hídrico, pôde-se estimar a recarga do lençol freático considerando os três cenários expostos anteriormente.

4.6.4 Cenário 1: Estimativa de Recarga Potencial com Poço de Infiltração

Neste manejo o escoamento superficial direto predial é conduzido ao PGHidro e ocorre precipitação sobre a área de influência com cobertura gramada, conforme Figura 3.15. Foram estimadas recargas potenciais para os anos de 2017 e 2018, conforme Equação 3.29. Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para a condição de manejo com poço de infiltração

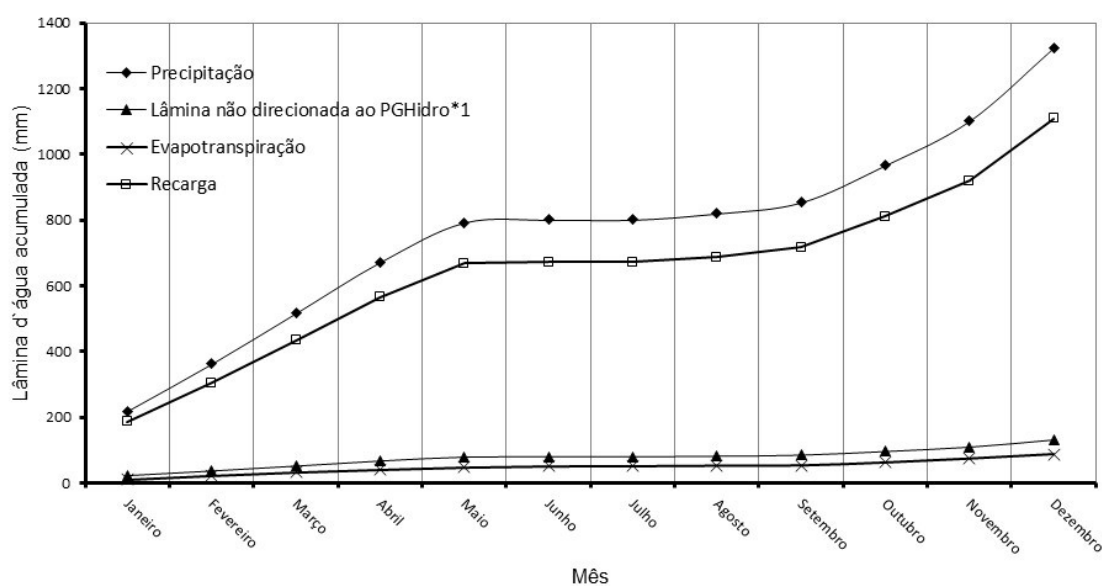
Período	Precipitada (mm)	Lâmina Perdida* (mm)	Evapotranspiração (mm)	Recarga (mm)	Recarga em Relação a Precipitação (%)
2017	1325,5	132,6	87,4	1105,6	83,4
2018	1240,2	124,0	80,2	1036,0	83,5

* São as perdas iniciais ocorridas no telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros e o escoamento superficial direto na área de influência recoberta por grama.

Fonte: Própria Autora (2019)

Apesar dos quantitativos e distribuições distintos dos valores de precipitação e evapotranspiração durante os anos de 2017 e 2018, os valores de percentual de recarga em relação ao total precipitado são basicamente os mesmos. As Rpot no manejo com o poço de infiltração, mostradas nas Figura 4.37 e 4.38 juntamente com os demais componentes do balanço hídrico, considerando os anos de 2017 e 2018, respectivamente, atingiram valores superiores à 1000 mm. Isto porque o PGHidro recebeu grande quantidade de escoamento gerado pela área de contribuição impermeabilizada e o infiltrou no solo. Por sua vez, a área impermeabilizada (telhado e piso cimentado) possui perdas hidrológicas baixas e a evapotranspiração restringiu-se à pequena área de influência do PGHidro.

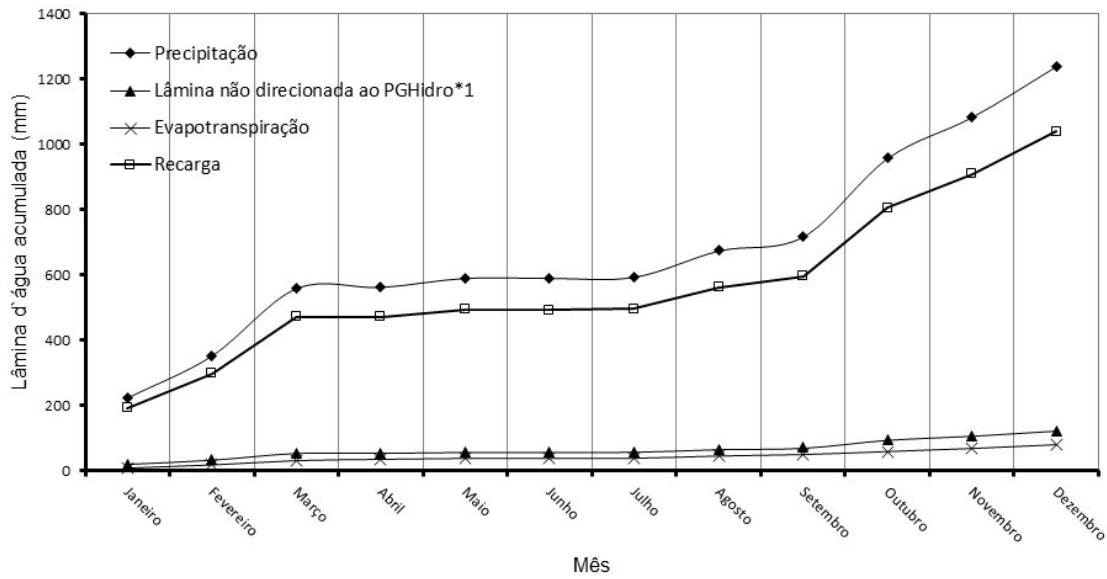
Figura 4.37 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2017 para os manejos de água pluvial com poço de infiltração



*1 São as perdas iniciais ocorridas no telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros e o escoamento superficial direto na área de influência recoberta por grama.

Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.38 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2018 para os manejos de água pluvial com poço de infiltração



*1 São as perdas iniciais ocorridas no telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros e o escoamento superficial direto na área de influência recoberta por grama.

Fonte: Própria Autora (2019)

4.6.5 Cenário 2: Estimativa de Recarga Potencial em Área Natural Gramada

Ilustrou-se na Figura 3.18 o manejo com precipitação direta sobre a área total com cobertura gramada. Foram estimadas recargas potenciais para os anos de 2017 e 2018, conforme Equação 3.33. Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para condição de manejo com área gramada

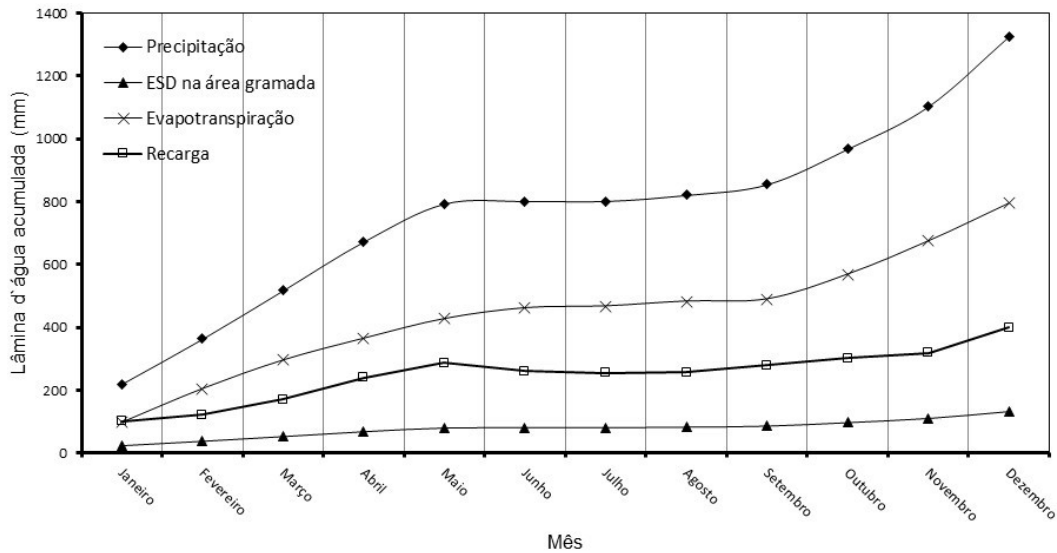
Período	Precipitada (mm)	Lâmina Perdida (mm)	Evapotranspiração (mm)	Recarga (mm)	Recarga em Relação a Precipitação (%)
2017	1325,5	1192,9	794,2	398,8	30,1
2018	1240,2	1116,2	729,2	387,2	31,2

Fonte: Própria Autora (2019)

Como aconteceu com a condição de manejo considerando $ESD_{\text{piso+telha}}$ conduzido ao PGHidro e precipitação sobre a área de influência gramada, nesta condição, também, apesar das distribuições distintas de precipitação e evapotranspiração durante os anos de 2017 e 2018, os valores de percentuais de recarga em relação a precipitação são muito próximos. Mostram-se na Figuras 4.39 e 4.40 os valores das componentes de balanço hídrico acumulados para os anos de 2017 e 2018, respectivamente. Com o manejo natural

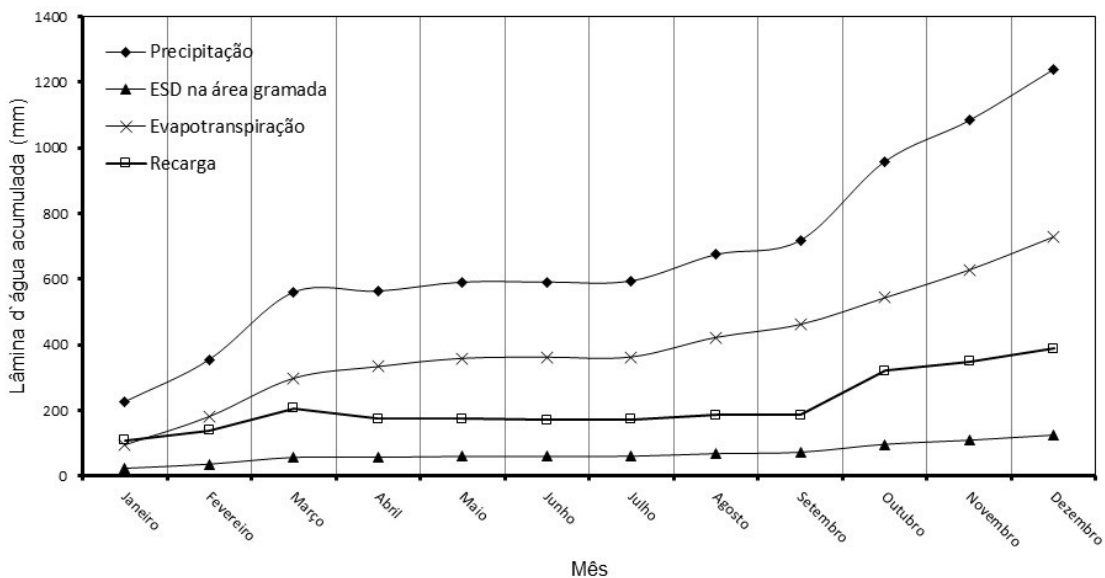
a Rpot ficou abaixo de 400 mm para ambos os anos. Neste cenário a EVTR ocorreu em toda área de contribuição, o que resultou em valores expressivos de evapotranspiração e menor disponibilidade de água para a recarga potencial.

Figura 4.39 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2017 para a condição de manejo com área gramada



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.40 - Componentes do balanço hídrico no ano de 2018 para a condição de manejo com área gramada



Fonte: Própria Autora (2019)

4.6.6 Cenário 3: Estimativa de Recarga Potencial para Manejo com Sistema Convencional.

Nesta situação tem-se drenagem do escoamento superficial direto para o sistema de microdrenagem convencional, conforme se ilustra na Figura 3.19. Toda a área de

contribuição do lote é impermeabilizada, seja pelo telhado metálico, seja por piso de concreto e revestido por argamassa de cimento. Portanto, o escoamento é conduzido por canaletas prediais e pelo piso até as tubulações de microdrenagem, fazendo com que a oportunidade de infiltração de água na área seja praticamente nula, visto que a pequena parcela retida nas irregularidades da superfície tende a evaporar de forma rápida. Portanto, a evapotranspiração e a Rpot são praticamente nulas

4.6.7 Comparação das Recargas Potenciais para as Diferentes Condições de Manejos

Mostram-se na Tabela 4.20 as componentes do balanço hídrico e relação entre as alturas de recarga potencial e de precipitação considerando os três cenários de manejos adotados.

Tabela 4.20 - Componentes do balanço hídrico nos anos de 2017 e 2018 para três cenários de manejo de águas pluviais considerados

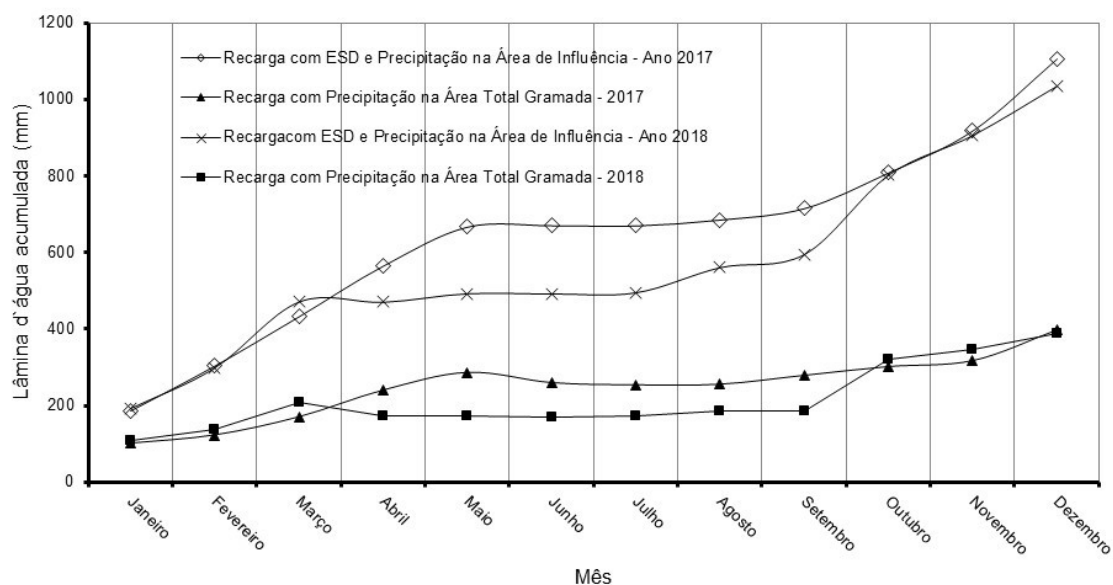
Condição de Manejo	Período (Ano)	Lâmina Precipitada (mm)	Lâmina Perdida* (mm)	Lâmina de Evaporação (mm)	Lâmina de Evaporação (mm)	Relação entre Recarga e Precipitação (%)
Cenário 1: Com PGHidro	2017	1325,5	132,6	87,4	1105,6	83,4
	2018	1240,3	124,0	80,2	1036,0	83,5
Cenário 2: Área Gramada	2017	1325,5	1192,9	794,2	398,8	30,1
	2018	1240,3	1116,2	729,2	387,2	31,3
Cenário 3: Sist. Convencional	2017	1325,5	≅ 0	≅ 0	≅ 0	≅ 0
	2018	1240,3	≅ 0	≅ 0	≅ 0	≅ 0

* São as perdas iniciais ocorridas no telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros e o escoamento superficial direto na área de influência recoberta por grama.

Fonte: Própria Autora (2019)

Durante os anos de 2017 e 2018, período de estimativa de recarga potencial, o valor médio da relação entre recarga e total precipitado para a condição de manejo considerando precipitação sobre a área total gramada foi de 30,7%, enquanto que para o manejo considerando $ESD_{\text{piso+telha}}$ conduzido ao PGHidro e precipitação sobre a área de influência gramada foi de 83,5%. Portanto, a recarga promovida pela inserção do PGHidro na área de estudo foi aproximadamente 2,72 vezes maior do que se essa área estivesse em condição natural com cobertura de grama. Já a recarga quando se considera o cenário com o escoamento superficial direto da área totalmente impermeabilizada para o sistema convencional de drenagem é negligenciável. Mostram-se na Figura 4.41, as recargas potenciais para cada condição de manejo e ano considerado.

Figura 4.41 - Comparação das recargas potenciais acumuladas em condições de manejos distintas



Fonte: Própria Autora (2019)

Os resultados confirmam os trabalhos de Gobel *et al.* (2004), Endreny e Collins (2009), Machusick *et al.* (2011), Thomas e Vogel (2012) e Sírio (2014) que concluíram que a urbanização com a utilização de técnicas compensatórias de infiltração no manejo de águas pluviais pode aumentar a recarga de água subterrânea até mesmo acima do valor obtido na condição de pré-urbanização (estado natural).

Sírio (2014) estimou um valor médio de recarga de 45% do volume total precipitado no período de 454 dias para um sistema filtro-vala-trincheira instalado em um local próximo a área de estudo considerada neste trabalho. Esse valor é inferior ao valor médio encontrado neste trabalho, que foi de 83%, porque a área gramada do sistema filtro-vala-trincheira é 16 vezes maior do que a área de influência do PGHidro, fazendo com que a evapotranspiração, componente principal de perda de água do solo, seja superior.

4.7 Modelagem Numérica da Dinâmica de Água no Solo

Os poços em estudo permitem infiltração de água no solo tanto horizontalmente quanto verticalmente, visto que esta é feita por suas paredes lateral e de fundo. Portanto, o modelo bidimensional o representa melhor do que o unidimensional. Sendo assim, inicialmente tentou-se realizar a calibração do modelo numérico bidimensional a partir do método inverso do Hydrus 2D/3D versão 2.5 proposto por Sejna *et al.* (2014).

4.7.1 Calibração do Modelo Utilizando o Método Inverso do Hydrus 2D/3D

Na calibração foram utilizados dados de infiltração acumulada ou umidade volumétrica do solo e condutividade hidráulica saturada em combinação com a solução inversa do Hydrus 2D/3D versão 2.5 para estimar os parâmetros hidráulicos do solo $K(h)$ e $\theta(h)$.

4.7.1.1 Calibração com umidades volumétricas medidas durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de diâmetro

Usaram-se para calibração os valores horários de umidade volumétrica medidos durante o Ensaio 1, conforme Tabela AP1 do Apêndice A, realizado no poço piloto 10,2 cm de diâmetro, pois são variáveis que representam como é o comportamento da percolação de água no solo. O Hydrus 2D/3D foi configurado com o método inverso para obter os parâmetros de ajuste da curva de retenção de água no solo propostos por Van Genuchten (1980) e condutividade saturada.

Porém, após inúmeras tentativas alternando os parâmetros calibrados e considerando várias combinações de umidades medidas pelos sensores, e até mesmo a medida de um sensor único não houve convergência do modelo. A simulação não passou da primeira hora de ensaio considerada. Portanto, o modelo não conseguiu representar toda a heterogeneidade do solo e chegar as umidades apresentadas em campo. Para tentar solucionar esse problema, usou-se a ferramenta fator de escala que permite considerar heterogeneidade distintas em porções pré-selecionadas do volume de solo, mas não se obteve sucesso.

4.7.1.2 Calibração com infiltração acumulada medidas durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de Diâmetro

Considerando os valores horários de infiltração acumulada durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de diâmetro, conforme Tabela AP2 do Apêndice A, foi utilizado o método inverso do Hydrus 2D/3D para obter os parâmetros de ajuste da curva de retenção de água no solo propostos por Van Genuchten (1980) e condutividade saturada. Neste caso, também, não se conseguiu a convergência do modelo, sendo assim, tentou-se a calibração utilizando o software Hydrus 1D versão 4.16.

4.7.2 Calibração do Modelo Utilizando o Método Inverso do Hydrus 1D

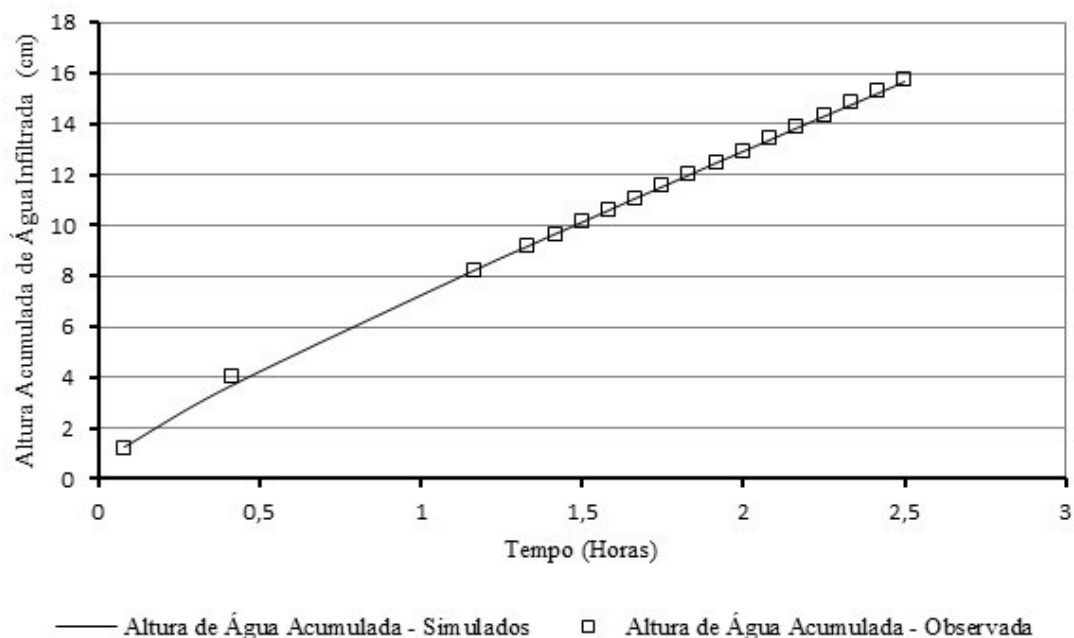
O modelo unidimensional não representa a infiltração pelas paredes do poço, uma vez que o volume de solo é representado por uma coluna em que o fluxo de água ocorre

exclusivamente na vertical, conforme apresentado na Figura 3.30. O topo desta coluna foi considerado o fundo do poço de infiltração e o limite inferior o lençol freático.

A calibração foi realizada com o método inverso do HYDRUS 1D versão 4.16, considerando a infiltração acumulada obtida do ensaio de Duplo Anel (Tabela AP3 do Apêndice A), apresentado no Item 4.2.1, para a camada superficial (até 0,5 m de profundidade) e do Ensaio 1 realizado no poço piloto 10,2 cm de diâmetro para a camada de solo abaixo de 0,5 m até 10 m de profundidade.

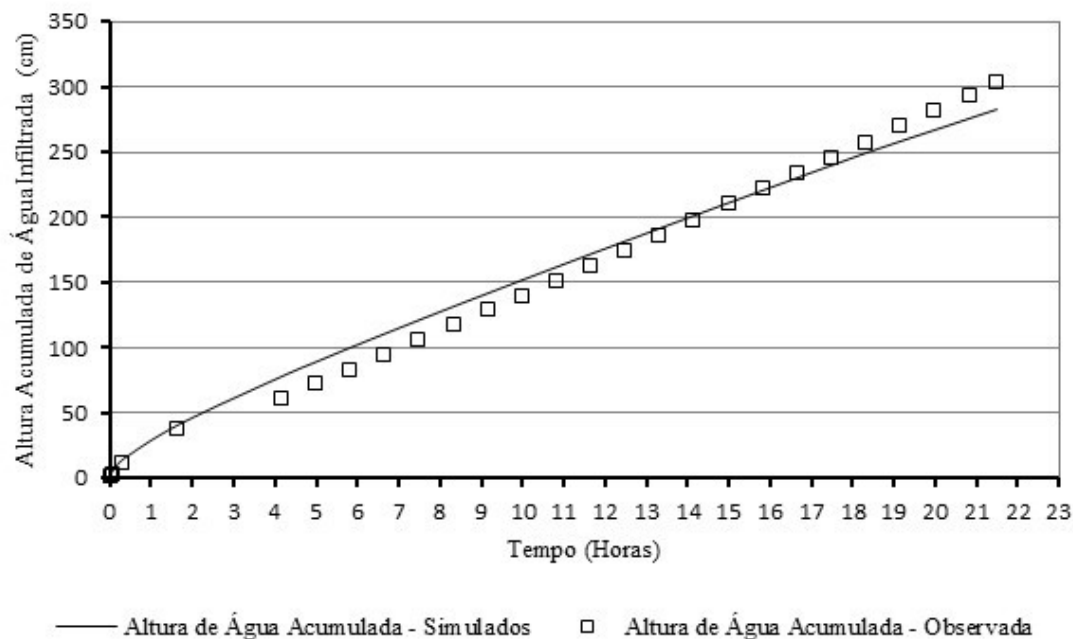
Na simulação foi considerado que a infiltração é realizada na área de fundo do Duplo Anel ou do PP de maneira que só tenha fluxo vertical. No final, conseguiu-se que fossem calibrados os parâmetros de ajuste da curva de retenção de água no solo propostos por Van Genuchten (1980) e a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}). Mostram-se nas Figuras 4.42 e 4.43 os valores de infiltração acumulada observada e simulada do ensaio de duplo anel para a camada até 0,5 m e do PP de 10,2 cm de diâmetro para a camada com profundidade abaixo de 0,5 m até 10 m, respectivamente.

Figura 4.42 - Valores de infiltração acumulada observada e simulada durante o ensaio de duplo anel



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.43 - Valores de infiltração acumulada observada e simulada durante o Ensaio 1 no PP de 10,2 cm



Fonte: Própria Autora (2019)

A fim de avaliar o desempenho da calibração foram utilizados os estimadores estatísticos de erro apresentados por Willmott *et al.* (1985) e classificados por meio da proposta de Moriasi *et al.* (2007), conforme apresentados na Tabela 4.21. Verifica-se pelos indicadores estatísticos que as calibrações para ambas as camadas apresentam bons resultados, com baixos valores de RSQ e NSE próximo a 1, o que indica bons ajustes entre os dados observados e simulados.

Tabela 4.21 - Análise estatística e classificação de desempenho da calibração do modelo unidimensional no Hydrus 1D

Profundidade do Solo	Índices	Valor	Desempenho
Camada superficial (até 0,5 m de profundidade)	PBIAS(%)	-0,0272	Muito Bom
	NSE	0,9995	Muito Bom
	RD	0,0214	Muito Bom
	RSQ	0,9995	Muito Bom
Camada abaixo de 0,5 m até 10 m de profundidade	PBIAS(%)	-2,4211	Muito Bom
	NSE	0,9838	Muito Bom
	RD	0,1272	Muito Bom
	RSQ	0,9913	Muito Bom

PBIAS – Erro percentual; RD – Razão dos desvios; NSE – Coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe; e RSQ – Erro quadrático médio

Fonte: Própria Autora (2019)

Apresentam-se na Tabela 4.22 os valores dos parâmetros de ajuste da curva de retenção e Ksat obtidos em laboratório ou campo e na calibração. Verifica-se que as diferenças percentuais de Ksat obtidos na calibração e no laboratório ou campo foram de -10 e -30% para a camada de superfície e abaixo de 50 cm de profundidade, respectivamente. Isto significa que as camadas de solos consideradas na simulação apresentaram condutividades hidráulicas menores do que as camadas em campo.

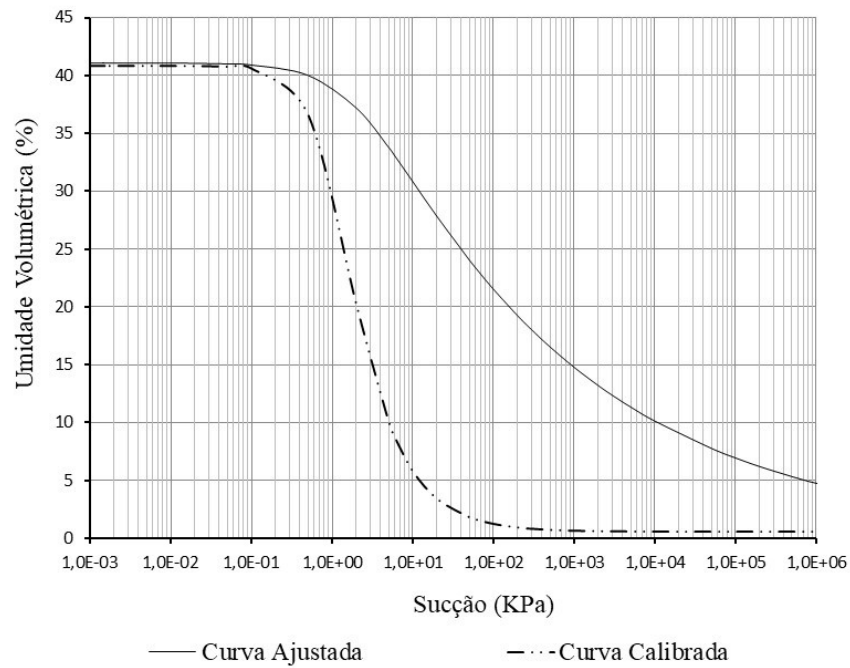
Tabela 4.22 - Resultados da calibração utilizando método inverso no Hydrus 1D versão 4.16 e valores dos parâmetros de ajuste da curva de retenção obtidos em laboratório e Ksat determinados em campo

Profundidade do Solo	Método de Obtenção	θ_r	θ_s	α (1/cm)	n	Ksat (cm/h)
Camada superficial até 50 cm	Laboratório/Campo	$4,51 \times 10^{-7}$	0,41	0,0512	1,16	5,65
	Calibração	$5,39 \times 10^{-3}$	0,41	0,0996	1,89	5,08
Camada abaixo de 50 cm	Laboratório/Campo	$1,60 \times 10^{-6}$	0,51	0,3393	1,15	14,6
	Calibração	$2,00 \times 10^{-6}$	0,50	0,0907	1,57	10,4

Fonte: Própria Autora (2019)

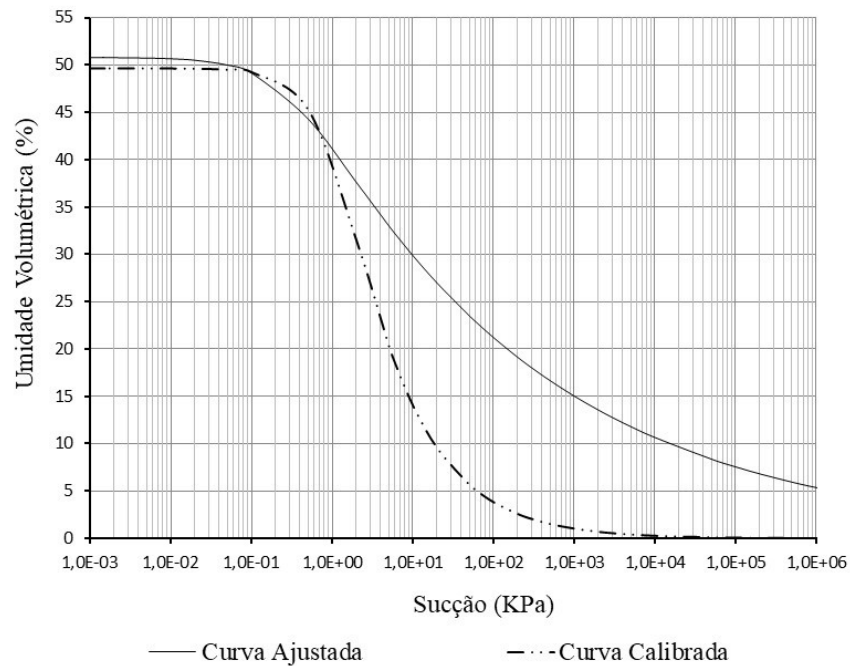
Em termos de distribuição granulométrica, as curvas resultantes da calibração mostraram comportamento de solo mais arenoso do que as obtidas em laboratório pelo Método do Papel Filtro. Os parâmetros de ajuste da curva de retenção de água no solo apresentaram valores diferentes quando se considera α e n, o que fez com que as curvas fossem distintas, conforme são apresentadas nas Figuras 4.44 e 4.45 para a camada de superfície e abaixo de 0,50 m de profundidade, respectivamente. Os valores de α foram menores e de n foram maiores para as curvas determinadas por calibração, o que indica maior distribuição do tamanho dos poros. As umidades encontradas em campo durante o monitoramento variaram em média de 0,17 a 0,40 cm^3/cm^3 , ou seja, a faixa de sucção foi de 0,05 a 1000 KPa, e neste intervalo as curvas de calibração e determinadas em laboratórios apresentam grande diferenças.

Figura 4.44 - Curvas de retenção de água no solo obtidas pelo Método do Papel Filtro e ajustada segundo Van Genuchten (1980) e pela calibração no Hydrus 1D para profundidade de até 50 cm



Fonte. Própria Autora (2019)

Figura 4.45 - Curvas de retenção de água no solo obtidas pelo Método do Papel Filtro e ajustada segundo Van Genuchten (1980) e pela calibração no Hydrus 1D para profundidade abaixo de 50 cm



Fonte: Própria Autora (2019)

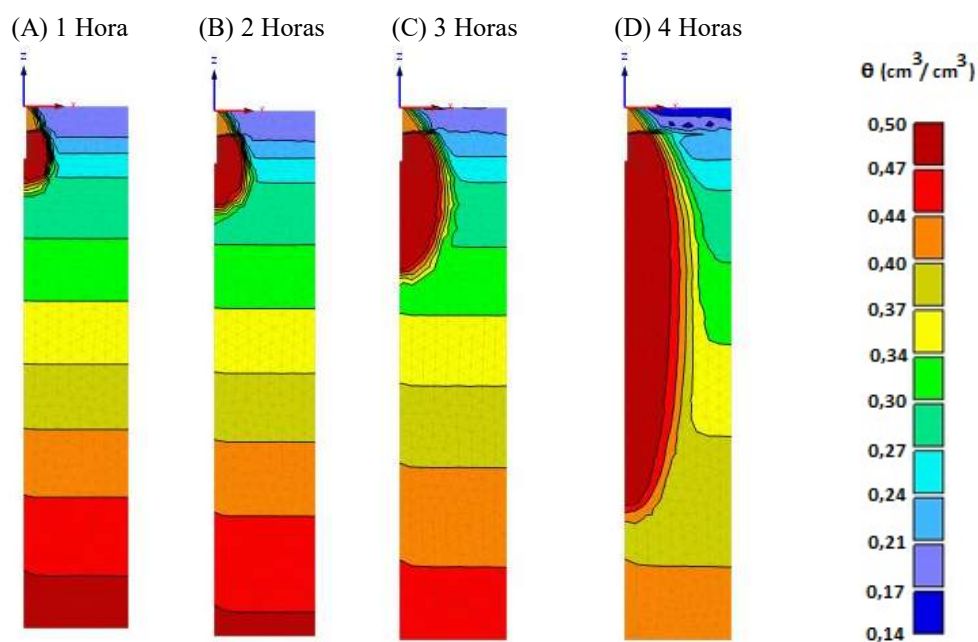
4.7.3 Simulação do Ensaio 1 no PP de 10,2 cm de diâmetro no Hydrus 2D/3D

A partir dos parâmetros de ajuste da curva de retenção obtidos na calibração, conforme apresentados na Tabela 4.22, foi realizada a simulação para representar o comportamento do PP de 10,2 cm de diâmetro durante o Ensaio 1.

Sendo assim, considerou-se o modelo numérico axissimétrico em z, conforme Figura 3.26, onde o poço tem 10 cm de raio e 100 cm de altura, com as condições de contorno apresentadas na Figura 3.28, onde na superfície sujeita a pressão atmosférica ocorre a evapotranspiração e na superfície com carga hidráulica variável estão a parede lateral e de fundo do poço sujeitas a uma lâmina permanente de água de 100 cm por um período de 22 horas.

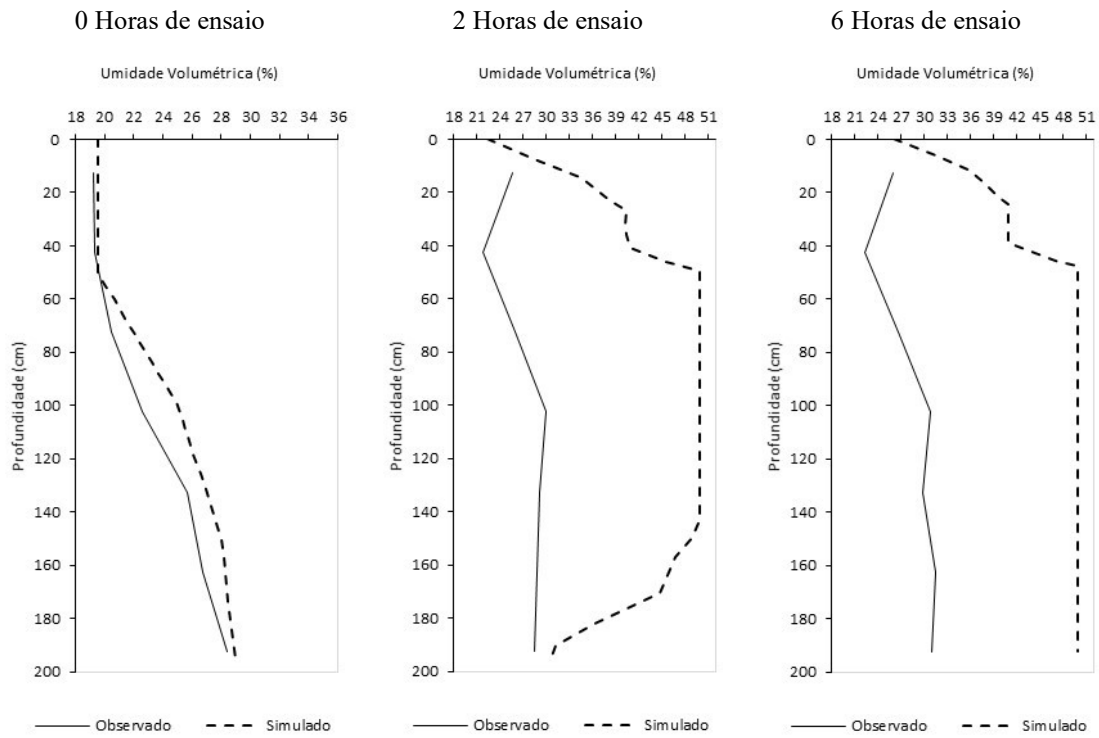
Na Figura 4.46 são mostradas as frentes de umedecimentos para os tempos de 1, 2, 6 e 22 horas. Verifica-se que há uma grande dissipação do bulbo saturado, porém para a porção do bulbo não saturado a distribuição são pequenas, não refletindo a realidade encontrada no ensaio de campo, como pode ser observado nas Figuras 4.47, 4.48 e 4.49 que representam os perfis de umidades simulados e observados para as distâncias do poço de 25, 50 e 75 cm, respectivamente, nos tempos de 0, 2 e 6 horas.

Figura 4.46 - Frentes de umedecimento apresentadas na simulação do Ensaio 1 (PP- $\phi = 10,2$ cm)



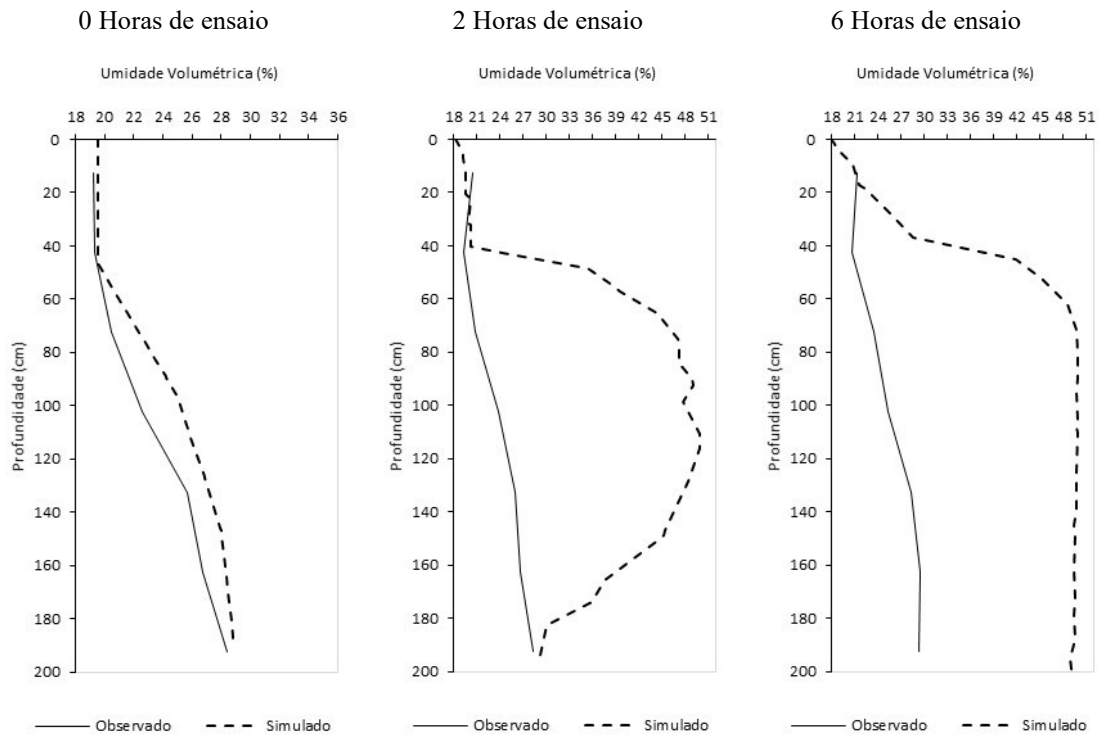
Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.47 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 25 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro



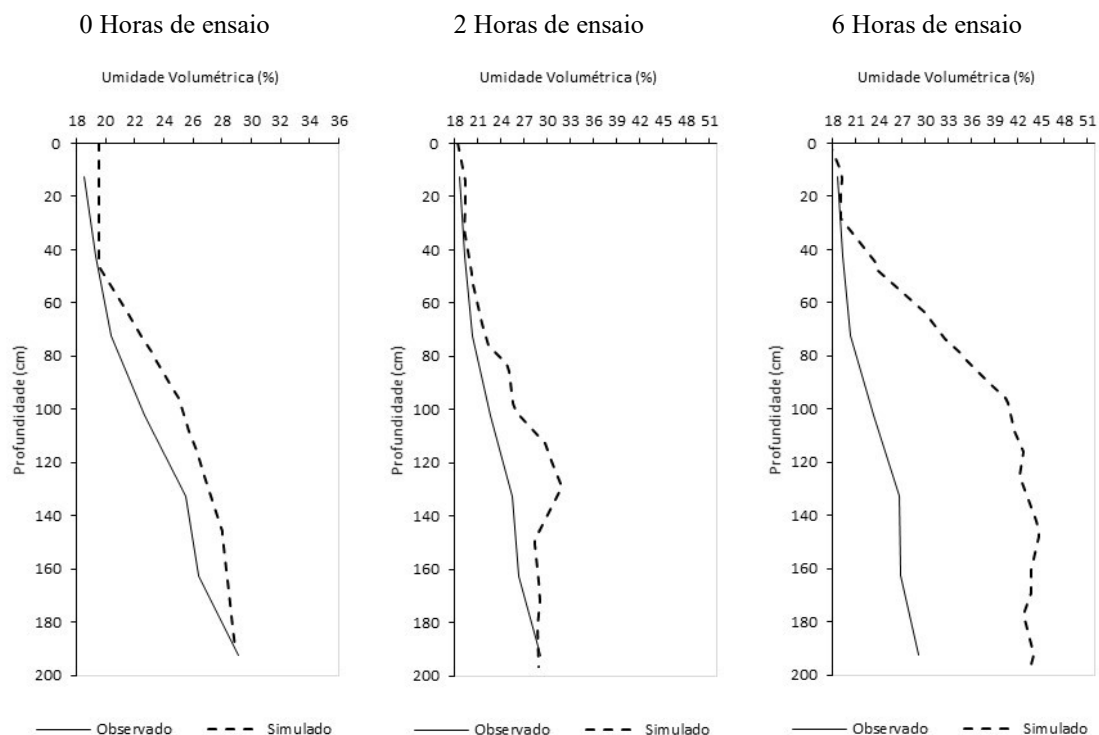
Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.48 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 50 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro



Fonte: Própria Autora (2019)

Figura 4.49 - Perfis de umidade para comparação dos resultados observados e simulados na distância de 75 cm do PP de 10,2 cm de diâmetro



Fonte: Própria Autora (2019)

Os resultados mostram que no tempo de 0 horas as umidades são semelhantes, porém nos demais tempos analisados, o modelo apresentou frentes de umedecimento diferentes das obtidas durante o monitoramento em campo. Depreende-se que o Hydrus 2D/3D versão 2.5 não foi capaz de representar adequadamente o processo de percolação da água proveniente da infiltração no poço piloto. Ao se deparar com este problema testou-se a sensibilidade de vários parâmetros a fim resolve-lo, entretanto, não se obteve sucesso.

4.7.4 Simulação da Recarga Potencial no Hydrus 2D/3D

Apesar dos resultados não terem sucedido de forma satisfatória para o poço piloto, tentou-se simular a recarga potencial para o ano de 2017 promovida pelo PGHidro com a finalidade de considerar ou não o uso da modelagem bidimensional no Hydrus 2D/3D versão 2.5.

No modelo numérico axissimétrico em z, conforme Figura 3.26 tem-se o poço com 70 cm de raio e 200 cm de altura, com as condições de contorno apresentadas na Figura 3.28, onde na superfície sujeita a pressão atmosférica ocorrem os eventos de precipitação e evapotranspiração e na superfície com carga hidráulica variável estão a parede lateral e

fundo do poço e drenagem livre na base do volume de solo representando o lençol freático. A discretização temporal considerada foi horária, enquanto que a malha de elementos finitos utilizadas foi a triangular com 20 cm com refinamento de 5 cm próximo as paredes do PGHidro, conforme apresentado na Figura 3.27.

Infelizmente, não se obteve sucesso na simulação, mesmo que se alterassem as discretizações temporal e espacial, condições de contorno e os fatores de escala que permitem considerar heterogeneidade nas camadas de solo.

Foram feitos diversos contatos com os desenvolvedores do Hydrus 2D/3D versão 2.5 relatando os problemas e dificuldades apresentados na modelagem, vários caminhos para solucioná-los foram passados, porém não se teve sucesso com nenhum desses.

Apenas a poucos meses antes do prazo de finalização deste trabalho foi informado que realmente o Hydrus 2D/3D versão 2.5 não seria capaz de modelar a dinâmica de água no solo promovida pela infiltração de poços e que essa foi modificada para simular problemas com geometrias complexas quando se tem condição de contorno de carga hidráulica variável. Para ter acesso a atualização do software era necessário pagar um valor e como não se tinha recurso e nem tempo suficiente para os trâmites, optou-se por realizar a simulação no Hydrus 1D versão 4.16.

4.7.5 Simulação no Hydrus 1D

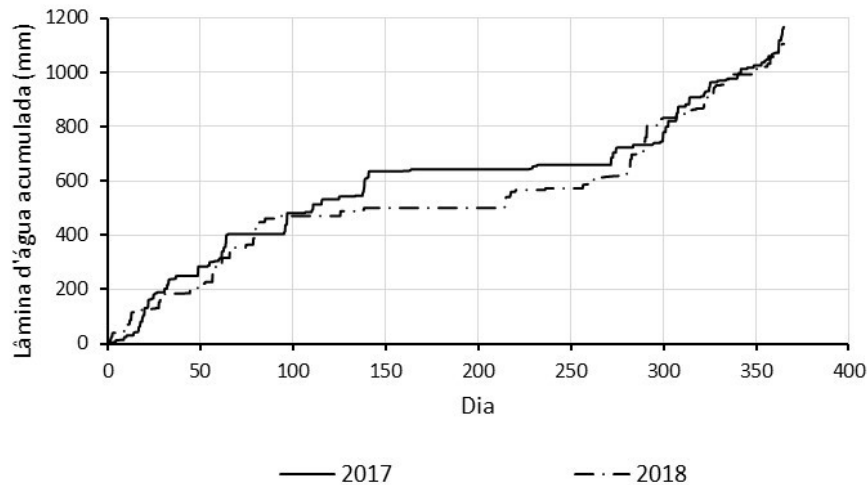
Na modelagem unidimensional utilizando o software Hydrus 1D versão 4.16, as condições de contorno consideradas foram carga hidráulica variável e evapotranspiração no topo e drenagem livre na superfície da base do maciço, que representa o local onde se encontra o lençol freático.

No modelo unidimensional, conforme Figura 3.30, o maciço de solo foi tratado como uma coluna, portanto, o PGHidro foi considerado um ponto no topo desse maciço. A entrada de água no solo era a carga hidráulica variável no PGHidro, que é volume de chuva sobre a área de contribuição do prédio de Biopolímeros em relação a área de infiltração do poço, enquanto a saída era dada por evapotranspiração. A discretização temporal utilizada foi horária.

Mostra-se na Figura 4.50 a altura acumulada de água infiltrada por meio da distribuição do PGHidro ao longo dos anos de 2017 e 2018, os valores totais foram de 1166,5 e 1104,2

mm, respectivamente. Os valores e distribuições distintos se devem as diferenças apresentadas pelas precipitações ao longo desses anos, conforme apresentadas na Figura 4.35.

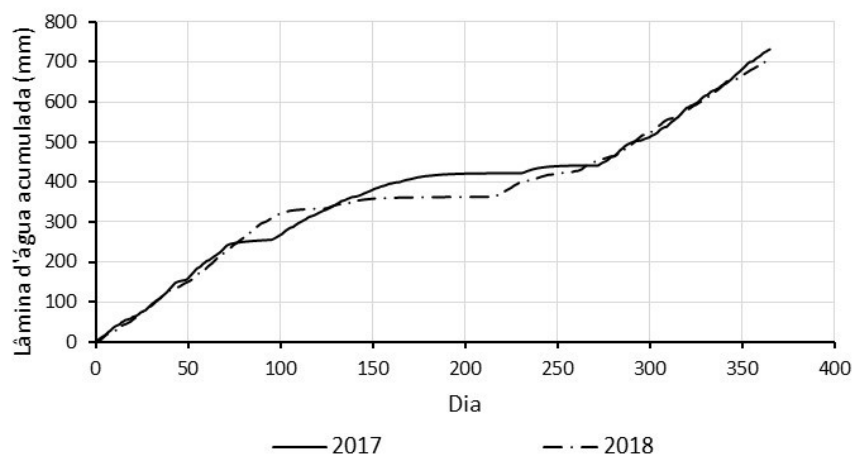
Figura 4.50 - Alturas acumuladas de água infiltrada no solo durante os anos de 2017 e 2018 por meio da distribuição do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

Apresentam-se na Figura 4.51 as evapotranspirações acumuladas ao longo dos anos de 2017 e 2018, sendo de 777,83 e 712,91 mm, respectivamente. As maiores diferenças de valor são no período de estiagem, onde o estresse hídrico diminui a evapotranspiração, sendo assim, os menores valores de precipitação apresentados no ano de 2018 em comparação ao ano de 2017 refletiram diretamente nos resultados. Os valores de evapotranspiração acumulada encontrados na simulação são bem próximos dos valores estimados pelo método do coeficiente de cultura, Item 4.6.2.

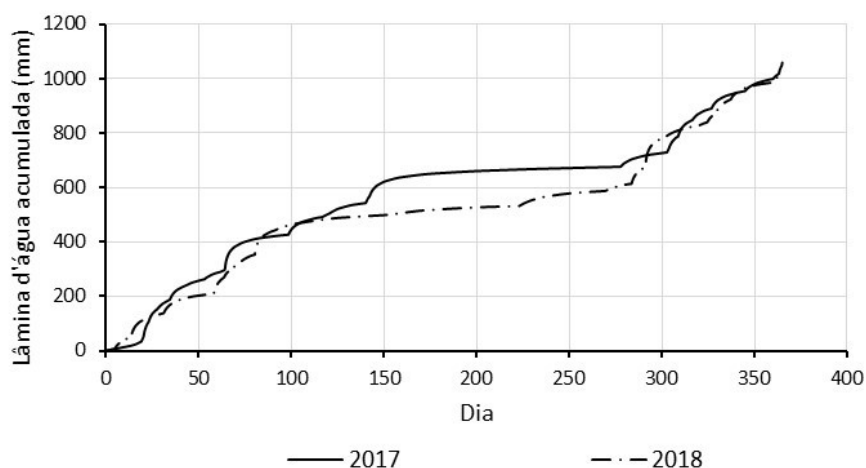
Figura 4.51 - Aturas acumuladas de lâminas de evapotranspiração simuladas ao longo do ano de 2017 e 2018



Fonte: Própria Autora (2019)

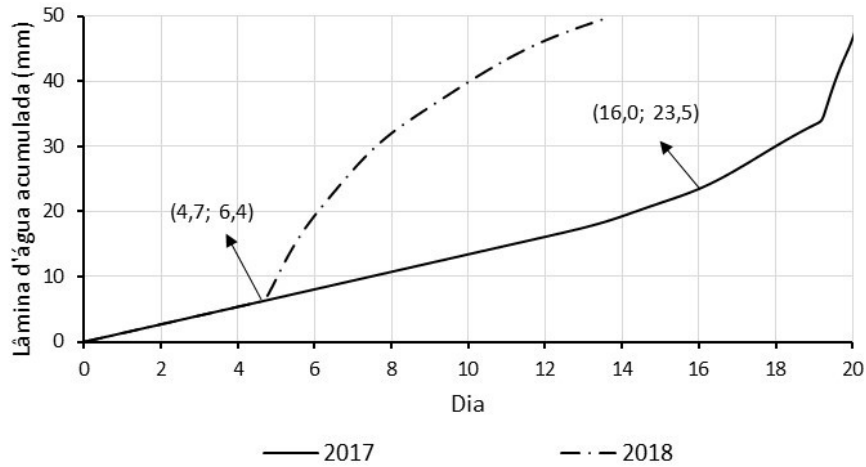
Mostra-se na Figura 4.52 a lâmina de água acumulada que chega na base do maciço, que representa a movimentação de água no lençol freático para os anos de 2017 e 2018. Após o 16º e 5º dia dos anos de 2017 e 2018, respectivamente, ocorreram aumentos significativos de fluxo, sendo assim considerou-se que a partir desses dias as águas infiltradas no PGHidro passaram a contribuir com as recargas do lençol freático, conforme é apresentado na Figura 4.53.

Figura 4.52 - Recarga do lençol freático nos anos de 2017 e 2018



Fonte: Própria Autora (2019)

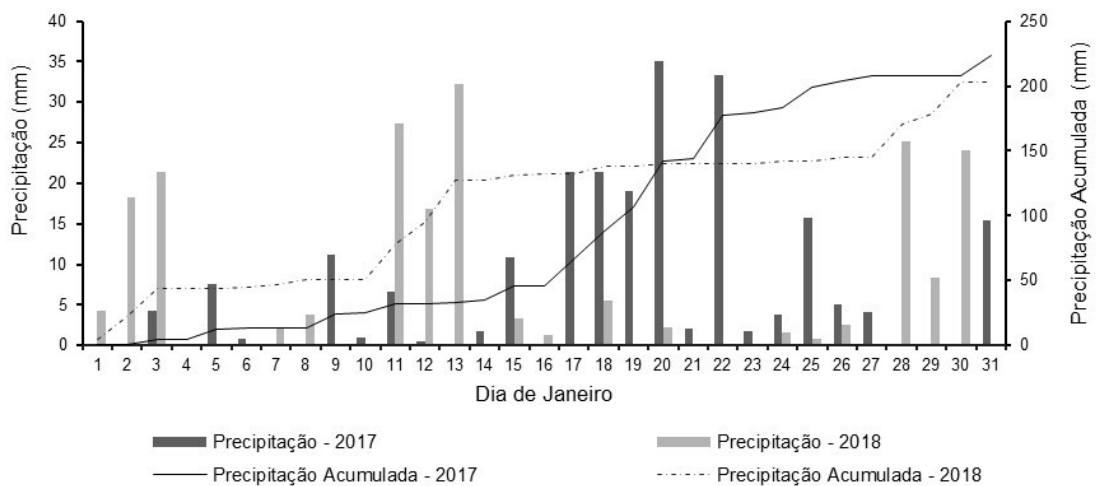
Figura 4.53 - Recarga do lençol freático nos primeiros vinte dias dos anos de 2017 e 2018



Fonte: Própria Autora (2019)

Analisando os quantitativos e distribuições de chuva ocorridos nos meses de janeiro dos anos de 2017 e 2018, Figura 4.54, tem-se que nos dias que antecederam os dias considerados como sendo os inícios das recargas ocorreram um total de precipitação acumulada de 45,5 e 44,20 para os anos de 2017 e 2018, respectivamente. E que sendo esses quantitativos distribuídos de forma diferentes ao longo desses anos, em 2018 a recarga começou 11 dias antes da ocorrida em 2017, portanto, a distribuição da chuva influencia diretamente no tempo de resposta da recarga do lençol freático.

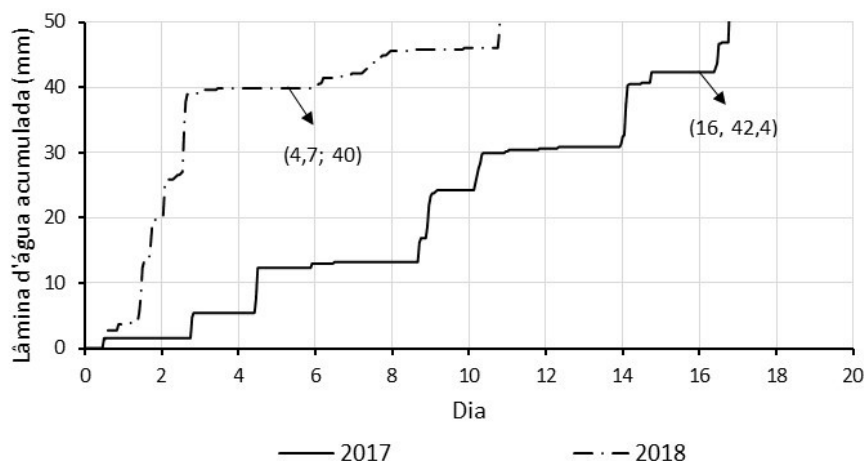
Figura 4.54 - Alturas de precipitação diária e acumulada ocorridas nos meses de janeiro de 2017 e 2018



Fonte: Própria Autora (2019)

As alturas acumuladas de lâminas infiltradas no 16º e 5º dia dos anos de 2017 e 2018 foram de 40 e 42,4 mm, respectivamente. Isto significa que para o tipo de solo da área de estudo foi necessário um total de aproximadamente 40 mm de infiltração no PGHidro para que se iniciasse a recarga no lençol freático, conforme é apresentado na Figura 4.55.

Figura 4.55 - Alturas acumuladas de água infiltrada no solo durante os primeiros vinte dias dos anos de 2017 e 2018 por meio da distribuição do PGHidro



Fonte: Própria Autora (2019)

A lâmina de água acumulada que chega ao lençol freático para o ano de 2017 foi de 1.058,3 mm, desconsiderando o fluxo anterior ao 16º dia, 23,5 mm, que é o fluxo da água já contida no solo, tem-se que 78% do total precipitado no período chega ao lençol freático. Já para o ano de 2018, o fluxo acumulado total foi de 1.022,90 mm, desconsiderando o fluxo anterior ao 5º dia que foi de 6,4 mm, tem-se que 82% do total precipitado contribui para a recarga do lençol freático. Os resultados mostraram que em termos anuais, independente das distribuições da precipitação aproximadamente 80% da altura de lâmina infiltrada no PGHidro contribuíram para a recarga. Este valor é aproximadamente o mesmo encontrado pelo método do balanço hídrico, Item 4.6.4, que foi de 83%.

Nas análises acima o fundo do PGHidro se encontra a 8 m acima do nível do lençol freático, alterando esse nível para 1, 2 e 5 m percebe-se que há alterações tanto nos tempos de resposta como nos quantitativos de recarga, conforme são apresentados na Tabela 23.

Tabela 4.23 - Determinação da porcentagem da altura precipitada que se torna recarga e tempo de resposta do lençol freático a infiltração ocorrida no PGHidro para os anos de 2017 e 2018

Ano	Nível do Lençol (m)	Precipitação Acumulada (mm)	Tempo médio de resposta do lençol freático (dias)	Precipitação Acumulada antes da reposta do lençol freático (mm)	Altura acumulada de lâmina de água de Recarga (mm)	Relação entre altura de água da recarga e precipitada (%)
2017	1	1325,5	4	4,6	1120,6	85
	2		6	12,2	1106,2	83
	5		14	34,54	1066,0	80
	8		16	45,5	1034,8	78
2018	1	1240,30	2	22,6	1063,0	86
	2		2	22,6	1053,3	85
	5		4	44,20	1031,3	83
	8		5	44,20	1016,5	82

Fonte: Própria Autora (2019)

Nos 3 primeiros dias do ano de 2018 ocorreram um total de precipitação de 44,20 mm, quantidade suficiente para gerar volume de infiltração capaz de iniciar a recarga até para maior profundidade do nível do lençol freático considerada, 8m. Assim, para todos os níveis considerado do lençol os tempos de resposta do mesmo as recargas foram menores no ano de 2018 em comparação com os obtidos em 2017.

A relação percentual entre a lâmina de água acumulada que contribuiu para recarga com lâmina acumulada de precipitação é tanto maior quanto menor for a profundidade do lençol freático. Na profundidade de 1 m, que é distância mínima do fundo do poço ao lençol freático recomendada por Baptista *et al.* (2011), Righeto (2009) e Urbonas e Stahre (1993), em média nos anos de 2017 e 2018, 86% do total de lâmina precipitada chega ao lençol freático.

Os resultados confirmaram os trabalhos de Gobel *et al.* (2004), Endreny e Collins (2009), Machusick *et al.* (2011), Thomas e Vogel (2012) que concluíram que quando técnicas compensatórias de infiltração e localizadas são instaladas em áreas com grande índice de impermeabilização, grande parte do total da precipitação contribui com recarga do lençol freático. Endreny e Collins (2009), por exemplo, analisaram a recarga promovida por bacias de retenção que eram obrigatoriamente implantadas na bacia hidrográfica de Syracuse, Nova York, com 70% de área impermeável, e concluíram que após 30 anos de recarga o estado estacionário do nível do lençol freático subiria 1,1 m.

Os autores citados no parágrafo anterior, ainda, salientam que devido ao grande volume de água que chega ao lençol é fundamental estudos prévios antes da implantação de técnicas de infiltração, principalmente se instalada em conjunto nos locais com grande densidade demográfica e que o nível do lençol está a baixa profundidade.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

O solo da área de estudo apresentou-se heterogêneo no que se refere ao tamanho e distribuição dos poros, tanto em relação a profundidade da camada de solo, quanto as distâncias horizontais até o poço de infiltração GHidro. Essa característica fez com que a condutividade hidráulica saturada variasse significativamente de um local para o outro, apresentando valores no intervalo de $1,58 \times 10^{-4}$ a $9,52 \times 10^{-3}$ cm/s.

Os valores de condutividade hidráulica saturada encontrados são maiores que os limites mínimos para o bom funcionamento de poços de infiltração recomendados por Baptista *et al.* (2011) e Schueler (1987), cuja as condutividades hidráulicas saturadas mínimas viáveis são de 1×10^{-4} cm/s e 2×10^{-4} cm/s, respectivamente. Sendo assim, o solo da área de estudo se mostrou adequado para implantação de poços de infiltração no que diz respeito ao valor de Ksat.

As comparações das taxas de infiltração final apresentadas pelos poços com as condutividades hidráulicas saturadas do solo mostraram que o uso dos métodos para determinação de Ksat propostos por Caldoro e Dorfman (s/d) e Pratt e Powel (1992) seriam mais adequados para o dimensionamento do PGHidro, do que o proposto ABGE (1996).

Como a distribuição do escoamento superficial recebido pelo poço de infiltração no solo é feita de forma localizada e em grande quantidade, nos primeiros funcionamentos do mesmo ocorreram rearranjos da estrutura da camada do solo, o que fez com que aumentassem o tamanho e distribuição dos poros, conseqüentemente a taxa de infiltração e a condutividade hidráulica saturada aumentaram. Isto foi conseqüência do efeito de umedecimento e secagem, uma vez que durante o episódio de umedecimento ocorreu a acomodação das partículas menores e no evento de secagem a existência de filmes de umidade nos microporos deram origem a tensões internas levando a coalescência desses poros menores.

Assim, acredita-se que o efeito de umedecimento e secagem deva ser considerado nos dimensionamentos de poços de infiltração em áreas cujo o solo apresenta alta porcentagem de argila em sua distribuição granulométrica, para evitar o superdimensionamento da estrutura.

Os monitoramentos de umidade do solo mostraram que o alcance da frente de umedecimento não depende do diâmetro do poço de infiltração, mas sim da altura de lâmina d'água dentro do mesmo, como afirmado por Ródio (1965). Os maiores alcances ocorreram abaixo da metade dessa altura, mostrando que as superfícies de infiltração que efetivamente contribuíam para a taxa de infiltração de água no solo se encontravam nesta região. Sendo assim, é razoável no dimensionamento de poço de infiltração a consideração somente da área relacionada a metade da altura da estrutura como proposto por Tomaz (2011).

O aumento de diâmetro do poço fez com que diminuísse a taxa de infiltração de água no solo, uma vez que elevou a relação entre o volume de água a infiltrar e a área disponível para infiltração, aumentando a capacidade de reservação, e diminuiu a relação entre a área de percolação e a área de infiltração periférica do poço, aumentando a energia resistente ao fluxo da água no solo.

Na estimativa de recarga potencial de água no solo pelo Método do Balanço Hídrico quando se considerou o manejo das águas pluviais com o uso de poço de infiltração, o valor médio de recarga encontrado para anos de 2017 e 2018 foi 2,72 vezes maior do que para o cenário em condição natural com cobertura de grama, enquanto que na área totalmente edificada com escoamento superficial dirigido ao sistema de drenagem convencional a recarga foi negligenciável.

A alta taxa de recarga promovida pela inserção de poço de infiltração, sendo de 83% da lâmina total de precipitado, deveu-se ao grande volume de escoamento superficial proveniente do telhado e piso do Laboratório de Biopolímeros que foi totalmente infiltrado no PGHidro e à reduzida área disponível para evapotranspiração. A média da relação entre recarga promovida pela área de contribuição gramada e o total precipitado foi de 31%, essa redução no percentual é consequência direta do aumento da evapotranspiração, principal componente de saída de água do solo.

O Método do Balanço Hídrico se mostrou eficiente para estimativa da recarga potencial a partir de poços de infiltração de águas pluviais sendo de fácil aplicação, desde que se conheça as condições físicas da área e os dados meteorológicos da região onde essas técnicas compensatórias forem implantadas.

Em relação a modelagem numérica da dinâmica de água no solo quando se tem infiltração promovida por poços, o modelo mais adequado seria o bidimensional, já que esses sistemas permitem infiltração vertical e horizontal através das suas paredes de fundo e lateral. Entretanto, o software Hydrus 2D/3D versão 2.5 que foi comprado para realização da modelagem numérica não conseguiu representar adequadamente os dados levantados em campo e laboratório, sendo assim não foi possível calibrar o modelo bidimensional.

Na modelagem no Hydrus 1D versão 4.16, o valor médio da recarga potencial aquífero para os anos de 2017 e 2018 foi de 80% do total precipitado no período quando o nível do lençol freático estava a 8 m em relação ao fundo do PGHidro. Ao diminuir esta relação houve aumento do percentual de recarga, sendo que quando o lençol freático estava a 1 m, 86% do total precipitado se tornou recarga.

Os resultados encontrados no modelo numérico utilizando o software Hydrus 1D versão 4.16 são próximos aos determinados pelo Método do Balanço Hídrico, o que mostra que esta ferramenta pode ser uma boa opção para a estimativa preliminar da recarga potencial de aquífero promovida por poços de infiltração, tendo como vantagem ser de acesso gratuito.

Os resultados mostram a importância de considerar o poço de infiltração na gestão urbana, uma vez que este sistema de controle de escoamento superficial na fonte, além de cumprir bem com seu papel de amortecedor de escoamento superficial, contribui significativamente para a recarga de aquífero.

A implantação de poço em locais com densidade demográfica urbana alta e com grande impermeabilização do solo pode resolver os problemas de escoamento superficial excessivo sem o transferi-lo para áreas de jusante e da diminuição da taxa de infiltração de água no solo que leva a redução da potenciometria do aquífero, fonte de água que tem sido cada vez mais utilizada no abastecimento urbano de água.

Em locais onde a densidade demográfica urbana é alta, o aquífero não é utilizado no abastecimento urbano de água e o nível do lençol freático se encontra a baixa profundidade, é importante a realização de um estudo prévio antes da instalação de poços de infiltração, pois um conjunto dessa técnica compensatória implantado nesses locais pode fazer com que haja uma grande elevação do nível do lençol, conseqüentemente danos econômicos e ambientais podem ocorrer.

5.2 Sugestões de Trabalhos Futuros

Este trabalho deu início a importante tarefa de analisar a dinâmica de água no solo promovida pela infiltração de poços utilizados em controle de escoamento superficial, principalmente, no que se refere a recarga do lençol freático e determinação de sua área de influência. Diante dos resultados e limitações encontradas são sugeridos:

1. Testar novos softwares que possibilitem a modelagem numérica bi ou tridimensional da dinâmica de água no solo promovida pela infiltração de poços para que se possa escolher o mais adequado ao problema;
2. Fazer análises de erro considerando os desvios de medida de cada equipamento utilizado nos monitoramentos.
3. Novas configurações e/ou maiores instrumentações dos equipamentos de medição de umidade do solo no entorno do poço de infiltração para melhorar o acompanhamento da frente de umedecimento, tanto horizontal quanto verticalmente até o nível do lençol freático;
4. Monitoramento contínuo do lençol freático para que se possa comparar as recargas reais com as recargas potenciais determinadas nos modelos numérico e analítico;
5. Analisar interferência da variação da relação entre altura e diâmetro do poço na infiltração e percolação de água no solo;
6. Analisar o comportamento hidrodinâmico do solo e da recarga potencial do aquífero a partir de poços de infiltração implandados em áreas com densidades demográficas distintas, e
7. Monitoramento e modelagem de outras técnicas compensatório que utilizam a infiltração no solo como exutório, para que se possa comparar os resultados com os obtidos nesta pesquisa e sirvam de critério de decisão para implantação em áreas específicas, no que diz respeito a influência das mesmas no lençol freático.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABGE. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Ensaios de Permeabilidade em Solos: orientações para a sua execução no campo. 3.ed. Boletim 04. São Paulo, 1996.
- AHIABLAME, L. M.; ENGEL, B. A.; CHAUBEY, I. 2012. Effectiveness of low impact development practices: literature review and suggestions for future research. *Water, Air, Soil Pollut.* v.7, n. 223, 2012, p. 4253-4273.
- ALLEN, R. G.; PEREIRA, L. S.; RAES, D.; SMITH, M. Crop e evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements. Rome: FAO, 1998. 300 p. (FAO – Irrigation and Drainage Paper, 56.).
- ALLISON, G.B.; GEE, G.W; TYLER, S.W. Vadose-zone techniques for estimating groundwater recharge in arid and semiarid regions. *Soil Science Society of America Journal*, 58, 6-14, 1994.
- ALMEIDA, L. Estudo da Aplicabilidade de Técnicas de Recarga Artificial de Aquífero para Sustentabilidade das Águas Termas na Região de Caldas Novas-GO. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Geociência, UNB. Brasília, 2011, 170 p.
- ALONSO, T. Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeâmetro de parede flexível. 2005. 120p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- ANKENY, M. D.; AHMED, M.; KASPAR, T. C.; HORTON, R. Simple field method for determining unsaturated hydraulic conductivity. *Soil Science Society of America Journal*, v. 55, n. 2, p. 467-470, 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D5298-03: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Philadelphia, 2003. 6p
- ARNOLD, S.; BARTSCH, S.; RUIDISCH, M.; SHOPE, C. L. Simulation of runoff patterns and soil erosion on mountainous farm land with and without plastic covered-furrow cultivation in South Korea. *American Society of Agricultural and Biological Engineers*. V. 56, n. 2, p. 667-679- march 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). Ensaios de permeabilidade em solos: orientações para sua execução no campo. 3ª. ed., Boletim 04, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458: Amostras de Solos Preparadas para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458: Grão de Pedregulhos Retidos na Peneira de Abertura de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, da Massa Específica Aparente e da Absorção de Água . Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT. NBR 7229: Projeto, Construção e Operação de Tanque Sépticos . Rio de Janeiro, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9604: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 10838: Determinação da Massa Específica Aparente de Amostras Indeformadas, com Emprego da Balança Hidrostática. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 13292. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 14545. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Rio de janeiro, 2000.
- ASTM – American Society for Testing and Materials. Standard Test Method for Infiltration Rate of Soils in Field Using Double-Ring Infiltrometer. ASTM – D 3385-94, 2018.

- ASTM – American Society for Testing and Materials. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. ASTM – D 5293-03, 2003.
- AUSTRALIA; NEW ZEALAND. Agriculture and Resource Management Council of Australia and New Zealand, and the Australian and New Zealand Environment and Conservation Council. Australian Guidelines for Urban Stormwater Management. Canberra. ISSN 10387072, 2000.
- AZZOUT, Y.; BARRAUD, S.; CRES, F.N.; ALFAKIH, E. Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial : Choix, Conception, Réalisation et Entretien, LCPC, INSA Lyon, Certu, Agences de l'Eau, Lavoisier Technique et Documentation, Paris. ASCE, 1969. Design and Construction of sanitary and storm sewers. New York, 1994.
- BAPTISTA, M.B.; NASCIMENTO, N.O.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Porto Alegre. ABRH, 2 ed. 2011.
- BARBASSA, A. P.; ANGELINI SOBRINHA, L.; MORUZZI, R. B. Poço de infiltração para controle de enchentes na fonte: avaliação das condições de operação e manutenção. Ambiente Construído (Online), v. 14, p. 91-107, 2014.
- BARBASSA, Ademir P.; CAMPOS, João B. N. de. Comportamento hidrológico de áreas urbanas impermeabilizadas diretamente conectadas e total. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH, Porto Alegre, v. 15, n. 4, p. 69-79, out./dez. 2010. Disponível em: . Acesso em: 26 fev. 2016.
- BARBASSA, A.P.; JUNIOR, C.X.O ; GUTIERREZ, L.A.R.3 ; LUCAS, A, H. Coeficiente de permeabilidade em ensaio de poço invertido: efeito do tempo de umedecimento prévio e métodos de cálculo . XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2009 Campo Grande – MS
- BARBOSA, C. M. S.; MATTOS, A. Conceitos e Diretrizes para Recarga Artificial de Aquífero. XV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 2008.
- BARRAUD, S.; BARDIN, J.P; GOUTIE, A.; RIOU, V. Selection aid of alternative techniques in urban storm drainage proposition of an expert system. Water Science and technology. V.39, n.34, p. 241-248, 1999.
- BEAR, J. e VERRUIJT, A. Modeling groundwater flow and pollution: theory and applications of transport in porous media. Dordrecht, Holland: D.Reidel Publishing Company. 1987, 414p.
- BEEKMAN, H. E.; XU, Y. Review of groundwater recharge estimation in arid and semi-arid Southern Africa. In: Groundwater Recharge Estimation in Southern Africa. UNESCO. Paris, 2003, 206 p.
- BEUTLER, A.N.; CENTURION, J.F.; SOUZA, Z.M.; ANDRIOLI, I. e ROQUE, C.G. Retenção de água em dois tipos de Latossolos sob diferentes usos. Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol.26, n.3, p. 829-834
- BOSCOV, M. E. G. Geotecnia Ambiental. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. v. 1. 248 p, 2002.
- BORDNER, G.; SCHOLL, P.; KAUL, H. P. Field Quantification of Wetting-Drying Cycles to Predict Temporal Changes of Soil Pore Size Distribution. Soil and Tillage Research, v. 133, p. 1 -9, 2013.
- BOUWER, H. Groundwater hydrology. Agricultural Research Service. United States Department of Agriculture. United States of America: McGraw-Hill, 1978. 480 p.
- BOUWER, H. Estimating and enhancing groundwater recharge. In: Sharma ML (ed) Groundwater Recharge. Balkema, Rotterdam, 1989, p. 1-10.
- BOUWER, H. Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. Hydrogeology Journal, v. 10, p. 121-142, 2002.
- BRASIL. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei nº 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências, 2007. Disponível em: <https://www2.camara.leg.br/legin/fed/lei/2007/lei-11445-5-janeiro-2007-549031-norma-Atualizada-pl.pdf>. Acessado em: 16 de abr. 2016.
- BROOKS, R.H.; COREY, A. Hydraulic properties of porous media: volume 3. Fort Collins: Colorado State University, 1964.

- BUCKINGHAM. Studies of the Movement of Soil Moisture. ESDA Bur, Soil Bull, 38, Washington D.C., US. Government Printing Office, 1907.
- BURTON, G.A., PITT, R.E. Stormwater effects handbook: A Toolbox for Watershed Managers, Scientists, and Engineers. Lewis Publishers, Washington, USA, 2002.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; LELIS, A. C. Cartilha de Infiltração. Série Geotecnia, v.2. Brasília, DF-UNB, 36 p., 2010.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; JUNIOR, G. de F. N. G.; CARVALHO, E. T. L. organizadores. Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Série Geotecnia. Vol. 4. Livro. 644 p., Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Brasília, DF. 2012
- CAMARGO, A.P. Contribuição para a determinação da evapotranspiração potencial no Estado de São Paulo. Bragantia, v.21, n.12, p.163-213, 1962.
- CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 301 p.
- CARDOSO, A.S.; BAPTISTA, M.B. Metodologia para Avaliação de Alternativas de Intervenção em Cursos de Água em Áreas Urbanas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 16, n. 1, p. 129-139. Jan.-mar. 2012. Disponível em: <http://www.abrhu.org.br/sgcv3/UserFiles/Sumarios/371611c4ff2f1e75063f1055c430fadea_4cb26c58727c5e1049de319cdeda2079.pdf>. Acessado em: 02 de abr. 2015.
- CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. Hidrologia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.
- CARVALHO, E. T. L.; CARVALHO, J.C.; JUNIOR, J.F.N.G.; SALES, M.M.; ABRÃO, J.T. Poços como estruturas de infiltração. In: Tópicos sobre infiltração. Série Geotecnia – UnB, v. 4., Brasília : Faculdade de Tecnologia, 2012.405-458.
- CARVALHO, E. T. L. Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, 2013. 316 p.
- CARVALHO, L. A. Condutividade hidráulica do solo no campo: as simplificações do método do perfil instantâneo. Piracicaba, 2002. 86p. Dissertação (Mestrado em agronomia) - Escola Superior de Agricultura “Luiz de Queiroz”, Universidade de São Paulo, 2002.
- CAUDURO, F. A.; DORFMAN, R. Manual de ensaios de laboratório e de campo para irrigação e drenagem. Porto Alegre: PRONI/IPH-UFRGS, s/d.
- CELIA, M. A.; BOUOUTAS, E. T.; ZARBA, R. L. A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. Water Resour. Res., 26:1483-1496, 1990.
- CEPAGRI - CENTRO DE PESQUISAS METEOROLÓGICAS E CLIMÁTICAS APLICADAS À AGRICULTURA. Bauru. Disponível em <http://www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima_muni_068.html> Acessado em 31 marc. 2016.
- CETESB – COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. Águas Subterrâneas. Disponível em <<https://cetesb.sp.gov.br/aguas-subterraneas/programa-de-monitoramento/consulta-por-aquiferos-monitorados/aquifero-guarani/>> Acessado em 28 de março de 2016.
- CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C.I. The Filter-Paper Method of Suction Measurement. Géotechnique, Vol. 36, Nº2, p. 265-268, 1986.
- CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERYSMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise building. Proceedings of Institution of Civil Engineers – Civil Engineering, v. 92, n.2, p. 82-89, 1992.
- CHAPRA, S.C. e CANALE, R.P. Métodos numéricos para ingenieros: con programas de aplicación. 4ª ed., México: McGraw-Hill Interamericana, 2003, 969 p.
- CHEVIRON, B.; COQUET Y.. Sensitivity analysis of transient-MIM HYDRUS-1D: Case study related to pesticide fate in soils. Vadose Zone Journal, Madison, v. 8, n. 4, p. 1064-1079, 2009.
- CHRISTIANS, N. E. Fundamental of turfgrass management. Chelsea: Arbor Press, 1998. 301 p.

CORRÊA, A. C. S. S.; SOUSA, T. C.; SOUZA, N. M. Características dos solos tropicais aplicadas como barreiras naturais contra a contaminação de aquíferos. In: Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 13, 2004, Cuiabá. Anais... São Paulo: ABAS, 2004. p. 177-177.

CSIRO, A. P. Urban stormwater. Best-Practice Environmental Management Guidelines. CSIRO Publishing, Melbourne, Australia, 320 p, , 1999.

DANIEL JUNIOR, J.J. Avaliação de uma biorretenção como estrutura sustentável de drenagem urbana. Dissertação de mestrado-universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia. Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, RS, 2013.

DAS, B. M. Advanced soil mechanics. 3 ed. London and New York: Taylor & Francis, 2008. 567p.

DEB, S.; SIMUNEK, J. J.; SHUKLA, M. K.; MEXAL, J. Evaluation of Spatial and Temporal Root Water Uptake Patterns of Flood-Irrigated Pecan Tree Using the Hydrus (2D/3D) Model. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, v. 139, n. 8, p. 599 -611, 2013.

DE JONG VAN LIER, Q.; METSELAAR, K.; VAN DAM, . C. Root water extraction and limiting soil hydraulic conditions estimated by numerical simulation. Vadose Zone Journal, Madison, v.5, n.4, p. 1264-1277, 2006.

DE JONG VAN LIER, Q.; VAN DAM, J.; METSELAAR, K.; DE JONG, R.; DUKNISVELD, W. Macroscopic root water uptake distribution using a matric flux potential approach. Vadose Zone Journal, Madison, v. 7, n. 3, p. 1065-1078, 2008.

DE JONG VAN LIER, Q.; DOURADO NETO, D.; METSELAAR, U. Modeling of transpiration reduction in Van Genuchten-Mualem type soils. Water Resources Research, Washington, v. 45, n.2, p. 1-9, 2009.

DELLEUR, J. W. The Handbook of Groundwater Engineering. Boca Raton: CRC Press LLC, 1999. 969 p.

DIERSCH, H.J.G. FEFLOW – Physical basis of modeling, Reference manual – Part –I, WASY Ltd., Berlin. 2002, 278 p.

DOORENBOS, J.; PRUITT, W.O. Crop Water Requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper 24, FAO, Rome, 144 p, 1997.

DOURADO NETO, D.; DE JONG VAN LIER, Q.; GENUCHTEN, M. T.; REICHARDT, K.; METSELAAR, K.; NIELSEN, D. Alternative analytical expressions for the general Van Genuchten-Mualem and Van Genuchten-Burdine Hydraulic conductivity models. Vadose Zone Journal, Madison, v.10, n.2, p. 618-623, 2011.

DRAINAGE MANUAL – A Water Resources. Technical Publication. U.S. Department of Interior, Bureau Reclamation, 1993, 340 p.

DRUMOND, P. P. Estudo da Influência da Reservação de Águas Pluviais em Lotes no Município de Belo Horizonte, MG: Avaliação Hidráulica e Hidrológica. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2012.

DURNER, W. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure, Water Resour. Res., 32(9), 211-223, 1994

ENDRENY, T.; COLLINS, V. Implications of Bioretention Basin Spatial Arrangements on Stormwater Recharge and Groundwater Mounding. Ecological Engineering, v. 35, n.5, p:670-677. May 2009.

FAGUNDES, J.R.T. Estudo integrado das características geológico-geotécnicas com vista à avaliação de recarga de aquífero: região de São Carlos-SP. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010, 397 p.

FAILACHE, M. F. Proposta de Procedimentos para estimativa da Infiltração e do Escoamento Superficial Hortoniano Potencial baseado em Dados Geológicos, Geotécnicos, de Uso e Ocupação e Evento de Chuva. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Geotencia, USP, 2018.

- FAIROUZ, S.; NESSRINE, Z.; FETHI, B. DE MASCELLI, R.; BOUHILIA, R. Modeling the Impact on Root Water Uptake and Solute Return Flows of Different Drip Irrigation Regimes With Brackish Water. *Water*, v. 11, n. 425, 2019.
- FEDDES, R. A.; KOWALIK, P. J.; ZARADNY, H. *Simulation of Field Water Use and Crop Yield*. John Wiley & Sons, New York, NY, 1978.
- FERNANDES, M. M. *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. Porto: FEUP, 2006. 450p.
- FERREIRA, T. S. *Avaliação do Comportamento hidrológico de Poços de Infiltração de Águas Pluviais como Medida Compensatória em Drenagem Urbana*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Urbana, UFSCar. São Carlos-SP, 2016, 159 p.
- FERREIRA, T. S.; BARBASSA, A. P.; MORUZZI, R. B. Controle de Enchentes no Lote por Poço de Infiltração de Água Pluviais sob Nova Concepção. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 23, n. 2, 2018, p. 437-446.
- FITTS, C. R. *Groundwater Science*. London: Academic Press, 2002. 450 p.
- FREDLUND, D. G.; XING, A; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canada*, v. 31, p. 533-546. 1994.
- GEIGER, W.F.; DREITSEITL, H. *New paths for stormwater, second ed. Handbook for Retention and Infiltration of Stormwater at Development Sites* Oldenbourg publisher, München, Germany (in German), 2001.
- GÖBEL, P.; STUBBE, H.; WEINERT, M.; ZIMMERNANN, J.; STEFAN, F.; DIERKES, C.; KORIES, H.; MESSER, J.; MERTSCH, V.; GEIGER, W. F.; GOLDEWEY, W. G. Near-natural stormwater management and its effects on the water budget and groundwater surface in urban areas taking account of the hydrogeological conditions. *Journal of Hydrology*, n. 299, p. 267-283, 2004.
- GONÇALVES, A. R. L. *Geologia Ambiental em São Carlos*. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), 1986, 137p.
- HARREL, K. *Design and testing of a subsurface excess irrigation capture and re-use system*. (PhD in Civil Engineering), California State University, Long Beach, 2015, 210 p.
- HEMKER, C.J; NIJSTEN, G.J. *Groundwater Flow Modelling using Micro-Fem, Version 3*. Amsterdam: University of Amsterdam, 1996, 370p.
- HILLEL, D. *Environmental soil physics: fundamental, applications, and environmental considerations*. San Diego: Academic Press, 1998, 494 p.
- HILTEN, R.N.; LAWRENCE, T.M.; TOLLNER, E.W. Modeling stormwater runoff from green roofs with HYDRUS-1D. *Journal of Hydrology*, Amsterdam, v. 358, p. 288-293, 2008.
- HURDEPOOHL M.R. *Modeling Stormwater Runoff from Synthetic Turf Fields Using HYDRUS and SWMM*. (PhD in Civil and Environmental Engineering). University of Cincinnati, Cincinnati, 2014, 86p.
- IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). *Perfis dos Municípios Brasileiros, 2012*. Disponível em: <<https://ww2.ibge.gov.br/home/estatistica/economia/perfilmunic/2012/>> Acessado em 28 mar. 2016.
- INGO WAHNFRIED, Ricardo Hirata. *Comparação de Métodos de Estimativa de Recarga de Aquíferos em Uma Planície Aluvionar na Bacia Hidrográfica do Alto Tietê*. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10, n. 2, 2005.
- INMET – INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Disponível em <<http://www.inmet.gov.br/portal/>> Acessado em 09 de set. 2016.
- JACQUES, D.; SIMUNEK, J. *User Manual of the Multicomponent Variably-Saturated Flow and Transport Model HP1, Description, Verification and Examples*. Version 1.0. SCK•CEN-BLG-998, Waste and Disposal, SCK•CEN, Mol, Belgium, 79 pp, 2005.

- JARVIS, N. J.; MESSING, I. Near-saturated hydraulic conductivity in soils of contrasting texture measured by tension infiltrometers. *Soil Science Society of America Journal*, v.59, p.27-34, 1995.
- JENNINGS, A. A. Residential Rain Garden Performance in the Climate Zones of the Contiguous United States. *Journal of Environmental Engineering*, v. 141, n. 12, dec. 2016.
- JONASSON, S. A. Dimensioning methods for stormwater infiltration systems. In: International Conference on Urban Storm Drainage. 3., 1984, Göteborg. Proceedings... Göteborg: Chalmers University of Technology, 1984. v. 3, p. 1037-1046
- JURY, W. A.; HORTON, R. *Soil Physics*. 6th Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 2004
- KANDELOUS, M.M.; SIMUNEK, J. Comparison of numerical, analytical, and empirical models to estimate wetting patterns for surface and subsurface drip irrigation. *Irrigation Science*, v.28, p.435- 444, 2010.
- KOIDE, S. Subsurface flow study by finite element method. PhD Thesis. Imperial College, UK, 1990, 306p.
- KOOL, J. B., and M. Th. VAN GENUCHTEN. HYDRUS, One-dimensional variably saturated flow and transport model, including hysteresis and root water uptake. Version 3.2. User Manual. Hydrogeologic Inc., Herndon, VA, 116 p, 1989.
- KOSUGI, K. Lognormal Distribution Model for Unsaturated Soil Hydraulic Properties. *Water Resources Research*, Washington, v.32, n. 9, p. 26697 – 2703, set, 1996.
- KROES, J.; VAN DAM, J.; GROENENDIJK, P.; HENDRIKS, R.; JACOBS, C. SWAP version 3.2: theory description and user manual. Wageningen: Alterra Wageningen, 2008, 262 p.
- LAL, R.; SHUKLA, M.K. *Principles of soil physics*. New York: Marcel Dekker, 2004, 682 p.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. John Wiley e Sons, 1969. 553 p.
- LERNER, D.N.; ISSAR, A.S.; SIMMERS, I. Groundwater recharge: a guide to understanding and estimating natural recharge. *International Contributions to Hydrogeology*, Vol. 8. International Association of Hydrogeologists, Verlag Heinz Heise, 1990.
- LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Review of Soil-Water Characteristic Curve Equatons. *Journal fo Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, n.12, p. 1106-1117, 1997.
- LI, Y. Hydrologic performance analyses, modeling, and design tool development for green roof systems. (PhD in Civil Engineering). University of Hawaii at Manoa, Honolulu, 2014, 125p.
- LIBARDI, P. L. Dinâmica da água no solo. Piracicaba: Editora da Universidade de São Paulo (edusp), 2 ed, 2005. 335 p.
- LIMA, J. E. F. W. Modelagem Numérica de Água no Solo e do Escoamento de Base de uma Bacia Experimental em Áreas Agrícolas no Cerrado. Tese (Doutorado). Faculdade de Tecnologia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Brasília. Brasília, 2010, 340 p.
- LISBOA, R. L. L. Determinação da condutividade hidráulica não saturada de solos residuais com o permeâmetro Guelph e ensaios de laboratório. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2006, 89 p.
- LINSLEY R, KOHLER M, PAULHUS J. *Hydrology for Engineers*, McGraw Hill. 3rd ed, 1982.
- LIPIEC, J.; HATANO, R. Quantification of compaction effects on soil physical pr operties and crop growth. *Geoderma*, 116:107-136, 2003.
- LLOYD, S.D. Water sensitive urban design in the Australian context—Conference, 30–31. August 2000, Melbourne, Australia, Technical Report, Cooperative research centre for catchment hydrology, Melbourne, Australia, 2001, 26 p.
- MACHUSICK, M.; TRAVER, R.; WELKER, A. Groundwater Mounding at a Storm-Water Infiltration BMP. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. v. 137, n.3. January 2010.

- MALDANER, C. H. Recarga de Aquíferos em Áreas Urbanas: Estudo de Caso de Urânia (SP). Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia do Instituto de Geociência da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010, 101 p.
- MARCUZZO, F. F. N.; ARANTES, E. J. WENDLAND, E. Avaliação de métodos de estimativa de evapotranspiração potencial e direta para região de São Carlos-SP. Irriga, Botucatu-SP., v.13, n.3, p.323-338, 2008.
- MARYLAND - PRINCE GEORGE'S COUNTY. Low-Impact Development Design Strategies: An Integrated Design Approach. Maryland: Department of Environmental Resources. 1999, 150p.
- MAUCK, B. A. The capacity of the Cape Flats aquifer and its role in water sensitive urban design in Cape Town. (PhD in Environmental Science) - . University of Cape Town, South Africa, 2017, 215 p.
- MENG, Y.; CHEN, J.; WANG, H.; ZANG, S. Modeling hydrologi of a Single Bioretention System With Hydrus 1D. The Scientific Word Journal, v. 10, 2014.
- MESQUITA, M. G. B. F.; MORAES, S. O. A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo. Ciência Rural, Santa Maria, v.34, n.3, p.963-969, mai.-jun., 2004.
- MICHELON, C. J. Funções de pedotransferência para estimativa da retenção de água e alguns solos do Rio Grande do Sul. Ciência Rural, v. 40. n.4, pp. 848 – 853, abr. 2010.
- MIGUEL, M. G.; VILAR, O. M. Study of water retention properties of a tropical soil. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, n.9, p. 1084-1092, 2009.
- MONTEIRO, A.L.N.; MONTENEGRO, A.A.A.; MONTENEGRO, S.M.G.; SANTOS, F.X. Avaliação de lavagem parcial de sais em Neossolo Flúvico irrigado, utilizando modelagem computacional. Engenharia Agrícola, Jaboticabal, v. 29, n. 2, p. 207-220, abr./jun. 2009.
- MORIASI, D. N.; ARNOLD, J. G.; VAN LIEW, M. W.; BINGNER, R. L.; HARNEL, T. L.; VEITH, T. L. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. Transaction of the ASABE, St. Joseph, v. 50, n. 3, 2007, p. 885-900.
- MORRIS, B.L., LAWRENCE, A.R., FOSTER, S.S.D. Sustainable groundwater management for fast-growing cities: mission achievable or mission impossible?, In: Chilton, J. *et al.* (Ed.), Groundwater in the Urban Environment—Problems, Processes and Management, Proceedings of the 27. IAH-Congress on Groundwater in the Urban Environment. Nottingham, UK, 1997, p. 55–66.
- MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, Washington, v. 12, n. 3, p. 513-5222, 1976.
- MUJOVO, M. J. N. Simulação de Fluxo Vertical em Trincheiras de Infiltração Urbana. Dissertação (Mestrado). Centro Tecnológico. Pós-Graduação em Engenharia Sanitária. Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.
- NEW JERSEY - Stormwater Best Management Practices Manual - New Jersey Department of Environmental Protection - Division of Watershed Management. 2004.
- NEUMAN, S. P. Finite element computer programs for flow in saturated-unsaturated porous media. Second Annual Report, Project No. A10-SWC-77, Hydraulic Engineering Lab., Technion, Haifa, Israel, 1972.
- NEUMANN, L.E.; SIMUNEK, J.; COOK, F.J. Implementation of quadratic upstream interpolation schemes for solute transport into HYDRUS-1D. *Environmental Modelling & Software*, Oxford, v. 26, n. 1, p. 1298-1308, nov. 2011.
- ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek, 3 ed, 2007, 391 p.
- PAKHRUST, D. L.; CAJ. A. J. Appelo. User's guide to PHREEQC (Version 2): A computer program for speciation, batch-reaction, one-dimensional transport, and inverse geochemical calculations. Water-Resour. Invest. Rep. 99-4259. USGS, Denver, CO, 1999.
- PAN, L.; WIERENGA, P. J. A transformed pressure head-based approach to solve Richards' equation for variably saturated soils. Water Resources Research. Washington, v. 31, n.4, p. 925-931, 1995.

- PEIXOTO, V. C. Avaliação Paramétrica e Dimensionamento de Poços de Infiltração para Fins de Drenagem Urbana. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, 2011, 111 p.
- PEJON, O.J. Estudos Geológicos-Geotécnicos da Região Urbana de Araraquara-SP. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1987.
- PENNSYLVANIA. Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Pennsylvania, USA, 2006, 685 p.
- PEREIRA, Q. R. Simplificado o Balanço Hídrico de Thornthwaite-Mather. *Bragantia*, v. 64, n.2, pp 311 – 313, 2005.
- PETRY, M. T. Iteração solo-planta e disponibilidade de água no solo as plantas de sorgo e soja. Dissertação (Mestrado). Agronomia – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Catarina, 2000.
- PETRY, M. T. Disponibilidade de água no solo ao milho cultivado sob sistemas de semeadura direta e prepare convencional. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 31, n.3, p – 531 -539, Viçosa, 2007.
- PIRES, L.F.; REICHARDT, K.; COOPER, M.; CÁSSARO, F.; DIAS, N. M. P.; BACCHI, O. O. S. Pore System Changes of Damaged Brazilian Oxisols and Nitisols Induced by Wet-Dry Cycles as Seen in 2-D Micromorphologic Image Analysis *Anais da Academia Brasileira de Ciências*, n. 81, pp.151-161, 2009.
- POEHLS, D.; SMITH, G. *Encyclopedic Dictionary of Hydrogeology*. Boston: Academic Press/Elsevier, 2009. 528 p.
- PRATT, C.J., POWEL, J.J.M. Design of infiltration systems: the new UK approach. In: *International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage*, (NOVATECH), Lyon. 1992.
- RADCLIFFE, D. E.; SIMUNEK, J. J. *Soil physics with HYDRUS: modeling and applications*. CRC Press; 1 edition (May 21, 2010).
- REICHARDT, K. *Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas*. Piracicaba, SP.: ESALQ/USP., Depto. Física e Meteorologia, 1996. 505p.
- REICHERT, J. M.; SUZUKI, L. E. A. S.; REINERT, D. J. Compactação do solo em sistemas agropecuários e florestais: identificação, efeitos, limites críticos e mitigação. In: CERETTA, C. A.; SILVA, L. S.; REICHERT, J. M. *Tópicos em Ciência do Solo*. 1. ed. Viçosa: SBCS, 2007, v. 5, p. 49-134.
- REICHARDT, K.; TIMM, L. C. *Solo, planta e atmosfera: conceito, processo e aplicações*. Barueri: Manole, 2004.
- REIS, R. P. A.; OLIVEIRA, L. H.; SALES, M. M. Proposição de Parâmetros de Dimensionamento e Avaliação de Poços de Infiltração de Água Pluvial. Im: *M. 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. Campo Grande. ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. *Saneamento Ambiental Brasileiro: Utopia ou Realidade?* Rio de Janeiro, RJ, 2005, p: 1- 9.
- REYNOLDS, W. D.; ELRICK, D. E. Determination of hydraulic conductivity using a tension infiltrometer. *Soil Science Society of America Journal*, v. 55, n. 3, p. 633-639, 1991.
- RICHARDS, L. A. The Usefulness of Capillary Potential to Soil Moisture and Plant Investigations. *J. Agr. Res*, 37, p: 719-742, 1928.
- RICHMAN T.E ASSOCIATES, *Start at the Source – Design Guidance Manual for Stormwater Quality Protection*. Califórnia, USA, 1999. 254p.
- RIGHETO A. M. *Manejo de Águas Pluviais Urbanas*. Programa de Pesquisa e Saneamento Básico, Rio de Janeiro, 2009.
- RÓDIO, S.A. (1965). *Mesures des permeabilites en place*. s.l.: Cooperation Technique A.S.T.E.F., Stage de Perfectionnement, Geoconseil

- ROEHR, D.; FASSMAN-BECK, E. Living Roofs in Integrated Urban Water Systems. Routledge, 192 p. march, 2015.
- ROSSATO, L. Estimativa da capacidade de armazenamento de água no solo do Brasil. São José dos Campos: INPE, 145p. – (INPE-8915-TDI/809), 2002.
- RUSHTON, K.R. Numerical and conceptual models for recharge estimation in arid and semi-arid zones. In: I. Simmers, ed. Estimation of natural groundwater recharge. NATO ASI Series C, Reidel Publishing Co. Vol 222, 223-238, 1998.
- SALEMI, L. F. Escoamento sub-superficial de água: em qual profundidade do solo? WebArtigos, 2013. Disponível em: < <http://webartigos.com/artigos/escoamento-sub-superficial-de-agua-em-qual-profundidade-no-sub-solo/102467>> Acessado em 10 de ag. 2017.
- SANTOS, R. A. Propriedade de Retenção de Água por Espaços Porosos não Homogêneos: Experimentos de Laboratório e Simulação Computacional. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Ciências – Área de Concentração: Física da Universidade Estadual de Ponta Grossa. Ponta Grossa – PR, 2005, 124 p.
- SANTOS, R. Propriedades de retenção e condução de água em solos, sob condições de campo e em forma de agregados, submetidos aos plantios convencional e direto. Dissertação (Mestrado em Ciências). Universidade Estadual de Ponta Grossa, 2008. 102 p.
- SÃO CARLOS - Dispõe sobre o Código de Obras e Edificações do Município de São Carlos, e dá outras providências. Disponível em: < <http://www.saocarlos.sp.gov.br/index.php/utilidade-publica/161183-codigo-de-obras-e-edificacoes.html>> Acessado em 02 de abril de 2016.
- SASIDHARAN, S.; BRADFORD, S. A.; SIMUNEK, J.; KRAEMER, S. R. Drywell infiltration and hydraulic properties in heterogeneous soil profiles. Journal of Hydrology, v. 570, p. 598-611, march 2019.
- SCANLON, R.B.; COOK, P.G. Theme issue: groundwater recharge. Hydrogeology Journal, 10, 18-39, 2002.
- SCHUELER, T. R. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Design Urban BMPs. Washington: Metropolitan Council of Government. 1987.
- SCOTTER, D. R.; CLOTHIER, B. E.; HARPER, E. R. Measuring saturated hydraulic conductivity and sorptivity using twin ring. Australian Journal of Soil Research, v. 20, n.4; p. 295-304, 1982.
- SEJNA, M.; SIMUNEK, J. HYDRUS (2D/3D): Graphical User Interface for the HYDRUS Software Package Simulating Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media, published online at www.pc-progress.cz, PC-Progress, Prague, Czech Republic, 2007.
- SEJNA, M.; SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M. T. The HYDRUS Software Package for Simulating the Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Porous Media. User Manual, 2014.
- SEKI, K. SWRC Fit. (2007). Disponível em <<http://purl.org/net/swrc/>>. Acessado em 12 de fevereiro de 2018.
- SELKER, J.; STEWART, R. D. Soil Physics with HYDRUS: Modeling and Applications. Vadose Zone Journal. v. 10, n. 4, p:1338-1358. January 2011.
- SHARMA, M. L. Groundwater Recharge. Balkema, Rotherdam 1989.
- SILVA, C. L.; KATO, E. Efeito do selamento superficial na condutividade hidráulica saturada da superfície de um solo sob cerrado. Pesquisa Agropecuária Brasileira, v.32, n.2, p.213-220, 1997.
- SILVA, E.M. Analysis of furrow irrigation uniformity as affected by furrow spacing. Ph.D.Thesis. University of Arizona, Tucson, 1990, 449p.
- SILVA JUNIOR, J. J. Aplicação do Método Inverso pelo Modelo HIDRUS 2D para Obtenção de Propriedades Físico Hídricas de Solos Tropicais. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Lavras. Lavras – MG, 2005, p.110.

- SILVA, L. C. Sistemas de Drenagem Urbana Não-convencionais. Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2006.
- SILVEIRA, A.L.L., Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão. Curso preparado por: Instituto de Pesquisas Hidráulicas Universidade Federal do Rio Grande do Sul Fundo Setorial de Recursos Hídricos (CNPq), 2002.
- SIMMERS, I. Recharge of Phreatic Aquifers in (Semi-) Arid Areas. International Contributions to Hydrogeology, 19. International Association of Hydrogeologists, Balkema, Rotterdam, 1-18, 1997.
- SIMUNEK, J., M. SEJNA, and M. Th. VAN GENUCHTEN, The Hydrus-1D software package for simulating the one-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated media. Version 2.0, IGWMC - TPS - 70, International Ground Water Modeling Center, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, 1998, 202 p.
- SIMUNEK, J. J.; SEJNA, M.; VAN GENUCHTEN, M. Th. The HYDRUS-2D software package for simulating two-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably saturated media. Version 2.0, IGWMC - TPS - 53, International Ground Water Modeling Center, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, 1999, 251p.
- SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M. Th. The CHAIN 2D code for simulating two-dimensional movement of water flow, heat, and multiple solutes in variably-saturated porous media. Version 1.1, Research Report No 136, U.S. Salinity laboratory, USDA, ARS, Riverside, California, 1994.
- SIMUNEK, J. J., VOGEL, T.; VAN GENUCHTEN, M. Th. The SWMS_2D code for simulating water flow and solute transport in two-dimensional variably saturated media, Version 1.1, Research Report No. 126, U. S. Salinity Laboratory, USDA, ARS, Riverside, CA, 1992.
- SIMUNEK, J.; HUANG, K.; Van Genuchten., M. T. H. Thee SWMS_3D code for simulating water flow and solute transport in three-dimensional variably saturated media. Version 1.0. Res. Rep. 139. U.S. Salinity Lab., Riverside, CA, 1995.
- SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M.T. H. Estimating unsaturated soil hydraulic properties from tension disc infiltrometer data by numerical inversion. Water Resouce, Washington, V. 32, n. 9, p. 2683-2696, Feb. 1996,
- SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M. Th.; SEJNA, M. The HYDRUS Software Package for Simulating Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media, Technical Manual, Version 1.0, PC Progress, Prague, Czech Republic, 2006., p. 241.
- SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M. Th.; Sejna, M. Modeling Subsurface Water Flow and Solute Transport with HYDRUS and Related Numerical Software Packages. Numerical Modelling of HYDRODYNAMICS FOR WATER RESOURCES. LONDON, 2008, 21P.
- SIMUNEK, J.; VAN GENUCHTEN, M. T.; E ŠEJNA, M. The HYDRUS Software Package for Simulating the Two- and Three-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Porous Media. V. 2.0, Manual técnico, PC Progress, Prague, República Tcheca, P. 258, 2012. DISPONÍVEL EM: ACESSO EM 18 DEZ. 2017.
- SIMUNEK, J. J.; VAN GENUCHTEN, M. TH.; SEJNA, M.; TH, M. HYDRUS: Model use, calibration, and validation. American Society of Agricultural Engineers, n.55, p. 1261-1274. July 2012.
- SIMUNEK, J. J; LANGERGRABER, G.; JACQUES, D.; BRADFORD, S.; Numerical Modeling of Contaminant Transport Using HYDRUS and its Specialized Modules. Journal of the Indian Institute of Science, v. 92, n. 2, p. 265-284. April 2013.
- SIMUNEK, J. J.; SEJNA, M.; SAKAI, H.; VAN GENUCHTEN, M. T. The HYDRUS-1D Software Package for Simulating the One-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media. User Manual, 2013.
- SÍRIO, D. L. N. Monitoramento e Modelagem de Recarga em Técnica de Drenagem Compensatória. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2014 – 123 p.
- SMETTEM, K. R. J.; CLOTHIER, B. E. Measuring unsaturated sorptivity and hydraulic conductivity using multiple disk permeaters. Jornal of Soil Science v. 40, n. 3, p. 563-568, 1989.

- SOBRINHA, L. A. Projeto, Operação, Manutenção e Modelagem de Poço de Infiltração Experimental Para Controle do Escoamento Superficial. Dissertação (Mestrado) -Programa de Pós-graduação em Engenharia Urbana, UFSCar. São Carlos, 2012, 159 p.
- SOILVISION SYSTEMS Ltd. SVFlux Tutorial Manual - A Saturated-unsaturated Finite Element Seepage Model. Saskatoon. 2006, 39p.
- SOUZA, C. F.; CRUZ, M.A.S.; TUCCI, C.E.M. Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto: Planejamento e Tecnologia Verde para Sustentabilidade das Águas Urbanas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.17, n. 2, p. 9-18, abr.-jun., 2012. Disponível em: <http://www.abrh.org.br/sgcv3/UserFiles/Sumarios/1361c5cc630781dc57b7a74787e9d9ce_bc8f77c71c3ef1a7b0fc3cd3a2679f.pdf>. Acessado em:28 de mar. 2016.
- SOUZA, V. C. B. Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial. 2002. 127 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hídricas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- STEFFEN, R. S. Bioretention hydrologic performance in semiarid climate. (Master of Science Civil and Environmental Engineering). University of Utah, Utah, 2012, 63p.
- SUAREZ, D. L.; SIMUNEK, J. UNSATCHEM: Unsaturated water and solute transport model with equilibrium and kinetic chemistry. Soil Sci. Soc. Am. J., 61:1633–1646, . 1997.
- SUDERHSA. Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba. UFRGS/IPH – PMPA/SM, 2000.
- TAFTEH, A.; SEPASKHAH, A.R. Application of HYDRUS-1D Model for Simulating Water and Nitrate Leaching From Continuous and Alternate Furrow Irrigated Rapeseed and Maize Fields. Agricultural Water Management, Amsterdam, v.113, p. 19-29, 2012.
- TALEBI, L.; PITT, R. Evaluation and Demonstration of Stormwater Dry Wells and Cisterns in Millburn Township, New Jersey. Journal of Water Management Modeling, 2014.
- TAYLOR, S. A.; ASHCROFT, G. M. Physical edaphology. Freeman, San Francisco, 1972, 533 p.
- THORNTHWAITE, C.W. An approach toward a rational classification of climate. Geographical Review, New York, 38(1): 55-94, 1948.
- THORNTHWAITE, C. W.; MATHER, J. R. The water balance. Centerton, NJ: Drexel Institute of Technology – Laboratory of Climatology. 104 p. (Publications in Climatology, Vol. VIII, n.1), 1955.
- THOMAS, B.; VOGEL, R. M. Impact of Storm Water Recharge Practices on Boston Groundwater Elevations. Journal of Hydrologic Engineering, v. 17, n. 8, p:923-932. August 2012.
- TODD, D. K. Groundwater Hydrology. John Wiley & Sons, 2nd ed. New York, 1980.
- TOMAZ, P. Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais. Navegar, 2 ed. 2011.
- TRINH, D. H.; CHUI, M. T. F. Optimizing bio-retention system locations for stormwater management using genetic algorithm. The 11th International Conference on Hydroinformatics (HIC 2014), New York City, NY., 17-21 August 2014. In Conference Proceedings, 2014, p. 1-4. How to Cite?
- TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do Impacto da Urbanização. In: Tucci,C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995, V.5, p.277-347
- TUCCI, C. E. M. Água no Meio Urbano, Universidade Federal do Rio Grande o Sul. Porto Alegre, 1997. p. 5 – 16.
- TYLER, W. W.; CHAPMAN, J. B.; CONRAD, S. H., HAMMERMEISTER, D. P.; BLOUT, D. O.; MILLER, J. J.; SULLY, M. J. GINANNI J. M. Soil-water flux in the southern Great Basin, United States: temporal and spatial variations over the last 120 years. Water Resour Res, v.32, n. 6, 1996, p. 1481-1499.
- URBONAS, B.; STAHR, P. Stormwater Best a Management Practices and Detetion. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hal, 1993.

- VANAPALI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D.E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted til. *Geotechnique*, v.49, n.2, p. 143-159, 1999.
- VAN DAM, J. C.; FEDDES, R. A. Numerical simulation of infiltration, evaporation and shallow groundwater levels with Richards equation. *Journal of Hydrology*. Amsterdam, v. 233, n. 1, p. 72-85, 2000.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. Transporte de massa em meio saturado-insaturado: soluções unidimensionais. Pesquisa No. de Representação 78-WR-11. Programa de Recursos Hídricos. Princeton Univ. Princeton, NJ, 1978..
- VAN GENUCHTEN, M. Th. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44:892898, 1980.
- VAN GENUCHTEN, M. T.; NIELSEN, D. R. One describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soil. *Annales Geophysicae*, Katlenburg-Lindau, v. 3, n.5, p. 615-628, 1985.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. A numerical model for water and solute movement in and below the root zone. Research Report No 121. U.S. Salinity laboratory, USDA, ARS, Riverside, California, 1987.
- VAN GENUCHTEN, M. Th. A comparison of numerical solutions of the one-dimensional unsaturated-saturated flow and mass transport equations. *Advances in Water Resources*. Amsterdam, v. 5, n. 1, p 47-55, 1982.
- VASCONCELLOS, C.; AMORIM, J. C. C. Simulação numérica da infiltração da água em meios porosos não saturados homogêneos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 14, 2001, Aracaju, Anais. ABRH, 2001 CD-ROM.
- VERMONT, A. The Vermont Rain Garden Manual: "Gardening to absorb the storm", 2014. Disponível em: http://www.dcnr.state.pa.us/cs/groups/public/documents/document/dcnr_20028271.pdf. Acessado em: 28 de mar. 2016.
- VIANA, J. H. M.; FERNANDES FILHO, E. I.; SCHAEFER, C. E. G. R. Efeitos de Ciclos de Umedecimento e Secagem na Reorganização da Estrutura Microgranular de Latossolos. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 8, n. 1. Viçosa, 2004.
- VILAR, O. M. Introdução à mecânica dos solos não saturados. Notas de aula da disciplina Mecânica dos solos não saturados. São Carlos: EESC/USP: Departamento de Geotecnia, 2009.
- VILLELA, S.M.; MATTOS, A. Hidrologia Aplicada. 2ª edição. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil LTDA, 1980.
- VOGEL, T. SWMII - Numerical model of two-dimensional flow in a variably saturated porous medium. Research Rep. No. 87. Dept. of Hydraulics and Catchment Hydrology. Agricultural Univ., Wageningen, The Netherlands, 1987.
- VOGEL, T; ČÍSLEROVÁ, M. On the Reliability of Unsaturated Hydraulic Conductivity Calculated from the Moisture Retention Curve. *Transport in Porous Media*, Phoenix: v. 3, n. e, p. 1 – 15, feb. 1988.
- WALSH, T.; POMEROY, C. Decentralization of LID (i.e. Municipal Rainwater Harvesting Program) for Reduction Stormwater Runoff. Word Environmental and Water Resources Congress 20012: Crossing Boundaries, Mew Mexico, USA, 2012.
- Warrick, A. W. *Soil Water Dynamics*. New York, USA: Oxford University Press Inc., 391 p, 2003.
- WARRICK, A.; ISLAS, A.; LOMEN, D. An analytical solution to Richards' equation for time-varying infiltration. *Water Resources Research*. Washington, v. 27, n. 5, p. 763-766, 1991.
- WHITE, I.; SULLY, M. J.; PERROUX, K. M. Measurement of surface-soil hydraulic Properties Disk permeameters, tension infiltrometers, and other techniques. *Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory in to Practice*, Madison, Wisconsin, USA, soil science society of America. 1992.
- WILLMOTT, C. J.; ACKLESON, S.G.; DAVIS, R. E.; FEDDEMA, J. J.; KLINK, K. M.; LEGATES, D. R.; O'DONNELL, J.; ROWE, C. M. Statistics for the evaluation and comparison of models. *Journal of Geophysical Research*, v. 90, n. C5, p. 8995-9005, 1985.

- WILSON, J.L.; TOWNLEY, L.R.; SÁ DA COSTA, A. Mathematical development and verification of a finite element aquifer flow model AQUIFEM-1. Technical Report n.248, Ralph M. Parsons Laboratory for Water Resources and Hydrodynamics, MIT, 1979, 114p.
- YOUNGS, E. G. Estimating hydraulic conductivity values from ring infiltrometer measurements. *Journal of Soil Science*, v. 38, n. 4, p. 623-632, 1987.
- YUYONG, S.; QUANJIU, W. Simulation of Salinity Distribution in the Overlap Zone with Double Point Source Drip Irrigation Using HYDRUS 3D. *Australian Journal of Crop Science*, v. 6, n. 2, p- 238 – 247, 2012.
- ZHANG, R. Determination of soil sorptivity and hydraulic conductivity from the disk infiltrometer. *Soil Science Society of America Journal*, v. 61, n. 4, p. 1024-1030, 1997.

APÉNDICE A

Tabela AP1 - - Umidades volumétricas monitoradas durante o Ensaio 1 realizado no PP de 10,2 cm de diâmetro

Tempo (horas)	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S31	S32	S33	S34	S35	S36	S37
0	19,53	19,42	21,75	25,2	26,56	28,61	28,56	19,21	19,35	20,49	22,62	25,69	26,76	28,38	18,55	19,33	20,35	22,71	25,47	26,41	29,15
1	24,83	20,62	25,17	29,39	27,87	28,59	28,56	19,75	19,35	20,5	22,63	25,69	26,75	28,38	18,59	19,33	20,35	22,71	25,47	26,4	29,14
2	25,71	21,78	26,05	29,96	29,11	28,82	28,55	20,46	19,35	20,87	23,81	26,02	26,74	28,37	18,63	19,33	20,34	22,7	25,46	26,4	29,13
3	25,77	22,07	26,31	30,24	29,37	30,74	28,54	20,81	19,37	22,07	24,73	27,49	26,94	28,37	18,66	19,32	20,34	22,71	25,47	26,4	29,13
4	25,78	22,19	26,47	30,53	29,54	31,22	29,39	21,06	19,56	22,81	25,09	28,05	28,37	28,38	18,68	19,33	20,34	22,81	25,6	26,4	29,12
5	25,88	22,27	26,58	30,72	29,67	31,37	30,71	21,26	20,05	23,21	25,28	28,27	29,17	28,79	18,66	19,32	20,35	23,05	26,05	26,53	29,13
6	25,95	22,33	26,64	30,83	29,77	31,45	31,06	21,41	20,61	23,43	25,41	28,41	29,48	29,38	18,63	19,33	20,39	23,37	26,61	26,92	29,18
7	25,99	22,36	26,69	30,86	29,82	31,5	31,18	21,53	21,02	23,55	25,5	28,49	29,61	29,63	18,58	19,33	20,48	23,66	27,05	27,37	29,45
8	26,02	22,39	26,73	30,86	29,84	31,54	31,24	21,61	21,32	23,63	25,57	28,57	29,68	29,74	18,53	19,33	20,6	23,89	27,34	27,66	29,9
9	26,05	22,4	26,74	30,87	29,86	31,57	31,27	21,68	21,51	23,7	25,64	28,64	29,72	29,8	18,48	19,34	20,75	24,05	27,52	27,85	30,27
10	26,1	22,41	26,76	30,88	29,84	31,6	31,3	21,74	21,64	23,75	25,7	28,68	29,75	29,84	18,45	19,35	20,9	24,18	27,65	27,96	30,51
11	26,15	22,43	26,79	30,89	29,86	31,62	31,31	21,79	21,74	23,81	25,75	28,72	29,77	29,86	18,41	19,38	21,05	24,26	27,73	28,04	30,67
12	26,17	22,45	26,82	30,91	29,88	31,63	31,33	21,84	21,83	23,87	25,8	28,77	29,8	29,88	18,38	19,41	21,19	24,33	27,8	28,1	30,76
13	26,21	22,47	26,86	30,89	29,89	31,66	31,35	21,89	21,9	23,92	25,84	28,8	29,83	29,9	18,37	19,46	21,31	24,39	27,86	28,14	30,83
14	26,28	22,5	26,92	30,98	29,93	31,68	31,37	21,97	21,97	23,98	25,91	28,85	29,86	29,92	18,36	19,53	21,43	24,44	27,93	28,18	30,88
15	26,3	22,5	26,95	31,01	29,94	31,7	31,39	22,03	22,03	24,02	25,95	28,9	29,9	29,94	18,38	19,62	21,53	24,51	28	28,22	30,94
16	26,32	22,51	26,95	31	29,95	31,72	31,41	22,06	22,08	24,05	25,97	28,92	29,93	29,96	18,41	19,71	21,64	24,55	28,06	28,27	30,98
17	26,38	22,51	26,92	30,94	29,93	31,72	31,41	22,12	22,11	24,05	25,97	28,91	29,93	29,97	18,47	19,82	21,72	24,58	28,11	28,29	31,02
18	26,39	22,51	26,93	30,95	29,94	31,74	31,42	22,16	22,14	24,07	26	28,93	29,94	29,98	18,57	19,94	21,79	24,61	28,15	28,3	31,04
19	26,42	22,52	26,94	30,94	29,93	31,76	31,42	22,19	22,17	24,09	26,01	28,95	29,96	29,99	18,72	20,05	21,85	24,63	28,19	28,33	31,06
20	26,44	22,53	26,95	30,94	29,93	31,77	31,43	22,22	22,2	24,1	26,02	28,96	29,97	29,99	18,89	20,16	21,9	24,65	28,22	28,34	31,08
21	26,5	22,53	26,88	30,83	29,9	31,76	31,42	22,26	22,22	24,08	25,97	28,94	29,97	30	19,07	20,27	21,94	24,67	28,25	28,35	31,09
22	25,38	22,28	26,27	30,13	29,73	31,67	31,38	22,15	22,19	23,87	25,78	28,82	29,9	29,99	19,29	20,38	21,98	24,65	28,25	28,35	31,09

Sij – i = número da sonda (1 à 3)
 J = número do sensor (1 à 7)

Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela AP2 - - Infiltração acumulada apresentada durante o Ensaio de Duplo Anel

Tempo (h)	Altura de Água Infiltrada Acumulada Observada (cm)
0,083	1,18
0,417	4,00
1,167	8,24
1,333	9,18
1,417	9,65
1,5	10,12
1,583	10,59
1,667	11,06
1,75	11,53
1,833	12,00
1,917	12,47
2	12,94
2,083	13,41
2,167	13,88
2,25	14,35
2,333	14,83
2,417	15,30
2,5	15,77

Fonte: Própria Autora (2019)

Tabela AP3 - Infiltração acumulada apresentada durante o Ensaio 1 realizado no PP de 10,2 cm de diâmetro

Tempo (h)	Altura de Água Infiltrada Acumulada Observada (cm)
0,033	1,75
0,067	3,25
0,333	11,25
1,667	37,92
4,167	60,15
5	71,59
5,833	83,12
6,667	94,59
7,5	105,68
8,333	117,13
9,167	128,84
10	139,42
10,833	150,98
11,667	162,41
12,5	173,52
13,333	185,27
14,167	197,38
15	209,43
15,833	221,44
16,667	233,73
17,5	245,68
18,333	257,29
19,167	269,18
20	281,66
20,833	293,40
21,5	302,90

Fonte; Própria Autora (2019)

ANEXO A

A1 Calibração dos Sensores

Para as medidas corretas de umidades no solo é necessário que os sensores estejam calibrados de acordo com as características do solo local, pois essas medidas são relacionadas segundo Equação A1.

$$SF = A \cdot \theta^B + C \quad (A1)$$

Onde: SF é a escala de frequência; θ é a umidade do solo; A, B e C são constantes de calibração segundo características do solo local.

A escala de frequência, SF, é a relação entre as frequências no ar, na água e no solo, dada pela Equação A2.

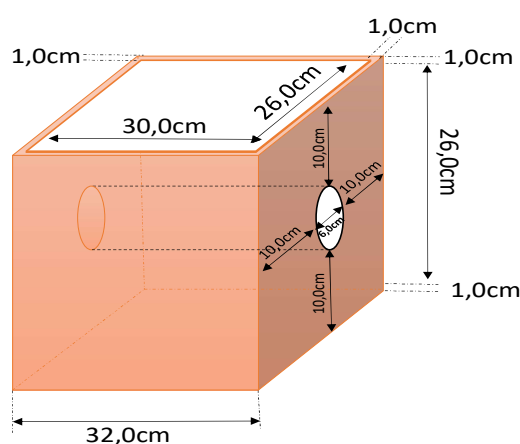
$$SF = \frac{(F_a - F_s)}{(F_a - F_w)} \quad (A2)$$

Onde: F_a é a frequência no ar, obtida na normalização; F_w é a frequência na água, obtida na normalização; F_s é a frequência do solo.

Portanto, a calibração é realizada para determinar os valores das constantes A, B e C da Equação A1. Essa calibração foi realizada por Sírío (2016), no Laboratório de Geotecnia da UFSCar em condições controladas, onde para as umidades, θ , de $\cong 0\%$, 10% , 20% e solo saturado foram determinados os valores de frequência do solo, F_s . E com os valores de F_a e F_w já determinados na normalização, pode-se determinar os valores de escala de frequência, SF, utilizando a Equação A2.

Para a calibração Sírío (2016) construiu 3 caixas de madeira com medidas internas de 26 cm de largura e altura, e 30 cm de comprimento. As caixas possuem furos de 10 cm de diâmetro, por onde foram inserido o tubo de acesso com a sonda, Figuras A1 e A2.

Figura A1 - Características físicas da caixa de calibração dos sensores



Fonte: Sírío (2016)

Figura A2 - Aparatos de calibração dos sensores



Fonte: Sírío (2016)

Nessas caixas foram colocados solos de características físicas semelhantes tais como densidade natural seca e úmida, massa específica dos sólidos, índices de compactação e granulometria. Sírío (2016) considerou o solo em três profundidades distintas, de 0 a 0,50 cm (camada superficial), de 0,50 m a 2,0 m (camada do meio) e de 2,0 a 12 m (camada do fundo). Para este trabalho interessa a calibração da camada superficial e do meio.

Nas caixas foram colocadas as quantidades de solos de acordo com condições de compactação natural e umidade desejada para cada camada. Portanto, a massa de solo na caixa é dada pela Equação (A3).

$$M_s = \gamma_d \cdot (1 + \theta) \cdot (V_c - V_l) \quad (A3)$$

Em que:

M_s (g) é massa de solo a ser colocado na caixa;

γ_d (g.cm³) é a densidade do solo seco;

θ (cm³.cm³) é a umidade do solo;

V_c (cm³) é o volume interno da caixa;

V_l (cm³) é o volume que o tubo de acesso ocupa na caixa.

Uma vez determinada a massa, o solo com umidade de aproximadamente 0% foi colocado na caixa, onde o tubo de acesso com a sonda já estava instalado, de maneira que fosse distribuído o mais homogêneo possível. Assim com o auxílio do utilitário IPConfig Utility foi obtida a frequência do solo, F_s , usando o mesmo procedimento utilizado na normalização.

Após a determinação da frequência do solo, foram tiradas 3 amostras para determinação de umidade gravimétrica em estufa e dessa a umidade volumétrica.

Para determinação das frequências do solo para as umidades de 10 e 20%, foi necessária a determinação da massa de água a ser misturada ao solo, Equação A4. A mistura do solo com a água foi feita com o auxílio de uma betoneira, Figura A3.

$$V_a = M_s \cdot (\theta_d - \theta_i) \cdot 100^{-1} \quad (A4)$$

Onde:

V_a (ml) é o volume de água a ser misturado no solo;

θ_d (%) é umidade desejada;

θ_i (%) é a umidade do procedimento anterior.

Figura A3 - Procedimento de mistura do solo com água



Fonte: Sírio (2016)

Em todos os procedimentos foi verificada a relação massa calculada e massa colocada na caixa. Os erros obtidos foram inferiores a 4%, portanto, foram considerados desprezíveis, Tabela A1:

Tabela A1 - Verificação das massas calculadas e colocadas na caixa

	Massa calculada (g)	Massa descartada (g)	Erro de massa (%)	Profundidade da calibração do solo
1ª calibração umidade $\theta \cong 0\%$	25072,32	620,35	2,47	Superficial
	24925,12	440,02	1,77	Meio
	25532,18	0,00	0,00	Fundo
2ª calibração umidade $\theta \cong 10\%$	27265,64	973,14	3,57	Superficial
	27192,80	752,26	2,77	Meio
	27982,75	447,89	1,60	Fundo
3ª calibração umidade $\theta \cong 20\%$	30086,22	0,00	0,00	Superficial
	29161,85	192,44	0,66	Meio
	29981,88	337,51	1,13	Fundo

Fonte: Sírio (2016)

Para a calibração de umidade saturada, não foi realizado os procedimentos de esvaziamento da caixa, ajuste de umidade, enchimento da caixa, cálculo e pesagem de massa, visto que, os valores de saturação efetiva de cada camada de solo são

desconhecidos. Portanto, as caixas foram alçadas e submergidas em tanque com água onde ficaram por 48 horas, Figura A15. Após a retirada das caixas do tanque, fizeram-se as medidas de frequência no solo, F_s . E as amostras para determinações de umidades gravimétrica em estufa foram coletadas, e dessas foram determinadas as umidades volumétricas.

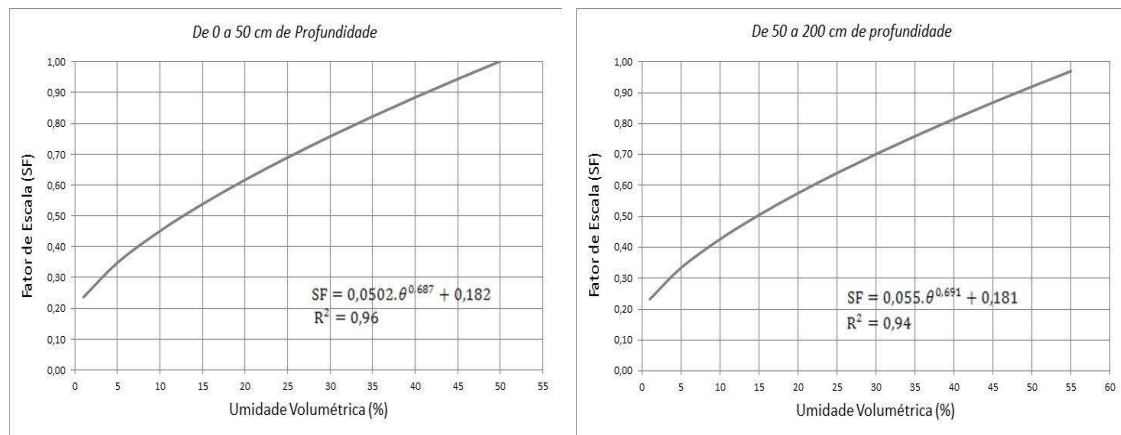
Figura A4 - Submersão das caixas para obtenção de umidade de saturação



Fonte: Sírio (2016)

De posse dos pontos de umidade e frequência no solo pode-se determinar a curva de calibração do sensor e por regressão foi obtida a equação de calibração, Figura A16.

Figura A5 - Curvas de calibração do sensor EnviroScan



Fonte: Sírio (2016)