



UNIVERSIDADE
ESTADUAL DE LONDRINA

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA E ANALÍTICA DA INFILTRAÇÃO
DE ÁGUAS PLUVIAIS EM PERFIL DE SOLO ARGILOSO
LATERÍTICO**

Londrina
2023

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA E ANALÍTICA DA INFILTRAÇÃO
DE ÁGUAS PLUVIAIS EM PERFIL DE SOLO ARGILOSO
LATERÍTICO**

Tese apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora.

Orientadora: Profa. Dra. Raquel Souza
Teixeira

Londrina
2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UEL

A319a OLIVEIRA, ALANA DIAS DE.
AVALIAÇÃO NUMÉRICA E ANALÍTICA DA INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM PERFIL DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO / ALANA DIAS DE OLIVEIRA. - Londrina, 2023.
225 f. : il.

Orientador: RAQUEL SOUZA TEIXEIRA.
Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.
Inclui bibliografia.

1. Porosidade - Tese. 2. Permeabilidade - Tese. 3. Tensiometria - Tese. 4. SEEP/W - Tese. I. SOUZA TEIXEIRA, RAQUEL. II. Universidade Estadual de Londrina. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 62

ALANA DIAS DE OLIVEIRA

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA E ANALÍTICA DA INFILTRAÇÃO DE
ÁGUAS PLUVIAIS EM PERFIL DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO**

Tese apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Doutora.

BANCA EXAMINADORA

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Raquel Souza Teixeira
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Prof^a. Dr^a. Deize Dias Lopes
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Prof. Dr. Hemerson Pinheiro
Universidade Estadual de Londrina - UEL

Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Jr
Universidade Federal de Goiás - UFG

Prof. Dr. Eduardo Antonio Gomes Marques
Universidade Federal de Viçosa - UFV

Londrina, 26 de outubro de 2023.

À minha família, Mario, Ione, Mariana e
Benedito

AGRADECIMENTOS

Ao meu melhor amigo, muitos O chamam de Deus, agradeço por ter me dado o sopro da vida, a inspiração e a resiliência para seguir adiante. Em cada página deste trabalho, em cada estudo e pesquisa, senti Sua presença sutil, guiando-me silenciosamente e dando-me força para perseverar. Se hoje encontrei minha vocação é porque esperei em Ti.

À minha família, meu “alicerce” e fundamento. A meu pai e minha mãe, que incansavelmente me apoiaram e acreditaram em meu potencial, mesmo quando a caminhada parecia interminável. Vocês foram a luz no fim do túnel em muitos momentos de incerteza, e por isso, serei eternamente grata. À minha irmã, que, ao longo deste último ano, conquistou suas próprias vitórias me mostrando uma determinação admirável e me enchendo de orgulho. Mesmo que a jornada tenha sido longa, vocês estiveram ao meu lado, celebrando cada pequena vitória e me incentivando a conquistar este sonho. Amo vocês.

Ao Benedito, meu fiel companheiro de 7 anos: se tem uma pessoa que não duvida do meu potencial, essa pessoa é você! Com seu carinho e puxões de orelha diários me inspira a sempre querer ser A melhor. Obrigada, meu amor, por tornar cada pequeno instante de “*time*” um momento memorável. Em meio à correria, foram esses preciosos momentos que me reenergizaram e me lembraram do que verdadeiramente importa e sou eternamente grata por ter você ao meu lado durante estes anos. Te amo.

Aos meus amigos, irmãos de UEL – Flávia, Renan e Camila – que tive a honra de conhecer durante os anos de mestrado e doutorado: cada riso compartilhado, cada momento de estresse superado juntos e cada conversa durante um almoço no Beco se transformaram em laços indestrutíveis. Vocês se tornaram mais do que colegas de jornada acadêmica; tornaram-se parte da minha família. Obrigada por fazerem esta caminhada memorável (diga-se de passagem, que caminhada longa) e por estarem ao meu lado nos desafios e vitórias. A amizade de vocês é um dos presentes mais valiosos que levo desses anos.

Aos meus queridos amigos de longa data e à minha família Paulista, cujos encontros se tornaram raros em virtude desta intensa jornada do doutorado: saibam que, mesmo em meio à ausência física, vocês sempre estiveram presentes

em meu coração e pensamento. Cada sacrifício, cada noite longa de estudo, foi também uma forma de honrar o amor, o apoio e a paciência que vocês sempre me ofereceram. Agradeço por compreenderem os meus períodos de ausência, sabendo que, independentemente da distância ou do tempo, o carinho e os laços que temos permanecem inabaláveis. Logo estaremos juntos para celebrar todas as conquistas e compensar o tempo perdido.

À minha orientadora, Raquel – minha mãe científica –, minha eterna gratidão. Nos momentos de maior crise e ansiedade, você esteve ao meu lado, sendo não apenas uma guia acadêmica, mas também uma fonte inestimável de suporte emocional. Tenho uma profunda e sincera admiração por você, não apenas como profissional, mas como ser humano extraordinário que é. É em sua trajetória que busco inspiração para os meus próximos passos. Mais do que minha orientadora, você se tornou uma inspiração e, acima de tudo, uma amiga. Do fundo do meu coração, obrigada por cada gesto, cada conselho e por acreditar em mim quando eu mesma duvidava.

Ao Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Jr (UFG), ao Prof. Dr. Eduardo Antonio Gomes Marques (UFV), ao Prof. Dr. Hemerson Pinheiro (UEL) e à Prof.^a Dr.^a Deize Dias Lopes (UEL). Na jornada acadêmica, entre momentos de dúvida e iluminação, aprendi que o verdadeiro conhecimento não reside apenas em livros e pesquisas, mas também nas conexões humanas e no apoio inestimável de mentores. Por isso, expresso minha profunda gratidão não somente pela atenção dedicada à leitura deste trabalho, mas também pelas valiosas contribuições durante a qualificação e defesa, que foram fundamentais tanto para o aprimoramento da pesquisa quanto para meu crescimento profissional.

À Prefeitura do Campus Universitário da UEL pela colaboração durante o processo de construção do experimento de infiltração em campo; Ao Laboratório de Física Nuclear Aplicada e Laboratório de Microscopia Eletrônica e de Microanálise da UEL na colaboração da obtenção de dados e imagens.

À Eng. Geotécnica Karen Ninanya da *Water Services and Technologies*[®] pela ajuda incomensurável na etapa da modelagem dos dados. Muito obrigada por elucidar com clareza os intricados aspectos do funcionamento do SEEP/W[®]. Sua ajuda foi fundamental e fez toda a diferença no sucesso deste projeto.

³⁰ E, se Deus veste com tamanha beleza as flores silvestres que hoje estão aqui e amanhã são lançadas ao fogo, não será muito mais generoso com vocês, gente de pequena fé?

³¹ "Portanto, não se preocupem, dizendo: 'O que vamos comer? O que vamos beber? O que vamos vestir?'.

³² Essas coisas ocupam o pensamento dos pagãos, mas seu Pai celestial já sabe do que vocês precisam.

³³ Busquem, em primeiro lugar, o reino de Deus e a sua justiça, e todas essas coisas lhes serão dadas.

³⁴ "Portanto, **não se preocupem com o amanhã**, pois o amanhã trará suas próprias inquietações. Bastam para hoje os problemas deste dia."

OLIVEIRA, A. D. Avaliação numérica e analítica da infiltração de águas pluviais em perfil de solo argiloso laterítico. 2023. 225 folhas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2023.

RESUMO

O gerenciamento de águas pluviais em áreas urbanas tornou-se crucial devido às mudanças climáticas e à rápida urbanização, exigindo estratégias sustentáveis para enfrentar inundações e contaminações. Nesse contexto, os sistemas de infiltração surgem como uma alternativa promissora, sendo amplamente reconhecidos por seus múltiplos benefícios ambientais e urbanos. No entanto, a viabilidade de sua aplicação, especialmente em solos lateríticos, ainda é um campo de pesquisa em desenvolvimento. Este trabalho visa abordar esse aspecto pouco explorado, concentrando-se nas particularidades de Londrina/PR e avaliando a eficácia dos poços de infiltração como uma ferramenta de gerenciamento de movimento (ou fluxo) de águas pluviais na região. A metodologia incluiu ensaios de caracterização em laboratório do solo do CEEG – UEL – para os dois primeiros metros de profundidade, envolvendo determinação de curvas de granulometria, porosimetria, análises microscópicas, curvas solo-água e ensaios de permeabilidade. Posteriormente, curvas de infiltração foram obtidas via ensaios de rebaixamento em campo e tensiometria, e, por fim, com o uso do software SEEP/W®, foram determinadas as funções de condutividade hidráulica e realizadas modelagens de fluxo. Os ensaios e análises granulométricas revelaram variações na classificação do solo conforme sua preparação: com defloculante (Tipo 1), foi identificado como argila siltosa; e sem defloculante (Tipo 2), como silte arenoso, destacando microagregação natural. Os ensaios Tipo 3 e Tipo 4, realizados sem destorroamento e sem uso de defloculante, e com o Tipo 4 omitindo também a etapa de imersão por 12 horas, classificou o solo como silte arenoso fino. Nas condições reais observadas em campo, a absorção de água da chuva pelos poços de infiltração tendeu ser pouco influenciada pela granulometria do solo. Os testes de porosimetria mostraram diferenças na distribuição dos poros, entre as profundidades avaliadas, com o solo do 2º metro apresentando maior porosidade e domínio de poros interagregados. As análises de permeabilidade saturada mostraram que, ao longo do tempo, a permeabilidade tende a diminuir, especialmente no solo do 1º metro, onde a elevada permeabilidade indica uma capacidade acentuada de retenção de água nos poros intra-agregados. Nos ensaios realizados em campo, verificou-se que, durante os períodos de estiagem, o poço de infiltração exibiu uma alta capacidade de retenção, que, no entanto, mostrou tendência de redução à medida que a saturação do solo aumentava. Em contrapartida, nos períodos de maior umidade, a eficiência da infiltração foi notavelmente elevada, apresentando volumes de retenção significativos que coincidiam com os episódios de precipitação. As análises de tensiometria refletiram variações significativas conforme condições climáticas, e ensaios de rebaixamento confirmaram diminuição da permeabilidade ao longo do tempo. Os valores de permeabilidade do solo mostraram um comportamento similar ao solo arenoso, atingindo um valor de 10^{-3} cm/s em média, confirmando o efeito da agregação das partículas de argila, predominante desse solo. A pesquisa ainda evidenciou a relação entre carga hidráulica e taxa de infiltração, e como o diâmetro do elemento de teste influencia a avaliação da permeabilidade. As análises no SEEP/W® revelaram que a recarga de água via poço inicia significativamente antes da recarga natural, evidenciando a eficácia do poço em conectar-se rapidamente ao lençol freático. Notavelmente, o poço responde por 70 % da recarga total, sendo crucial especialmente em áreas de baixa permeabilidade. Ficou claro que a distância entre a superfície e o lençol freático é decisiva na recarga, com distâncias menores, como 3 m, favorecendo uma recarga mais eficaz. Nas simulações de recarga periódica, injeções de 7 dias proporcionam uma taxa de recarga mais estável, enquanto injeções de 24 horas mostram picos mais altos, porém com maior variação. Em suma, os poços de infiltração provaram ser eficientes no gerenciamento de águas pluviais em Londrina/PR, com especificidades decorrentes das características do solo local. O estudo destaca a importância de avaliar vários fatores, como clima e características do solo, no estudo da viabilidade dos poços de infiltração.

Palavras-chave: Granulometria. Porosidade. Permeabilidade. Tensiometria. SEEP/W®

OLIVEIRA, A. D. **Numerical and analytical assessment of rainwater infiltration in a lateritic clayey soil profile**. 2023. 225 pages. Thesis (PhD in Civil Engineering) – State University of Londrina, Londrina, 2023.

ABSTRACT

The management of stormwater in urban areas has become critical due to climate change and rapid urbanization, necessitating sustainable strategies to combat flooding and contamination. In this context, infiltration systems emerge as a promising alternative, widely recognized for their multiple environmental and urban benefits. However, the feasibility of their application, especially in lateritic soils, remains an evolving field of research. This work aims to address this underexplored aspect, focusing on the peculiarities of Londrina/PR, and evaluating the effectiveness of infiltration wells as a management tool for stormwater movement (or flow) in the region. The methodology included laboratory characterization tests of soil from the CEEG – UEL – for the first two meters of depth, involving determination of granulometry curves, porosimetry, microscopic analyses, soil-water curves, and permeability tests. Subsequently, infiltration curves were obtained through field drawdown tests and tensiometry, and finally, using SEEP/W® software, hydraulic conductivity functions were determined, and flow modeling was performed. Granulometric and porosimetric tests revealed variations in soil classification depending on its preparation: with deflocculant (Type 1), it was identified as silty clay; and without deflocculant (Type 2), as sandy silt, highlighting natural micro-aggregation. Type 3 and Type 4 tests, performed without deagglomeration and without the use of deflocculant, and with Type 4 also omitting the 12-hour immersion step, classified the soil as fine sandy silt. In the real field conditions observed, the absorption of rainwater by the infiltration wells tended to be minimally influenced by the soil granulometry. Porosimetry tests showed differences in pore distribution between the evaluated depths, with the soil from the second meter exhibiting greater porosity and dominance of inter-aggregate pores. Saturated permeability analyses showed that permeability tends to decrease over time, especially in the soil from the first meter, where high permeability indicates a pronounced capacity for water retention in the intra-aggregate pores. In field tests, it was found that during dry periods, the infiltration well exhibited high retention capacity, which, however, showed a tendency to decrease as soil saturation increased. Conversely, in periods of higher moisture, infiltration efficiency was notably high, presenting significant retention volumes coinciding with precipitation events. Tensiometry analyses reflected significant variations according to climatic conditions, and drawdown tests confirmed a decrease in permeability over time. The soil permeability values exhibited behavior similar to sandy soil, reaching an average of 10^{-3} cm/s, confirming the effect of the aggregation of clay particles, which predominate in this soil. The research also highlighted the relationship between hydraulic load and infiltration rate, and how the diameter of the test element influences the permeability assessment. SEEP/W® analyses revealed that water recharge via the well begins significantly earlier than natural recharge, highlighting the well's efficacy in quickly connecting to the groundwater table. Notably, the well accounts for 70% of the total recharge, crucial especially in areas of low permeability. It became clear that the distance between the surface and the water table is decisive for recharge, with shorter distances, such as 3 m, favoring a more effective recharge. In simulations of periodic recharge, 7-day injections provide a more stable recharge rate, while 24-hour injections show higher peaks but with greater variation. In summary, infiltration wells have proven to be efficient in stormwater management in Londrina/PR, with specificities arising from the characteristics of the local soil. The study underscores the importance of evaluating various factors, such as climate and soil characteristics, in assessing the feasibility of infiltration wells.

Key words: Granulometry. Porosity. Permeability. Tensiometry. SEEP/W®

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Diferentes mecanismos de recarga natural	8
Figura 3.2 – (a) Bacia de infiltração, (b) trincheira de infiltração e (c) poço de infiltração	11
Figura 3.3 – Esquema de um poço de infiltração	13
Figura 3.4 – Grade de poços secos em (a) um gramado e em (b) um pátio	14
Figura 3.5 – Sistema típico de poços secos da cidade de Portland	17
Figura 3.6 – Exemplo de curva envelope típica	20
Figura 3.7 – Curva característica solo-água de um solo argiloso, siltoso e arenoso	30
Figura 3.8 – Curva característica solo-água de umedecimento e secagem de um solo qualquer	32
Figura 3.9 – (a) Curva característica solo-água e (b) função de condutividade hidráulica para quatro tipos de solos	35
Figura 3.10 – Curva de infiltração – Taxa de infiltração <i>versus</i> tempo	40
Figura 3.11 – Esquema de ensaios de infiltração e rebaixamento	42
Figura 3.12 – Processo de infiltração de água por Green e Ampt	44
Figura 3.13 – (a) Perfil de infiltração, (b) redistribuição do perfil e (c) perfil de infiltração redistribuído	48
Figura 3.14 – Processo de infiltração de água com quatro frentes	49
Figura 4.1 – Localização geográfica do município de Londrina	50
Figura 4.2 – Perfil climático mensal da cidade de Londrina de 2003 a 2022	51
Figura 4.3 – Evolução dos alagamentos em Londrina de 2014 a 2018	55
Figura 4.4 – Vista aérea parcial da cidade de Londrina em (a) 1974, (b) 2006 e (c) 2022	56
Figura 4.5 – Modelo digital da bacia hidrográfica do ribeirão Cambé	57
Figura 4.6 – Delimitação da área de estudo	58
Figura 4.7 – Alagamento de ocorrência na situação problema em (a) 2012 e (b) 2021	58
Figura 4.8 – Alagamento de ocorrência na situação problema em 2022	59
Figura 4.9 – Mapa potencial de capacidade de infiltração	60
Figura 4.10 – (a) Relevo e (b) Classificação pedológica dos tipos de solo que compõe o perímetro urbano de Londrina	61
Figura 4.11 – Curvas do ensaio edométrico simples inundado com água – CEEG ..	64

Figura 4.12 – Curva característica solo-água para o ramo de secagem em grau de saturação e teor de umidade volumétrico – CEEG	65
Figura 4.13 – Taxa de evaporação real do solo indeformado de Londrina - CEEG ..	65
Figura 5.1 – Fluxograma metodológico - 1ª etapa.....	67
Figura 5.2 – Fluxograma metodológico – 2ª e 3ª etapas.....	68
Figura 5.3 – Distância e localização (a) vista de satélite e por (b) curvas topográficas	69
Figura 5.4 – Local de coleta e situação (a) antes e (b) depois da preparação do terreno.....	70
Figura 5.5 – Esquema e processo de coleta das amostras.....	72
Figura 5.6 – Acondicionamento e resumo das amostras coletadas em campo.....	73
Figura 5.7 – Solo (a) destorroadado e (b) não destorroadado	75
Figura 5.8 – Etapa de (a) imersão e (b) sedimentação	75
Figura 5.9 – Vista frontal do porosímetro por intrusão de mercúrio.....	76
Figura 5.10 – (a) Copo e (b) pesagem do conjunto do penetrômetro.....	77
Figura 5.11 – (a) Anel de PVC e (b) CPs talhados.....	78
Figura 5.12 – (a) CP no dia da talhagem, (b) 7 dias de secagem e (c) 14 dias de secagem.....	79
Figura 5.13 – (a) Acréscimo de água com o conta gotas, (b) e (c) expansão do solo dentro do anel para os pontos com elevado S_r	80
Figura 5.14 – Montagem do método do papel-filtro.....	81
Figura 5.15 – (a), (b) e (c) montagem dos CPs, (d), (e) e (f) embalagem e identificação dos CPs.....	81
Figura 5.16 – Permeâmetros de carga variável.....	83
Figura 5.17 – CPs sendo talhados para a permeabilidade (a) vertical e (b) horizontal	84
Figura 5.18 – CPs talhados para os respectivos ensaios de permeabilidade	85
Figura 5.19 – Sequência de montagem do permeâmetro	86
Figura 5.20 – Bacia urbana de inserção da situação problema.....	87
Figura 5.21 – Galeria e poços de queda pluvial construídos.....	88
Figura 5.22 – Localização da galeria e foz do Córrego Colina Verde	88
Figura 5.23 – Delimitação da bacia, direção de fluxo acumulado e exutório.....	89
Figura 5.24 – Área de contribuição do ponto da situação problema	90
Figura 5.25 – Curva envelope para o Tr de 20 anos.....	91

Figura 5.26 – Locação do poço de infiltração, furo de sondagem e tensiômetros.....	92
Figura 5.27 – Projeto poço de infiltração	94
Figura 5.28 – Sequência construtiva do poço de infiltração	95
Figura 5.29 – Projeto furo de sondagem	96
Figura 5.30 – Sequência construtiva do furo de sondagem	97
Figura 5.31 – Esquema de montagem da trena a laser e da boia no poço	98
Figura 5.32 – Precipitação total mensal em 2021 e grupos trimestrais	99
Figura 5.33 – Tensiômetros.....	101
Figura 5.34 – Sequência de calibração dos tensiômetros	102
Figura 5.35 – Profundidade de instalação dos tensiômetros.....	103
Figura 5.36 – Modelo conceitual axissimétrico do poço	106
Figura 5.37 – Malha de elementos finitos com detalhamento da discretização ao redor e abaixo do poço.....	107
Figura 5.38 – Simulação da função duração da injeção de 5, 15, 30 minutos e 1 hora no SEEP/W®	108
Figura 5.39 – Fluxograma das combinações de cenários	110
Figura 5.40 – Posição das diferentes linhas de fluxo usadas para contabilizar as taxas de recarga das águas subterrâneas	111
Figura 5.41 – Resumo gráfico das comparações	113
Figura 6.1 – Curvas granulométricas	115
Figura 6.2 – Distribuição do volume total de mercúrio intrudido e frequência de distribuição de tamanho de poros	116
Figura 6.3 – Microagregação observada no microscópio Lupa para o 1º m em (a) e (b); e para o 2º m em (c) e (d).....	118
Figura 6.4 – Microagregação observada no MEV para o 1º m.....	119
Figura 6.5 – Microagregação observada no MEV para o 2º m.....	120
Figura 6.6 – Pontos amostrais da técnica do papel-filtro para o (a) 1º m e (b) 2ºm	121
Figura 6.7 – CCSA ajustada aos pontos amostrais do (a) 1º m e (b) 2ºm.....	123
Figura 6.8 – Frequência de distribuição de tamanho de poros e CCSA.....	124
Figura 6.9 – Sobreposição das CCSA de diferentes profundidades	125
Figura 6.10 – Avaliação da histerese para o 2º m de profundidade	126
Figura 6.11 – Pontos amostrais – permeabilidade – laboratório	127
Figura 6.12 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – laboratório	130
Figura 6.13 – Capacidade de retenção dos poços	132

Figura 6.14 – Tensiometria registrada no período de setembro de 2020 a setembro de 2021	135
Figura 6.15 – Variação da permeabilidade e sucção conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 09/02/2021 e 10/02/2021 e em (b) 12/05/2021 e 13/05/2021 – poço de infiltração	137
Figura 6.16 – Variação da permeabilidade e sucção conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 10/08/2021 e 11/08/2021 e em (b) 25/11/2021 e 26/11/2021 – poço de infiltração	138
Figura 6.17 – Pontos amostrais da permeabilidade saturada – poço de infiltração	140
Figura 6.18 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – poço de infiltração.....	141
Figura 6.19 – Variação da permeabilidade conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 01/02/2021 e 02/02/2021, em (b) 06/05/2021 e 07/05/2021, em (c) 05/08/2021 e 06/08/2021 e em (d) 18/11/2021 e 19/11/2021 – furo de sondagem	143
Figura 6.20 – Vazão de rebaixamento – (a) poço de infiltração e (b) furo de sondagem	145
Figura 6.21 – Pontos amostrais da permeabilidade saturada – furo de sondagem.	146
Figura 6.22 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – furo de sondagem	147
Figura 6.23 – Variação do k_s relacionada à precipitação total mensal – poço de infiltração e furo de sondagem	148
Figura 6.24 – Distribuição estatística dos pontos amostrais do poço de infiltração em relação ao k_s do furo de sondagem	150
Figura 6.25 – Variação do k conforme a carga hidráulica para (a) poço de infiltração e (b) furo de sondagem	152
Figura 6.26 – Relação entre o fator de escala e o coeficiente de permeabilidade médio nos períodos climáticas variados.....	154
Figura 6.27 – Estimativa da função de condutividade hidráulica para o ramo de umedecimento e secagem	157
Figura 6.28 – Modelo axissimétrico do cenário de base e condições de contorno: carga de água e interação “terra-clima”	159
Figura 6.29 – Conteúdo volumétrico de água no cenário de base na (a) condição inicial, (b) ao fim da infiltração, (c) dia 13 e (d) dia 50	161

Figura 6.30 – Elevação dinâmica do lençol – cenário de base	162
Figura 6.31 – Frente de saturação na distância de separação de 14 m no (a) condição inicial, (b) dia 65, (c) dia 77, e (d) dia 365	164
Figura 6.32 – Vazão de recarga – distância de separação de 3 m	165
Figura 6.33 – Vazão de recarga – distância de separação de 14 m	166
Figura 6.34 – Sensibilidade das vazões de recarga	167
Figura 6.35 – Distribuição de poropressão para distância de separação de (a) 3 m e (b) 14 m.....	168
Figura 6.36 – Volume de injeção <i>versus</i> duração da injeção para os 3 m e 14 m de separação	170
Figura 6.37 – Avanço das frentes de saturação dependendo da duração de injeção para a distância de separação de 3 m nos tempos: (a) ao fim do período “duração da injeção” e (b) ao fim da infiltração	172
Figura 6.38 – Avanço das frentes de saturação dependendo da duração de injeção 5 e 15 min para a distância de separação de 14 m nos tempos: (a) ao fim do período “duração da injeção” e (b) ao fim da infiltração	173
Figura 6.39 – Séries temporais das simulações periódicas – distância de separação (a) 3 m e (b) 14 m	175
Figura 6.40 – Conteúdo volumétrico de água para distância de separação de 3 m para (a) condição inicial, (b) dia 7, (c) dia 25	177
Figura 6.41 – Conteúdo volumétrico de água para distância de separação de 14 m para (a) condição inicial, (b) dia 7, (c) dia 25	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resumo dos estudos prévios que tratam de poços de infiltração	21
Tabela 4.1 – Ocorrência diária, em mm, das chuvas antecedentes aos eventos de 2012 e 2016 e valor acumulado	52
Quadro 4.1 – Principais pontos de alagamentos em Londrina de 2014 a 2018	54
Tabela 4.2 – Caracterização química – CEEG	63
Tabela 4.3 – Fluorescência de Raio-X – CEEG	63
Quadro 5.1 – Comparação dos valores de N do CEEG e da situação problema	70
Tabela 5.1 – Teores de umidade de coleta e pluviosidade	73
Tabela 5.2 – Preparação das amostras para os ensaios de granulometria	74
Tabela 5.3 – Características dos CPs ensaiados na porosimetria	76
Tabela 5.4 – Massa e índices físicos médios dos CPs – Papel-filtro	79
Tabela 5.5 – Teor de umidade inicial e seco ao ar	79
Tabela 5.6 – Características dos CPs	84
Tabela 5.7 – Volume de detenção pelo método racional	91
Tabela 5.8 – Geometria e quantidade de poços de infiltração	92
Tabela 5.9 – Datas de execução dos ensaios de permeabilidade por rebaixamento	100
Tabela 5.10 – Fatores de modelagem do poço de zona vadosa	105
Tabela 6.1 – Classes e percentual de poros obtidos por porosimetria conforme Brewer (1976)	117
Tabela 6.2 – Parâmetros utilizados para ajuste matemático das CCSA	122
Tabela 6.3 – Resultados médios de permeabilidade por grupo	128
Tabela 6.4 – Análise estatística básica dos resultados de k_s dos grupos B e C	131
Tabela 6.5 – Carga residual ao final do ensaio	133
Tabela 6.6 – Análise estatística básica dos resultados de permeabilidade – poço de infiltração	142
Tabela 6.7 – Análise estatística básica dos resultados de permeabilidade – furo de sondagem	148
Tabela 6.8 – Relação entre o furo de sondagem e o poço de infiltração	152
Tabela 6.9 – Teste de hipótese de sensibilidade ao fator de escala	153
Tabela 6.10 – Coeficientes de regressão para k_s baseado no fator de escala e condições climáticas	155

Tabela 6.11 – Parâmetros hidráulicos definidos para o cenário de base	160
Tabela 6.12 – Resumo das taxas de recarga e início da recarga para o cenário de base.	163

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASF	Alaska Satellite Facility
ASG	Aquífero Serra Geral
ATD	Análise Térmica Diferencial
ATG	Análises Térmica Gravimétrica
CCSA	Curva Característica Solo-Água
CEEG	Campo Experimental de Engenharia Geotécnica
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CP	Corpo de Prova
DRX	Difração de Raios-X
EPA	United States Environmental Protection Agency
EUA	Estados Unidos da America
FCH	Função de Condutividade Hidráulica
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPPUL	Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Londrina
LMEM	Laboratório de Microscopia Eletrônica e de Microanálise
MAR	Managed Aquifer Recharge
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
PDML	Plano Diretor Municipal de Londrina
SAG	Sistemas Aquíferos Guarani
SASG	Sistemas Aquíferos Serra Geral
SCS	Soil Conservation Service
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
VEA	valor de entrada de ar
ZV	zona vadoza

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO	3
2	OBJETIVOS	5
2.1	OBJETIVO GERAL	5
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	6
3.1	URBANIZAÇÃO E RECURSOS HÍDRICOS	6
3.2	RECARGA GERENCIADA DE AQUÍFEROS	7
3.2.1	Soluções para infiltração	10
3.2.2	Poços de infiltração	12
a)	Características intrínsecas	15
b)	Métodos de dimensionamento	18
c)	Estudos prévios	21
3.3	FUNCIONAMENTO HÍDRICO DA ZONA NÃO SATURADA	24
3.3.1	Fluxo saturado	25
3.3.2	Fluxo não saturado	27
a)	Curva característica solo-água	29
b)	Equações de ajuste da curva característica solo-água	31
c)	Função de condutividade hidráulica	35
d)	Fatores que influenciam o k não saturado	38
3.4	INFILTRAÇÃO EM ZONAS VADOSAS	39
a)	Modelos de infiltração	42
b)	Infiltração em zonas vadosas lateríticas	46
c)	Frente de umedecimento	47
4	ÁREA DE ESTUDO	50
4.1	CONTEXTO GERAL DO MUNICÍPIO DE LONDRINA	50
4.1.1	Aspectos climáticos	50
4.1.2	Ciclos hidrológicos e alagamentos	52
4.2	DEFINIÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA	53
4.2.1	Contexto geológico e hidrogeológico	59
4.2.2	Descrição preliminar do solo característico de Londrina	62

5	MATERIAIS E MÉTODOS.....	67
5.1	ETAPAS DA PESQUISA.....	67
5.2	PERFIL DO SUBSOLO E CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR	68
5.2.1	Local, coleta e preparação das amostras	71
5.3	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	73
5.3.1	Granulometria conjunta	74
5.3.2	Porosimetria	76
5.3.3	Curva característica solo-água.....	78
5.3.4	Permeâmetro de carga variável.....	82
5.4	DEFINIÇÃO DA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO	87
5.5	ENSAIOS DE CAMPO	90
5.5.1	Rebaixamento	93
a)	Poço de infiltração	93
b)	Furo de sondagem	95
c)	Procedimentos de ensaio	97
5.5.2	Tensiômetros.....	101
5.6	MODELAGEM	104
5.6.1	Função de condutividade hidráulica	104
5.6.2	Condições de contorno.....	104
a)	Profundidade do poço	105
b)	Distância de separação	107
c)	Duração da injeção.....	108
d)	Injeção múltipla.....	108
e)	Recarga natural	109
5.6.3	Combinação dos cenários	110
5.6.4	Avaliação da eficácia de infiltração.....	112
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	114
6.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	114
6.1.1	Curva granulométrica	114
6.1.2	Porosimetria	116
6.1.3	Curva característica solo-água.....	121
6.1.4	Permeabilidade saturada.....	127
6.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO	131
6.2.1	Capacidade máxima de retenção	131

6.2.2	Tensiometria.....	134
6.2.2.	Permeabilidade por rebaixamento – poço de infiltração.....	136
6.2.3.	Permeabilidade por rebaixamento – furo de sondagem.....	142
6.2.4.	Influência da carga hidráulica.....	151
6.2.5.	Influência do diâmetro e do clima.....	152
6.3	FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	157
6.4	MODELOS NUMÉRICOS DE SIMULAÇÃO.....	159
6.4.1	Construção do modelo.....	159
6.4.2	Simulações de um único evento de infiltração.....	160
6.4.3	Análise de sensibilidade.....	165
a)	Vazão de recarga.....	165
b)	Volume de injeção.....	169
6.4.4	Simulações de recarga periódica.....	174
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	179
7.1	CONCLUSÕES.....	179
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	183
	REFERÊNCIAS.....	184

1 INTRODUÇÃO

O ciclo hidrológico nas cidades é diretamente afetado pelo aumento de superfícies impermeabilizadas, resultado não apenas da urbanização, mas principalmente da urbanização sem planejamento, que compromete as áreas de infiltração (LEÃO CARVALHO, 2013). Nesse contexto, uma parcela da água que originalmente se infiltraria no solo agora contribui para o escoamento superficial, ampliando o volume escoado (CHEN *et al.*, 2015; GUAN *et al.*, 2016).

Estas alterações impactam os picos de vazão e podem sobrecarregar o sistema de drenagem convencional, culminando em inundações que afetam gravemente o ambiente urbano. As consequências decorrentes da falta de um planejamento urbano adequado, tais como alagamentos e inundações, representam grandes ameaças ao desenvolvimento sustentável, uma vez que ocasionam problemas imediatos ligados ao saneamento e à segurança habitacional.

Os sistemas de infiltração têm como objetivo coletar parcelas de água pluvial excedente, promovendo sua infiltração no solo e atuando assim como mecanismos de recarga gerenciada de aquíferos (BOUWER, 2002, BARBASSA *et al.*, 2014; EDWARDS *et al.*, 2016; SPRENGER *et al.*, 2017).

Esses sistemas já são adotados há tempos em países como os Estados Unidos (FLETCHER *et al.*, 2013; JUSTINO *et al.*, 2020). No Brasil, municípios como Brasília, Goiânia, Porto Alegre e São José do Rio Preto começaram a adotar tais estratégias em construções recentes para mitigar os impactos hidrológicos, impondo que a edificação do reservatório contemple uma restrição de vazão ao sistema público de drenagem (SANTOS *et al.*, 2021).

Para a correta implementação dessas estruturas é fundamental considerar aspectos externos como condições climáticas, intensidade da chuva, duração e distribuição temporal da precipitação, bem como fatores intrínsecos do solo não saturado, incluindo coeficiente de condutividade hidráulica e características de retenção de água. O profundo entendimento das características hidráulicas das zonas vadasas (ZV) é primordial para um estudo completo das águas subterrâneas. A ZV é fundamental para a infiltração, percolação da água e para a movimentação de poluentes.

Ademais, a infiltração de água em solos não saturados eleva o grau de saturação, ocasionando alterações na pressão da água contida nos poros e,

consequentemente, modificando as características intrínsecas de infiltração. Portanto, é crucial compreender a interação entre os parâmetros hidráulicos e constitutivos dos solos não saturados e as condições iniciais e de contorno de vários desafios geotécnicos ligados à infiltração de água. Projetos mal concebidos de estruturas de infiltração podem desencadear problemas como colapso, expansão e erosão interna, e até mesmo afetar fundações próximas (LEÃO CARVALHO, 2013).

Poços de zona vadosa, frequentemente referidos como poços de infiltração, poços secos ou poços de recarga, são técnicas de recarga de aquíferos especialmente relevantes para o manejo de águas pluviais (BOUWER, 2002; LIANG *et al.*, 2018; SASIDHARAN *et al.*, 2018, 2019, 2020, 2021). Além de servirem para recarregar aquíferos subterrâneos profundos, eles também funcionam como um sistema de controle de enchentes em áreas urbanas pavimentadas (SASIDHARAN *et al.*, 2019).

Diversos estudos destacam os benefícios dessa estratégia, como a minimização de impactos ecológicos, atenuação de inundações, compensação do esgotamento de águas subterrâneas e prevenção da subsidência do solo. Embora exista a preocupação sobre possíveis contaminantes no escoamento da chuva que podem comprometer a qualidade das águas subterrâneas, pesquisas anteriores indicam que, quando bem projetados, os poços de infiltração são seguros (WILSON *et al.*, 1990; BRODY-HEINE *et al.*, 2011; DALLMAN; SPONGBERG, 2012; PITT; TALEBI, 2012; e EDWARDS *et al.*, 2016).

Em meio a esse cenário, os sistemas de infiltração emergem como uma solução potencialmente eficaz. Contudo, sua aplicabilidade em terrenos lateríticos – solos ricos em ferro e alumínio –, predominantes em áreas como Londrina/PR, ainda é um território pouco explorado. Este estudo se destaca pela sua originalidade ao focar nesse específico contexto geográfico e climático, vislumbrando não apenas soluções imediatas, mas também implicações de longo prazo para um planejamento urbano mais harmonioso e sustentável.

Embora sistemas como estes apresentem grande potencial, conforme Emerson e Traver (2008), muitas vezes, devido à ausência de esforços contínuos de monitoramento, variações sazonais no desempenho de mecanismos de recarga para o gerenciamento de águas pluviais são raramente registradas. Entretanto, para projetar e prever adequadamente o desempenho destes sistemas em diferentes condições climáticas e hidrológicas, é imprescindível compreender como sua eficácia

varia durante o ano.

A implementação eficiente destes sistemas pode reduzir os impactos hidrológicos e sobrecargas em sistemas de drenagem da região, prevenindo inundações e alagamentos que causam estragos na cidade. Assim, o cerne desta pesquisa reside no questionamento: Os poços de infiltração podem ser usados como uma ferramenta eficiente no gerenciamento de águas pluviais na cidade de Londrina/PR?

1.1 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO

Este estudo está organizado em seis capítulos com o esboço de cada capítulo da seguinte forma:

- Capítulo 1: Apresentação da ideia geral e motivação deste estudo;
- Capítulo 2: Apresentação dos objetivos gerais e específicos;
- Capítulo 3: Fundamentação teórica do estudo. Este capítulo descreve estudos anteriores sobre soluções que visam facilitar a infiltração da água no solo com ênfase particular aos poços de zona vadosa. O capítulo também apresenta a teoria do funcionamento hídrico da zona não saturada, modelos de infiltração e frente de umedecimento;
- Capítulo 4: Apresentação da área de estudo. Neste capítulo é caracterizada a área de estudo a partir da localização, aspectos climáticos, ciclos hidrológicos, históricos de alagamentos, contexto geológico e hidrogeológico;
- Capítulo 5: Apresentação da metodologia. Este capítulo descreve o processo metodológico de obtenção dos dados fornecendo detalhes acerca dos instrumentos e métodos empregados para adquirir os resultados;
- Capítulo 6: Apresentação dos resultados. Este é dividido em seis subseções: Resultados dos ensaios laboratoriais; Resultados dos ensaios de campo; Função de condutividade hidráulica; Modelos numéricos de simulação. A análise e a discussão são realizadas para cada subseção usando a estrutura da fundamentação teórica do

Capítulo 3;

- Capítulo 7: Considerações finais sobre as conclusões obtidas e recomendações futuras.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

A pesquisa tem como objetivo principal analisar, de forma numérica e analítica, a infiltração das águas pluviais excedentes em Londrina/PR, especificamente em solos argilosos lateríticos, avaliando a viabilidade técnica de utilizar poços de infiltração para a recarga gerenciada de aquíferos e a redução de picos de vazão.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistiram em:

- Avaliar o impacto da distribuição granulométrica e da distribuição de tamanho de poros na infiltração e retenção de água no solo. Examinar a influência prática da Curva Característica Solo-Água na gestão da água no solo e na capacidade de infiltração;
- Investigar o impacto da variação climática (períodos úmidos e de estiagem) na permeabilidade e sucção do solo;
- Contrapor as vazões e permeabilidades obtidas em poços de infiltração com aquelas provenientes de furos de sondagem;
- Examinar a interdependência entre fatores como diâmetro do furo de sondagem, fator de escala, condições climáticas e sua influência na determinação da permeabilidade;
- Modelar, por meio do software SEEP/W® a implantação e operação de poços de infiltração em solos residuais da área de estudo; e
- Identificar e analisar as condições técnicas e geométricas em que os poços de infiltração oferecem maior potencial a partir dos modelos elaborados no SEEP/W®;

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 URBANIZAÇÃO E RECURSOS HÍDRICOS

O ciclo hidrológico natural tem sofrido interferências em grande parte do mundo em detrimento das mudanças climáticas e ao desenvolvimento humano da terra (RUSU *et al.*, 2012; MALONEY *et al.*, 2014). Os recursos de água doce que determinam o equilíbrio entre segurança alimentar, saúde pública, crescimento industrial, desenvolvimento econômico, sustentabilidade ambiental e a sobrevivência dos ecossistemas em todo o mundo têm sido insuficientes já em muitas partes do mundo (ROSEGRANT *et al.*, 2002).

Cerca de 1,1 bilhão de pessoas em todo o mundo não tem acesso à água potável e pelo menos dois terços da população global, mais de 4,0 bilhões de pessoas, vivem em condições de grande escassez de água ao longo de pelo menos 1 mês a cada ano (KUMMU *et al.*, 2016). De acordo com Postel (2000), os principais sinais de que há escassez de água são o declínio do lençol freático e a baixa vazão ou inexistência de rios. Ainda, embora o ciclo hidrológico global produza mais água doce do que o necessário para sustentar a população global atual, mais de 69 % desse recurso não está disponível para os humanos devido ao rápido escoamento ou distribuição em regiões geograficamente isoladas.

A água subterrânea caminha em direção à escassez, a taxas potencialmente insustentáveis, devido à menor quantidade de chuvas e à menor capacidade de infiltração naqueles solos que possuem uma camada superior espessa e de baixa permeabilidade – dificultando a recarga natural (RUSU *et al.*, 2012; GORELICK; ZHENG, 2015; HOSSAIN, 2020).

Além disso, considerando a crescente exploração da água subterrânea em conjunto com o crescimento populacional, o cultivo de alimentos para atender às necessidades dessa nova população global exigirá a extração de um grande volume de água. Vale lembrar que a agricultura irrigada é responsável por dois terços de todas as retiradas de recursos hídricos naturais (SHIKLOMANOV, 2000). As retiradas intensivas de água subterrânea têm contribuído para o esgotamento de córregos e secado poços de bombeamento (FLECKENSTEIN *et al.*, 2004; NELSON *et al.*, 2016).

Avançando junto ao crescimento populacional encontra-se o desenvolvimento urbano que, no contexto de gerenciamento de recursos hídricos, interfere diretamente e limita a permeabilidade das superfícies do solo. Isso porque a precipitação que normalmente alcançaria a superfície natural da terra e infiltraria no aquífero subjacente, em vez disso, corre sobre áreas de baixa permeabilidade, ou impermeáveis, até evaporar ou escoar pela superfície para infiltrar para corpos d'água superficiais ou é desviada por elementos de controle de águas pluviais (RUSU *et al.*, 2012; CHEN *et al.*, 2015; GUAN *et al.*, 2016). Como exemplo, de acordo com um estudo realizado por Kresse *et al.* (2014) apenas de 1 a 1,5% da precipitação total no Vale do Rio Mississippi nos EUA é capaz de recarregar o seu aquífero.

A falta de gestão sobre o escoamento de águas pluviais ameaça infraestruturas urbanas (pontes, estradas e edifícios) e instalações de tratamento de águas residuais já que contaminantes associados a superfícies impermeáveis (incluindo combustíveis fósseis, nutrientes e metais pesados) podem prejudicar a qualidade das águas superficiais e subterrâneas (EDWARDS, 2016). Para Braga *et al.* (2007) o elevado volume de escoamento superficial tem um impacto adverso não apenas na ecologia e saúde dos rios e córregos locais, mas também tem efeitos ambientais a jusante devido a inundações, erosão, sedimentos e contaminantes.

O gerenciamento das águas pluviais têm sido cada vez mais integrado aos planos de desenvolvimentos de gestão de águas urbanas sustentáveis (CHANG *et al.*, 2018). Uma das maneiras de enfrentar os desafios da reposição dos recursos hídricos subterrâneos e de gerenciamento do escoamento de águas pluviais é por meio do uso de práticas de recarga (DILLON, 2005).

3.2 RECARGA GERENCIADA DE AQUÍFEROS

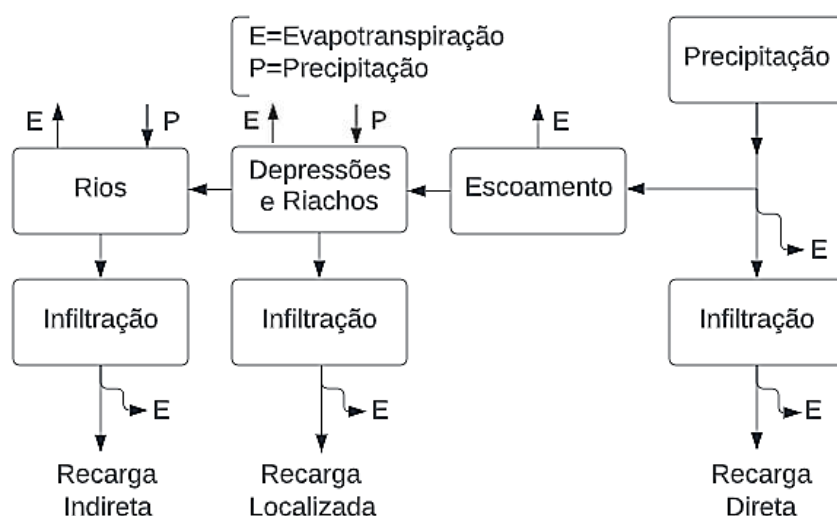
Define-se como recarga o fluxo percolado da água que atinge o lençol freático e contribui para o estoque hídrico e seu escoamento ou fluxo (SIMMERS, 1990). A seguir, é feita uma distinção entre recarga natural, que pode ocorrer por precipitação, rios, canais ou lagos; e a recarga artificial, sendo a última devido a certos processos antropogênicos: por intervenção humana direta (pela construção de elementos de infiltração, por exemplo) ou como um fenômeno induzido por atividades, como a irrigação.

Diferentes parâmetros influenciam diretamente a recarga; a saber, clima, topografia, solo, vegetação e geologia. A recarga também varia espacialmente dependendo da espessura da zona vadosa (ZV), ou zona não saturada, cuja localização dá-se entre a superfície freática e a superfície do terreno (FLINT *et al.*, 2002; SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL, 2010).

Para Flint *et al.* (2002), no geral, a recarga pode ser favorecida quando a vegetação é escassa, a precipitação é significativa e bem distribuída ao longo do ano hidrológico, o solo é permeável (granulação grossa ou com base rochosa, fratura ou falha próxima à superfície). Além disso, quando o terreno tem uma inclinação baixa, há uma menor velocidade de escoamento, proporcionando mais tempo para a água se infiltrar no solo antes de atingir o sistema natural de drenagem. Adicionalmente, áreas com textura de solo grosseira são favoráveis à recarga de aquíferos, uma vez que o solo grosso facilita o rápido movimento descendente da água infiltrada. No entanto, solos mais finos atuam na retenção dessa água no local de recarga por um longo período, funcionando como um tanque de armazenamento.

Primeiramente, os mecanismos de recarga natural podem ser diretos, localizados e indiretos, como ilustra o esquema da Figura 3.1. A recarga direta, também chamada de recarga difusa ou real, é parte da água infiltrada que percola a zona não saturada e posteriormente atinge o lençol freático, ou seja, quando o aquífero recarregado está localizado no mesmo local da fonte de água ou no mesmo local onde houve a precipitação (SIMMERS, 1990; HEALY, 2010).

Figura 3.1 – Diferentes mecanismos de recarga natural



Fonte: A própria autora, adaptado de Simmers (1990)

Já a recarga localizada é uma forma intermediária de recarga resultante do escoamento de água que se acumula na superfície quando há ausência de um canal bem definido. E por fim, a recarga indireta se estabelece por percolação no leito de rios. Esta classificação é apenas uma simplificação da realidade do processo porque não leva em conta explicitamente o fluxo de recarga lateral (SIMMERS, 1990; HEALY, 2010).

A recarga gerenciada de aquíferos, internacionalmente denominada por *Managed Aquifer Recharge* – MAR, ou recarga artificial, é um sistema de engenharia que tem o objetivo básico de introduzir água em uma formação de aquífero por meio do seu trânsito na zona não saturada, restaurando o recurso do lençol freático nos locais onde se constata o seu esgotamento devido à recarga insuficiente do mesmo e superexploração (FLINT *et al.*, 2002; DILLON, 2005; BHATTACHARYA, 2010). A recarga gerenciada de aquíferos é classificada como um sistema de infiltração direta e usa várias tecnologias transversais para o desvio intencional, transporte, armazenamento, infiltração e recarga do excesso de escoamento superficial na fonte (BARBASSA *et al.*, 2014; EDWARDS *et al.*, 2016; SPRENGER *et al.*, 2017).

Existem maneiras diferentes, reguladas pela resolução do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) nº 153 (BRASIL, 2013), de executar MAR na prática. Por exemplo, MAR pode ser realizado por meio de bacias de infiltração (TEATINI *et al.*, 2015), armazenamento, transferência e recuperação de aquíferos (DILLON *et al.*, 1999; PAVELIC *et al.*, 2005); dispositivos de recarga de zona vadosa, como valas ou trincheiras de zona vadosa (HEILWEIL *et al.*, 2015; SASIDHARAN *et al.*, 2021); e poços de zona vadosa também conhecidos como poços de infiltração, poços secos ou poços de recarga (BOUWER, 2002; LIANG *et al.*, 2018; SASIDHARAN *et al.*, 2018, 2019, 2020, 2021).

Segundo a literatura, MAR tem se expandido em popularidade e intensidade para remediar problemas de escassez de recursos hídricos subterrâneos. Vários são os benefícios alcançados pela recarga artificial, já que ela pode, por exemplo, mitigar os eventos de inundações, ajudar a compensar o esgotamento das águas subterrâneas e prevenir erosões, dando destaque à melhoria dos recursos hídricos quantitativa e qualitativamente (DILLON *et al.*, 2010; GHASEMIZADE *et al.*, 2019, VILLAR; GRANZIERA, 2019). Em vista dessa relevância, alguns autores ressaltam a importância de uma avaliação quantitativa da capacidade de infiltração ou

recarga e as respostas do fluxo da água subterrânea antes da implementação de um sistema MAR (BOUWER, 1999; RAHMAN *et al.*, 2013; RUSSO *et al.*, 2015; XANKE *et al.*, 2016).

3.2.1 Soluções para infiltração

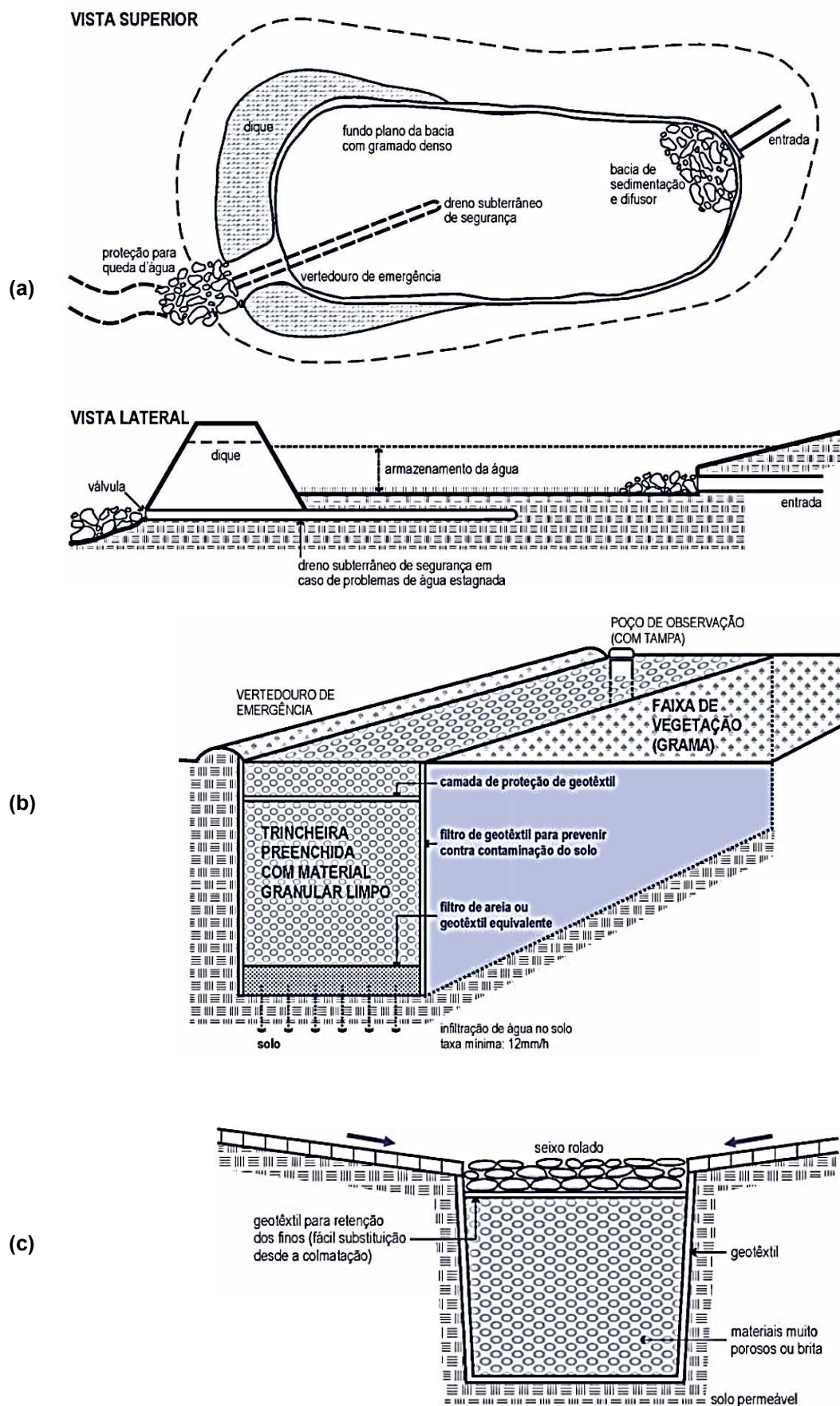
Existem diversas soluções projetadas para potencializar a infiltração da água no solo, cada uma com diferentes componentes e níveis no sistema de captação. Por exemplo, algumas técnicas têm o objetivo de superar as camadas superficiais impermeáveis formadas pelo acúmulo de materiais finos, como silte e argila. Isso inclui a remoção de alguns centímetros da camada superficial do solo, escariando e arando a superfície (AL-MUTTAIR *et al.*, 1994; MALIVA; MISSIMER, 2012).

Outras possibilidades de infiltração existentes na literatura e que têm sido amplamente utilizadas no gerenciamento de águas pluviais urbanas em todo o mundo são o uso de elementos que são posicionados na ZV, como as bacias Figura 3.2 (a), as trincheiras, Figura 3.2 (b), e os poços de infiltração Figura 3.2 (c) (DECHESENE *et al.*, 2004, 2005).

As bacias de infiltração aumentam a recarga das águas subterrâneas, reduzem o fluxo de pico e o volume de água nas redes a jusante, limita as descargas de poluição nas águas superficiais e diminui os fluxos de águas pluviais nos sistemas de esgoto (DECHESENE *et al.*, 2004, 2005). Akan (2002) afirma que a utilização desse tipo de elemento de infiltração é uma opção especialmente atraente e viável desde que o solo superficial tenha permeabilidade adequada.

Embora existam muitos benefícios potenciais associados ao uso de bacias de infiltração para a captura de águas pluviais, a ampla aplicação desse sistema tem certas limitações. Ocorre que há pouco conhecimento sobre os impactos ambientais de longo prazo e sobre como restaurar a funcionalidade do elemento se a capacidade de infiltração adequada for perdida. Além disso, há uma diminuição quantificável na área disponível para operar bacias de infiltração com o aumento da urbanização. Existe, portanto, a necessidade crítica de práticas alternativas de MAR que possam resolver os desafios associados a ambientes urbanos em crescimento (BRAGA *et al.*, 2007).

Figura 3.2 – (a) Bacia de infiltração, (b) trincheira de infiltração e (c) poço de infiltração



Fonte: Curitiba (2002)

As trincheiras de infiltração são estruturas escavadas e preenchidas com materiais grosseiros, geralmente cascalho e areia. Esses elementos facilitam a captura e armazenamento de água pluvial, além de permitir a infiltração dos primeiros milímetros de água da chuva durante eventos de precipitação. Elas geralmente não se estendem por mais de 5 metros de profundidade, têm até 1 metro de largura e podem ser cobertas para se misturar com o ambiente. A infiltração de água ocorre através do fundo e das paredes da vala. Este padrão de infiltração significa que, mesmo havendo a colmatação do fundo da estrutura, impedindo a infiltração, as paredes ainda podem infiltrar água (BOUWER, 2002; HEILWEIL *et al.*, 2015).

Bouwer (2002) e Page *et al.* (2018) analisaram mais a fundo essas soluções de engenharia na ZV que promovem a recarga artificial dos aquíferos. A partir desta revisão, verificou-se que uma dessas estruturas na ZV é mais adequada no aumento da infiltração do solo em zonas urbanas: os poços de ZV. Em comparação com outras técnicas comuns de recarga artificial de aquíferos, os poços de zona vadosa são economicamente mais eficientes do que os poços de injeção profunda e têm menos necessidade de ocupação de terreno (técnica compensatória pontual) quando comparados aos sistemas de bacias de infiltração e trincheiras (BOUWER, 2002; BARBASSA *et al.*, 2014).

3.2.2 Poços de infiltração

Esses poços de infiltração estão sendo cada vez mais usados na Europa e nos Estados Unidos para capturar o escoamento de águas pluviais, amortecendo os picos de vazão, para aliviar o sistema de drenagem convencional e facilitar a infiltração de superfície e consequente recarga de aquíferos (BARBASSA *et al.*, 2014; SASIDHARAN, 2018, 2019). MIKKELSEN *et al.* (1996) comprovaram que estes sistemas de infiltração reduzem picos de vazão em 60% e o volume de deflúvios em 50%.

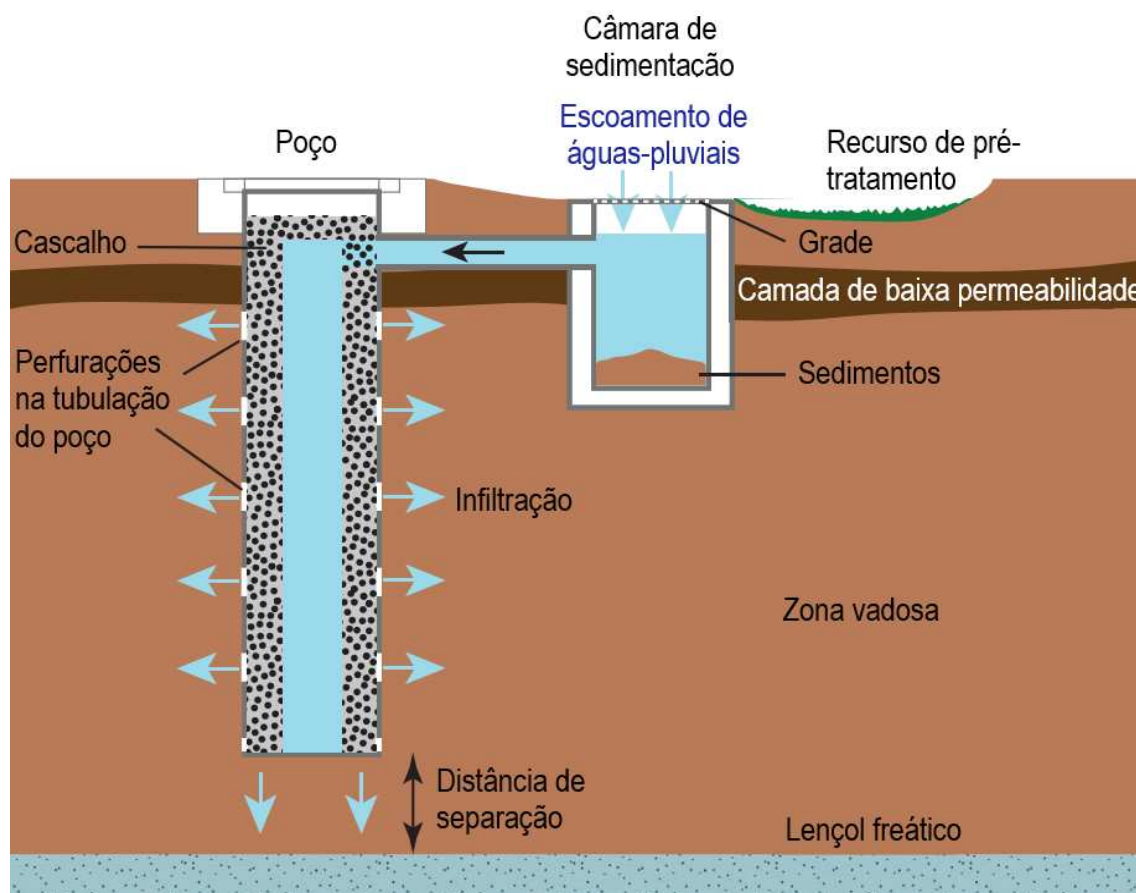
No Brasil, há pouca utilização desse tipo de estrutura de recarga como uma solução técnica compensatória em detrimento da falta de capacidade técnica e por questões políticas, já que em parte, a drenagem de vias públicas é tratada como um problema de Estado (LEÃO CARVALHO, 2013).

Sabe-se ainda, por Leão Carvalho (2013), que a utilização inadequada desse sistema de infiltração sem o devido entendimento do

comportamento do solo não saturado em conjunto a fluxos transientes pode causar processos de colapso, expansão e erosão. Por isso, neste estudo, investigou-se a viabilidade do MAR utilizando a chuva excedente em um ambiente urbano de regiões subtropicais, com foco no uso de poços de infiltração como uma solução de engenharia.

Os poços de infiltração, como ilustrado na Figura 3.3, são poços de zona vadosa, pois o fundo está acima do lençol freático, do qual devem apresentar separação mínima 3 metros e têm extensão em profundidade maior que seu diâmetro (EDWARDS *et al.*, 2016; SASIDHARAN *et al.*, 2019).

Figura 3.3 – Esquema de um poço de infiltração



Fonte: Traduzido de Edwards *et al.* (2017)

Normalmente são circulares e podem ser revestidos de concreto perfurado, pneus, tijolos e posicionados em áreas ajardinadas, Figura 3.4 (a), ou pavimentadas, Figura 3.4 (b), com profundidade de 0,6 a 26 metros e diâmetro

variando entre 1 a 2 metros (WILSON, et al., 1990; BOUWER, 2002; PITT; TALEBI, 2012; LEÃO CARVALHO, 2013; LIANG et al., 2018).

Figura 3.4 – Grade de poços secos em (a) um gramado e em (b) um pátio



Fonte: Pitt e Talebi (2012)

A utilização desses poços é adequada quando o lençol freático é consideravelmente profundo (LIANG *et al.*, 2018). As vantagens da aplicação desta solução de infiltração são:

- Implicam perdas evaporativas mínimas de água;
- Precisam de relativamente pouco espaço para implantação;
- São facilmente integrados em ambientes urbanos; e
- Implicam em baixos custos.

Além disso, da utilização desse poço há a possibilidade do tratamento da água por processos químicos, biológicos e físicos na ZV antes de atingir a zona saturada, ou seja, a água pode ser purificada enquanto se move através da zona vadosa (EDWARDS *et al.*, 2016; LIANG *et al.*, 2018).

A instalação do poço seco, conforme Pi *et al.* (2017), geralmente não é recomendada para solos com mais de 30% de argila ou mais de 40% de silte. Estes devem ser posicionados a, no mínimo, 3 a 6 metros de distância de qualquer construção, a 30 metros de poços de abastecimento público, e a 30 metros do centro de outro poço. Ademais, a inclinação do local deve ser inferior a 15%.

No entanto, é importante destacar que solos lateríticos, como os encontrados em Londrina/PR, apresentam uma característica peculiar: mesmo que sua composição seja predominantemente argilosa, sua permeabilidade de campo

pode ser semelhante à de uma areia devido à processos de microagregação (DÁLCOL, 2022; SOUZA, 2023). Portanto, a investigação sobre a viabilidade de poços de infiltração nesse tipo de solo se justifica e pode revelar potenciais aplicações práticas.

Sasidharan *et al.* (2018, 2020) corroboram essa ideia, afirmando que poços secos são altamente dependentes das propriedades texturais do solo e da heterogeneidade da subsuperfície que controla os campos de permeabilidade e fluxo, não sendo adequados para áreas com solos de baixa permeabilidade, lençóis freáticos altos, encostas íngremes ou solos contaminados (aterros e complexos industriais) devido aos riscos potenciais de poluição das águas subterrâneas.

Dessa forma, as características intrínsecas do solo, incluindo seu uso e ocupação, a espessura da ZV, a presença e distribuição de camadas de solo com diferentes permeabilidades, a distância de separação com o aquífero subjacente, o potencial de contaminação do nível de água, e a qualidade da água de entrada são os principais fatores a serem considerados no dimensionamento desses tipos de MAR (XIE *et al.*, 2014; O'GEEN *et al.*, 2015; SCHILLING *et al.*, 2017).

a) Características intrínsecas

O poço seco é classificado como poço de injeção classe V pela USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) que é um condutor que coloca fluido não perigoso diretamente na subsuperfície. Poços de injeção Classe V podem ser usados para descartar água ou injetar água de alta qualidade em um aquífero para armazenamento e posterior recuperação. A USEPA não tem requisitos de projeto para poços secos, mas estes podem ser operados desde que o procedimento não represente nenhuma ameaça às fontes de água potável subterrâneas (PI *et al.*, 2017).

No Brasil, o CNRH e o Ministério do Meio Ambiente pelo Art. 5º da Resolução nº 153/2013 fornecem parâmetros regulatórios para programas de MAR no país. As regras exigem uma autorização da entidade ou órgão gestor estadual de recursos hídricos para novos poços ou conversão de poços existentes em um poço de injeção. A regulamentação exige que a recarga não comprometa a qualidade das águas (BRASIL, 2013; VILLAR; GRANZIERA, 2019).

Uma vez que os poluentes transportados pelo escoamento da tempestade podem entrar diretamente em poços secos que não têm um sistema de

purificação na sua superfície ou próximo ao solo superficial, existe a preocupação de deterioração das águas subterrâneas locais. Na Alemanha, os poços de infiltração são proibidos justamente por conta dos riscos potenciais elevados para as águas subterrâneas (GÖBEL *et al.*, 2009).

Em função desse receio, alguns pesquisadores (WILSON *et al.*, 1990; BRODY-HEINE *et al.*, 2011; DALLMAN; SPONGBERG, 2012; PITT; TALEBI, 2012; e EDWARDS *et al.*, 2016) direcionaram seus estudos a esta análise. Como resultado, a maioria dos estudos concluiu que, embora altas concentrações de contaminantes tenham sido detectadas no escoamento das águas pluviais, as amostras de água subterrânea perto dos locais de poços de infiltração não mostraram níveis semelhantes de contaminação. No entanto, é importante destacar que isso pode variar dependendo da distância de percolação até o aquífero e das características do solo.

Isso sugere que, inicialmente, a aplicação de poços secos com águas pluviais pode não representar uma ameaça imediata à qualidade das águas subterrâneas. No entanto, é fundamental considerar que o solo possui uma capacidade finita de absorção e adsorção de determinados poluentes. Com o tempo, essa capacidade pode ser reduzida, comprometendo sua eficácia como barreira contra contaminação (SCHAETZL, R. J.; ANDERSON, S, 2015). Portanto, é crucial um monitoramento constante, bem como a compreensão das isotermas de adsorção do solo para garantir a segurança e sustentabilidade dessas práticas ao longo do tempo.

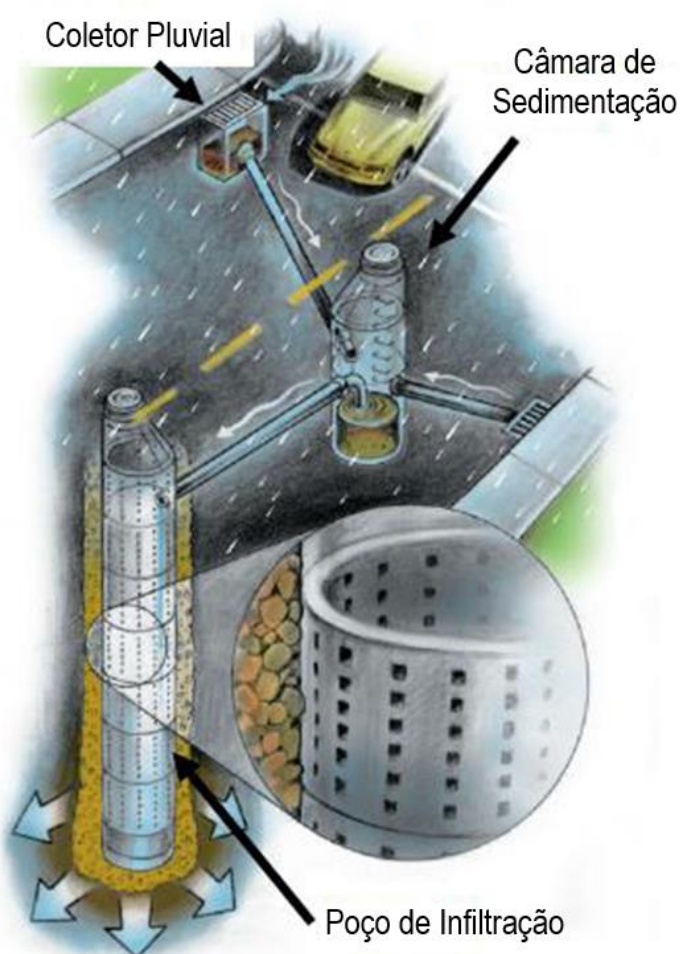
Comparado às trincheiras de infiltração, a principal desvantagem dos poços de zona vadosa é a possível redução das taxas de infiltração ao longo do tempo devido à colmatção. Este problema é evitado realizando-se o pré-tratamento da água antes que a infiltração ocorra (BOUWER, 2002). Existem algumas soluções disponíveis para este pré-tratamento como os filtros, as câmaras de sedimentação, e as mantas geotêxteis (GONZALES-MERCHAN *et al.*, 2012; BARBASSA *et al.*, 2014; EDWARDS *et al.*, 2016).

Bower (2002) aponta a necessidade de mais pesquisas sobre poços de recarga na zona vadosa para desenvolver um design otimizado que considere a capacidade do poço, o controle de colmatção, e sua vida útil. O autor sugere a técnica de superdesinfecção, que busca manter um alto nível residual de desinfetante na água de recarga, impedindo a atividade microbológica no próprio poço e promovendo essa atividade em áreas mais distantes dentro da zona vadosa ou no

aquífero. A expectativa é que, ao deslocar essa atividade para longe do poço, se possa evitar a formação de zonas de colmatção e até mesmo aprimorar a qualidade da água recarregada ao passar por uma zona de biofiltro. Tais medidas também são cruciais para garantir a proteção do aquífero contra potenciais contaminações.

Snyder *et al.* (1994), em um estudo desenvolvido em Portland, Oregon, nos Estados Unidos, estimaram que 75% da precipitação que cai em áreas impermeáveis é coletada por poços secos, o que representa 38% da recarga total de água subterrânea na cidade. A água da chuva é captada por um coletor pluvial, filtrada através de uma câmara de sedimentação de 90 a 120 cm de diâmetro e 3 metros de profundidade, e transferida a um poço de infiltração conforme ilustrado na Figura 3.5 (OEHHA, 2018).

Figura 3.5 – Sistema típico de poços secos da cidade de Portland



Fonte: Traduzido de OEHHA (2018)

A inexistência da câmara de sedimentação ou mobilização de argilas *in situ* pode sim levar à colmatção e inutilização do poço de recarga, mas alguns pesquisadores afirmam que dos elementos de infiltração MAR, os poços de zona vadosa são os menos afetados com esse fenômeno. Por exemplo, experimentos em escala de laboratório acoplados com modelagem numérica demonstraram que a colmatção provavelmente influencia a capacidade de infiltração de bacias de infiltração mais do que poços de recarga (HÄNDEL *et al.*, 2014, 2016a, 2016b; GLASS *et al.*, 2020).

É possível estimar a probabilidade de um dispositivo de infiltração ficar colmatado com base nos parâmetros locais de qualidade e quantidade de escoamento das águas pluviais. Um estudo feito em Chassieu, França, correlacionou a taxa de colmatção de uma estrutura de infiltração na ZV ao volume, à carga de sólidos em suspensão totais e à demanda química de oxigênio das águas pluviais afluentes, bem como a fatores climáticos da área. O estudo monitorou a progressão da resistência hidráulica na bacia ao longo de um período de sete anos (de 2004 a 2010).

Os resultados mostraram que a resistência hidráulica no fundo da bacia aumenta em função do aumento da carga de sólidos suspensos totais e demanda química de oxigênio na água afluente. Além disso, os dados também indicam que a presença de vegetação pode reduzir a taxa de colmatção (GONZALES-MERCHAN *et al.*, 2012).

Desde o trabalho de Bouwer (2002), os detalhes e requisitos para projetos MAR evoluíram para lidar com a colmatção e outros problemas. A construção desses poços de infiltração está incluída no Plano de Drenagem Urbana da cidade de Londrina/PR, que compõe o Artigo 56 do Plano Diretor (LONDRINA, 2008, Revisão 2018-2028). A orientação do projeto requer pré-tratamento para evitar colmatção e inclui, além de uma câmara de sedimentação a montante, uma tubulação no meio do poço para monitoramento do nível de água.

b) Métodos de dimensionamento

O dimensionamento de elementos de infiltração pode ser realizado a partir de uma série de métodos de projeto, dentre eles o *rain envelope method* (método da curva envelope) de Urbonas e Stahre (1993), também conhecido como método das chuvas, muito utilizado no Brasil. Alguns exemplos de uso do *rain-envelope* podem

ser vistos em Bucharles e Silva (2007), Lucas *et al.* (2013), Barbassa *et al.* (2014); Justino *et al.* (2020) e Santos *et al.* (2021).

Trata-se um método simples para determinação do volume de captação pluvial baseado na lei da conservação das massas. O volume de entrada considerado é aquele drenado para o poço durante a chuva, e o volume de saída a quantidade infiltrada no solo (BUCHARLES; SILVA, 2007). O método não considera o tempo de concentração da bacia e utiliza o método Racional para estimar a contribuição da vazão para a unidade de detenção, sendo indicado para áreas menores que 80 hectares (ASCE, 2017; SANTOS *et al.*, 2021).

Primeiramente, determina-se o volume de entrada ($V_{afluente}$), em $[L^3]$, para uma gama de durações de precipitação, ou seja, aumentando incrementalmente o tempo de duração (t), em segundos, e para cada duração, o volume é calculado por meio da Equação 3.1 e Equação 3.2.

$$V_{afluente} = Q_{afluente} \cdot t_d = 0,278 C i A_t t_d \quad \text{Equação 3.1}$$

$$C = \frac{C_p A_p + C_i A_i}{A_t} \quad \text{Equação 3.2}$$

Em que, $Q_{afluente}$ é a vazão de pico, em m^3/s , conforme o Plano Diretor de Drenagem de Curitiba (2002); t_d é o tempo de duração da chuva, em segundos; C é o coeficiente de escoamento superficial ponderado; C_p e C_i são os coeficientes de escoamento das áreas permeável e impermeável, respectivamente; A_p e A_i são as áreas da bacia de contribuição com superfície permeável e impermeável respectivamente, em km^2 , sendo $A_t = A_p + A_i$ a área total da bacia de contribuição; i é a intensidade máxima de chuva, em mm/h , determinada por uma curva intensidade-duração-frequência (IDF).

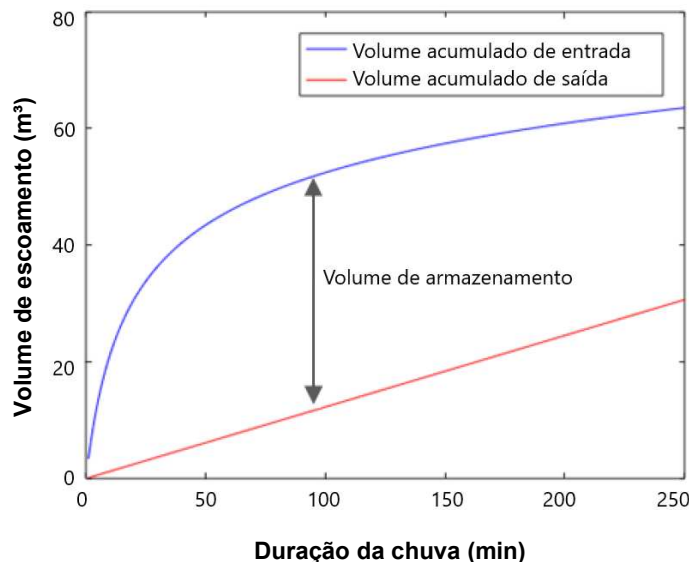
O volume de saída ($V_{efluente}$), em $[L^3]$, varia de acordo com as características do elemento projetado. Com isso, $V_{efluente}$ é comumente estimado pela Equação 3.3 usando a simplificação de que a estrutura esvazia a uma taxa constante igual até a máxima vazão de saída possível, porém, Urbonas e Stahre (1993) demonstraram que a vazão não é constante e varia com a profundidade da água à medida que a estrutura enche e esvazia.

$$V_{efluente} = Q_{efluente} \cdot t_d = 0,278 C_p i A_t t_d \quad \text{Equação 3.3}$$

Em que, $Q_{efluente}$ é a vazão de pré-urbanização, em m^3/s ; t_d é o tempo de duração da chuva, em segundos. O volume de armazenamento ou retenção ($V_{retenção}$) obtido pelo método é a máxima diferença entre as duas curvas obtidas pela Equação 3.1 e Equação 3.3, definidas pela Equação 3.4 e ilustrado pela Figura 3.6.

$$V_{retenção} = V_{afluente} - V_{efluente} \quad \text{Equação 3.4}$$

Figura 3.6 – Exemplo de curva envelope típica



Fonte: Traduzido de Santos *et al.* (2021)

A quantidade de poços ($N_{poços}$) é determinada pela área total de infiltração (A_{inf}) necessária para dissipar o volume de retenção no solo, levando em consideração a área de infiltração fornecida por cada poço ($A_{poço}$) com base em suas medidas adotadas conforme expresso na Equação 3.5 e Equação 3.6.

$$N_{poços} = \frac{A_{inf}}{A_{poço}} \quad \text{Equação 3.5}$$

$$A_{inf} = \frac{V_{retenção} 1000}{k_s t_{retenção}} \quad \text{Equação 3.6}$$

Em que, k_s é a condutividade hidráulica saturada, em mm/h; $t_{detenção}$ é o tempo de detenção, ou seja, tempo em que o nível estático da água é mantido no poço, em horas; $A_{poço}$ é a área de absorção de cada poço. Dado que os poços são cilíndricos e, considerando a tendência de colmatação do fundo, a área de absorção pode ser dada predominantemente pela área lateral, em m².

c) Estudos prévios

Devido às grandes diferenças na geologia do subsolo ao redor do mundo, nem todos os estudos de poços de infiltração são comparáveis. A seguir é apresentada uma revisão e discussão de estudos anteriores similares aos desta tese, de caráter internacional e nacional. Por similar, entende-se que as abordagens, métodos e objetivos dos estudos anteriores se sobrepõem aos do presente estudo. O foco é colocado nos estudos envolvendo modelagem de poços, otimização e projeto de esquemas para infiltração na ZV. A Tabela 3.1 elenca esses estudos.

Tabela 3.1 – Resumo dos estudos prévios que tratam de poços de infiltração

Referência	Localização do estudo	Quantidade de poços utilizados	Características da ZV	Técnica de monitoramento
Esta tese	Londrina, PR	1	Argila siltosa. Lençol freático a 20m.	Conforme descrito em 5.
Peixoto e Vilar (2011)	São Carlos, SP	8	Areia argilo-siltosa. Lençol freático a 10m.	Análise paramétrica de infiltração no SEEP/W®.
Araújo <i>et al.</i> (2012); Leão Carvalho (2013)	Goiânia, GO	3	Silte arenoso. Lençol freático de 5 a 8m.	Análise numérica no FlexPDE®.
Barbassa <i>et al.</i> (2014); Lucas <i>et al.</i> (2015)	São Carlos, SP	1	Areia média argilosa. Lençol freático a 9,8m.	Simulações e nível d'água monitorado por um sensor de nível eletrônico OTT® instalado em um tubo PVC.
Sasidharan <i>et al.</i> (2018, 2019)	Califórnia, EUA	2	Poço I – Argila arenosa; Poço II – Areia. Lençol freático a 61 e 21m.	Simulações de recarga e medições por transdutor de pressão e um Datalogger. Análise numérica no HYDRUS® 2D/3D.

Continuação da Tabela 3.1

Ferreira <i>et al.</i> (2018); Justino <i>et al.</i> (2020)	São Carlos, SP	1	Argila arenosa. Lençol freático de 9,8 a 12m.	Simulações e medições do conteúdo de água realizadas por um sensor EnviroSCAN®
Siviero <i>et al.</i> (2020)	Caxias do Sul, RS	2	Pedregulho e areia grossa.	Simulações e medições realizadas de forma visual por uma trena graduada rígida.
Sasidharan <i>et al.</i> (2020, 2021)	Califórnia, EUA	5	Heterogêneo: Areia, Areia siltosa e Silte. Lençol freático a mais de 60m.	Análise numérica no HYDRUS® 2D/3D.

Fonte: A própria autora

No estudo de Sasidharan *et al.* (2018) é realizada uma pesquisa detalhada de infiltração em poços de ZV a partir de modelos numéricos usando o software da Microsoft HYDRUS® 2D/3D. Os modelos numéricos de Sasidharan *et al.* (2018) são calibrados e baseados em dois poços existentes, os mesmos do estudo subsequente (Sasidharan *et al.*, 2019). Usando esses modelos eles conduziram uma modelagem inversa para estimar a condutividade hidráulica, o parâmetro k_s e o parâmetro de forma α da curva característica solo-água nos dois poços.

Em Sasidharan *et al.* (2019) os autores avaliam o desempenho de infiltração de poços de ZV em solos heterogêneos, com presença de lentes de areia, também por meio do HYDRUS® 2D/3D. Este estudo conclui que, quando as camadas ou lentes estão situadas no fundo do poço, o poço pode infiltrar água de forma mais rápida do que em um cenário com as lentes localizadas na parte superior do poço. Além disso, o volume de água infiltrada é aumentado quando as lentes ou camadas são mais espessas e mais longas.

Experimentos numéricos foram conduzidos por Sasidharan *et al.* (2020) para entender a relação entre a infiltração cumulativa e a taxa de infiltração em solos homogêneos. Observaram que os volumes acumulados de infiltração e recarga aumentaram com k_s . Durante os estágios iniciais de infiltração, o solo arenoso possuía um teor de umidade volumétrico menor ao fundo e, portanto, um grande volume de água teve que se infiltrar antes que a taxa de recarga do poço seco aumentasse rapidamente.

A frente de umedecimento chegou ao limite inferior mais rapidamente em solos mais grossos do que em solos de textura mais fina. No entanto, todos os tipos de solo apresentaram um valor semelhante para o raio da pluma de umedecimento ao final da simulação (SASIDHARAN *et al.*, 2020).

Os parâmetros hidráulicos para o solo de Sasidharan *et al.* (2020) foram utilizados nas simulações numéricas de Sasidharan *et al.* (2021) na avaliação de poços e trincheiras de infiltração. O resultado deste estudo demonstrou que, durante o primeiro ano de operação, a infiltração e recarga cumulativa seriam maiores para os poços secos do que para trincheiras sob as mesmas condições. Isso pode ser explicado pelas diferenças no armazenamento da zona vadosa e no tempo para atingir condições de fluxo em estado estacionário. Em geral, o poço tem menor armazenamento na zona vadosa e, portanto, atinge condições de fluxo em estado estacionário mais rapidamente do que a trincheira.

O tempo de esvaziamento de um poço de infiltração foi estudado e modelado matematicamente por Barbassa *et al.* (2014) e Siviero *et al.* (2020). Barbassa *et al.* (2014) verificaram que a baixa capacidade de infiltração acarreta maiores tempos de esvaziamento favorecendo o armazenamento de água remanescente e consequente menor capacidade de funcionamento durante enchentes.

Em Siviero *et al.* (2020) foram analisados os comportamentos, eficiência e capacidade de armazenamento de poços de infiltração e viabilidade técnica destas estruturas como apoio no gerenciamento de redes pluviais. Os autores verificaram que as estruturas projetadas foram capazes de armazenar um volume maior em relação ao dimensionado, pois o processo de infiltração se iniciava previamente já durante a aplicação da vazão.

Peixoto e Vilar (2011) e Araújo *et al.* (2012) em seus estudos sobre a influência de k_s mostraram que o maior impacto no comportamento das estruturas de infiltração é a condutividade hidráulica, seguido do valor de entrada de ar. Ainda, Lucas *et al.* (2015), em um estudo posterior a Barbassa *et al.* (2014), afirmam que materiais finos transportados para dentro dos poços de infiltração podem interferir na taxa de infiltração alterando seu comportamento.

Uma estimativa do comportamento hidrológico de poços de infiltração foi realizada por Ferreira *et al.* (2018) e Justino *et al.* (2020). Como resultado, foi observado que a infiltração nestes elementos ocorre predominantemente pelas

laterais, com possibilidade de ocorrência também nos fundos, dependendo das condições geotécnicas locais. Além disso, as características específicas do solo devem ser consideradas tanto para o dimensionamento do poço seco quanto para a estimativa do valor de recarga. Esses autores afirmam que a consideração do tipo de solo em projeto é essencial para que estes elementos funcionem com eficiência.

É importante destacar que solos de textura argilosa, com baixas taxas de infiltração, camada superficial compactada, baixo percentual de macroporosidade e caminhos preferenciais, requerem uma seção de poço seco mais ampla para alcançar o mesmo volume de infiltração que um solo arenoso, que naturalmente possui uma maior capacidade de infiltração (JUSTINO *et al.*, 2020).

3.3 FUNCIONAMENTO HÍDRICO DA ZONA NÃO SATURADA

Nesta seção, é realizada uma revisão do conceito de potencial hidráulico. As equações comumente usadas para representar o fluxo de água em condições não saturadas e saturadas também são apresentadas aqui. As definições exploradas nesta seção são baseadas nos conceitos de Hillel (2004) e Radcliffe e Šimůnek (2010).

Para os autores, a água em seu movimento natural flui de pontos de maior carga total para pontos de menor carga. Esta carga é geralmente composta pela combinação de forças potenciais e de pressão. Em muitos contextos hidrogeológicos, especialmente onde o fluxo ocorre a baixas velocidades, a carga cinética é frequentemente considerada desprezível (BOUWER, 2002). Neste estudo, ao tratar do fluxo na zona vadosa, a pressão é essencialmente atmosférica, tornando mínima a sua contribuição à carga total.

A energia potencial inclui forças relevantes que atuam na água além da força gravitacional. A expressão matemática utilizada na física do solo para explicar tais forças é o potencial da água, apresentada na Equação 3.7, onde, ψ_t é o potencial total da água, em [L]; ψ_z o potencial gravitacional, em [L]; ψ_p o potencial hidrostático, em [L]; ψ_m o potencial matricial, em [L]; ψ_s o potencial do soluto ou osmótico, em [L]; e ψ_a o potencial do ar ou pneumático, em [L].

$$\psi_t = \psi_z + \psi_p + \psi_m + \psi_s + \psi_a \quad \text{Equação 3.7}$$

O potencial gravitacional (ψ_z) é a energia potencial gravitacional relativa a um *datum*. O potencial hidrostático (ψ_p), é o resultado da pressão exercida pela água sobrejacente e, portanto, só tem validade em condições saturadas. Por outro lado, o potencial matricial (ψ_m) ocorre apenas em condições não saturadas e é devido à capilaridade e adsorção de água, que por sua vez são uma consequência da adesão entre a água e o meio poroso e das forças de coesão da água. O potencial osmótico é devido às diferenças na concentração do soluto (ψ_s) enquanto o potencial pneumático (ψ_a) se refere ao potencial devido à pressão do ar e só é levado em consideração para condições não saturadas.

Na análise entre dois pontos, empregando os termos envolvidos na Equação 3.7, é possível obter a direção do fluxo de água. Das cinco, duas das variáveis na Equação 3.7 podem ser desprezadas em muitas aplicações práticas, são elas: o ψ_s que pode ser considerado insignificante devido à baixa concentração de solutos na água e ψ_a que pode ser ignorado devido à dificuldade de quantificá-lo.

Contudo, é fundamental mencionar que os potenciais podem afetar as características inerentes ao fluxo de água. Freeze e Cherry (1979), por exemplo, reiteram que as fases ocupantes dos poros nas zonas não saturadas são a líquida e a gasosa e confirmam que em alguns casos, a presença de ar pode dificultar a movimentação da água, causando retardo na recarga das águas subterrâneas.

Em suma, se as duas simplificações mencionadas forem aplicadas à Equação 3.7 (desprezo de ψ_s e ψ_a) a equação do potencial da água passa a ser a soma dos ψ_z , ψ_p e ψ_m . Essa simplificação é comumente referida como potencial hidráulico apresentado pela Equação 3.8.

$$H = h + z \quad \text{Equação 3.8}$$

Em que, H é o potencial hidráulico, em [L]; z o potencial gravimétrico, em [L]; e h , em [L], é o termo que explica o potencial matricial (ψ_m) em condições não saturadas ou o potencial hidrostático (ψ_p) em condições saturadas.

3.3.1 Fluxo saturado

O fluxo de água em condições saturadas pode ser descrito usando variadas equações. As mais comuns são a de Poisson e a lei de Darcy. A primeira

relação é basicamente baseada na distribuição do tamanho dos grãos, na viscosidade do fluido e alguns outros parâmetros complexos de se determinar. Por isso, a equação mais frequentemente usada para representar o fluxo de água subterrânea é mesmo a lei de Darcy, detalhada na Equação 3.9.

$$\frac{Q}{A} = J_w = -k_s \frac{\partial H}{\partial z} \quad \text{Equação 3.9}$$

Em que, Q é a vazão, em $[L^3T^{-1}]$; A é a área da seção transversal, em $[L^2]$; J_w é a vazão por unidade de área, em $[LT^{-1}]$; H é o potencial hidráulico, em $[L]$; e z , em $[L]$, a localização relativa ao *datum*. Essa equação aborda o fluxo de forma macroscópica e aparente, o que significa que, na realidade a água não se move pelos poros com a velocidade que J_w indica, pois, a lei de Darcy na forma apresentada trata somente do fluxo vertical. No entanto, outras formulações mais gerais se estendem para a análise do fluxo em três dimensões.

O valor de k_s é considerado constante na determinação de um solo saturado qualquer. Esta propriedade do solo depende principalmente da distribuição de tamanho das partículas do solo, da taxa de vazios e da compactidade do solo. De maneira semelhante ocorre nos casos em que há o fluxo de água através de solos não saturados (definido mais adiante no item 3.4.2), com a ressalva de que neste último a condutividade hidráulica não pode ser assumida como constante.

Os parâmetros que alimentam essas equações, resultando k_s , são obtidos por meio de ensaios laboratoriais da utilização de permeâmetros ou técnicas em campo e variam dependendo da composição textural do solo. Os valores finais são na faixa de 10^{-2} cm/s a 10^{-3} cm/s para solos arenosos e de 10^{-4} cm/s a 10^{-7} cm/s para solos argilosos (HILLEL, 1980).

Por outro lado, a água no solo não saturado se move apenas pelo espaço dos poros preenchidos com água. Consequentemente, os poros cheios de ar são canais não condutores para o fluxo de água. Com um aumento na sucção matricial, o ar substitui a água nos poros maiores levando o fluxo de água para os poros menores. Isso resulta em uma dificuldade maior de locomoção do fluxo de água causando a diminuição da permeabilidade do solo (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

3.3.2 Fluxo não saturado

O fluxo constante de água na ZV, ou seja, em condições não saturadas pode ser representado pela equação de Buckingham-Darcy, conforme Equação 3.10.

$$J_w = -k(h) \frac{\partial H}{\partial z} = -k(h) \frac{\partial (h + z)}{\partial z} = -k(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial z}{\partial z} \right) = -k(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \quad \text{Equação 3.10}$$

Em que, $k(h)$ é a condutividade hidráulica não saturada, em $[LT^{-1}]$, e o resto das variáveis são as mesmas da lei de Darcy (Equação 3.9). O fluxo constante significa que não há mudança ao longo do tempo em qualquer uma das variáveis envolvidas no fluxo de água. Na Equação 3.10 $k(h)$ depende da carga de pressão negativa, sendo que $k(h)$ também pode ser descrito como uma função do teor de umidade volumétrico (θ).

Em condições transitórias, o que significa que pelo menos uma variável depende do tempo, a equação de continuidade ou conservação de massa deve ser considerada. O conceito por trás dessa equação é que o fluxo de água que entra em um volume de controle é igual ao fluxo de água que sai dele mais qualquer sumidouro ou fonte de água, descrito na Equação 3.11.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial J_w}{\partial z} - S(h) \quad \text{Equação 3.11}$$

Em que, θ é o teor de umidade volumétrico, em $[L^3L^{-3}]$; t é o tempo, em $[T]$; z é a coordenada vertical do *datum*, em $[L]$, J_w é a vazão por unidade de área ou densidade volumétrica do fluxo, em $[LT^{-1}]$; e $S(h)$ é uma função de dreno que leva em conta desde sumidouros até a absorção de água pela raiz. Richards (1931) obteve a Equação 3.12, ao substituir a equação de Buckingham-Darcy (Equação 3.10) na equação da conservação da massa (Equação 3.11).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[k(h) \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] - S(h) \quad \text{Equação 3.12}$$

A Equação 3.12 é uma equação diferencial parcial não linear frequentemente usada para representar o fluxo transiente em meios não saturados.

Na formulação apresentada existem duas variáveis dependentes: θ e h . Essas duas variáveis estão ligadas por meio da curva característica solo-água.

Racionalização da abordagem unidimensional

Embora a representação do fluxo de água no solo em condições não saturadas possa ser abordada de diversas formas, optou-se neste estudo pela utilização de uma formulação unidimensional (1D) na análise do fluxo na ZV. Esta escolha foi fundamentada pela necessidade de simplificar o modelo matemático para focar nos processos dominantes de infiltração e movimento de água no solo, sem perder a precisão necessária para os objetivos desta pesquisa. A abordagem 1D permite uma análise detalhada das variáveis de interesse – como a condutividade hidráulica não saturada ($k(h)$) e o teor de umidade volumétrico (θ) – ao longo da profundidade do solo, facilitando a compreensão do comportamento hidráulico do solo sob diferentes condições de umidade.

Além disso, a utilização de um modelo 1D reduz a complexidade e facilita a interpretação dos resultados, tornando possível a aplicação eficiente de soluções analíticas e numéricas. Enquanto modelos em coordenadas cilíndricas axi-simétricas podem proporcionar uma descrição mais detalhada do fluxo de água ao redor de estruturas de infiltração, como poços, a abordagem 1D captura adequadamente os aspectos essenciais da dinâmica de infiltração e recarga em solos não saturados, atendendo às necessidades desta investigação.

No entanto, para complementar a análise e oferecer uma visão mais completa, especialmente em relação à distribuição espacial do fluxo de água em torno dos poços de infiltração, recorreu-se a simulações computacionais utilizando um modelo bidimensional (2D). Essa expansão para o modelo 2D permite abordar as complexidades espaciais e as interações entre o poço e o meio circundante, fornecendo *insights* adicionais sobre o comportamento do sistema de infiltração em um contexto mais realista.

A transição do modelo teórico 1D para simulações práticas 2D reflete o compromisso de garantir que a investigação seja robusta e abrangente, alinhando simplificações teóricas com análises numéricas detalhadas para uma compreensão aprofundada do gerenciamento eficaz das águas pluviais em solos não saturados. Portanto, a escolha do modelo 1D foi estratégica para alcançar um equilíbrio entre a

complexidade do modelo e a clareza na análise dos processos hidrológicos em estudo, enquanto a aplicação subsequente de um modelo 2D nas simulações computacionais assegura a relevância e aplicabilidade dos resultados no manejo de águas pluviais.

a) Curva característica solo-água

De acordo com Alves (2020) a curva característica solo-água, também conhecida como curva de retenção de água é provavelmente a propriedade solo-água mais importante e uma ferramenta fundamental para a análise do comportamento de solos não saturados. Os métodos convencionais para a medição desta curva geralmente envolvem o uso de papel-filtro como na D5298-16 (ASTM, 2016) ou uso de placas de pressão D6836-02 (ATM, 2008) para uma faixa de sucção de até 1500 kPa.

A curva característica solo-água é a relação entre a quantidade de água armazenada no solo e o potencial solo-água. Além disso, é um parâmetro hidráulico crucial que caracteriza a capacidade do solo de armazenar e liberar água sob a ação da sucção do solo (WEN *et al.* 2020).

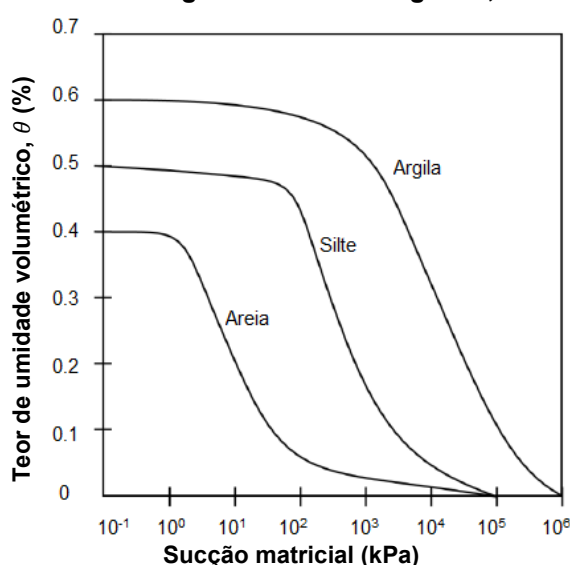
A função do uso dessas curvas na Geotecnia se assemelha ao uso da curva de adensamento no caso dos solos saturados. Alguns autores (VAN GENUCHTEN, 1980; FREDLUND *et al.*, 1994 e 1996); VANAPALLI *et al.*, 1996; LEONG; RAHARDJO, 1997; CHANEY *et al.*, 1997; BARBOUR, 1998; FREDLUND, 2000; ZHAI; RAHARDJO, 2012; e VAN GENUCHTEN *et al.*, 1991 e 2021) utilizam essa base para a previsão de parâmetros de comportamento do solo não saturado.

Segundo Fredlund (2002) a curva característica solo-água pode ser utilizada como ponto chave na resolução de problemas de engenharia como análises de fluxo, resistência ao cisalhamento e adensamento envolvendo solos não saturados.

A curva característica solo-água relaciona o conteúdo de água do solo com o seu potencial matricial, ilustrada na Figura 3.7. Esta curva é característica de todos os solos e geralmente é determinada por métodos físicos. De acordo com Vanapalli *et al.* (1999) propriedades como distribuição de tamanho de poro, distribuição granulométrica, mineralogia, densidade, teor de material orgânico, entre outros, influenciam fortemente o formato da curva característica solo-água.

Vários autores afirmam que propriedades físicas e processos podem alterar significativamente o formato da curva característica solo-água, tais como: a distribuição de tamanho de grão e tamanho de poro, a forma da partícula e rugosidade, porosidade, mineralogia do solo, histórico de tensões e de potenciais de água, o ângulo de contato entre sólidos e fluidos, tensão superficial de fluido de poro e ar ocluso, entre outros (RAWLS *et al.*, 2003; MILLER *et al.*, 2008; LIKOS; JAAFAR, 2013; YUAN; LEE, 2013; FERNANDES, 2016).

Figura 3.7 – Curva característica solo-água de um solo argiloso, siltoso e arenoso



Fonte: Traduzido e adaptado de Lu e Likos (2004) e Fredlund e Xing (1994)

Posto isso, é preciso esclarecer que algumas das propriedades físicas que alteram o formato da curva característica solo-água são suscetíveis a mudanças devido a variações no ambiente do solo, como nível de tensões totais, matéria orgânica e temperatura.

Portanto, realçando o fato de que a distribuição dos tamanhos dos poros pode ser associada à curva característica solo-água, por vezes é necessário estudar mais a fundo essa propriedade para dar mais entendimento ao formato das curvas. A abordagem mais comum para modelar solo-água considerando esse fator é empregar conceitos macroscópicos baseados em variáveis de estado. Tal abordagem produz previsões razoáveis usando modelos relativamente simples (FREDLUND *et al.*, 2012).

No entanto, as análises microscópicas podem oferecer uma compreensão mais completa do comportamento do solo, uma vez que incluem

características microscópicas que controlam os fenômenos solo-água. Para solos, a escala microscópica relevante seria aquela escala onde partículas e poros podem ser observados e medidos; a saber, a escala de poro. A análise à escala de poros tem sido utilizada como uma ferramenta que permite a compreensão do comportamento do solo e aplicações diretas à prática da Engenharia. Entre os numerosos exemplos de estudos de escala de poros, alguns podem ser citados na área de análise de infiltração (ZHU *et al.*, 1999; SCHEIBE *et al.*, 2015; WANG *et al.*, 2016; BLUNT, 2016) que é o foco e objeto deste estudo.

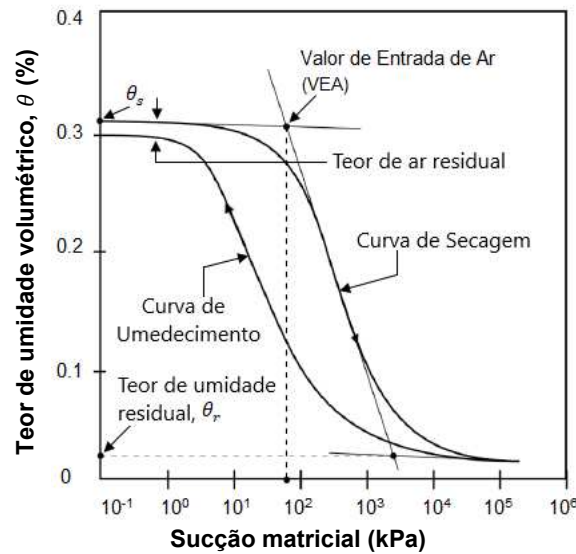
A complexidade dos métodos de previsão de curvas características solo-água varia, mas esses métodos são geralmente baseados em exercícios de regressão empírica e/ou em interpretações teóricas simplificadas demais do tamanho e geometria dos poros (ARYA; PARIS, 1981; HAVERKAMP; PARLANGE, 1986; ARYA; DIEROLF, 1989; FREDLUND *et al.*, 2002; AUBERTIN *et al.*, 2003; SATYANAGA *et al.*, 2013; e WANG *et al.*, 2017).

b) Equações de ajuste da curva característica solo-água

Segundo Gitirana Jr. e Fredlund (2004) o formato da curva característica solo-água pode apresentar o formato de “S” – unimodal, contendo somente um tamanho dominante dos poros – ou “S duplo” – bimodal, contendo macro e microporos. Além disso, a forma da curva característica solo-água é função da metodologia utilizada para sua obtenção que pode ser por meio de umedecimento, ou por meio de secagem. Essa dependência metodológica, ilustrada na Figura 3.8, é chamada de histerese e significa que os valores na curva não são função do estado, mas sim, são afetados pelo processo pelo qual um estado é alcançado.

Na Figura 3.8 percebe-se também que o teor de umidade volumétrico saturado (θ_s) que é o ponto final da curva de umedecimento não coincide com o mesmo teor de umidade que é o ponto inicial da curva de secagem. Essa divergência é explicada por Fredlund e Xing (1994) como razão do ar ocluído no solo nomeado de teor de ar residual. Já o teor de umidade volumétrico residual (θ_r) é o teor de umidade no qual é necessário grande valor de sucção para remover a água residual ou adicional do solo.

Figura 3.8 – Curva característica solo-água de umedecimento e secagem de um solo qualquer



Fonte: Traduzido e adaptado de Lu e Likos (2004) e Fredlund e Xing (1994)

Ainda, na Figura 3.8 também é possível ver os segmentos que definem a curva característica solo-água. A primeira é a região a partir da primeira inflexão, que é chamada de entrada de ar ou valor de entrada de ar (VEA). O VEA é definido quando o ar começa a entrar nos macros e nos microporos. Essa região possui valores quase constantes de teor de umidade volumétrica, porém com sucção forte o suficiente para retirar a água e permitir que o ar entre no meio poroso (LU; LIKOS, 2004). A segunda região é a região capilar, que possui a menor inclinação (a mais negativa) e é dominada por forças capilares. E finalmente, a terceira região é chamada de região de adsorção, que ocorre a altos valores de pressão e baixo teor de umidade. Nesta região, a água é fortemente adsorvida pela matriz do solo.

Para representar esses parâmetros e segmentos das curvas características solo-água são utilizadas séries de equações. As equações propostas por Van Genuchten (1980), Equação 3.13 e Equação 3.14, e Fredlund e Xing (1994), Equação 3.15, se destacam devido aos bons resultados obtidos para a maioria dos solos.

$$S_e(h) = \frac{1}{(1 + |\alpha h|^{n_1})^{m_1}} \quad \text{Equação 3.13}$$

$$\theta(h) = \begin{cases} \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + |\alpha h|^{n_1})^{m_1}} & h < 0 \\ \theta_s & h \geq 0 \end{cases} \quad \text{Equação 3.14}$$

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\{\ln \ln [e + (h/a)^{n_2}]\}^{m_2}} \quad \text{Equação 3.15}$$

Em que, $S_e(h)$ é a saturação efetiva do solo em função do potencial matricial, em $[L^3L^{-3}]$ descrita por Mualem (1976), na Equação 3.16; α , n_1 e m_1 são parâmetros de ajuste da equação de Van Genuchten (1980); a , n_2 e m_2 são parâmetros de ajuste da equação de Fredlund e Xing (1994); $\theta(h)$ é o teor de umidade volumétrico em função do potencial matricial, em $[L^3L^{-3}]$; θ_s é o teor de umidade volumétrico saturado, em $[L^3L^{-3}]$; e θ_r é o teor de umidade volumétrico residual, em $[L^3L^{-3}]$. Além disso, é comumente assumida a relação entre n e m exibida na Equação 3.17.

$$S_e(h) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad \text{Equação 3.16}$$

$$m = 1 - \frac{1}{n}, \quad n > 1 \quad \text{Equação 3.17}$$

Ainda sobre a Equação 3.13 e a Equação 3.14, o parâmetro α está relacionado ao inverso do VEA, e n é uma forma de medir a distribuição do tamanho dos poros. O teor de umidade volumétrico residual é o conteúdo de água medido a valores de pressão muito negativos quando a inclinação da curva característica solo-água se aproxima de zero. Esse valor foi sugerido como o ponto de murcha (VAN GENUCHTEN, 1980).

Entretanto, estas representações tradicionais da curva característica solo-água utilizam de equações cujos parâmetros de ajuste não são independentemente relacionados às características de forma das curvas (unimodal - bimodal). Então, como resultado, o tratamento de dados, análises de sensibilidade e avaliações estatísticas de parâmetros da curva característica solo-água se tornam mais difíceis.

Para superar essas dificuldades, uma nova classe de equações para representação da curva característica solo-água foi proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Os parâmetros de ajuste escolhidos são o VEA, a sucção residual

(ψ_r) , em $[ML^{-1}T^{-2}]$, e o grau de saturação residual (S_r) ou teor de umidade volumétrico residual (θ_r) dependendo do eixo adotado, ambos em $[L^3L^{-3}]$.

No estudo de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) as equações são baseadas na equação geral da hipérbole no sistema de coordenadas $\log \psi - S$. A obtenção dos parâmetros da equação ocorre nos pontos de coordenada onde as assíntotas das hipérbolas se encontram.

Portanto, existe uma relação geométrica significativa e consistente entre a forma da curva característica solo-água e os parâmetros da equação, onde aquelas curvas que atingem um grau máximo de saturação inferior a 100% podem ser representadas multiplicando-se as equações de ajuste propostas pelo grau máximo de saturação encontrado. A Equação 3.18 representa a equação de ajuste (S) para as curvas unimodais com um ponto de inflexão.

$$S = \frac{\tan\beta(1 + \delta^2)\ln\left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)}{1 - \delta^2\tan^2\beta} - \frac{(1 + \tan^2\beta)}{(1 - \delta^2\tan^2\beta)} \sqrt{\delta^2\ln^2\left(\frac{\psi}{\psi_b}\right) + \frac{a^2(1 - \delta^2\tan^2\beta)}{(1 + \tan^2\beta)}} + 1 \quad \text{Equação 3.18}$$

Em que, ψ_b é a pressão de entrada de ar, em $[ML^{-1}T^{-2}]$; e β é o ângulo de rotação da hipérbole em [graus]; e δ é o ângulo tangente de abertura em [graus]. Para as curvas unimodais com dois pontos de inflexão é utilizada a Equação 3.19, com valores de S_1 e S_2 obtidos pela Equação 3.20.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b\psi_r}}\right)^a} + S_2 \quad \text{Equação 3.19}$$

$$S_i = \frac{\tan\beta_i(1 + \delta_i^2)\ln\left(\frac{\psi}{\psi_i^a}\right)}{1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i} + (-1)^i \frac{(1 + \tan^2\beta_i)}{(1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i)} \sqrt{\delta_i^2\ln^2\left(\frac{\psi}{\psi_i^a}\right) + \frac{a^2(1 - \delta_i^2\tan^2\beta_i)}{(1 + \tan^2\beta_i)}} + S_i^a \quad \text{Equação 3.20}$$

Em que, $i = 1$ ou 2 , e $d_i = 2e^{\left[1 - \ln\left(\psi_i^a + \frac{1}{\psi_i^a}\right)\right]}$ é o fator peso para S_1 e S_2 que produz uma curva contínua e suave. A seguir é apresentada a Equação 3.21 de ajuste para as curvas bimodais.

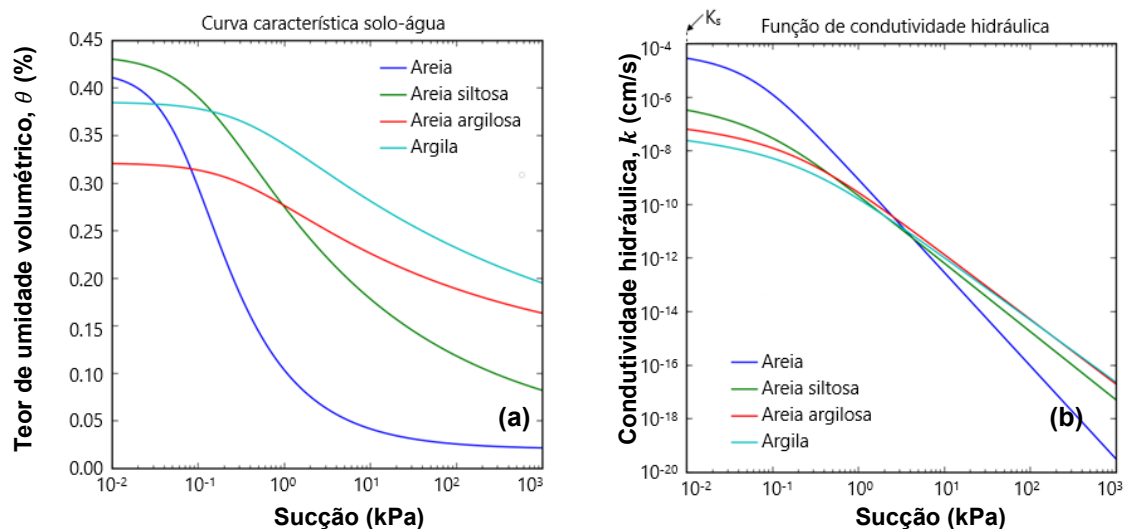
$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b1}\psi_{r1}}}\right)^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{r1}\psi_{b2}}}\right)^{d2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{\psi}{\sqrt{\psi_{b2}\psi_{r2}}}\right)^{d3}} + S_4 \quad \text{Equação 3.21}$$

c) Função de condutividade hidráulica

O termo função de condutividade hidráulica, ou função de permeabilidade, será usado nesta seção para denotar a relação entre a condutividade hidráulica (k) e a sucção do solo. A função de condutividade hidráulica também pode ser tratada como uma propriedade dependente da curva característica solo-água, portanto, da sucção do solo (GITIRANA JR.; FREDLUND, 2016).

Ademais, as propriedades hidráulicas do solo são geralmente expressas como as relações funcionais entre a condutividade hidráulica do solo e o teor de água ou sucção e entre a sucção e o teor de água (GAO *et al.*, 2021). A Figura 3.9 ilustra ambas as propriedades para uma determinada faixa de sucção e para quatro tipos de solo (areia, areia siltosa, areia argilosa e argila).

Figura 3.9 – (a) Curva característica solo-água e (b) função de condutividade hidráulica para quatro tipos de solos



Fonte: Traduzido e adaptado de Cockett *et al.* (2017)

A permeabilidade não saturada pode ser obtida usando medição direta ou indireta. Um exemplo específico dessa medição direta é o uso do permeâmetro triaxial seguindo o projeto de Guan *et al.* (2010). O ensaio de permeabilidade não saturada é realizado através da criação de uma carga hidráulica dentro da amostra de solo em uma determinada sucção matricial (RAHARDJO *et al.*, 2019).

Para a medição indireta da condutividade hidráulica não saturada ($k(h)$), Van Genuchten (1980) propôs a Equação 3.22 que fornece uma descrição da condutividade hidráulica de um solo com base na sucção matricial.

$$k(h) = k_s \frac{[1 - (\alpha \cdot \psi^{(n_1-1)})(1 + (\alpha \cdot \psi^{n_1})^{-m_1})]^2}{((1 + \alpha \cdot \psi^{n_1})^{\frac{m_1}{2}})} \quad \text{Equação 3.22}$$

Em que, α , n_1 e m_1 são parâmetros de ajuste da equação de Van Genuchten (1980). Além disso, também são comumente usados alguns modelos estatísticos que visam determinar a função de permeabilidade derivada da curva característica solo-água em conjunto com a condutividade hidráulica saturada (k_s).

A despeito dessas equações, primeiramente, são apresentadas aquelas em função de k_s . Exemplos dessas equações são as derivadas por Childs e Collis-George (1950), Brooks e Corey (1964) e Vogel e Cislerova (1988). A Equação 3.23, de Van Genuchten-Mualem, é obtida quando a Equação 3.14 é resolvida para h e então substituída na equação de Mualem (1976) (Equação 3.24).

$$k(h) = k_s S_e^l \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m_1}} \right) \right]^2 \quad \text{Equação 3.23}$$

$$k(h) = k_s S_e^l \frac{\left[\int_0^{S_e} \frac{dS_e}{h(S_e)} \right]^2}{\left[\int_0^1 \frac{dS_e}{h(S_e)} \right]^2} \quad \text{Equação 3.24}$$

Em que, $k(h)$ é a condutividade hidráulica não saturada, em $[LT^{-1}]$; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em $[LT^{-1}]$; S_e é a saturação efetiva do solo, em $[L^3L^{-3}]$; m_1 é um parâmetro de ajuste da equação de Van Genuchten (Equação 3.14);

e l é o parâmetro que relaciona a conectividade entre os poros. Este último parâmetro é determinado como sendo, em média, 0,5 pol. para diferentes solos (MUALEM, 1976). É importante ressaltar que Mualem (1976) assume que esse modelo de previsão de condutividade hidráulica considera a influência da existência simultânea de micro e macroporos, ou seja, domínio de poro com forma variável.

A Equação 3.24 aproxima a condutividade hidráulica não saturada em função da distribuição do tamanho dos grãos e assumindo o meio poroso como dois feixes de tubos capilares em série. Se S_e e m_1 são conhecidos da Equação 3.13, então $k(h)$ pode ser calculado e por sua vez, usado na equação de Richards (Equação 3.12) para determinar o movimento da água na ZV.

Para Gitirana Jr. e Fredlund (2016) os conjuntos de dados da função de condutividade hidráulica podem ser ajustados usando uma função bi-linear em um gráfico de log *versus* log. A forma bi-linear se ajusta razoavelmente bem à maioria das curvas experimentais testadas por Gitirana Jr. e Fredlund (2016).

A primeira parte da curva é definida usando um valor constante igual à k_s e a segunda parte da curva é assumida como definida por uma inclinação constante. Para esse ajuste pode ser utilizada a seguinte Equação 3.25 bi-linear de Brooks e Corey (1964).

$$\begin{aligned} k &= k_s & \text{para } \psi \leq \psi_{bk} \\ k &= k_s \left[\frac{\psi_{bk}}{\psi} \right] & \text{para } \psi \geq \psi_{bk} \end{aligned} \quad \text{Equação 3.25}$$

Em que, k é a condutividade hidráulica, em $[LT^{-1}]$; k_s é a condutividade hidráulica saturada, em $[LT^{-1}]$; ψ_{bk} é o ponto de ruptura da função de condutividade hidráulica, em $[ML^{-1}T^{-2}]$. Em teoria, o ponto de ruptura, ψ_{bk} , corresponde ao VEA. No entanto, de acordo com Gitirana Jr. e Fredlund (2016) o VEA nem sempre corresponde ao ponto de ruptura observado na função de condutividade hidráulica. O uso de ψ_{bk} igual ao VEA comprometeria a capacidade de ajuste da Equação 3.25, portanto, é conveniente o ajuste da função de condutividade hidráulica de forma independente ao ajuste da curva característica do solo-água (ou seja, não utilizar o VEA para a função de condutividade hidráulica).

Rahardjo *et al.* (2019) realizaram ensaios de laboratório para determinar as propriedades saturadas e não saturadas de três tipos materiais, sendo

um deles um solo residual classificado como uma argila plástica. O solo tem densidade relativa de 2,61; porosidade de 0,44; peso específico de 20,3 kN/m³; e teor de umidade de campo de 38%. Foram encontradas as funções de condutividade hidráulica por meio dos métodos estatísticos propostos por Childs e Collis-George (1950).

Ainda no trabalho de Rahardjo *et al.* (2019), ao observar a curva de permeabilidade, vê-se que o coeficiente de permeabilidade saturada, k_s , para o solo residual apresentado foi de 10⁻⁵ cm/s. A partir da sucção 10 kPa este valor vai diminuindo em direção a 1000 kPa atingindo valores de $k(h)$ de aproximadamente 10⁻⁷ cm/s.

No entanto, é essencial salientar as recentes descobertas de Zhai *et al.* (2021), que trouxeram uma perspectiva crítica sobre os métodos estatísticos tradicionais aplicados no contexto do processo de umedecimento. O estudo destes autores sugere que as suposições comuns adotadas em métodos estatísticos podem não ser inteiramente apropriadas para a estimação da função de condutividade hidráulica no processo de umedecimento.

A diferença chave, conforme elucidada por Zhai *et al.* (2021), está no ângulo de contato entre a interface ar-água e a partícula do solo durante os processos de umedecimento e secagem, bem como os notáveis efeitos "*rain-drop*" e "*ink-bottle*" que influenciam a histerese da Curva Característica de Solo-Água. Portanto, essas conclusões servem como um lembrete importante da necessidade de uma abordagem mais refinada e cuidadosa ao aplicar métodos estatísticos para estimar a função de condutividade hidráulica, especialmente no contexto do processo de umedecimento.

d) Fatores que influenciam o k não saturado

Em solos saturados, a permeabilidade é uma função do índice de vazios (e) e permanece essencialmente constante durante todo o processo de infiltração. No entanto, em solos não saturados, ambas as fases: água e ar; afetam o fluxo de água dentro do solo e a condutividade hidráulica do solo está relacionada com a quantidade de água e espaços vazios no maciço (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

De acordo com Mirzaii e Yasrobi (2012) a permeabilidade do solo não saturado está relacionada a duas variáveis, tensão vertical e sucção matricial, que controlam o teor de água no solo não saturado. Além disso, afirmam que a diminuição

do teor de água devido ao aumento da sucção matricial causa uma diminuição considerável na permeabilidade do solo não saturado.

Alguns estudos mostram que a condutividade hidráulica do solo não saturado muda mais de 10 vezes conforme a variação da sucção matricial e que a permeabilidade do solo não saturado tem uma estreita relação com a curva característica solo-água nos processos de umedecimento e secagem (FREDLUND *et al.*, 1994; MIRZAI *et al.*, 2012).

Em outras palavras, a permeabilidade do solo não saturado tem comportamento de histerese que, assim como na curva característica solo-água, é diminuída à medida que a reestruturação do solo se torna mínima ou reversível (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; FREDLUND, 2006; GALLAGE *et al.*, 2013).

Nielsen *et al.* (1972) descreveram que a condutividade hidráulica de um solo grosso não saturado está exclusivamente relacionada ao grau de saturação, S , ou ao teor umidade volumétrico, θ , tanto no ciclo de umedecimento quanto no de secagem. Além disso, Fredlund e Rahardjo (1993) refletiram observações semelhantes na análise de um solo arenoso. Isso implica que não há histerese na relação entre a $k(h)$ e o S ou θ . Isso se deve principalmente ao fato de que o volume do fluxo de água é uma função direta do volume de água no solo.

3.4 INFILTRAÇÃO EM ZONAS VADOSAS

A eficiência das instalações de gestão de águas pluviais dá-se em grande parte devida à redução do volume de escoamento associado à infiltração (BRESSY *et al.*, 2014). Além disso, o processo da infiltração é extremamente valioso na promoção do balanço hídrico uma vez que controla e separa o escoamento superficial da água que, de fato, recarregará o lençol freático (JUSTINO *et al.* 2020).

Desta forma, hoje, vê-se bem aceita a utilização de análises de infiltração e frente de umedecimento na avaliação do desempenho de sistemas de drenagem urbana e controle de enchentes (FLETCHER *et al.*, 2013; SALVADORE *et al.*, 2015).

A infiltração do solo é definida como o fenômeno responsável pela entrada ou penetração de água no solo através de seus vazios e sob a ação da gravidade, e a infiltração acumulada é a quantidade total de água infiltrada através das camadas do solo ao longo de um determinado tempo. Essa abordagem de

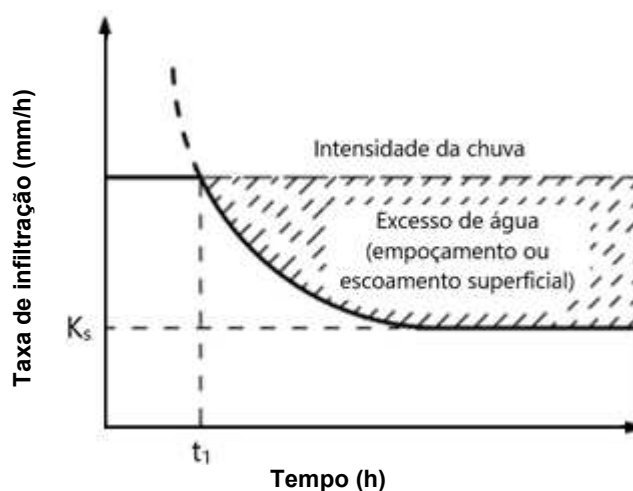
infiltração é comumente utilizada pelos hidrólogos para prever o escoamento superficial de bacias hidrográficas (HORTON, 1940; PINTO *et al.* 1976).

Para Pinto *et al.* (1976) a taxa de infiltração no solo, ou velocidade de infiltração, é a relação entre a quantidade de infiltração acumulada por unidade de tempo. E, a capacidade de infiltração é a respectiva taxa máxima da qual um solo é capaz de absorver água. A diferença entre a permeabilidade (K) e a taxa de infiltração, ou condutividade hidráulica (k), é que a primeira é uma propriedade intrínseca do solo, enquanto a infiltração (taxa) depende principalmente das propriedades do fluido, temperatura, diferença de potencial, difusividade, porosidade, teor de umidade inicial e capacidade de retenção de água do solo.

Segundo Pinto *et al.* (1976) e Williams *et al.* (1998) a taxa de infiltração é dependente da intensidade de aplicação de água no solo, e que, quando a quantidade de água que incide é maior do que a capacidade de infiltração no solo, ocorre o escoamento superficial. Ainda, para Williams *et al.* (1998) o funcionamento perfeito de um mecanismo MAR ocorre quando a taxa de precipitação é menor que a infiltrabilidade do solo.

A Figura 3.10 ilustra uma curva típica de infiltração do solo (HORTON, 1933). No início do processo de infiltração a taxa de infiltração é muito alta e diminui rapidamente, atingindo com o passar do tempo uma taxa estável que é igual à condutividade hidráulica saturada (k_s) do solo.

Figura 3.10 – Curva de infiltração – Taxa de infiltração *versus* tempo



Fonte: Traduzido e adaptado de Lili *et al.* (2008) de acordo com Horton (1933)

Gitirana Jr. (2018) ao estudar um solo tipicamente siltoso, observou que o escoamento superficial ocorre para todas as taxas de precipitação que excedem o valor de k_s . Além disso, afirma que para um mesmo solo quanto maior a taxa de precipitação, mais cedo começa o escoamento superficial.

O método de medição da infiltração, o teor de argila e o teor de carbono orgânico são os fatores mais influentes no tipo de forma das curvas de infiltração (PACHEPSKY; KARAHAN, 2022). Além disso, fatores físicos, químicos e biológicos influenciam diretamente tanto a taxa de infiltração quanto a condutividade hidráulica saturada do solo em campo (FAILACHE; ZUQUETTE 2018). Sabe-se que ambos apresentam variações significativas no espaço e no tempo devido a esses agentes (RAWLS *et al.*, 2004; TEJEDOR *et al.*, 2013).

A porosidade e a distribuição do tamanho de poro estão entre os principais parâmetros ligados ao controle do fluxo de água nos solos (FAILACHE; ZUQUETTE 2018). Por exemplo, a presença de uma maior macroporosidade muitas vezes dá origem a uma maior taxa de infiltração (LIN *et al.*, 1998). Além disso, Pinto *et al.* (1976), Hopmans e Dane (1986) reiteram que a variação da temperatura interfere propriedades hidráulicas do solo alterando a viscosidade e a tensão superficial da água infiltrante.

Outros autores afirmam que um teor de umidade inicial mais alto limita a taxa de infiltração (TURNER; SUMMER 1978; RUGGENTHALER *et al.*, 2016; FAILACHE; ZUQUETTE 2018), e ainda, a vegetação e o uso da terra também podem alterar determinadas características do solo, como a quantidade de matéria orgânica, a agregação e a compactação, e estas afetam a condutividade hidráulica do solo (MANGALA *et al.*, 2016; WU *et al.*, 2016).

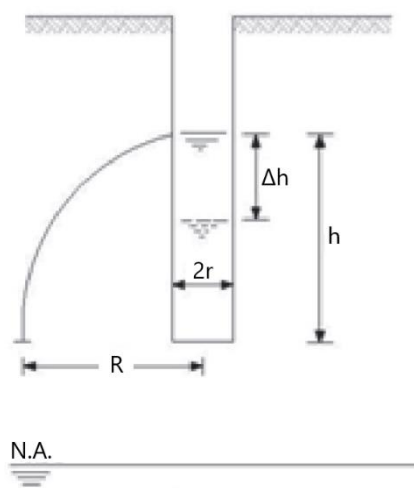
Além das variações espaciais devido às condições específicas do local, a taxa de infiltração e a condutividade hidráulica do solo também sofrem dinâmicas temporais. Por exemplo, a condutividade hidráulica é muitas vezes maior na estação seca do que na estação chuvosa (CERDÀ, 1997; HARDIE *et al.*, 2012) e, em países tropicais, maior no verão do que no inverno (EMERSON; TRAVER, 2008; CERDÀ *et al.*, 2016).

a) Modelos de infiltração

Sabe-se que a dinâmica da água no solo pode ser descrita por meio de ensaios laboratoriais e de campo, cuja execução demanda tempo e investimento. De maneira geral, esses dados hidrogeológicos podem ser medidos sob dois formatos: direto e indireto. Os diretos podem ser realizados, por exemplo, por meio de coleta e análise de amostras de solo e rocha; e realização de ensaios de carga e descarga, como, os infiltrômetros de anéis concêntricos e de Cornell (anel e garrafa de Mariotte) e os permeâmetros de Guelph e de disco (LILI *et al.*, 2008). Além disso, há uma série de orientações para a realização de ensaios de infiltração e bombeamento no Boletim 04 da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 2013).

Um dos exemplos desta determinação direta em campo é o método proposto por Rodio (1965), ilustrado na Figura 3.11, conhecido como “poço invertido” que descreve a determinação da condutividade hidráulica saturada em função da frente de umedecimento para ensaios acima do nível d’água em furos de sondagem, conforme a Equação 3.26, e em poços de infiltração, conforme a Equação 3.27.

Figura 3.11 – Esquema de ensaios de infiltração e rebaixamento



Fonte: Adaptado de ABGE (2013)

$$k_s = \frac{\Delta h}{\Delta t} \left(\frac{r}{R} \right)^2, \quad R^2 + R - h = 0 \quad \text{Equação 3.26}$$

$$k_s = \frac{\Delta h}{\Delta t} \left[\frac{1}{i \left(\frac{2h}{r} + 1 \right)} \right] \quad \text{Equação 3.27}$$

Em que, Δh é a variação do nível d'água, em [L], para um determinado Δt , em [T]; r é o raio do elemento, em [L]; R é o raio da parábola formada durante o escoamento, em [L]; e i representa a constante geométrica de um cilindro, geralmente igual a 5.

Já os indiretos são aqueles realizados por meio de modelos matemáticos ou de investigação de campo derivados de técnicas geofísicas baseados em dados pré-estipulados do solo. Embora os métodos diretos de investigação hidrogeológica sejam mais confiáveis do que os métodos indiretos, a aplicação de métodos diretos nem sempre é possível, especialmente em países em desenvolvimento, porque aumenta o custo da investigação (MACHIWAL; JHA, 2016).

Então, por ser menos dispendioso, os métodos indiretos constituem a opção preferida para investigação de campo e análise de dados em condições de recursos limitados (SOUZA *et al.*, 2008). O uso de modelos empíricos de distribuição de tamanho de grão para calcular a condutividade hidráulica é um método indireto e econômico que atraiu vários pesquisadores, dentre os quais, Lu *et al.* (2011), Pliakas e Petalas (2011), Jaafar e Likos (2013), Rosas *et al.* (2013) e Lopez *et al.* (2015).

Os dados obtidos, tanto por abordagens diretas quanto indiretas, são fundamentais para a alimentação de modelos de simulação e previsão dos processos de infiltração, contribuindo significativamente para o aprimoramento da gestão de recursos hídricos. Estes modelos variam amplamente em sua natureza e complexidade, englobando desde modelos de base física até abordagens aproximadas e empíricas. A seleção do modelo apropriado depende do objetivo específico da análise e da disponibilidade de dados. As características, vantagens e limitações de cada categoria de modelo serão discutidas em detalhes nos parágrafos seguintes, seguindo as orientações de revisões clássicas na literatura como as apresentadas por Philip (1957), Swartzendruber e Youngs (1974) e Ravi e Williams (1998).

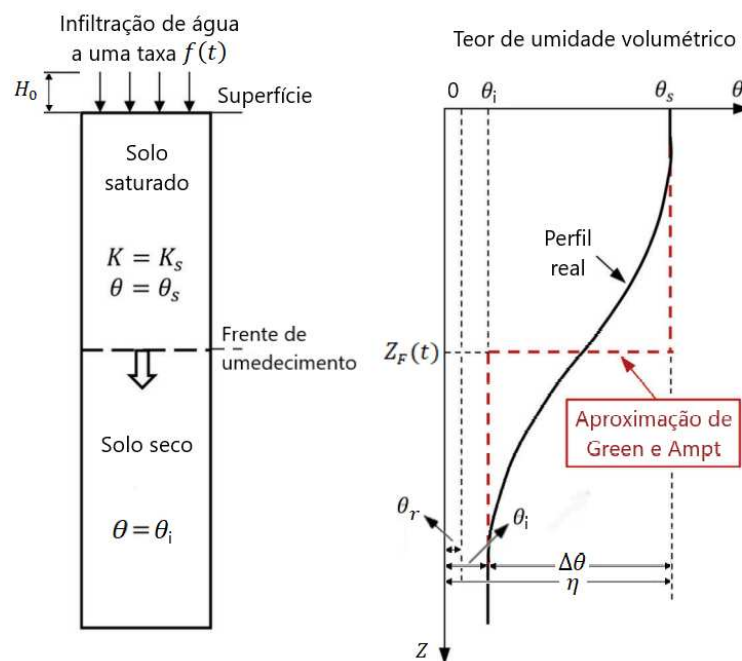
A equação de Richards (Equação 3.12), de base física, fornece precisamente a percolação vertical a partir do fornecimento das condições iniciais e de contorno, porém, essa equação requer que sejam feitas inúmeras medições de

determinação das propriedades do solo de ponto a ponto no campo, tornando-a impraticável em alguns casos.

Os modelos analíticos vão desde os aproximados até os totalmente empíricos. Exemplos desses modelos aproximados são os de Philip (1957) e Brutsaert (1977). Outro modelo que pode ser citado é o de Green e Ampt (1911) que divide o perfil de solo em duas zonas, cada uma, em um primeiro momento, tendo sua própria condutividade hidráulica e teor de umidade volumétrico (k, θ).

A zona superior é definida como sendo totalmente saturada, estendendo-se da superfície do solo ($Z=0$) até a frente de umedecimento móvel ($Z=Z_F(t)$); nesta zona temos $k=k_s$ e $\theta=\theta_s$. Já a zona inferior é tida como uma região totalmente seca estendendo-se a partir da frente de umedecimento móvel ($Z=Z_F(t)$) em diante. Ou seja, uma zona semi-infinita de fluxo nulo, já que o solo inicial é totalmente seco: $k=0$ e $\theta=\theta_i$. Em suma, da utilização deste modelo obtém-se a linha tracejada ilustrada na Figura 3.12, onde “F” se refere à frente de umedecimento.

Figura 3.12 – Processo de infiltração de água por Green e Ampt



Fonte: Traduzido e adaptado de Alastal e Abadou (2021) de acordo com Green e Ampt (1931)

A velocidade de avanço da frente de umedecimento, ou, taxa de infiltração ($f(t)$), em $[LT^{-1}]$, por Green e Ampt é descrita na Equação 3.28, sendo $F(t)$ a infiltração acumulada, em $[L]$, representada na Equação 3.29.

$$f(t) = k_s \left(g + \frac{\psi \Delta \theta}{F(t)} \right) \quad \text{Equação 3.28}$$

$$F(t) = k_s t + \psi \Delta \theta \ln \left(g + \frac{F(t)}{\psi \Delta \theta} \right) \quad \text{Equação 3.29}$$

Em que, ψ é a sucção capilar média na frente de umedecimento, em [L]; $\Delta \theta$ é a variação do teor de umidade volumétrico, em [L³L⁻³], e dada por $\Delta \theta = \eta - \theta_i$, sendo η a porosidade e θ_i o teor de umidade volumétrico inicial; g é a gravidade normalizada, $g=+1$ para infiltração descendente, $g=-1$ para infiltração ascendente, e $g=0$ para modelos de fluxo horizontais; e t é o tempo, [T].

É importante esclarecer que esses modelos aproximados assumem que a superfície de infiltração está empoçada (H_0) desde o início do processo, no tempo zero (HILLEL, 2004), e que a água se move uniformemente da superfície para baixo através de solo considerado homogêneo com frente de umedecimento bem definida. Segundo Haverkamp *et al.* (1987) essas considerações são mais válidas para solo arenoso do que solo argiloso.

Swartzendruber (1987) propôs uma solução alternativa válida para todos os tempos de infiltração. Esta solução pode ser aproximada como uma equação de três parâmetros, que define a infiltração acumulada de acordo com a Equação 3.30.

$$F(t) = \frac{S'}{A_0} (1 - e^{-A_0 t^{0.5}}) + k_s t \quad \text{Equação 3.30}$$

Em que, S' é a sortividade do solo, atributo que descreve a capacidade absorção de água em relação ao seu conteúdo inicial, em [L³T^{-1/2}]; e A_0 é um parâmetro dependente do conteúdo de água saturado resultante da profundidade de empoçamento na superfície do solo, em [L³L⁻³].

Os dois últimos modelos citados são tidos como de abordagem simplificada, já que os parâmetros utilizados em suas equações podem ser obtidos a partir das propriedades solo-água e não necessariamente requerem dados de medidas diretas de infiltração. No caso dos modelos empíricos, estes tendem a ser menos restritos mediante as suposições de condições de superfície e perfil do solo, mas mais restritos pelas condições para as quais foram calibrados, uma vez que seus

parâmetros são determinados com base em dados reais de infiltração medidos em campo.

O modelo de Horton (1940), Equação 3.31, é uma das equações empíricas de infiltração mais popularmente usadas. Horton (1940) observou que a taxa de infiltração no início de um evento de chuva diminui exponencialmente com o tempo até atingir uma taxa aproximadamente constante.

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\alpha t} \quad \text{Equação 3.31}$$

Em que, f_c é a taxa infiltração final, ou seja, a menor taxa de infiltração, em $[LT^{-1}]$; f_0 é a taxa de infiltração inicial ($t=0$), ou seja, maior taxa de infiltração, em $[LT^{-1}]$; e α é um parâmetro do solo que controla a taxa de decaimento da infiltração, em $[T^{-1}]$. Outro exemplo, é o modelo empírico de infiltração Kostiakov-Lewis de Mezencev (1948), cuja obtenção é simples e geralmente modela a taxa de infiltração, Equação 3.32, e a infiltração acumulada, Equação 3.33, de forma assertiva (DUAN *et al.*, 2011).

$$f(t) = f_c + at^{-b} \quad \text{Equação 3.32}$$

$$F(t) = f_c t + \frac{a}{1-b} t^{1-b} \quad \text{Equação 3.33}$$

Em que, a ($a>0$) e b ($0<b<1$) são constantes empíricas adimensionais. De acordo com Jha *et al.* (2019) e Mahapatra *et al.* 2020 a maioria destes modelos não levam em conta a complexidade das zonas vadosas lateríticas, tais como os efeitos da presença de macroporos e ar ocluso ou camadas pouco permeáveis no perfil do solo durante o processo de infiltração. Em razão disso, a capacidade das simulações sobre a taxa de infiltração em terrenos lateríticos é bastante reduzida.

b) Infiltração em zonas vadosas lateríticas

Zonas vadosas lateríticas, tipicamente encontradas em regiões tropicais úmidas, são ricas em ferro e alumínio. Lateritas são proeminentes principalmente nos trópicos de Câncer e Capricórnio, cobrindo cerca de um terço da área terrestre da Terra (TARDY, 1997).

As lateritas são formadas por intemperismo intenso e duradouro da rocha mãe subjacente devido à alta temperatura e chuvas fortes com períodos alternados de chuva e seca. No Brasil, solos lateríticos são encontrados em grande escala ao longo de seu território (DNER, 1996; VILLIBOR *et al.*, 2009).

Para Jha *et al.* (2019) as ZV lateríticas se comportam de maneira diferente de outros tipos de ZV e, portanto, suas características de infiltração e dinâmica de fluxo devem ser investigadas sempre do surgimento de um novo projeto. Inerente à essas propriedades estão, por exemplo, os efeitos dos macroporos, a presença de ar ocluso, e a existência de camadas relativamente pouco permeáveis no perfil do solo nos processos de infiltração.

De acordo com Machiwal e Jah (2016) devido à existência dessas camadas pouco permeáveis, que podem estar alocadas à várias profundidades, em geral, é comum não ocorrer percolação profunda considerável em ZV lateríticas. Além disso, esse aspecto pode favorecer a formação de lençóis freáticos empoleirados, ou suspensos, e acabar restringido o movimento descendente de água percolada durante o processo de infiltração (MACHI WAL; JHA, 2016).

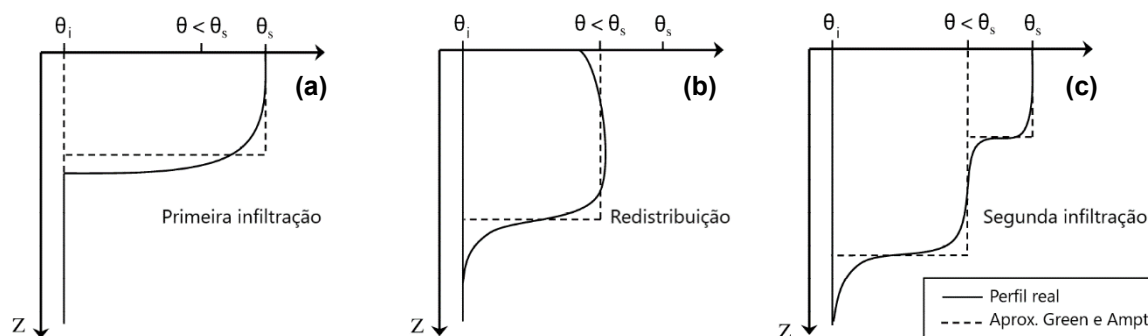
c) Frente de umedecimento

A existência de uma frente de umedecimento durante a infiltração é suportada por evidências experimentais e teóricas, como o apresentado pelo modelo de Green e Ampt (Equação 3.28). Sabe-se que, quando a infiltração na superfície do solo cessa, esta frente de umedecimento continua a se mover para baixo enquanto o teor de umidade no perfil de umedecimento diminui (GARDNER *et al.*, 1970). O processo descrito é ilustrado na Figura 3.13 (a).

Com a variabilidade dos eventos de chuva, e, conseqüentemente, das condições iniciais do solo, há a necessidade de dar a devida importância ao processo de redistribuição da frente de umedecimento, Figura 3.13 (b) e (c), uma vez que mudanças no teor de umidade afetam o processo de infiltração (BROWNE *et al.* 2008).

A maioria dos modelos de redistribuição de perfil de umedecimento desenvolvidos até hoje resultam da lei de Darcy na dimensão vertical e derivam de estudos estocásticos, com o intuito de investigar os efeitos da aleatoriedade dos dados dos diversos elementos envolvidos no princípio (CLAPP *et al.*, 1983; DAGAN; BRESLER, 1983); ou de modelos de simulação baseado em eventos (MILLY, 1986).

Figura 3.13 – (a) Perfil de infiltração, (b) redistribuição do perfil e (c) perfil de infiltração redistribuído



Fonte: Traduzido e adaptado de Ogden e Saghaian (1997)

Inúmeras variantes desses esquemas de simulação foram propostas desde então para simular o movimento da frente de umedecimento durante a redistribuição. Aplicações recentes da redistribuição do perfil de umedecimento consistiram em extensões do modelo de Green e Ampt (GOWDISH; MUÑOZ-CARPENA, 2009; LAI *et al.*, 2015; ALASTAL; ABADOU, 2021).

No trabalho de Lai *et al.* (2015), foram obtidos perfis de umedecimento em momentos variados (final da primeira chuva, início da segunda chuva e final da simulação). De acordo com os autores, a suposição da formação de múltiplos perfis de umidade retangulares é aceitável especialmente para areias finas. Os resultados numéricos mostraram que as diferenças no teor de água superficial durante a redistribuição foram maiores em solos grossos, do que em solos finos, devido à secagem mais rápida de suas superfícies.

Para Justino *et al.* (2020) a frente de umedecimento ocupa uma determinada área de influência em formato de bulbo ao redor do elemento de infiltração. Esta área pode ser justificada a partir da proposta empírica apresentada por Rodio (1965), detalhada no Boletim 04 da ABGE (2013), que assume o perfil de molhagem como uma parábola de vértice no centro do furo testado.

Ainda, Rodio (1965) reitera que a frente de molhagem horizontal pode ser obtida, além da determinação e análise do perfil de umedecimento, de forma aproximada, se igualando à profundidade do poço seco.

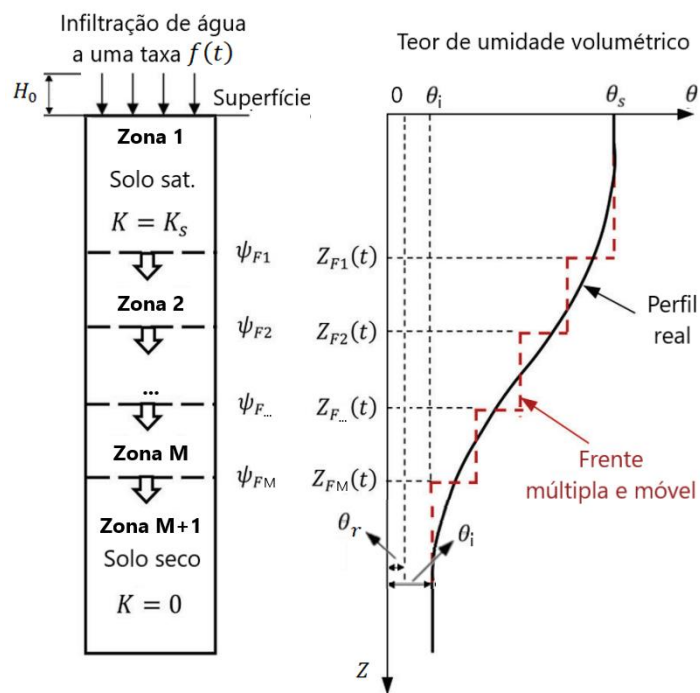
Alastal e Abadou (2021) criaram uma frente de umedecimento múltipla e móvel para três casos de análise de infiltração em solos de grãos finos e/ou solo inicialmente úmido e/ou, na presença de um lençol freático raso. A Figura 3.14

representa essa nova frente, onde, a qualquer momento t , o teor de água (θ) variará com a profundidade de forma gradual, mais realista, proporcionalmente ao aumento da sucção (ψ) e à diminuição da condutividade hidráulica $k(z) \equiv k(\psi)$.

Ainda, de acordo com a Figura 3.14, as zonas 1 a M são aquelas desde a superfície até a frente de umedecimento móvel ($Z = Z_{FM}(t)$). São as chamadas zonas de transição M, numeradas (i), do totalmente saturado ($K_i \leq K_s$) até a totalmente seca representada pela zona M+1 ($K_{M+1} = 0$). Então, a Equação 3.34 que governa este movimento é dada para ($1 \leq i \leq M$).

$$f(t) = q_{i-1/2}(t) = K_{i-1/2} \left[\frac{\psi_{Fi} - \psi_{Fi-1}}{Z_{Fi}(t) - Z_{Fi-1}(t)} + 1 \right] \quad \text{Equação 3.34}$$

Figura 3.14 – Processo de infiltração de água com quatro frentes



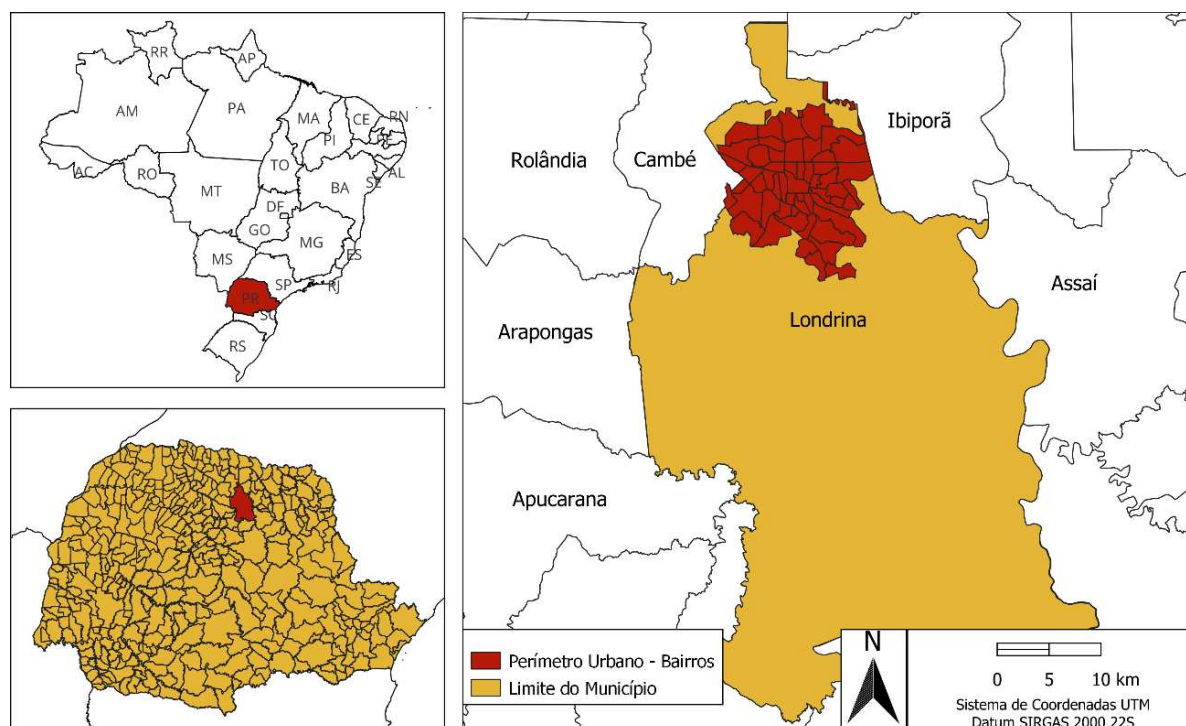
Fonte: Traduzido e adaptado Alastal e Abadou (2021)

Em que, $q_{i-1/2}(t)$ é o fluxo médio definido na posição intermediária entre as frentes $Fi - 1$ e Fi . Em suma, a localização e a variabilidade espacial de uma frente de infiltração ao longo do tempo são sobretudo dependentes das propriedades hidráulicas do solo (COCKETT *et al.*, 2017).

4 ÁREA DE ESTUDO

O solo deste estudo é originário da região pertencente ao município de Londrina, no norte do estado do Paraná, indicado na Figura 4.1.

Figura 4.1 – Localização geográfica do município de Londrina



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2023)¹

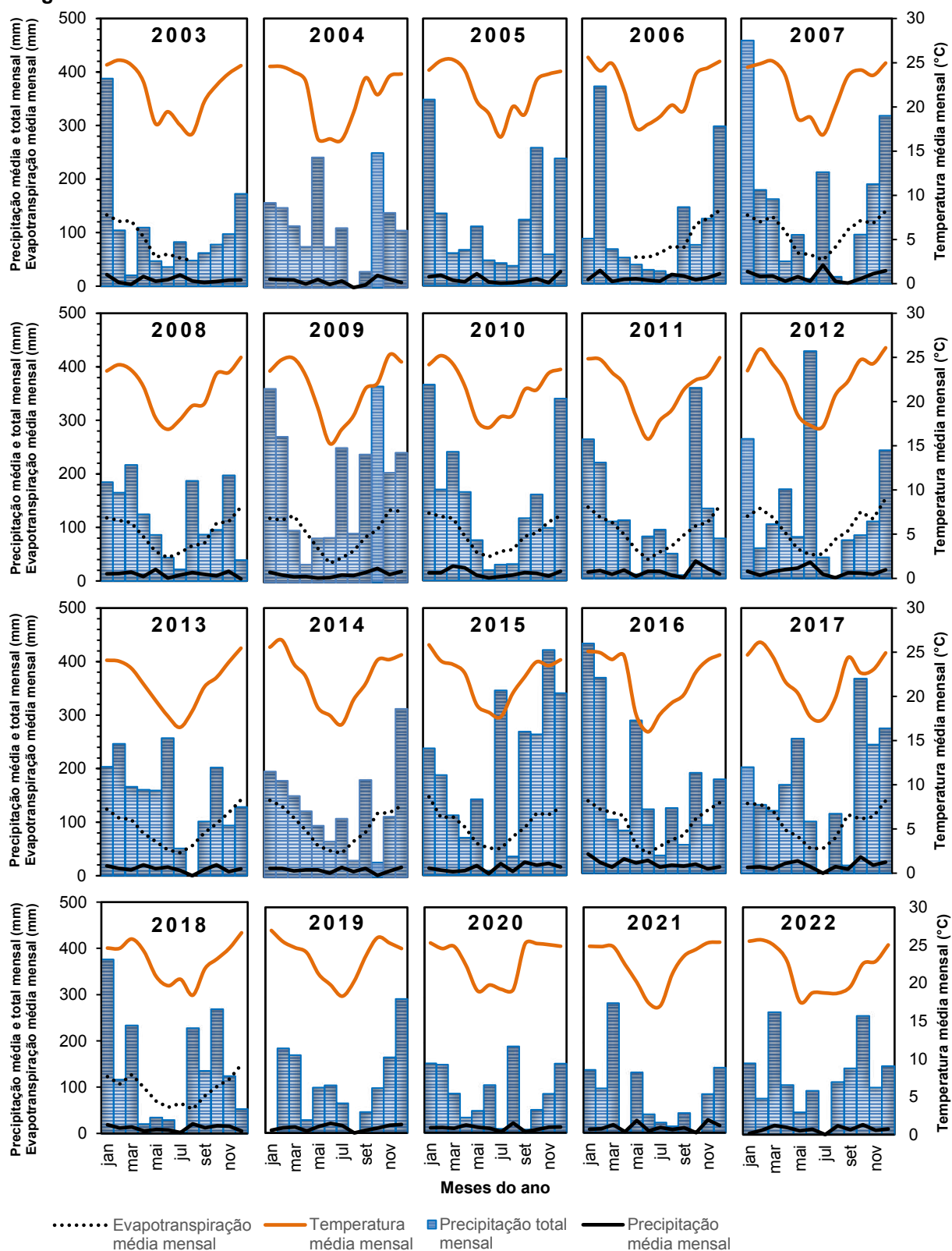
4.1 CONTEXTO GERAL DO MUNICÍPIO DE LONDRINA

4.1.1 Aspectos climáticos

Londrina está localizada em zona climática Cfa, segundo Köppen e Geiger (1928), possuindo clima quente e temperado com a ocorrência de chuvas ao longo do ano todo, podendo ocorrer sua diminuição durante o inverno. A variação da temperatura anual média de acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2022)² é de 22°C, com máxima registrada de 34°C e mínima de 11°C, nos últimos 20 anos. A Figura 4.2 apresenta um compilado de dados climáticos da região para o período de 2003 a 2022 (INMET, 2022)².

¹ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 13 de jan. de 2023

Figura 4.2 – Perfil climático mensal da cidade de Londrina de 2003 a 2022



Nota: Em pontilhado, a evapotranspiração média mensal (potencial), que para determinados períodos estão indisponíveis no INMET.

Fonte: Adaptado de Pelaquim (2021); e dados da rede do INMET (2022)²

² Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 30 de set. de 2023

4.1.2 Ciclos hidrológicos e alagamentos

Pelaquim (2021) realizou uma análise sobre os ciclos hidrológicos históricos do local do estudo ao longo de 20 anos constatando que os maiores percentis de chuvas fortes e/ou extremas ocorreram preferencialmente entre os meses de outubro a março. Com períodos de chuva de maior intensidade volumétrica concentrados ao longo da estação do verão, cerca de 191 mm/mês em média.

Em janeiro de 2007 foi registrada a maior ocorrência histórica de precipitação mensal ao longo de 20 anos atingindo 459 mm/mês. Além disso, em junho de 2012 foi registrado a maior ocorrência histórica de precipitação diária dos últimos 20 anos atingindo 231,4 mm/dia, seguido do segundo maior registro em janeiro de 2016 com 180 mm/dia, ambos com seus eventos precedentes indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Ocorrência diária, em mm, das chuvas antecedentes aos eventos de 2012 e 2016 e valor acumulado

Datas				Acumulado após 4 dias
17/06/12	18/06/12	19/06/12	20/06/12	296,4
0,0	0,8	64,2	231,4	
09/01/16	10/01/16	11/01/16	12/01/16	334,2
36,6	26,2	91,4	180,0	

Nota: Em negrito, as duas maiores ocorrências de chuva diária dos últimos 20 anos.

Fonte: Adaptado de dados da rede do INMET (2022)³

Na data de 2016 a região teve estado de calamidade pública decretado pelo Governo Federal à época dos fatos, já que os eventos resultaram em um acumulado de 334,2 mm ao fim do terceiro dia – valor 1,7 vezes maior que a média esperada (GRIZIO-ORITA; LOHMANN, 2016).

Eventos dessa magnitude desencadearam impactos e prejuízos em diversos municípios próximos da região de Londrina. Grizio-orita e Lohmann (2016) justificam tais danos ambientais devido aos processos acelerados de urbanização da região. O corte indevido de árvores, construções, ocupações irregulares de encostas e aumento de áreas impermeabilizadas, por exemplo, causam respostas

³ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 18 de out. de 2022

geomorfológicas ou hídricas típicas de cidades grandes (movimentos de massa e enchentes) sem que seja necessário eventos pluviométricos totais ou picos de precipitação.

Gonçalves e Vizintim (2014; 2016), em seus estudos, desenvolveram um entendimento sobre a periculosidade, suscetibilidade e probabilidade de alagamentos para alguns municípios do Estado do Paraná, incluindo a cidade de Londrina. Como resultado, os autores verificaram que os riscos de incidentes relacionados a desastres naturais nesta região estão associados a problemas de infraestrutura urbana e são diretamente proporcionais ao grau de urbanização.

De acordo com Molina (2021) alguns dados obtidos no Plano de Saneamento de Londrina (PMSB, 2015) indicam o crescimento desorganizado da cidade aliado à alta taxa de impermeabilidade do solo. Conforme Lei nº 12.236 (LONDRINA, 2015) regiões de alto adensamento populacional deveriam ter no máximo 80% de sua área ocupada, porém, atualmente, áreas centrais da cidade alcançam a faixa de 90 a 95% de ocupação do solo.

De modo geral, os problemas de drenagem urbana na cidade de Londrina envolvem dispositivos de microdrenagem subdimensionados (GONÇALVES *et al.*, 2009; POLIDORO *et al.*, 2011). Todavia, a resolução destes problemas é complexa e onerosa haja vista que seriam necessários empenhos diretos de orçamento para a interdição, demolição, repavimentação das vias, além da substituição de vários componentes neste processo. Justamente por isso, os poços de ZV se fazem mecanismos importantes.

4.2 DEFINIÇÃO DA ÁREA DE PESQUISA

Para a definição da área que norteou esta pesquisa buscou-se utilizar uma região de fato afetada. Ou seja, um local relevante e com registro prévio de inundações e alagamentos passível de se aplicar a medida de recarga artificial sugerida. Assim, foi solicitado à Prefeitura Municipal de Londrina, o relatório elaborado pela Comissão de Administração, Serviços Públicos e Fiscalização em conjunto com a Comissão de Política Urbana e Meio Ambiente e Comissão de Desenvolvimento Econômico, onde constam os 10 principais pontos de alagamento registrados pela defesa civil, resumidos no Quadro 4.1 (PREFEITURA DE LONDRINA, 2018).

Quadro 4.1 – Principais pontos de alagamentos em Londrina de 2014 a 2018

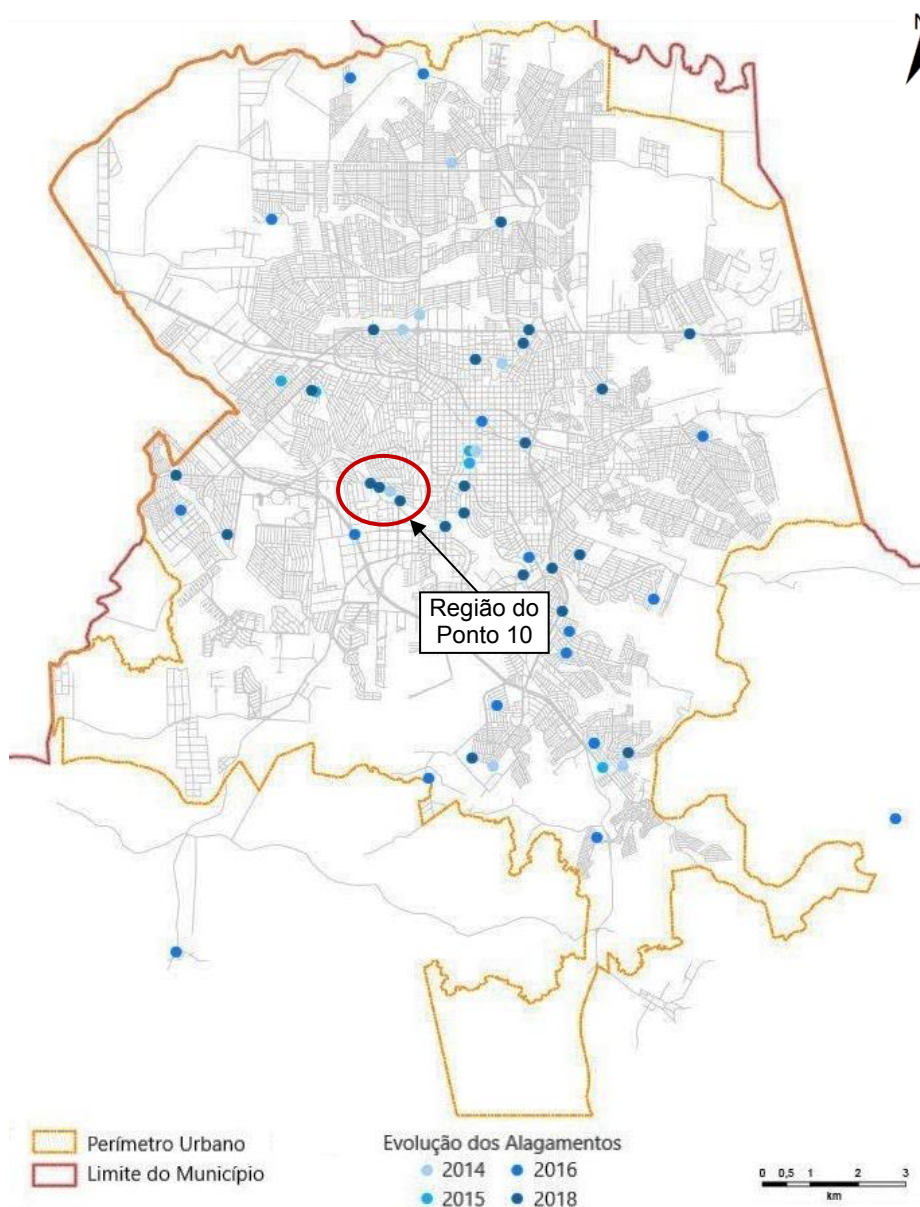
Ponto	Zona	Endereço de ocorrência	Data
1	Norte	Avenida Saul Elkind com Rua Francisca Mendes	2014
2	Centro	Rua Atílio Scudeler	2014
3	Centro	Av. Celso Garcia Cid com Av. Jorge Casone	2018
4	Centro	Rua Goiás, entre Rua João Cândido e Rua Pernambuco	2014 e 2015
5	Centro	Rotatória do Ginásio Moringão / Alameda Júlio de Mesquita	2018
6	Leste	Av. Dez de Dezembro entre o Centro Cultural Kaingang	2018
7	Sul	Rua Tadão Ohira e Adjacências	2014 e 2018
8	Oeste	Rua Faria Lima com a Rua Guilherme Farel	2016
9	Oeste	Rua Faria Lima com Rua Bento Munhoz da Rocha	2018
10	Oeste	Rua Joaquim de Matos Barreto entre a Rotatória Av. Maringá e Rua Faria Lima	2014 e 2018

Fonte: Adaptado de Prefeitura de Londrina (2018) e de Londrina (2022)

A Figura 4.3 indica estes pontos, de acordo com a data de ocorrência, no período de 2014 a 2018, que foi o período analisado para a elaboração do Plano Diretor Municipal de Londrina - PDML (LONDRINA, 2022).

Dentre as situações que levaram a estes alagamentos podem ser elencados problemas relacionados ao mal dimensionamento, insuficiência, entupimentos e má execução de bocas de lobo, chuvas de alta intensidade e alta velocidade de escoamento, alto índice de impermeabilização e assoreamento de córregos (VACARIO; MACHADO, 2019).

Figura 4.3 – Evolução dos alagamentos em Londrina de 2014 a 2018



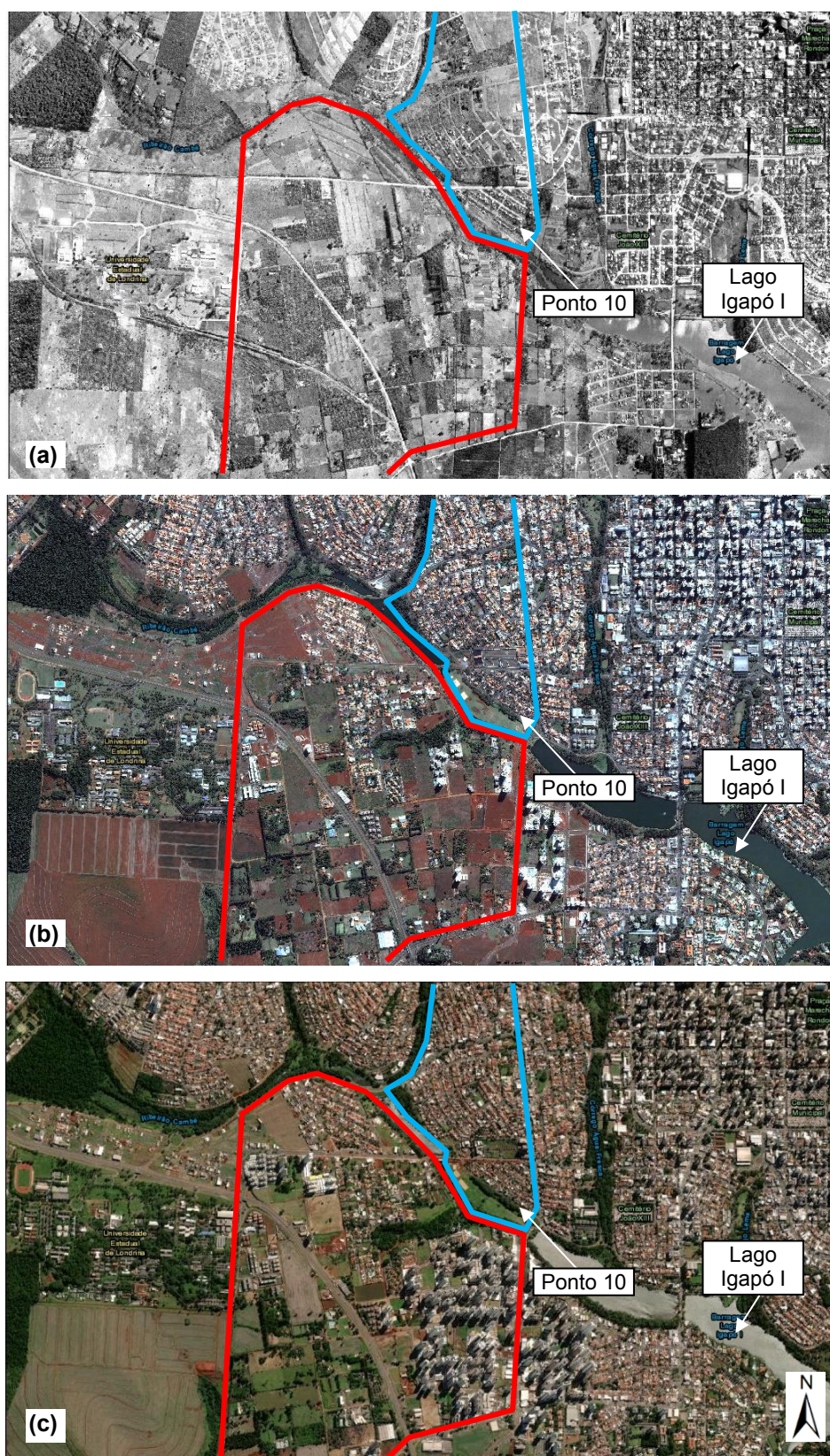
Nota: Em destaque, ponto 10 conforme Quadro 4.1.

Fonte: Adaptado de Londrina (2022)

Na Figura 4.4 é possível ver a transformação na paisagem da cidade de Londrina ao longo dos anos, com foco especial à região em destaque que passou por um processo de verticalização intenso nas últimas décadas às margens dos Lagos Igapó, a Gleba Palhano.

Baseado nas datas mais próximas de ocorrência e maior frequência de incidência, o local escolhido para realização das investigações hidrogeológicas está situado na região oeste do perímetro urbano da cidade de Londrina/PR.

Figura 4.4 – Vista aérea parcial da cidade de Londrina em (a) 1974, (b) 2006 e (c) 2022



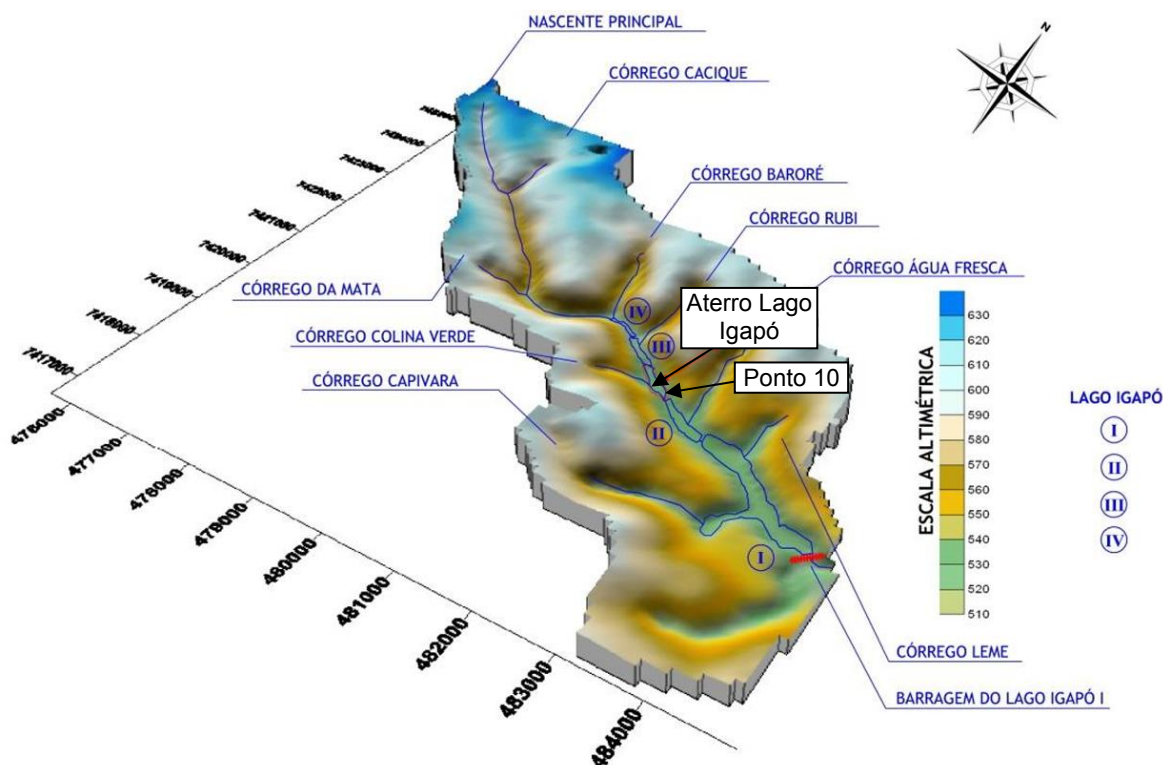
Nota: Em destaque vermelho: Gleba Palhano; e em azul: Jardim Presidente, em Londrina/PR.

Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2022)⁴

⁴ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 18 de out. de 2022

De acordo com Vacario e Machado (2019) o local, na bacia do ribeirão Cambé, teve influência direta no aumento no número de inundações, e agravamento destes eventos, em razão dos processos de urbanização. Um modelo tridimensional do relevo que compõe a bacia do ribeirão Cambé é apresentado na Figura 4.5.

Figura 4.5 – Modelo digital da bacia hidrográfica do ribeirão Cambé

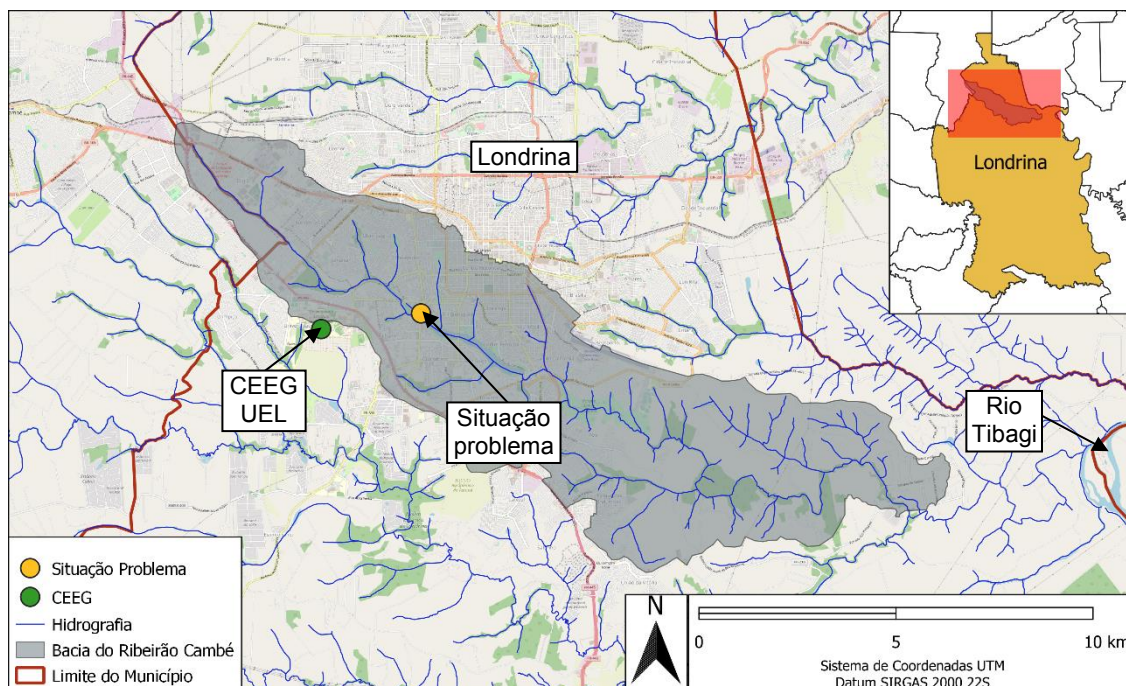


Fonte: Adaptado de Dalbó e Cainzos (2011) apud. Santana *et al.* (2012).

Em suma, o sistema de infiltração em escala real que proveu os parâmetros característicos do solo da região utilizados neste estudo foi construído no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina (UEL), cujas coordenadas geográficas são 23°19'40,4"S e 51°12'06,3"W, indicado na Figura 4.6.

Já o local, de perfil estratigráfico semelhante ao CEEG, que definiu as condições de contorno para alimentação da situação problema (área de contribuição e contribuição de drenagem), é o endereço situado no ponto 10 elencado no Quadro 4.1 e localizado nas coordenadas geográficas 23°19'27,6"S e 51°10'36,0"W, indicado na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Delimitação da área de estudo



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2023)⁵

Na Figura 4.7 e na Figura 4.8 são apresentados registros fotográficos da situação problema em eventos de inundação e alagamento com data recente e outra mais antiga, ilustrando que este é um problema recorrente. Independentemente da data, ambos eventos impossibilitaram o fluxo de veículos e a travessia de pedestres por seu entorno e causaram danos materiais para os moradores de casas circundantes.

Figura 4.7 – Alagamento de ocorrência na situação problema em (a) 2012 e (b) 2021



Fonte: Vacario e Machado (2019) e Folha de Londrina (2021)⁶

⁵ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 13 de jan. de 2023

⁶ Disponível em: <https://www.folhadelondrina.com.br/geral/chuva-desta-segunda-em-londrina-supera-a-media-mensal-3065096e.html>. Acesso em 18 de out. de 2022

Figura 4.8 – Alagamento de ocorrência na situação problema em 2022



Fonte: Paraná Portal (2022)⁷

4.2.1 Contexto geológico e hidrogeológico

Toda a região de Londrina está localizada na bacia do rio Tibagi, acima do Aquífero Serra Geral (ASG), e faz parte dos Sistemas Aquíferos Serra Geral (SASG) e Guarani (SAG) que abastace cerca de 40% da população paranaense (ITCG, 2018; CELLIGOI *et al.*, 2019). As maiores bacias que compõem o perímetro urbano da cidade são as do ribeirões Cafezal, Cambé e Lindóia.

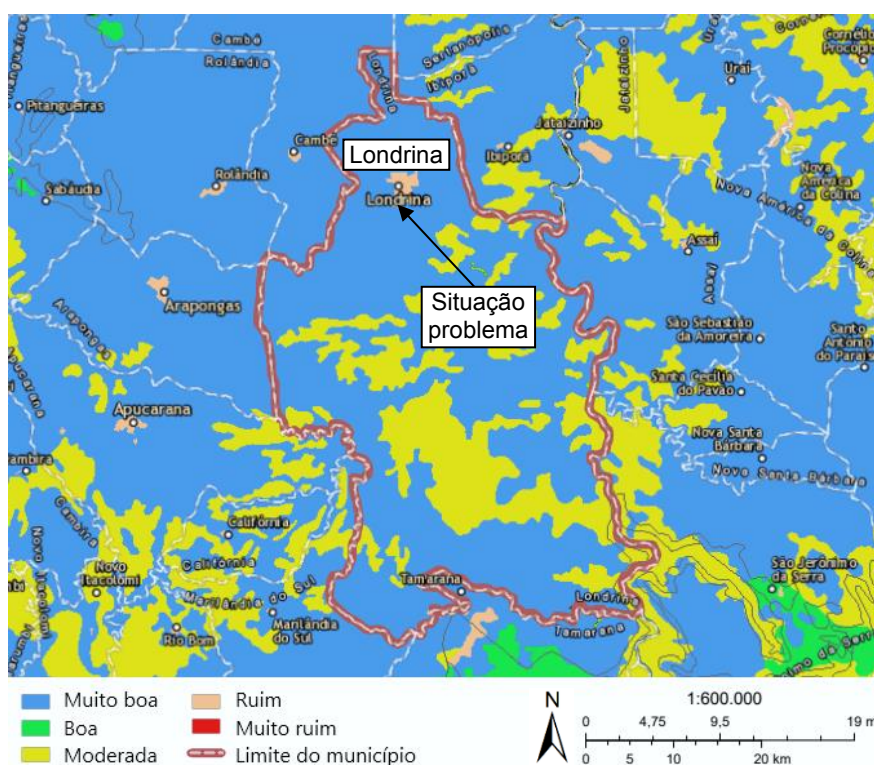
A geologia destes aquíferos faz parte do Grupo São Bento e da Formação Serra Geral, caracterizada por cobertura sedimentar e derrames de basalto da era Mesozóica, também denominada Província Ígnea do Paraná (ITCG, 2018). Especificamente na região de estudo, Londrina, o substrato é formado por rochas efusivas básicas toleíticas compostas por basaltos maciços e amigdalóides, afaníticos, cinzentos e pretos, raramente adensíticos sem cobertura de rocha sedimentar (MINEROPAR, 2001; TEIXEIRA; PINESE, 2006).

⁷ Disponível em: <https://paranaportal.uol.com.br/cidades/chuva-forte-alagamentos-londrina>. Acesso em 18 de out. de 2022

A região possui substrato rochoso compreendido no Terceiro Planalto Paranaense, com basalto originado dos derrames (TEIXEIRA; PINESE, 2006). Nos topos dos derrames basálticos é comum o desenvolvimento de juntas verticais e horizontais com intrusões alcalinas e pequenas lentes de arenito (MILANI, 1997; TEIXEIRA, 2008). Santos e Arantes (2020) afirmam que o alívio de carga sob esse derrame pode originar fraturas que facilitam a percolação de solutos.

Na Figura 4.9 é possível verificar um mapa de Londrina onde constam segregadas por região as capacidades de infiltração, em uma escala de muito boa a muito ruim, para o solo local. Comparando a Figura 4.9 com a distribuição dos locais ilustrados da Figura 4.3, percebe-se que onde há maior ocorrência de inundações e alagamentos, contém, conforme o esperado, classificação “ruim” facilitando o entendimento sobre o porque da repetibilidade e acontecimento destes fenômenos.

Figura 4.9 – Mapa potencial de capacidade de infiltração



Fonte: A própria autora e Geoportal (2022)⁸

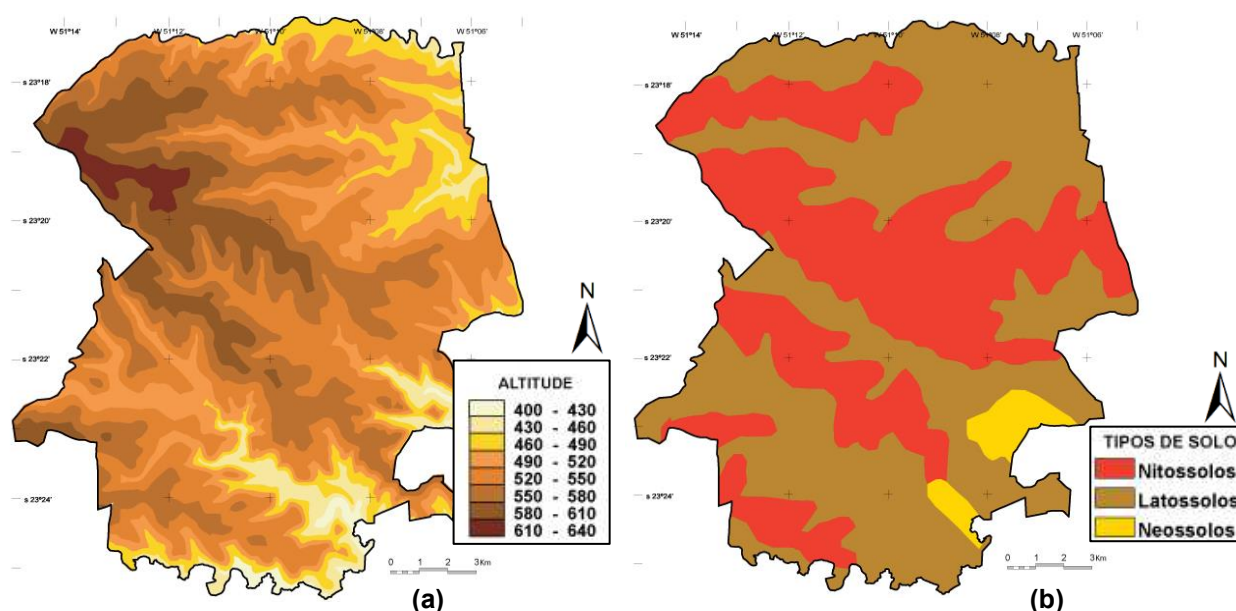
Na região, a direção predominante do relevo acompanha a rede hidrográfica no sentido noroeste-sudeste, com a maioria das altitudes variando entre

⁸ Disponível em: <https://geoportal.cprm.gov.br/geosgb/>. Acesso em 18 de jan. de 2023

460 a 580m, como é ilustrado na Figura 4.10(a). O relevo ondulado suave que, aliado às condições climáticas, favoreceu os processos de intemperismo até grandes profundidades.

Ainda, de acordo com Santos e Arantes (2020) a região apresenta dois principais perfis em relação à camada intemperizada: pouco espesso em determinados locais, e por outro lado, de até 30m em regiões de maior cota topográfica (principais zonas de recarga).

Figura 4.10 – (a) Relevo e (b) Classificação pedológica dos tipos de solo que compõe o perímetro urbano de Londrina



Fonte: Barros *et al.* (2008)

Segundo a pedologia, os perfis de solo encontrados na região são, em sua grande maioria, Latossolo e Nitossolo também conhecidos como terra roxa, dispostos conforme Figura 4.10(b) (BARROS *et al.*, 2008). Além disso, essa unidade pedológica possui uma camada de solo espessa variando de 15 a 30 m em algumas localidades (COSTA BRANCO *et al.*, 1998).

Por fim, de acordo com Teixeira (2008) e Teixeira *et al.* (2010), em geral, este solo pode ser classificado na geotecnia como um solo residual argiloso, com elevado volume de vazios, bem drenado, baixo peso específico aparente e elevados peso específico dos sólidos e permeabilidade.

4.2.2 Descrição preliminar do solo característico de Londrina

O solo que compõe a região da cidade de Londrina/PR tem sido objeto de estudo, ao longo dos anos, por alunos de graduação e pós-graduação em Engenharia Civil vinculados ao Laboratório de Geotecnia da UEL. Por isso, há uma extensa bibliografia já publicada, e que colabora na caracterização preliminar deste estudo, a partir de ensaios em amostras coletadas no CEEG. Dados complementares foram obtidos por meio de outros ensaios descritos no item 5.

Gonçalves *et al.* (2018) e Pelaquim (2021) obtiveram a classificação granulométrica do solo de Londrina de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 2022) por meio de ensaios de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) baseado na NBR 7181 (ABNT, 2016d) como uma argila siltosa e um silte arenoso, com e sem o uso de defloculante respectivamente.

Essa alteração na classificação dá-se devido à microagregação das partículas finas na ausência do defloculante, que formam grãos mais densos. Verifica-se que o diâmetro efetivo (D_{10}) na curva granulométrica com o uso de defloculante é menor que de 0,001 mm, enquanto sem defloculante o D_{10} é de 0,005 mm.

Gonçalves *et al.* (2017; 2018; 2019) determinaram para esse solo, conforme as NBRs 6457 (ABNT, 2016a); 6459 (ABNT, 2016b); e 7180 (ABNT, 2016c), a massa específica dos sólidos (ρ_s) de 3,03 g/cm³ e os limites de liquidez e plasticidade foram 51 % e 13 %, respectivamente. Além disso, Teixeira *et al.* (2010) utilizaram o ensaio MCT (Miniatura Compactado Tropical) para classificar o solo como LG', ou seja, solo argiloso laterítico. Pelaquim (2021) classificou o solo de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) como um silte elástico arenoso (MH).

Ensaio de caracterização e composição química foram realizados por Gonçalves *et al.* (2018). A porcentagem de ocorrência de Caulinita, 41,9 %, e de Gibsita, 7,49 %, foi obtida pelas Análises Térmica Gravimétrica (ATG) e Térmica Diferencial (ATD). O resultado da Difração de Raios-X (DRX) também indicou a presença de Óxido de Ferro (Hematita) como composição desse solo. Além destes, Rocha *et al.* (1991) registraram neste solo a presença de Vermiculita e Goethita.

Na Tabela 4.2 estão compilados os resultados obtidos por meio da caracterização química do solo, apresentando pH ácido de valor 4,70, Capacidade de Troca Catiônica (CTC) de 6,60 cmolc/kg, Carbono (C) 3,23 g/dm³ e Matéria Orgânica

(MO) 5,56 g/dm³. Essas ocorrências inferem às características do processo pedogenético do substrato rochoso.

Tabela 4.2 – Caracterização química – CEEG

pH	Al	H+Al	Ca	Mg	K	CTC	Carbono	Matéria Orgânica
	(cmolc/kg)						(g/dm ³)	(g/dm ³)
4,7	0,08	4,96	1,07	0,41	0,16	6,60	3,23	5,56

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.* (2018)

Na Tabela 4.3 estão compilados os resultados obtidos por meio da Fluorescência de Raio-X onde verificou-se grande quantidade de Silício (14,2 %), Alumínio (23,3 %) e Ferro (55,2 %) no solo ensaiado.

Tabela 4.3 – Fluorescência de Raio-X – CEEG

Elemento (%)								
Si	Al	Fe	Ti	Mn	Zr	K	Ca	Zn
14,2	23,3	55,2	3,8	0,4	0,1	--	--	0,03

Fonte: Adaptado de Gonçalves *et al.* (2018)

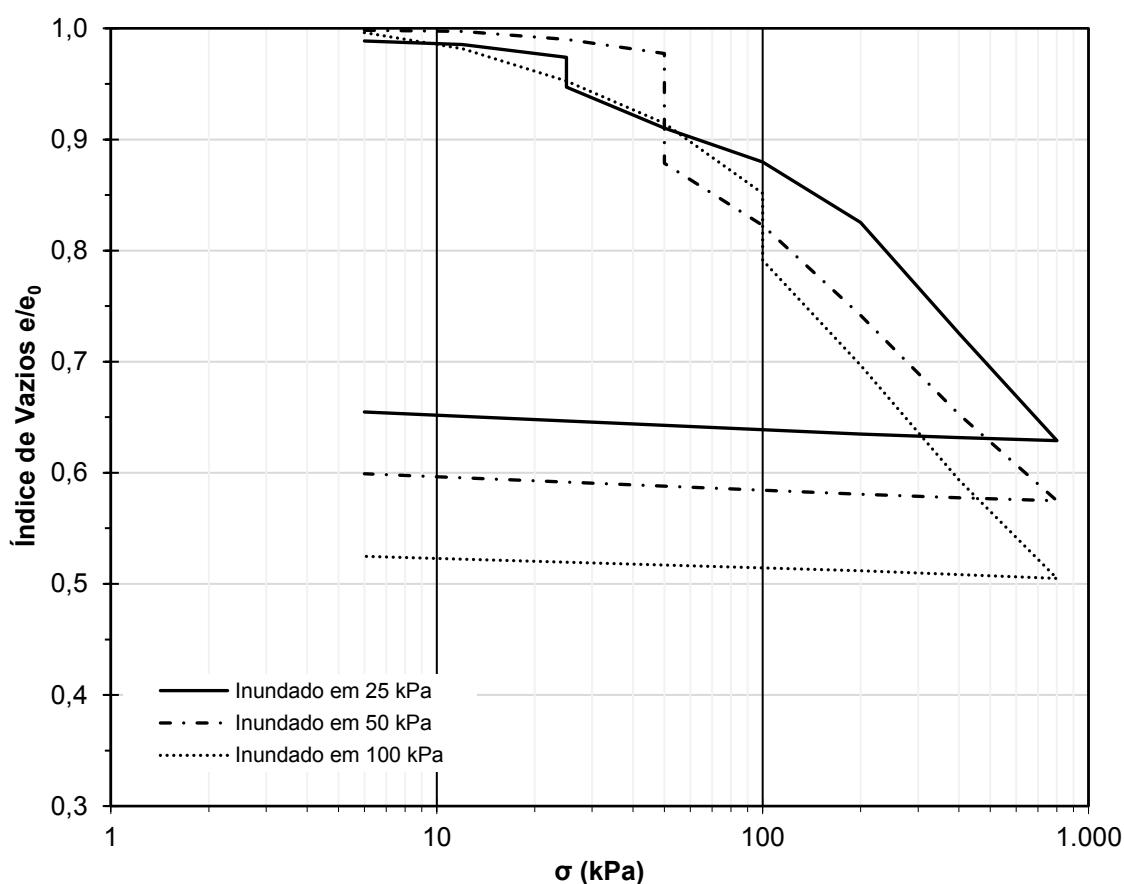
Teixeira (2008) e Teixeira *et al.* (2010) publicaram estudos afirmando que o solo superficial – até 2 m de profundidade – da cidade de Londrina é microagregado, altamente poroso e possui índice de vazios na ordem de 2. Além disso, Teixeira *et al.* (2004) comprovam que foi registrado potencial colapsível para este perfil de solo até 7 m de profundidade, com índice de subsidiência (R_w) > 2%, alcançando seu valor máximo em 4 m e tendendo a diminuir abaixo desta profundidade.

Os autores também afirmam que o comportamento colapsível da profundidade de 2 m tem grande influência do teor de umidade inicial, respeitada a magnitude da tensão aplicada (TEIXEIRA *et al.*, 2004). Isso significa que quanto mais seco for o solo na hora da inundação, maior o colapso.

Ampliando a compreensão sobre a colapsibilidade do solo de Londrina, Zanin *et al.* (2021) concluiu que o solo avaliado apresenta comportamento colapsível ao ser saturado com diferentes fluidos. Além disso, os autores afirmam que as características dos fluidos interferem na magnitude da colapsibilidade e que

líquidos ricos em sódio tendem a ser dispersivos para os solos, rompendo as ligações entre as partículas e gerando maiores deformações. Embora a maior tensão de saturação resulte em índices de colapso mais elevados, este comportamento depende da porosidade da estrutura do solo, assim como da umidade e sucção matricial prévias à saturação. A Figura 4.11 ilustra as curvas obtidas para os ensaios inundados com água.

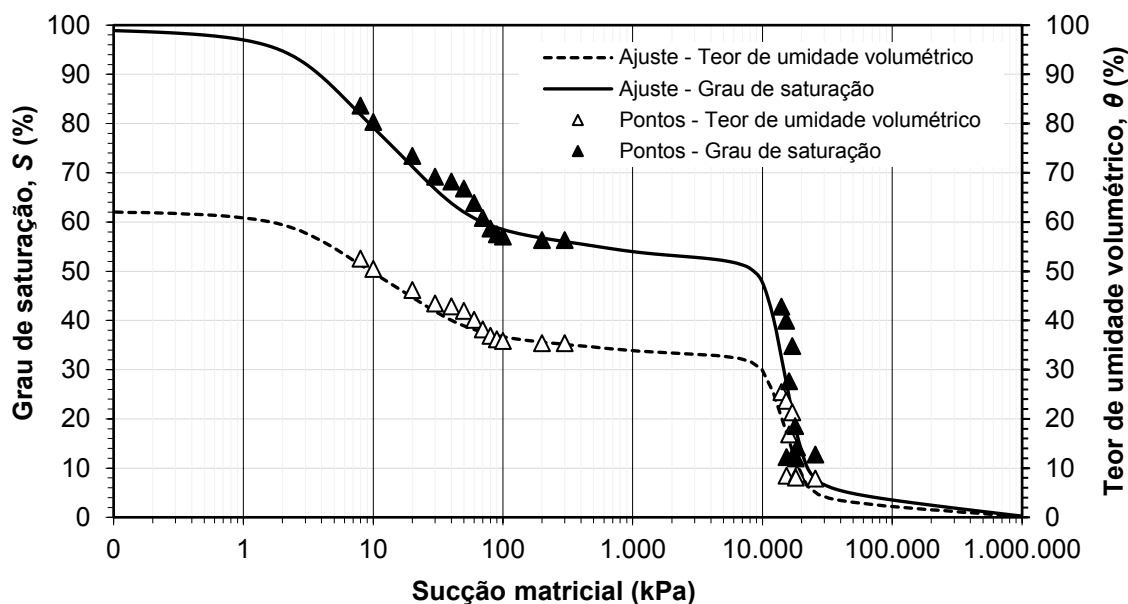
Figura 4.11 – Curvas do ensaio edométrico simples inundado com água – CEEG



Fonte: Adaptado de Zanin *et al.* (2021)

Quanto às características hidráulicas deste solo, as curvas características solo-água para o ramo de secagem, de amostras indeformadas, foram estudadas por Oliveira *et al.* (2022), ajustadas por meio da metodologia de Gitirana Jr. e Fredlund (2004), e são apresentadas na Figura 4.12.

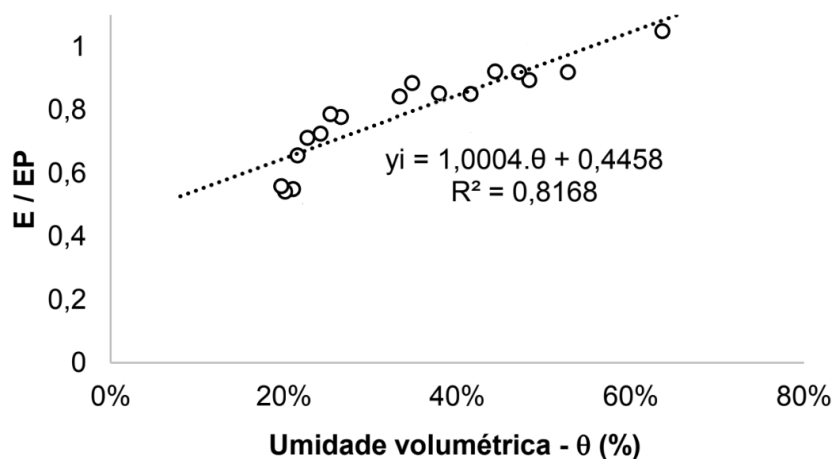
Figura 4.12 – Curva característica solo-água para o ramo de secagem em grau de saturação e teor de umidade volumétrico – CEEG



Fonte: Oliveira *et al.* (2022)

A razão da evaporação real (E) pela evaporação potencial (EP) deste mesmo solo foi obtida por Pelaquim (2021), ilustrada na Figura 4.13. Os resultados indicaram que a evapotranspiração é menor em condições de déficit hídrico (alta sucção) e maior em condições próximas à saturação.

Figura 4.13 – Taxa de evaporação real do solo indeformado de Londrina - CEEG



Fonte: Adaptado de Pelaquim (2021)

Rodriguez *et al.* (2015) obtiveram resultados do coeficiente de permeabilidade na ordem de 10^{-4} cm/s para ensaios realizados em laboratório, e na ordem de 10^{-3} cm/s em ensaios de campo utilizando os anéis concêntricos e o

permeâmetro de Guelph. Os resultados encontrados por Dál-Col (2022) se aproximam do resultado obtido anteriormente, na ordem de 10^{-4} cm/s, para permeabilidade lida com o permeâmetro de Guelph.

Além disso, Cavalcante *et al.* (2007) encontraram as tensões de pré-adensamento do 1º ao 7º metro de profundidade, com resultados variando respectivamente de 46 a 150 kPa, para a condição inundada, e de 61 a 210 kPa para o teor de umidade natural de campo.

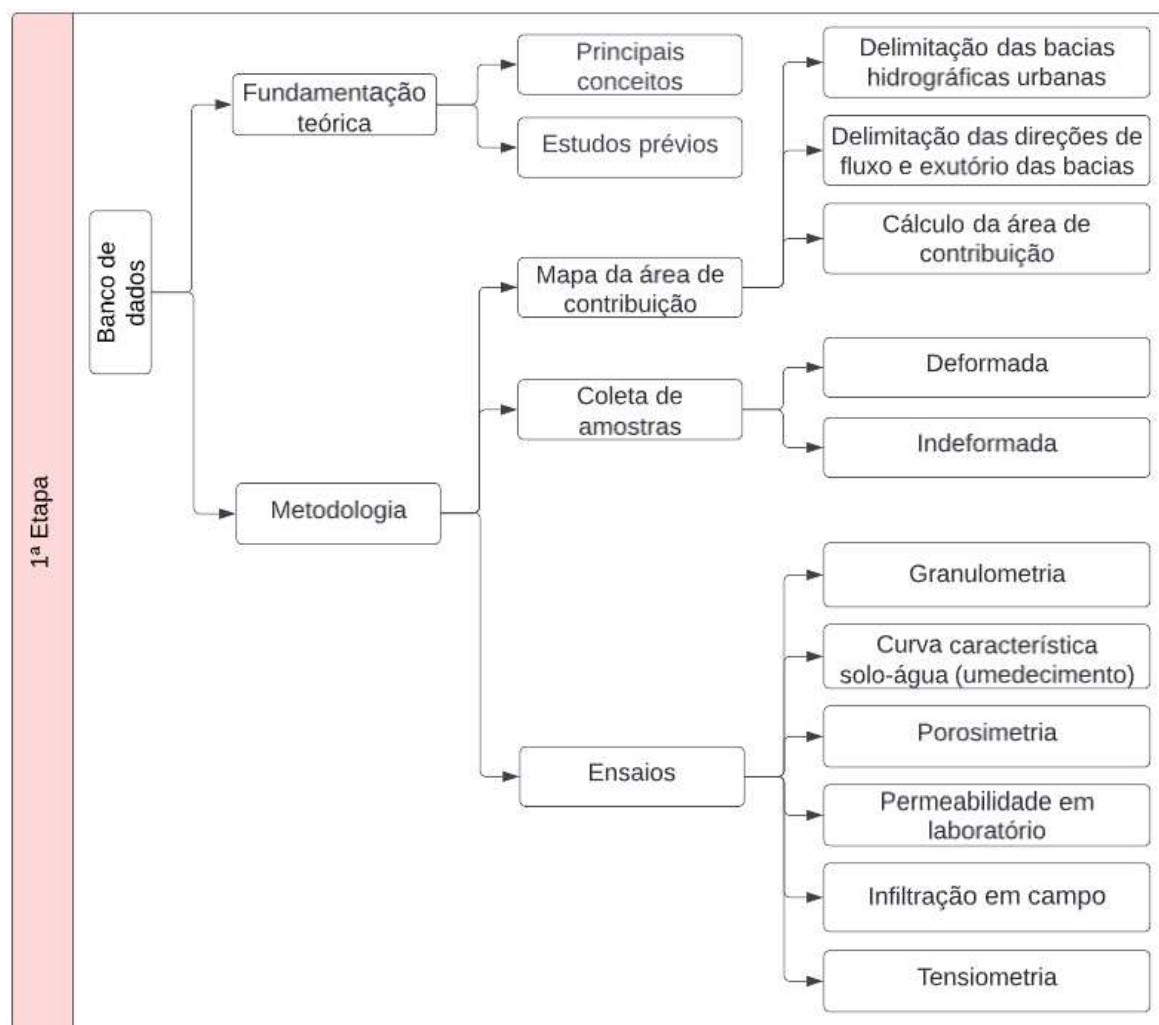
5 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo estão descritas as três etapas de desenvolvimento desta pesquisa, que tratam: da criação do banco de dados, do tratamento e da análise dos dados. Além disso, são apresentados os equipamentos e procedimentos utilizados para obtenção dos resultados para posteriores avaliações numéricas e analíticas.

5.1 ETAPAS DA PESQUISA

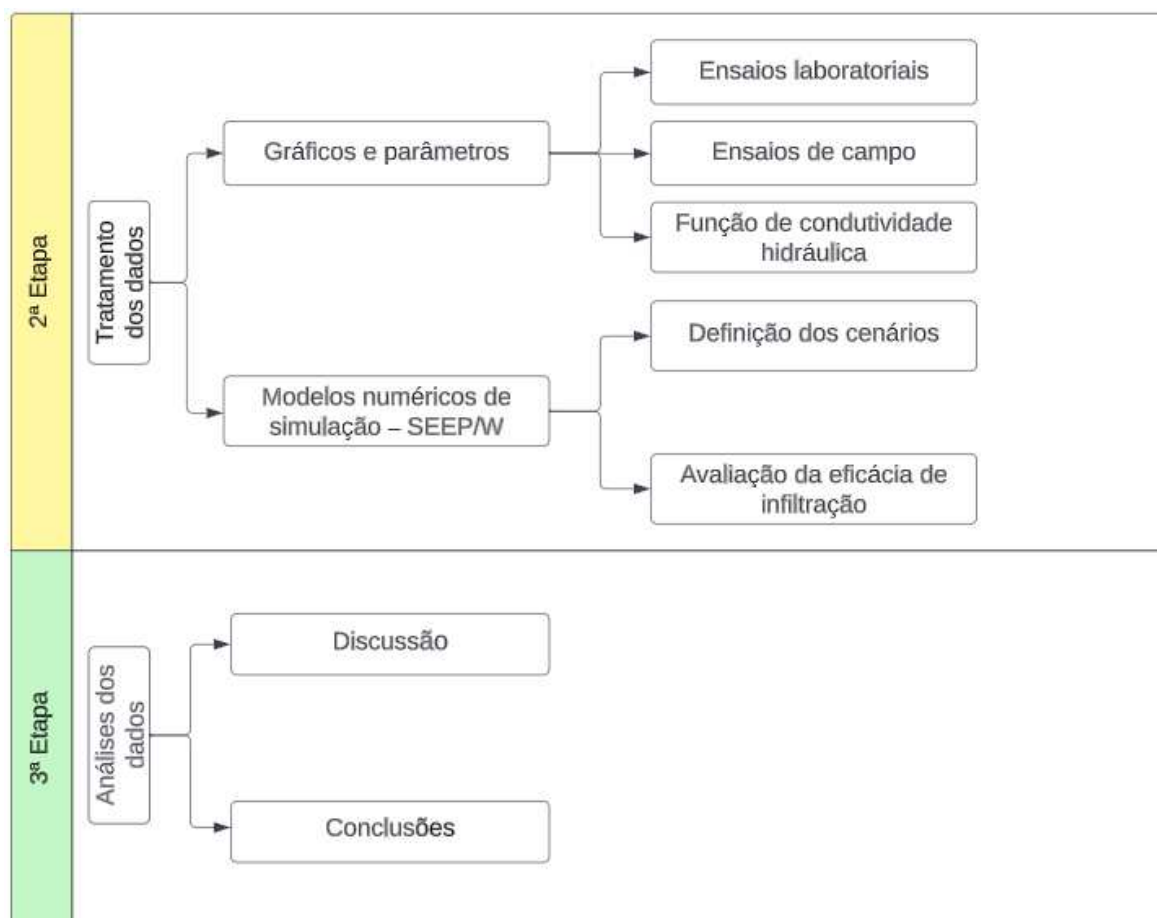
A Figura 5.1 e a Figura 5.2 ilustram, por meio de um fluxograma, as três etapas de elaboração da pesquisa e atividades experimentais desenvolvidas no processo.

Figura 5.1 – Fluxograma metodológico - 1ª etapa



Fonte: A própria autora

Figura 5.2 – Fluxograma metodológico – 2ª e 3ª etapas



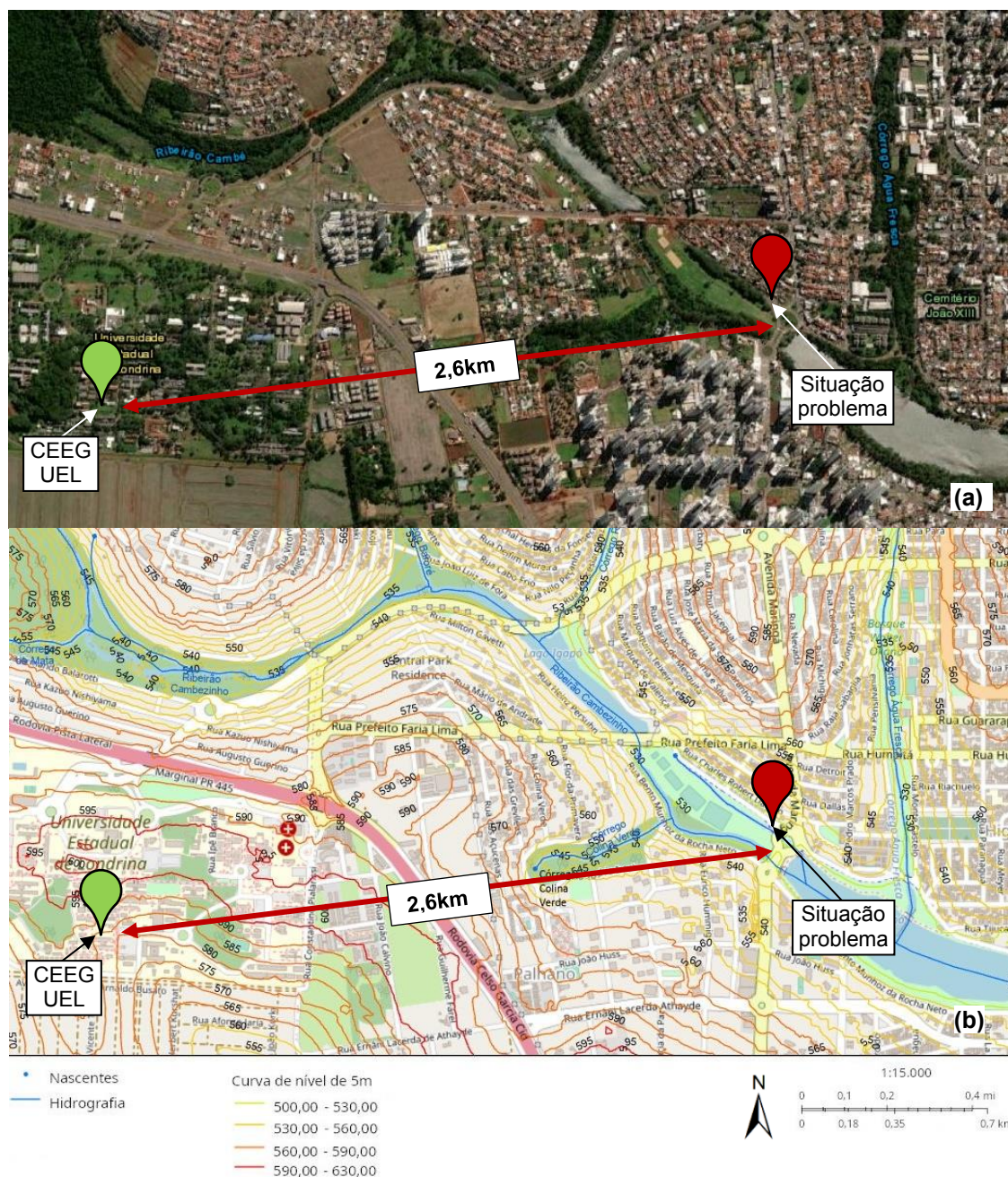
Fonte: A própria autora

5.2 PERFIL DO SUBSOLO E CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR

O reconhecimento geotécnico do perfil do solo de Londrina foi realizado por meio de sondagens de simples reconhecimento com SPT (*Standard Penetration Test*) no local da situação problema e no CEEG, conforme apresentado na Figura 5.3, e que distam 2,6 km um do outro.

Ainda, de acordo com a Figura 5.3, a variação de altitude dos locais de coleta destinadas aos ensaios laboratoriais é de aproximadamente 55 m, sendo o CEEG localizado na cota de 585 m e a situação problema na cota 530 m.

Figura 5.3 – Distância e localização (a) vista de satélite e por (b) curvas topográficas



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2022)⁹

O Quadro 5.1 apresenta uma comparação dos perfis estratigráficos obtidos a partir das sondagens (Anexo 1) nos locais apontados na Figura 5.3. Para o CEEG, foi utilizado o SP7, indicado na Figura 5.4, no qual os valores do índice de resistência (N) medidos variaram de 2 no topo a 25 nas camadas mais profundas.

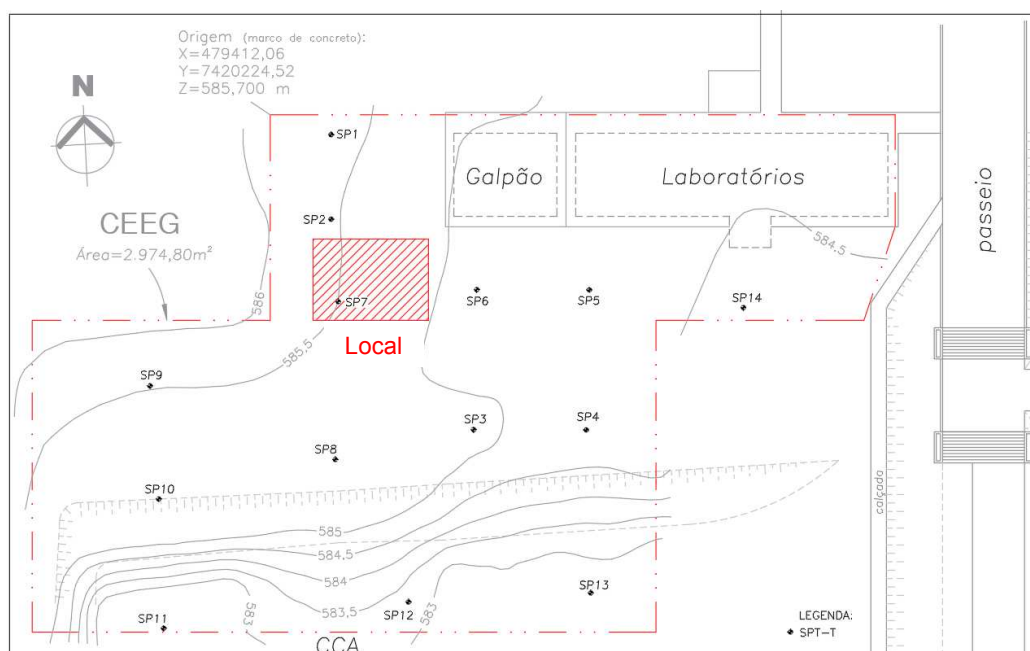
⁹ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 18 de out. de 2022

Quadro 5.1 – Comparação dos valores de *N* do CEEG e da situação problema

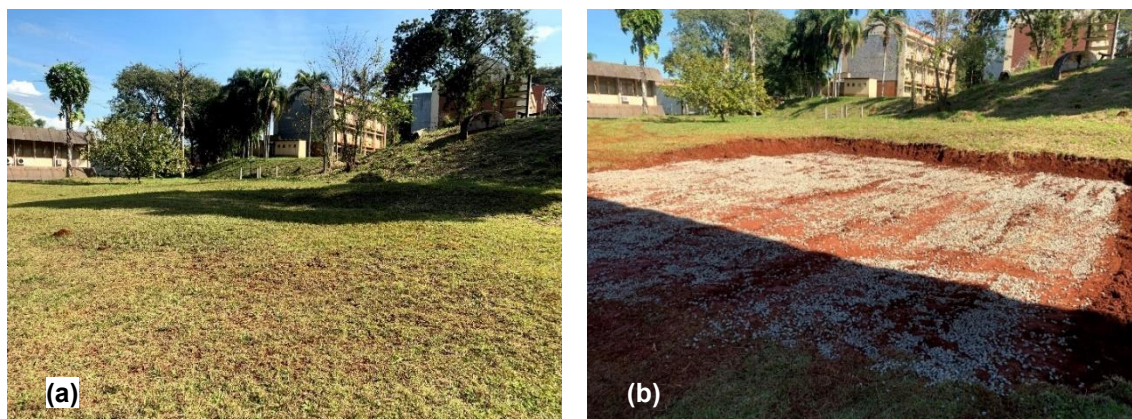
Prof. (m) das amostras	CEEG			Situação Problema						
	SP7 (Cota 585 m)			SP1 (Cota 530 m)			SP5 (Cota 534 m)			
	N	Descrição do Material	Prof. (m) N.A.	N	Descrição do Material	Prof. (m) N.A.	N	Descrição do Material	Prof. (m) N.A.	
0 - 1	-	Argila siltosa, porosa, muito mole a média, vermelho escura	Não foi encontrado N.A. em 21/06/98	-	Aterro argiloso com matacões (não foi possível fazer ensaios SPT neste material)	N.A. = 0,60 m de prof. (cota 529,4 m) em 29/06/99		Argila siltosa, porosa, muito mole a média, marrom escuro	N.A. = 4,63 m de prof. (cota 529,4 m) em 07/07/99	
1 - 2	2			-			3			
2 - 3	1			-			2			
3 - 4	2			1			6			
4 - 5	4			1			6			
5 - 6	5			9	Silte pouco argiloso, residual médio, variegado (amarelo)		7			
6 - 7	4			8	Argila siltosa, residual média, variegada (amarelo)		1	Argila siltosa, residual, muito mole a rija, variegada (marrom)		
7 - 8	6			9			5			
8 - 9	9			3			12			
9 - 10	10	Término da sondagem			9					
10 - 11	9	Argila siltosa, média a rija, vermelho escura					14	Silte argiloso, residual, rijo a duro, variegado (marrom claro)		
11 - 12	12						13			
12 - 13	16						24			
13 - 14	16						29			
14 - 15	13	23								
15 - 16	16	20								
16 - 17	25	19								
18	Término da sondagem						Término da sondagem			

Fonte: A própria autora

Figura 5.4 – Local de coleta e situação (a) antes e (b) depois da preparação do terreno



Continuação da Figura 5.4



Fonte: A própria autora

No local da situação problema a sondagem denominada SP1, na cota 530 m, indicou a presença de um aterro com muitos matacões e nível d'água a 0,6 m de profundidade, inviabilizando a construção dos poços de infiltração. Por isso, também é apresentada a sondagem SP5, que dista 50 m e é posicionada a uma cota 4 m mais alta em relação ao SP1. A variação dos N medidos é de 2 a 29.

É importante destacar que os materiais identificados tanto no furo SP7 no CEEG quanto no furo SP5, relacionado à situação problema, compartilham a mesma origem geológica, indicando consistência no perfil do subsolo da região.

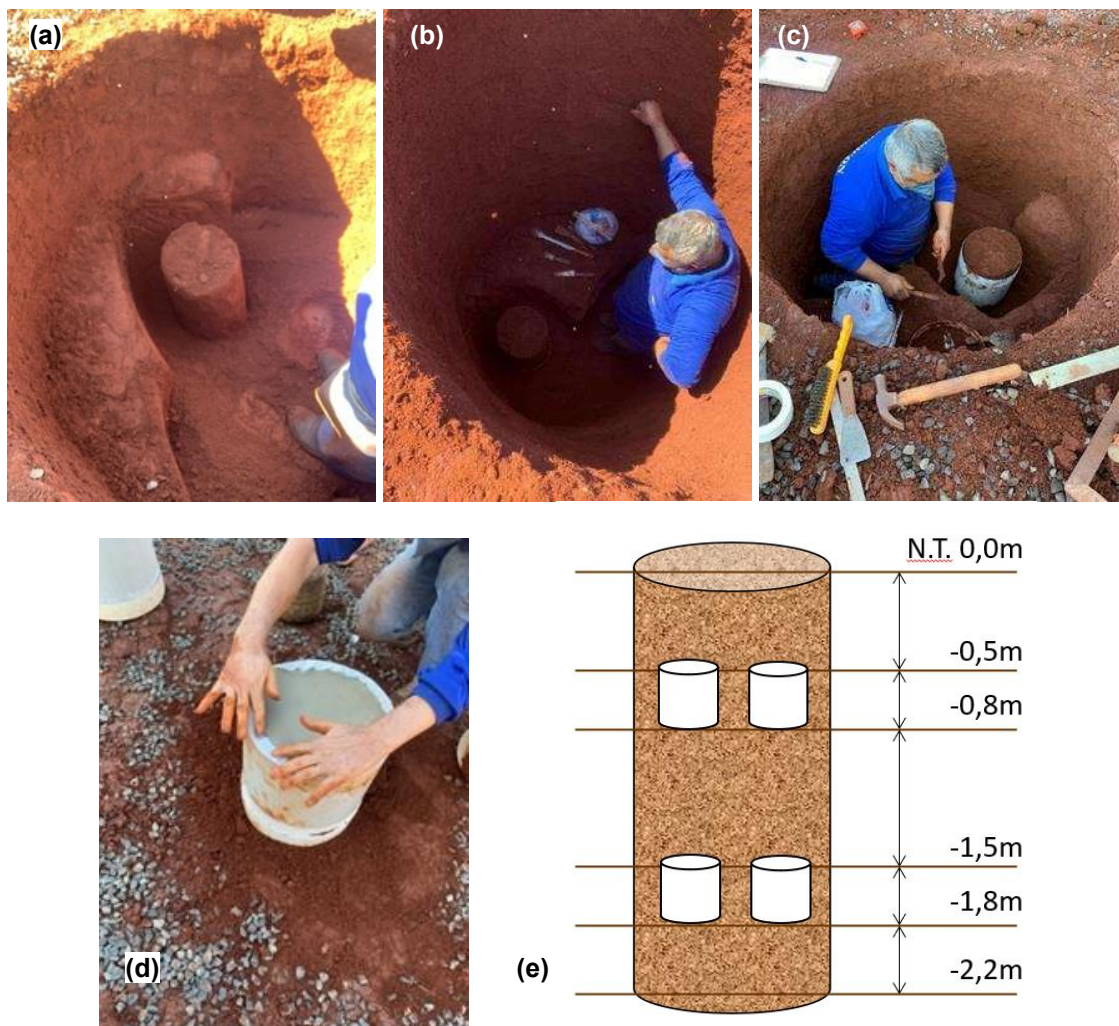
5.2.1 Local, coleta e preparação das amostras

Para a caracterização complementar do solo foram coletadas amostras deformadas e indeformadas no 1º e 2º m de profundidade, no CEEG da UEL, durante o processo de escavação do poço que mais tarde serviria para os ensaios de permeabilidade em campo. Na Figura 5.4(a) é apontado o local de execução do poço de coleta e do furo de sondagem. Além disso, na Figura 5.4(b) é registrado o serviço de nivelamento do terreno que teve que ser executado para a preparação do local.

As amostras deformadas foram coletadas com o auxílio de uma picareta e armazenadas em sacos plásticos com cerca de 5 kg de solo cada. Já as indeformadas foram talhadas em um formato cilíndrico de 400x300mm (HxD) sendo posteriormente acondicionadas em tubos de PVC, Figura 5.5(a), (b) e (c), tendo seus extremos parafinados para garantir a preservação do teor de umidade no momento

da coleta, Figura 5.5(d). Também na Figura 5.5(e) é ilustrada a posição onde foram coletadas essas amostras e até que profundidade houve a escavação para posterior construção do poço de infiltração neste local.

Figura 5.5 – Esquema e processo de coleta das amostras



Fonte: Do acervo da autora

Um breve resumo da quantidade e acondicionamento das amostras é ilustrado na Figura 5.6. Para dar prosseguimento aos ensaios as amostras deformadas foram preparadas de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016a), sendo deixadas secar ao ar livre, no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina (UEL), por aproximadamente 48 horas, para que atingissem a umidade higroscópica. Após a secagem do solo, uma parte foi reservada e outra parte foi destorroada para dar início aos ensaios. As amostras indeformadas foram apenas

reservadas em câmara úmida. Na Tabela 5.1 são apresentados os teores de umidade aferidos no momento da coleta de tais amostras.

Figura 5.6 – Acondicionamento e resumo das amostras coletadas em campo



Tipo de amostra	Profundidade de coleta (m)	Cor	Quantidade
Deformada	1º	Marrom avermelhado	2
	2º		2
Indeformada	1º		2
	2º		2

Fonte: A própria autora

Tabela 5.1 – Teores de umidade de coleta e pluviosidade

Profundidade de coleta (m)	Teor de umidade (%)	Semana anterior à coleta		Coleta em 11/07/2020	
		Pluviosidade acumulada (mm)	Temperatura média (°C)	Pluviosidade (mm)	Temperatura (°C)
1º	39,7	0,8	18,0	0,0	20,0
2º	36,4				

Fonte: A própria autora e dados da rede do INMET (2022)¹⁰

5.3 ENSAIOS LABORATORIAIS

Foram executados ensaios de granulometria conjunta, curva característica solo-água para o ramo de umedecimento, porosimetria por intrusão de mercúrio e permeabilidade à carga variável.

¹⁰ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 05 de abr. de 2023

5.3.1 Granulometria conjunta

O procedimento de granulometria conjunta por peneiramento e sedimentação foi realizado no laboratório de Geotecnia da UEL obedecendo, além das prescrições que constam na NBR 7181 (ABNT, 2016d), outras metodologias adotadas. Isso porque, devido à observação feita por Gonçalves *et al.* (2018) e Pelaquim (2021) sobre a microagregação de partículas finas, surgiu a necessidade de investigar o tamanho e comportamento real destas partículas de solo.

O solo utilizado foi uma amostra deformada coletada à 2 m de profundidade. A alteração realizada na metodologia foi em relação à preparação do solo antes da etapa de sedimentação. Foram preparadas 4 amostras de 70 g cada, todas passadas na peneira de abertura 2mm. A Tabela 5.2 resume essas alterações.

Tabela 5.2 – Preparação das amostras para os ensaios de granulometria

Ensaio	Passado na peneira #10 (2mm)	Destorroado	Imerso por 12h	
			125mL de defloculante	125mL de água
Tipo 1	Sim	Sim	Sim	Não
Tipo 2	Sim	Sim	Não	Sim
Tipo 3	Sim	Não	Não	Sim
Tipo 4	Sim	Não	Não	Não

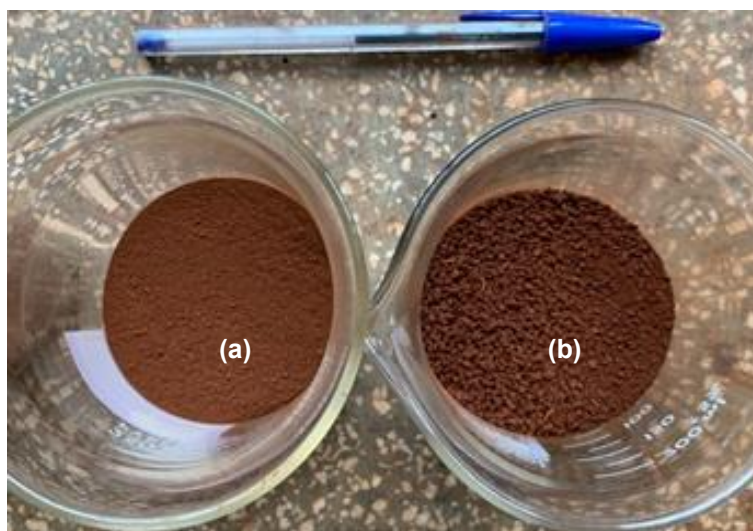
Fonte: A própria autora

A Figura 5.7 ilustra a diferença visual entre o solo (a) que passou pelo processo de destorroamento e o solo (b) que não passou por esse processo, ou seja, não houve a desagregação mecânica das partículas microagregadas.

Imagens deste fenômeno e dos poros que compõe este solo foram feitas pelo Laboratório de Microscopia Eletrônica e de Microanálise (LMEM) da UEL a partir de microscópios do tipo Lupa e do tipo Eletrônico de Varredura (MEV) e são apresentadas nos resultados.

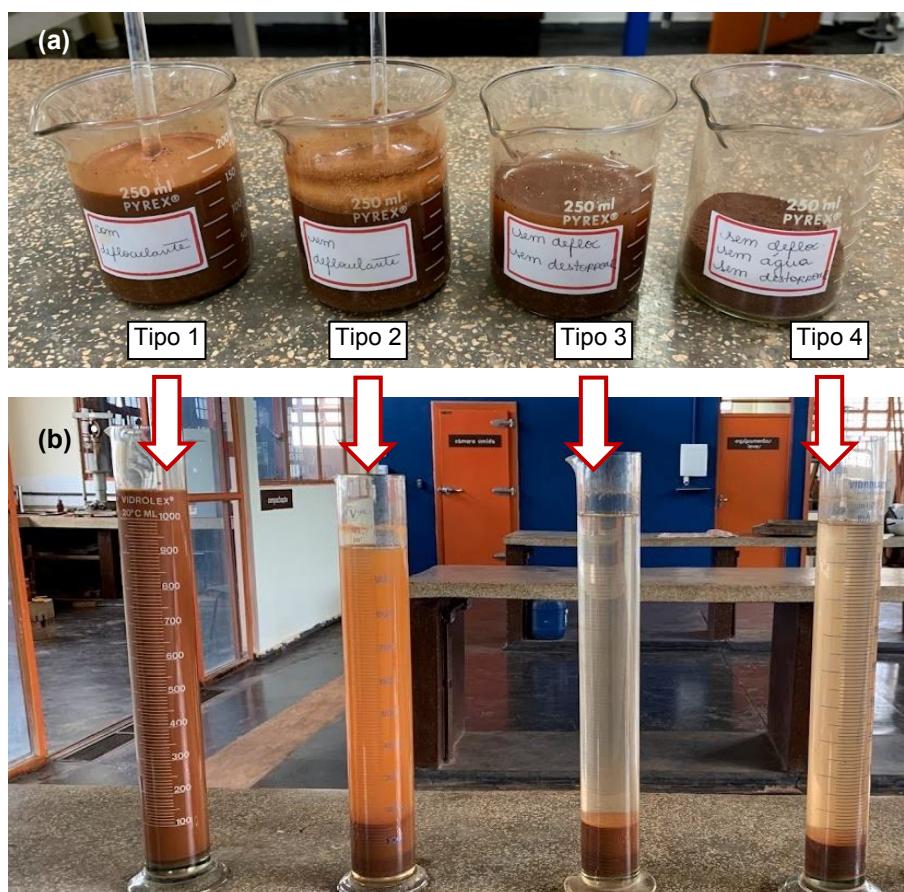
Já na Figura 5.8 é registrado em (a) a etapa de imersão e em (b) a etapa de sedimentação, sendo da esquerda para a direita os solos preparados do Tipo 1 ao 4 conforme apontado na Tabela 5.2.

Figura 5.7 – Solo (a) destorroado e (b) não destorroado



Fonte: Do acervo da autora

Figura 5.8 – Etapa de (a) imersão e (b) sedimentação

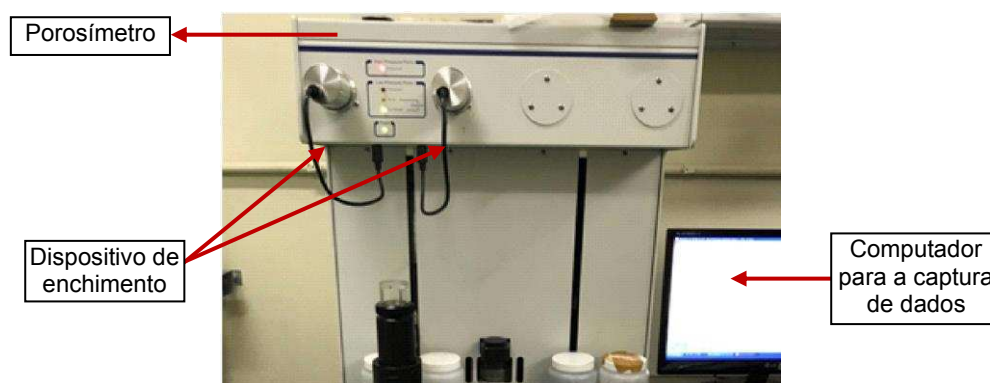


Fonte: Do acervo da autora

5.3.2 Porosimetria

As curvas de distribuição de poros foram obtidas por meio de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio realizados no laboratório de Física Nuclear Aplicada da UEL. O objetivo de obter informações sobre a distribuição do tamanho dos poros no solo está diretamente relacionado ao processo de infiltração da água. Portanto, essa análise foi realizada de maneira a completar o estudo das propriedades hidráulicas deste solo. Foi utilizado um porosímetro automatizado da marca Micromeritics®, Figura 5.9, que tem faixa de pressão de 0,1 a 60.000,0 Psia. O ensaio seguiu o procedimento normatizado pela D4404 (ASTM, 2018).

Figura 5.9 – Vista frontal do porosímetro por intrusão de mercúrio



Fonte: Do acervo da autora

Foram ensaiados 2 Corpos de Prova (CP) (representativos do 1º e 2º m, respectivamente). Os CPs foram talhados a partir da amostra indeformada acondicionada em câmara úmida, com diâmetro de até aproximadamente 1 cm, suficiente para ser inserido no porosímetro. Após a talhagem, os CPs foram deixados secar ao ar e posteriormente levados à estufa por 24 horas a fim de eliminar quaisquer partículas de água para facilitar a penetração do mercúrio no solo. Nessa etapa verificou-se as características físicas dos CPs indicadas na Tabela 5.3

Tabela 5.3 – Características dos CPs ensaiados na porosimetria

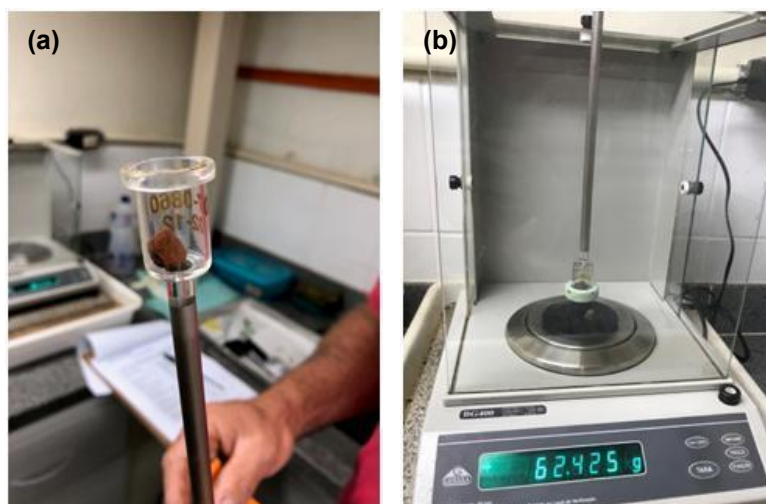
Profundidade de coleta (m)	M (g)	D (cm)	ρ_d (g/cm ³)	η (%)
1º	0,60	≈1	1,32	67,7
2º	0,38	≈1	1,10	68,8

Nota: M – massa; D – diâmetro; ρ – massa específica seca; η – porosidade.

Fonte: A própria autora

O procedimento de ensaio consiste em colocar o CP em um conjunto de penetrômetro composto de um copo, Figura 5.10 (a), acoplado a uma haste capilar de vidro revestida de metal. O conjunto do penetrômetro foi lacrado e pesado para dar início ao processo no equipamento, como pode ser visto na Figura 5.10 (b).

Figura 5.10 – (a) Copo e (b) pesagem do conjunto do penetrômetro



Fonte: Do acervo da autora

O penetrômetro foi inserido no dispositivo de enchimento do porosímetro. O dispositivo foi então selado e foi aplicado um vácuo com uma pressão inferior a 50 μmHg . Uma vez atingida a pressão de vácuo estabelecida (usualmente cerca de 5 minutos), a ponta inferior do penetrômetro foi imersa no depósito de mercúrio no fundo do dispositivo de enchimento, inclinando-o ligeiramente.

O bombeamento a vácuo foi interrompido e a pressão aumentada inicialmente para 0,51 Psia. À medida que a pressão no penetrômetro aumenta, o mercúrio penetra nos poros do solo, começando pelos poros de maior diâmetro. O mercúrio move-se da haste capilar resultando em uma mudança de capacitância (que gera as leituras) entre a coluna de mercúrio no interior da haste e o revestimento de metal na superfície externa da haste.

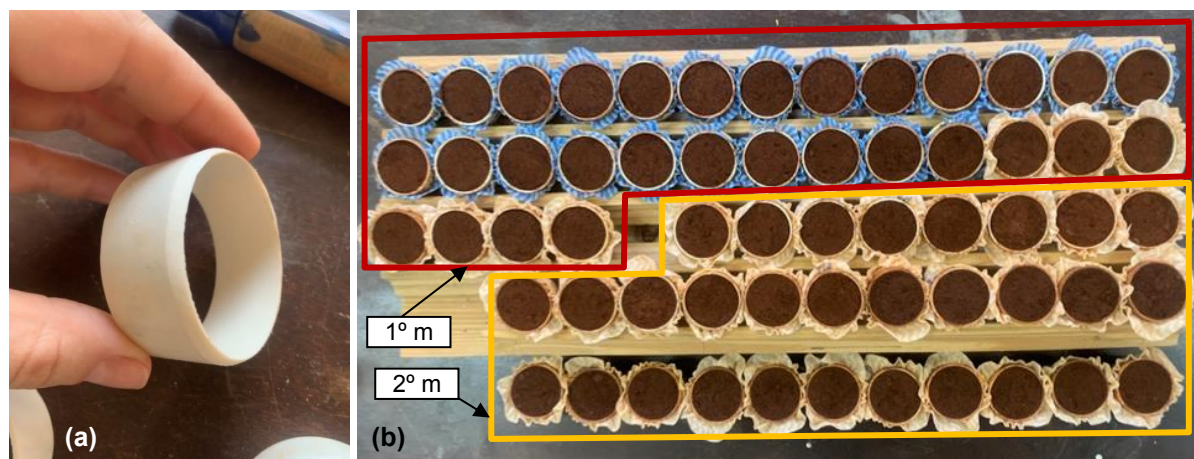
As leituras foram enviadas para o computador, à medida que o mercúrio enchia o copo e o caule capilar, até que esse ficasse completamente cheio. Neste ponto, o ensaio é encerrado, as leituras são baixadas do computador e o CP é descartado.

5.3.3 Curva característica solo-água

O método utilizado para determinação da curva característica solo-água foi o do papel-filtro. Os pontos experimentais realizados no laboratório de Geotecnia da UEL foram obtidos para a trajetória de umedecimento.

Inicialmente, foram cravados individualmente 60 anéis de PVC, biselados, nas dimensões de 20x47,5 mm (Altura x Diâmetro), Figura 5.11(a), nas amostras representativas acondicionadas em câmara úmida, 30 unidades para o 1º m e outras 30 unidades para o 2º m. Na Figura 5.11(b) estão ilustrados todos os anéis talhados.

Figura 5.11 – (a) Anel de PVC e (b) CPs talhados



Fonte: Do acervo da autora

Para que os pontos experimentais da curva característica solo-água fossem representativos da trajetória de umedecimento, depois de talhados, os corpos de prova foram secos ao ar durante 14 dias, de modo a baixar o máximo possível o teor de umidade, de forma natural e homogênea, antes do início do processo de umedecimento.

A Tabela 5.4 apresenta a identificação, a massa inicial ($M_{inicial}$) do CP seco ao ar, índice de vazios (e) e massa específica natural (ρ) de cada CP utilizado. De acordo com a Tabela 5.4 os CPs eram estatisticamente semelhantes, o que permitiu dar prosseguimento à metodologia.

Tabela 5.4 – Massa e índices físicos médios dos CPs – Papel-filtro

1º metro				2º metro			
Identificação	$M_{inicial}$ (g)	e	ρ (g/cm ³)	Identificação	$M_{inicial}$ (g)	e	ρ (g/cm ³)
Média	37,9	2,1	1,3	Média	36,5	2,2	1,2
Desvio Padrão	1,6	0,1	0,1	Desvio Padrão	1,9	0,1	0,1
CV (%)	4,3	6,5	4,4	CV (%)	5,2	6,7	4,6

Fonte: A própria autora

Na Tabela 5.5 estão apresentados os teores de umidade (w) e graus de saturação (S) encontrados antes da secagem: médio inicial ($w_{talhagem}$ e $S_{talhagem}$) e o obtido ao fim do processo de secagem ao ar, médio final (w_{ar} e S_{ar}). Além disso, calculou-se qual o valor aproximado do teor de umidade e grau de saturação (w_{sat} e S_{sat}) necessário para que o CP pudesse atingir a saturação.

Tabela 5.5 – Teor de umidade inicial e seco ao ar

Profundidade de coleta (m)	$w_{talhagem}$ (%)	$S_{talhagem}$ (%)	w_{ar} (%)	S_{ar} (%)	w_{sat} (%)	S_{sat} (%)
1º	28,6	41,2	3,6	5,2	69,4	100,0
2º	24,4	33,7	3,3	4,6	72,4	100,0

Fonte: A própria autora

Para evitar que os CPs se soltassem dos anéis, estes foram protegidos com o auxílio de um pedaço de tecido (tipo Perfex®) e um elástico para prender o tecido no anel de PVC. Esse procedimento foi crucial para que se pudesse dar continuidade à metodologia uma vez que houve uma leve retração em alguns CPs ao longo do processo de secagem, conforme ilustrado na Figura 5.12.

Figura 5.12 – (a) CP no dia da talhagem, (b) 7 dias de secagem e (c) 14 dias de secagem

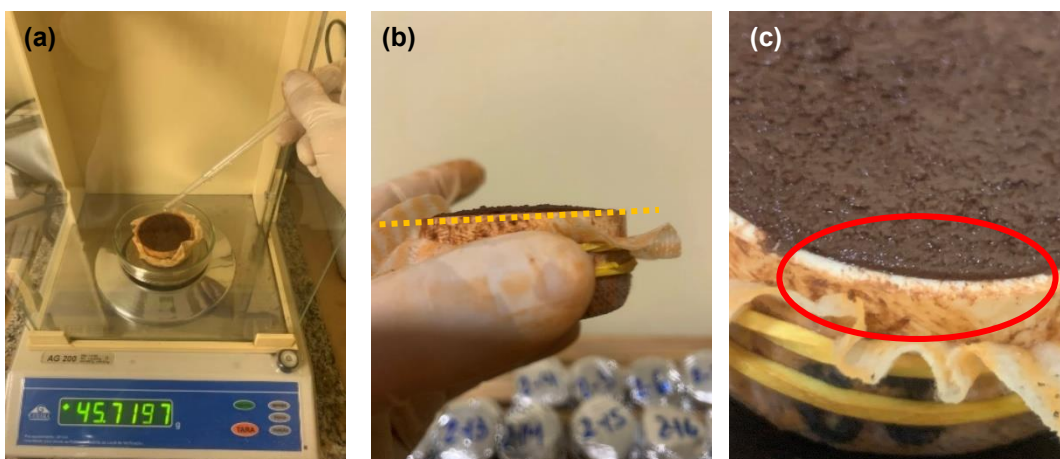


Fonte: Do acervo da autora

Optou-se por controlar as massas dos CPs ao adicionar água nestes corpos de prova por meio de uma balança de precisão (0,0001 g). Ou seja, foram feitas estimativas acerca do peso dos CPs para vários teores de umidade diferentes (variando do $S_{r,ar}$ até próximo do $S_{r,sat}$). Assim, com um conta-gotas, a água foi sendo acrescentada e quando a pesagem indicasse a massa calculada, se constataria que este havia atingido o teor de umidade desejado, como ilustrado na Figura 5.13(a).

Embora a água tenha sido adicionada de forma pontual, é importante destacar que, devido à natureza indeformada do solo e ao tempo de equilíbrio previsto, espera-se que a umidade se distribua de forma homogênea ao longo da amostra. Além disso, foi possível observar que aqueles pontos que tinham o objetivo de atingir um elevado grau de saturação tiveram uma leve expansão no sentido vertical, sem prejudicar a sequência de metodologia do ensaio, Figura 5.13(b) e (c).

Figura 5.13 – (a) Acréscimo de água com o conta gotas, (b) e (c) expansão do solo dentro do anel para os pontos com elevado S_r ,

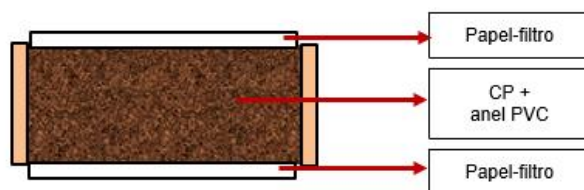


Fonte: Do acervo da autora

Os pontos experimentais foram obtidos em duplicatas a cada variação do teor de umidade pré-estipulado, com o objetivo de minimizar os erros. O ensaio seguiu o procedimento normatizado pela D5298 (ASTM, 2016).

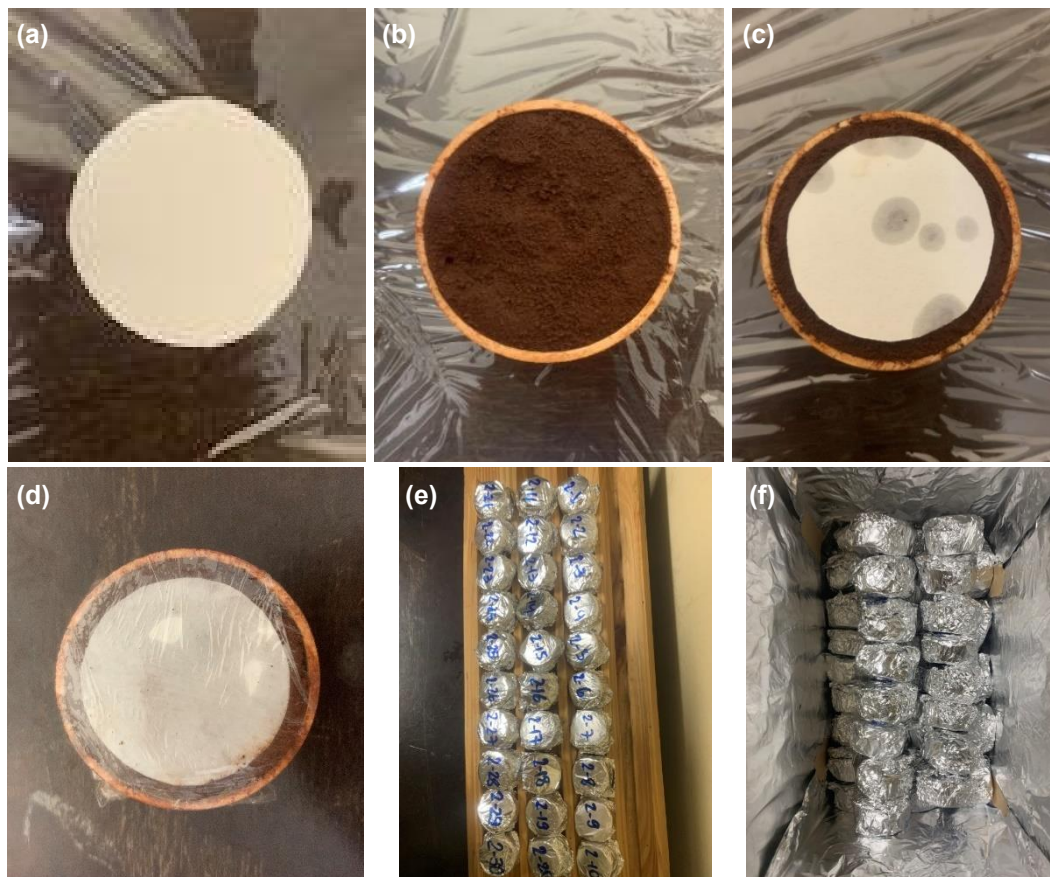
Portanto foi planejada a obtenção de 15 pontos experimentais partindo do w_{ar} aumentando cerca de 5% até atingir w_{sat} . Cada corpo de prova recebeu 2 papéis-filtro, como ilustram a Figura 5.14 e a Figura 5.15. Cada papel-filtro, Whatman-42, foi cortado com folga de modo que, ao ser colocado em contato com o CP, toda a sua superfície permaneceria em contato com o mesmo, sem interferência do anel de PVC.

Figura 5.14 – Montagem do método do papel-filtro



Fonte: A própria autora

Figura 5.15 – (a), (b) e (c) montagem dos CPs, (d), (e) e (f) embalagem e identificação dos CPs



Fonte: Do acervo da autora

Primeiramente foram anotados os pesos dos papéis-filtro que seriam postos em contato com o CP. Cada CP foi montado individualmente na seguinte ordem: (a) papel-filtro; (b) CP umedecido sobre o papel-filtro; e (c) papel-filtro sobre o CP. Após a montagem, (d) o conjunto foi embalado em plástico filme; (e) em seguida em papel alumínio, sendo possível identificar o conjunto. O processo de embalagem foi necessário para garantir o equilíbrio do corpo de prova com o papel-filtro sem interferência externa (perda ou ganho de umidade não previstos). Além disso, (f) os CPs foram acondicionados “em pé” dentro de uma caixa de isopor para manter a temperatura controlada.

O tempo de equilíbrio foi decidido baseado em Marinho (1997), em que o autor afirma que o equilíbrio deve ser mantido por 7, 14, 21 ou 28 dias, dependendo do teor de umidade inicial do corpo de prova e da granulometria do solo.

Por isso, garantiu-se o equilíbrio dos conjuntos com grau de saturação mais elevado por pelo menos 7 dias, antes que os papéis-filtro e os CPs pudessem ser abertos e pesados para verificação das umidades. Os pontos mais secos e de umidade intermediária foram retirados com 21 e 14 dias, respectivamente.

As sucções matriciais foram determinadas pela Equação 5.1 e Equação 5.2 propostas por Chandler *et al.* (1992). A determinação do teor de umidade no papel-filtro foi realizada sempre por duas pessoas, a fim de diminuir o tempo de exposição dos papéis à umidade do ambiente. Luvas e pinças foram usadas para lidar com os materiais em quase todas as etapas do experimento.

$$w_{papel} \leq 47\% \rightarrow \psi_{papel} = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w_{papel})} \quad \text{Equação 5.1}$$

$$w_{papel} > 47\% \rightarrow \psi_{papel} = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w_{papel})} \quad \text{Equação 5.2}$$

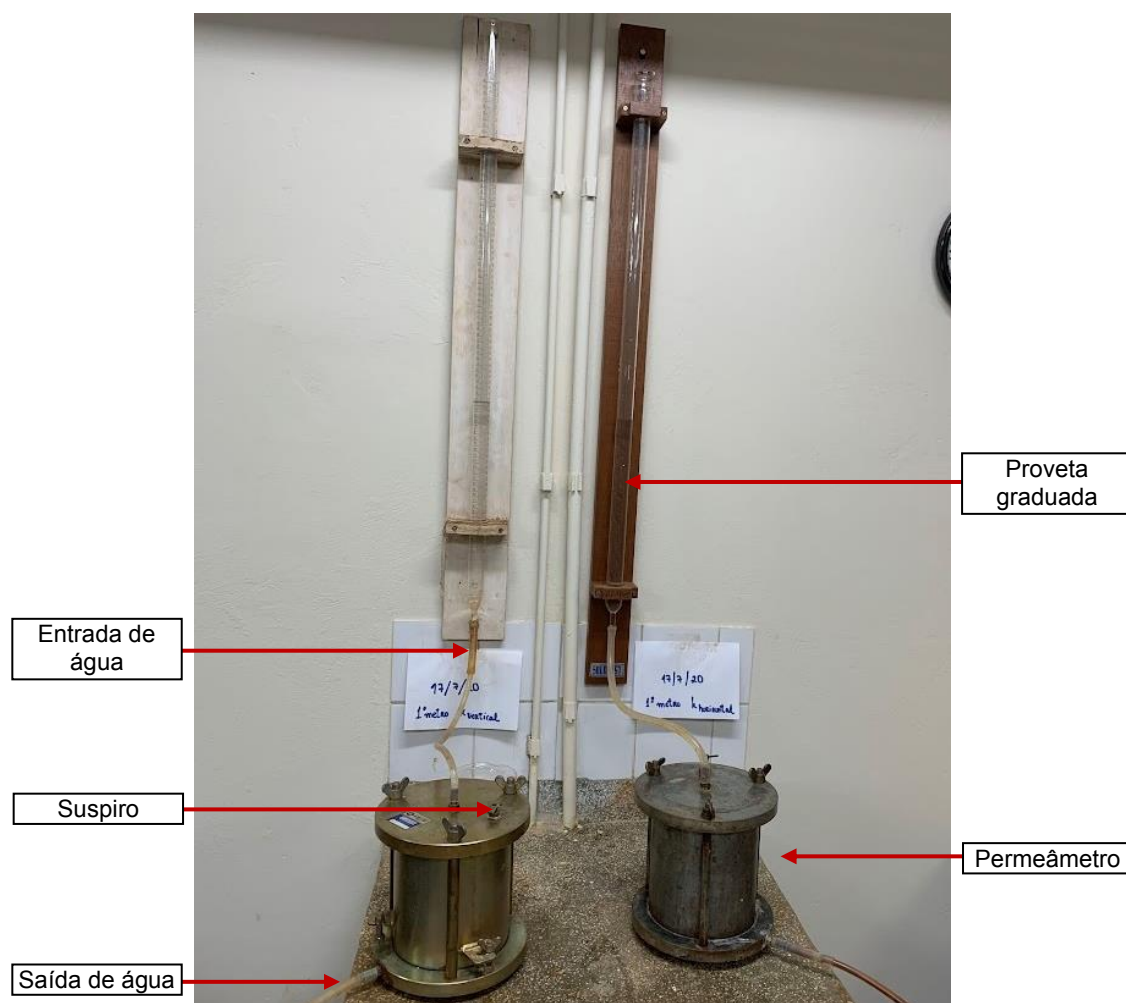
As curvas obtidas foram ajustadas pelas Equações de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) descritas no item 3.3.2 b). A planilha de ajuste utilizada foi gentilmente cedida pelo Prof. Dr. Gilson Gitirana Jr. da Universidade Federal de Goiás.

5.3.4 Permeâmetro de carga variável

A determinação dos coeficientes de permeabilidade saturado, vertical e horizontal, foram obtidos por meio de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da UEL pela utilização de dois permeâmetros de parede flexível e carga variável semelhantes, ilustrados na Figura 5.16.

A metodologia de ensaio seguiu o prescrito na NBR 14545 (ABNT, 2021) iniciando com a saturação vertical dos corpos de prova por um período de pelo menos 24 horas. Durante esse período, a água foi adicionada conforme necessário para manter a coluna de água. Após o período de 24 horas, verificou-se a saturação aplicando uma carga hidráulica adicional ao topo do corpo de prova e observando o fluxo de saída. A manifestação de um fluxo contínuo na extremidade inferior do permeâmetro confirmou que a saturação foi efetivamente alcançada.

Figura 5.16 – Permeâmetros de carga variável

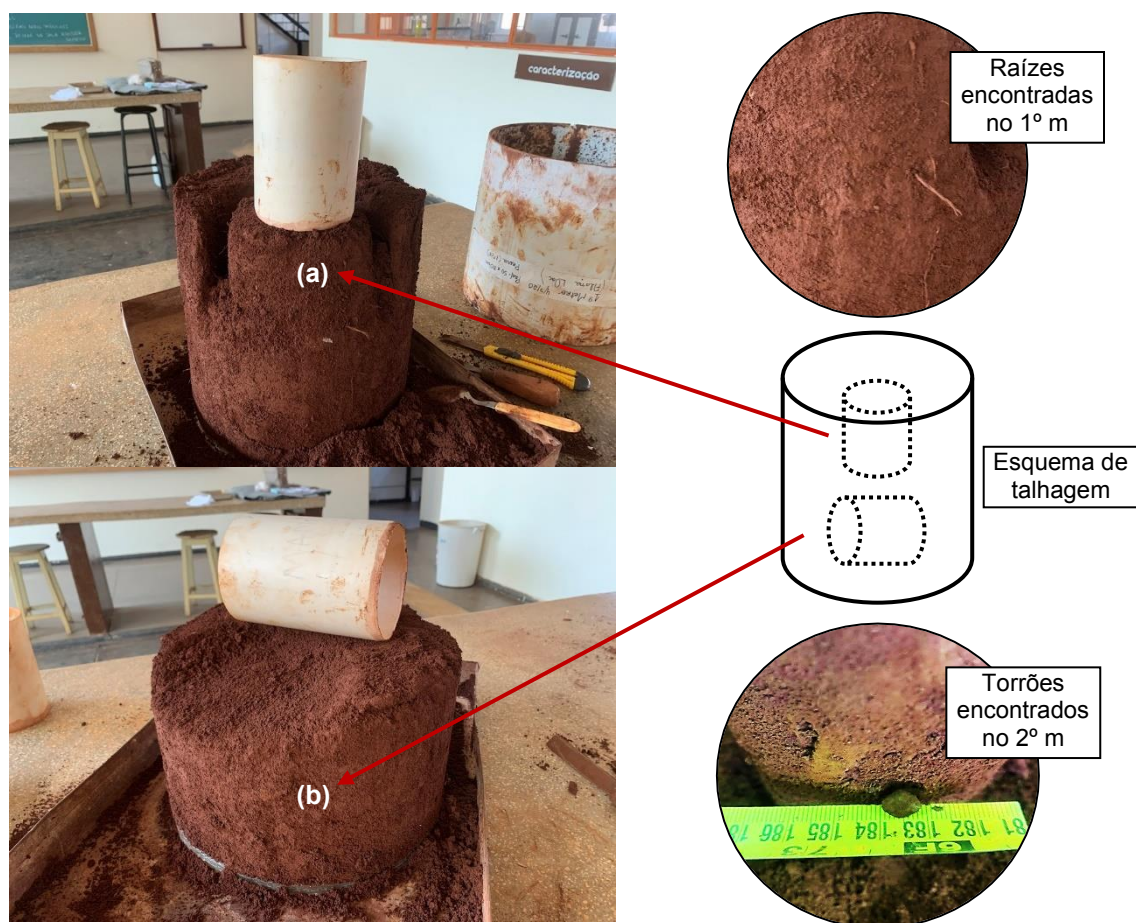


Fonte: Do acervo da autora

Para assegurar a precisão dos resultados, diversos detalhes operacionais foram registrados para cada corpo de prova. Estes incluíam a altura da coluna d'água, a duração total da saturação e variações na coluna d'água observadas na proveta graduada em intervalos de tempo específicos. Adicionalmente, a temperatura foi monitorada e registrada para permitir a correção subsequente para $k_{20^{\circ}\text{C}}$. O ensaio foi realizado nos permeâmetros, cuja área da seção transversal do tubo de carga é de 5,4 e 5,7 cm², respectivamente, à esquerda e à direita na Figura 5.16.

Os corpos de prova ensaiados representativos do 1º e 2º m foram talhados a partir da amostra indeformada acondicionada em câmara úmida, para ensaios de permeabilidade nas direções vertical e horizontal. Na Figura 5.17 estão ilustrados todos os CPs talhados.

Figura 5.17 – CPs sendo talhados para a permeabilidade (a) vertical e (b) horizontal



Fonte: Do acervo da autora

Ressalta-se que houve certa dificuldade na talhagem destas amostras uma vez que no 1º m havia raízes e no 2º m torrões de aproximadamente 1 cm se soltaram ao longo do processo, comprometendo a seção transversal, como ilustrado na Figura 5.17. Por isso, os CPs de cada metro não tiveram o mesmo diâmetro. As dimensões finais de cada CP estão relacionadas na Tabela 5.6

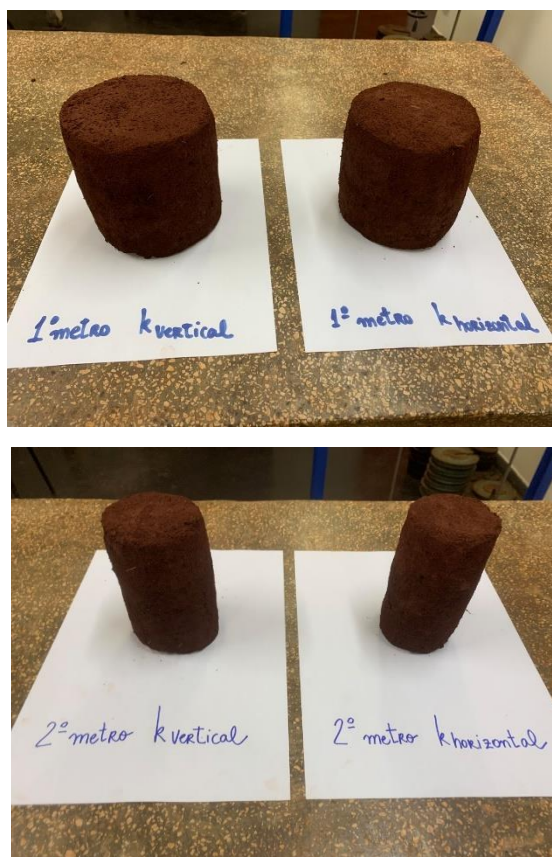
Tabela 5.6 – Características dos CPs

Permeabilidade	Dimensões AxD (cm)	$w_{inicial}$ (%)	$M_{inicial}$ (g)	e	ρ (g/cm ³)	w_{final} (%)
Vertical 1ºm	12x12	38,4	2019	1,8	1,5	52,2
Horizontal 1ºm	12x12	37,7	1984	2,0	1,4	55,1
Vertical 2ºm	12x7	34,2	701	1,9	1,4	45,2
Horizontal 2ºm	12x7	35,2	655	2,0	1,4	41,8

Nota: A – altura; D – diâmetro; $w_{inicial}$ – teor de umidade inicial; $M_{inicial}$ – massa inicial; e – índice de vazios; ρ – massa específica natural; w_{final} – teor de umidade final. Fonte: A própria autora

Após a talhagem os CPs, ilustrados na Figura 5.18, foram montados dentro do permeâmetro para dar início ao processo de saturação.

Figura 5.18 – CPs talhados para os respectivos ensaios de permeabilidade



Fonte: Do acervo da autora

A sequência de montagem está descrita na Figura 5.19, e cada permeâmetro foi montado individualmente na seguinte ordem: geotêxtil em (a); brita zero em (b); areia em (c); anel de borracha em (d); geotêxtil em (e); CP em (f); bentonita ao redor do CP em (g); repetição dos passos (e), (d), (c), (b) e (a) respectivamente em (h), (i), (j), (k) e (l).

A coleta de dados em cada um dos permeâmetros, para cada um dos corpos de prova, foi realizada ao longo de 3 meses. Esse período foi estabelecido para permitir a observação e análise de possíveis processos de colmatção que poderiam ocorrer com a percolação contínua e o fluxo de água no solo. Esse tempo extenso de observação proporciona uma compreensão mais abrangente das dinâmicas de fluxo de água e obstrução potencial nos permeâmetros, fornecendo uma base robusta para o traçado dos gráficos e interpretação dos resultados.

Figura 5.19 – Sequência de montagem do permeâmetro



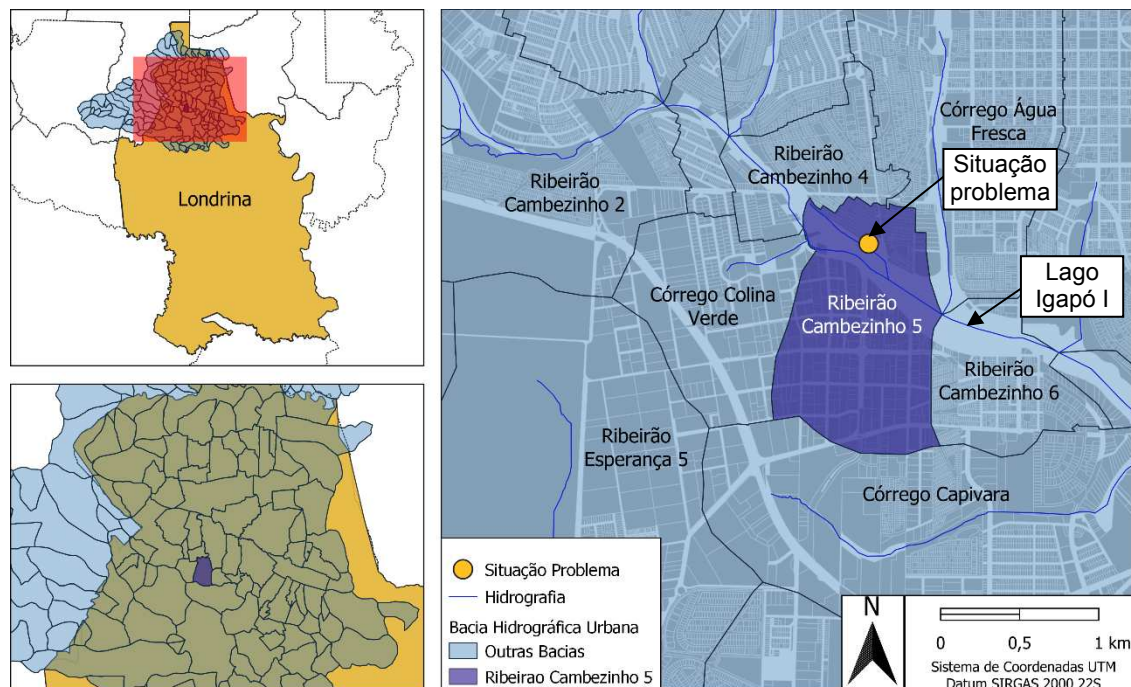
Fonte: Do acervo da autora

5.4 DEFINIÇÃO DA ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO

Para determinar a viabilidade, quantidade e localização ótima dos poços de infiltração, foi crucial estabelecer a área de contribuição do ponto de alagamento identificado, conforme ilustrado na Figura 5.20. Utilizou-se o Método Racional, detalhado na seção 3.2.2 (b), não apenas para projetar a geometria do poço, mas também para calcular a vazão de pico com base na área de contribuição e na precipitação crítica, levando em conta as características topográficas da região.

Primeiramente foi utilizado o Sistema de Informação Geográfica (SIG) com apoio do software QGIS® para desenhar o *shape file* das bacias hidrográficas urbanas de Londrina. Os arquivos utilizados são os disponibilizados no site da prefeitura pelo Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Londrina (IPPUL). De acordo com o IPPUL a delimitação da bacia apresentada leva em conta a topografia, as vias, quadras e construções circundantes. De acordo com a Figura 5.20 a situação problema localiza-se na microbacia do Ribeirão Cambezinho 5.

Figura 5.20 – Bacia urbana de inserção da situação problema



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2023)¹¹

¹¹ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 13 de jan. de 2023

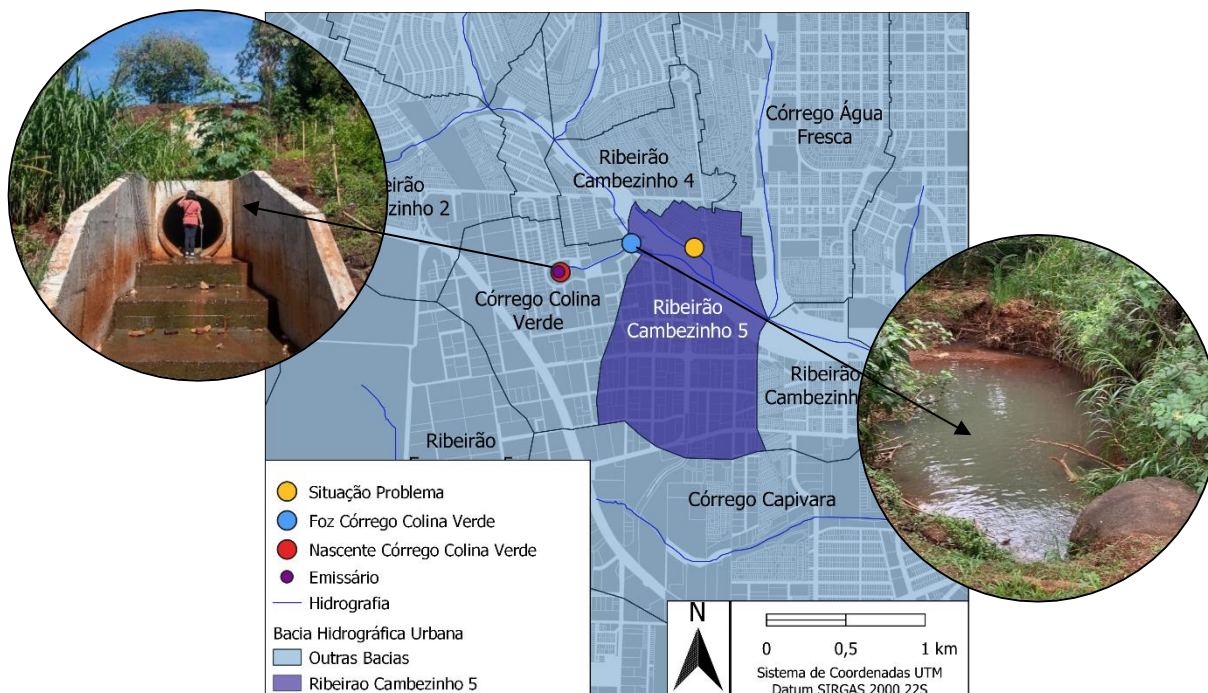
Entretanto, após investigar o local, verificou-se que os alagamentos se intensificaram em decorrência de obras de intervenção na rede pluvial do Condomínio Jardim Colina Verde cuja galeria está localizado na nascente do Córrego Colina Verde que deságua e sobrecarrega o Ribeirão Cambezinho, mas também pelas galerias provenientes da Palhano que se direcionam ao Lago Igapó. Na Figura 5.21 verifica-se os poços de queda e a galeria junto à nascente em questão e na Figura 5.22 a localização da galeria em relação à situação problema.

Figura 5.21 – Galeria e poços de queda pluvial construídos



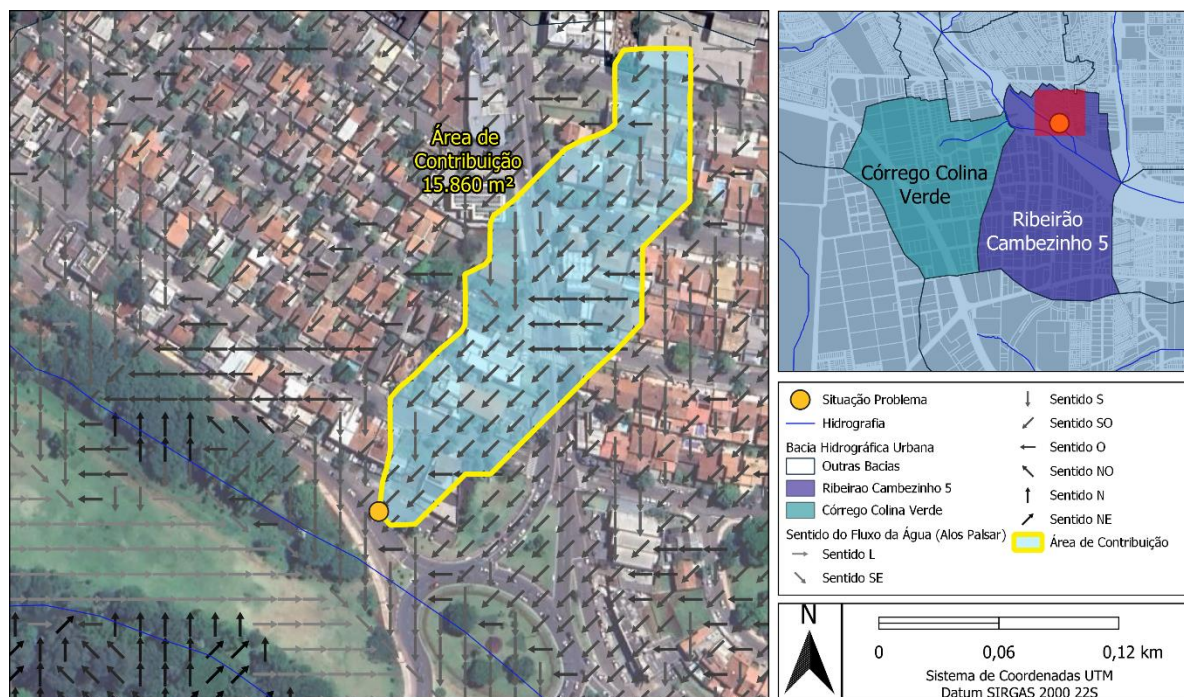
Fonte: Do acervo da autora (2022)

Figura 5.22 – Localização da galeria e foz do Córrego Colina Verde



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2023)

Figura 5.24 – Área de contribuição do ponto da situação problema



Fonte: A própria autora e IPPUL – QGIS (2023)¹³

5.5 ENSAIOS DE CAMPO

O primeiro passo para a realização dos ensaios de campo foi a determinação da geometria do poço de infiltração para que um poço pudesse ser construído no CEEG. Foi utilizada a curva IDF da cidade de Londrina/PR obtida por Fendrich (1998), Equação 5.3, com período de observação de 1975 a 1985 assim como apresentado por Chang *et al.* (2015).

$$i = \frac{3132,56 T_r^{0,093}}{(t_d + 30)^{0,939}} \quad \text{Equação 5.3}$$

Em que, i é a intensidade máxima de chuva, em mm/h; T_r é o tempo de retorno, em anos; t_d é o tempo de duração da chuva, em minutos. Seguindo o método *rain envelope* descrito em 3.2.2 (b) a configuração da Tabela 5.7 foi obtida.

¹³ Disponível em: <https://geo.londrina.pr.gov.br>. Acesso em 13 de jan. de 2023

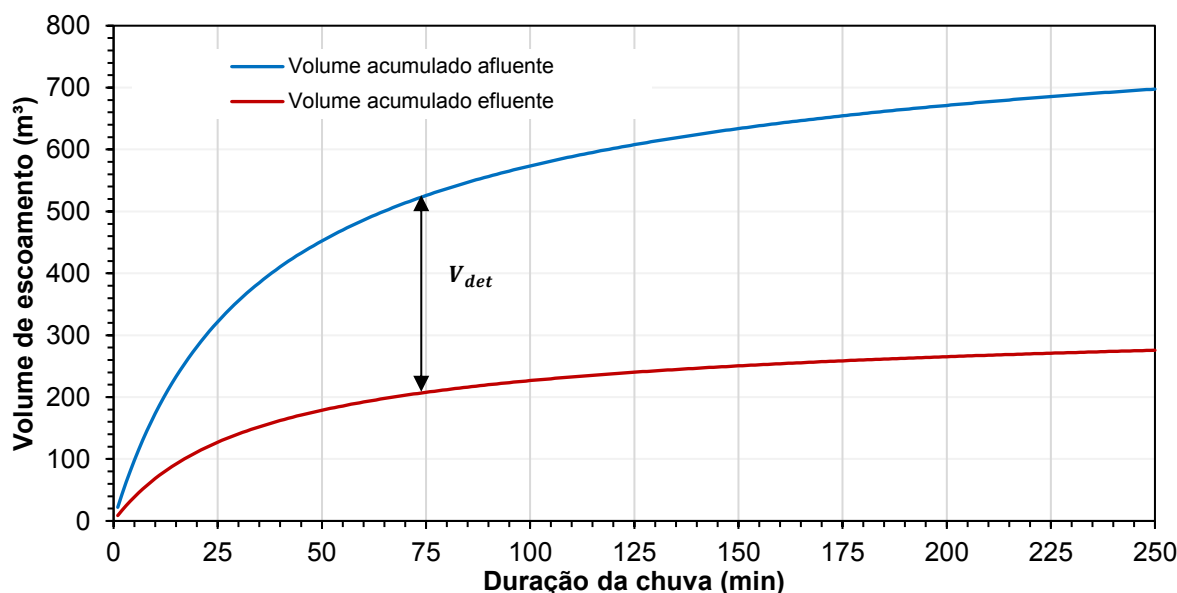
Tabela 5.7 – Volume de detenção pelo método racional

t_d (min)	t_{det} (h)	T_r (anos)	i (mm/h)	A_t (m ²)	C	Q_{af} (m ³ /s)	V_{af} (m ³)	Q_{ef} (m ³ /s)	V_{ef} (m ³)	V_{det} (m ³)
		5	101,99			0,228	204,78	0,090	80,94	123,84
15	36	10	108,78	15.860,00	0,51	0,243	218,41	0,096	86,33	132,08
		20	116,02			0,259	232,95	0,102	92,08	140,88

Nota: t_{det} – tempo de detenção que corresponde a 1,5 dias; $A_t = A_p + A_i$ – área total da bacia de contribuição com $A_p = 49\%$ e $A_i = 51\%$ sendo os mesmos utilizados por Cauduro (2014); C – coeficiente de escoamento superficial ponderado calculado pela Equação 3.2 usando $C_p = 0,20$ e $C_i = 0,80$, os mesmos utilizados por Schiavon (2016); Q_{af} – vazão de pico; V_{af} – Volume de entrada; Q_{ef} – vazão de pré-urbanização; V_{ef} – Volume de saída; V_{det} – Volume de detenção.

Fonte: A própria autora

A Figura 5.25 ilustra a curva envelope obtida para o T_r de 20 anos e o volume de detenção em relação à duração da chuva. Para o volume médio de detenção ($\overline{V_{det}}$) foi encontrada a geometria e a quantidade de poços de infiltração que atenderia àquela área, apresentadas na Tabela 5.8.

Figura 5.25 – Curva envelope para o T_r de 20 anos

Fonte: A própria autora

Tabela 5.8 – Geometria e quantidade de poços de infiltração

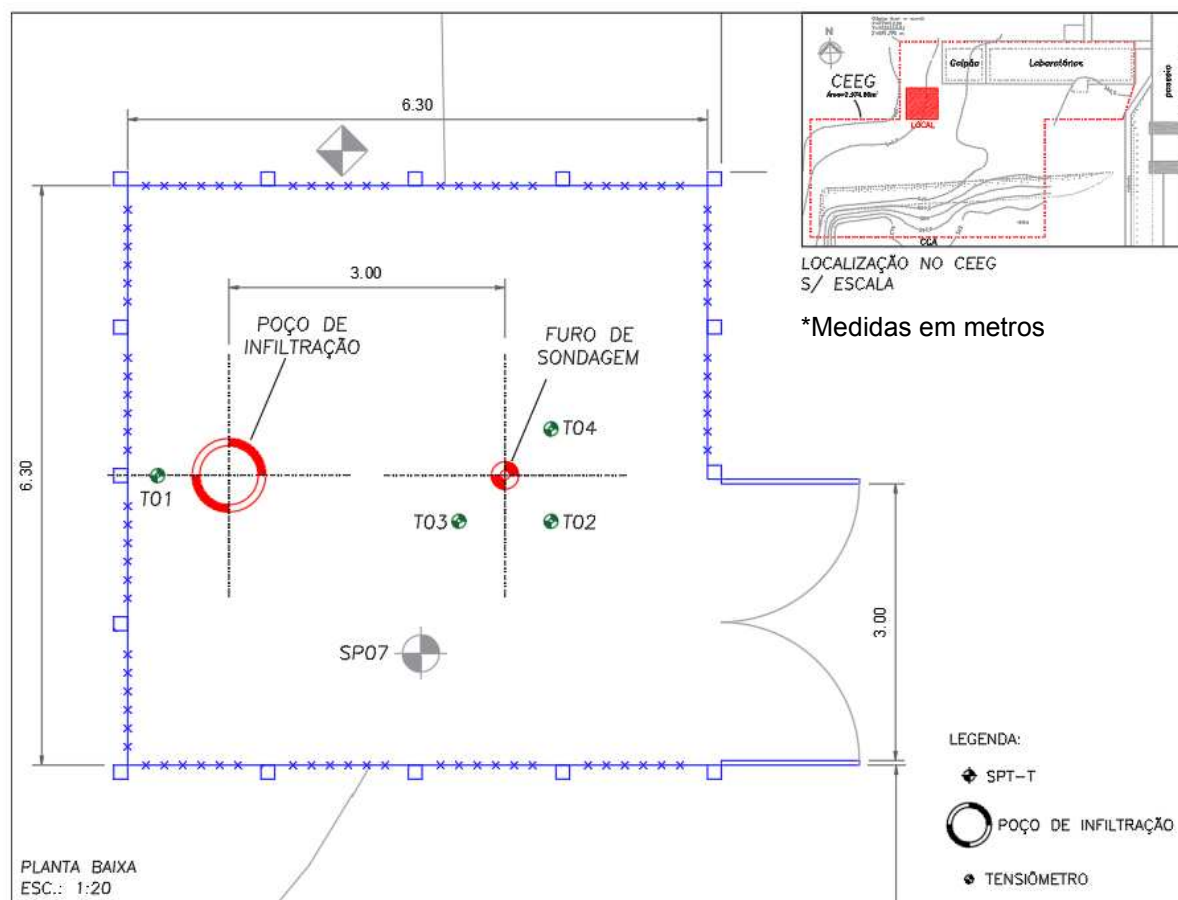
$\overline{V}_{det}$ (m ³)	D (m)	H (m)	$A_{lateral}^*$ (m ²)	A_{base} (m ²)	$A_{poço}$ (m ²)	k_s (mm/h)	A_{inf} (m ²)	$N_{poços}$	Ac 1 poço (m ²)
132,27	0,80	2,00	0,75	0,0	0,75	90	40,82	54	≈300,00

Nota: D – diâmetro; H – profundidade; $A_{lateral}$ – área lateral do poço; $A_{lateral}^*$ – área lateral do poço minorada para 15% da $A_{lateral}$, uma vez que o poço seria revestido por anéis de concreto perfurado; A_{base} – área da base do poço; $A_{poço} = A_{lateral} + A_{base}$ – área de absorção do poço; k_s – coeficiente de permeabilidade saturado, o utilizado neste pré-dimensionamento corresponde ao encontrado por Rodriguez *et al.* (2015) de $2,5 \cdot 10^{-3}$ cm/s em campo; A_{inf} – área total de infiltração; $N_{poços}$ – quantidade de poços; Ac – área de contribuição.

Fonte: A própria autora

A locação dos elementos (poço de infiltração, furo de sondagem e tensiômetros) destinados à execução dos ensaios de permeabilidade por rebaixamento e tensiometria é indicada na Figura 5.26.

Figura 5.26 – Locação do poço de infiltração, furo de sondagem e tensiômetros



Fonte: A própria autora

5.5.1 Rebaixamento

Os ensaios de rebaixamento, à carga variável, para determinação do coeficiente de permeabilidade em campo foram realizados no poço de infiltração e no furo de sondagem seguindo as orientações que constam no Boletim 4 (ABGE, 2013).

a) Poço de infiltração

O poço de infiltração foi construído no local anteriormente escavado para coleta das amostras deformadas e indeformadas, como mencionado no item 5.2.1. A escavação finalizou nas dimensões de 1,2 m de diâmetro por 2,2 m de profundidade. O poço foi projetado para que pudesse haver infiltração de água tanto pela base quanto pelas laterais, como ilustrado na Figura 5.27. Por isso, a sua estrutura foi construída com a sobreposição de anéis de concreto perfurados com diâmetro interno (Di) de 80 cm.

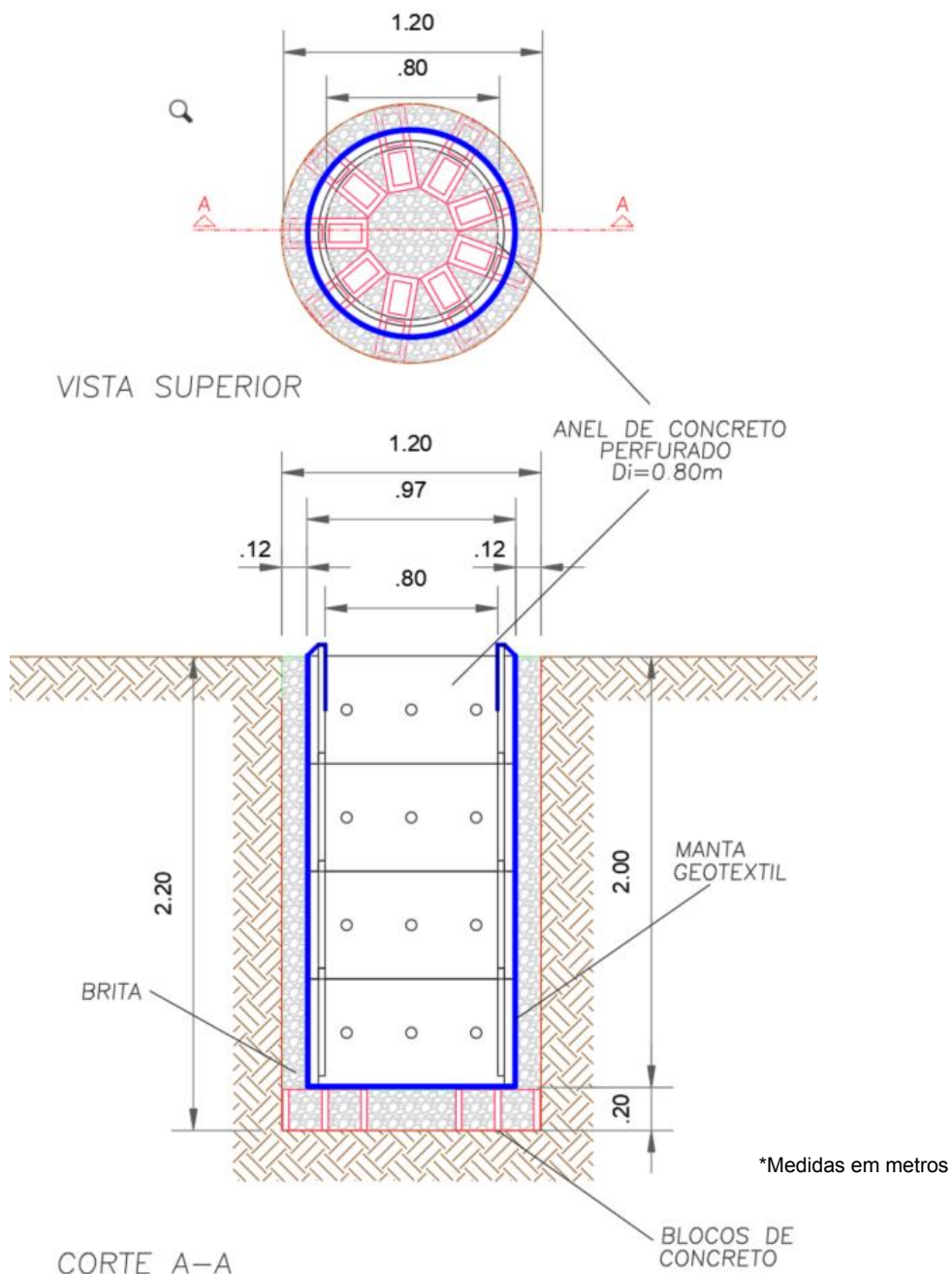
O fundo do poço não foi compactado para não comprometer a sua capacidade de infiltração, portanto, a estabilidade do fundo foi garantida assentando os anéis sobre uma base de blocos de concreto. Os blocos de concreto foram preenchidos com brita 1 até uma altura de 20 cm. Além desta função estrutural, a brita foi utilizada também nas laterais do poço com função hidráulica, de modo a distribuir melhor a água do poço para o solo.

A escolha da brita 1 foi influenciada pela disponibilidade do material no momento da instalação do experimento. Reconhecemos, entretanto, que o tamanho ideal do elemento de preenchimento lateral deve levar em consideração diversos fatores relacionados ao comportamento hidráulico do sistema. De acordo com Terzaghi, o material drenante deve ter vazios suficientemente pequenos para impedir esse carreamento, mas ao mesmo tempo, suficientemente grandes para garantir uma permeabilidade elevada. Tendo isso em vista, um tamanho de partícula entre 0,01 e 10mm teria sido mais adequado. É importante levar essas considerações em conta para futuras iterações ou estudos na área.

Sobre a camada de brita e ao redor dos anéis, foi instalada uma manta geotêxtil, especificamente um material Bidim não tecido (RT16) da marca Diprotec®, com permeabilidade nominal de 0,38 cm/s. O objetivo dessa manta é prevenir a obstrução dos espaços intersticiais na camada de brita e ao redor dos anéis pela entrada de partículas finas, garantindo assim a manutenção da permeabilidade do

sistema e evitando a redução da eficácia de infiltração. Como sugerido por Barbassa *et al.* (2014), as emendas na manta foram transpassadas por pelo menos 15 cm.

Figura 5.27 – Projeto poço de infiltração



Fonte: A própria autora

É relevante esclarecer que, em uma implementação real, a superfície acima do poço estaria completamente impermeabilizada. Assim, a água seria direcionada exclusivamente para o fundo do poço, evitando a infiltração lateral pela camada de brita. A manta geotêxtil, disposta ao redor do poço, contribui

significativamente para prevenir a colmatação. No entanto, é fundamental ressaltar que outras medidas, como manutenção regular e a presença de uma câmara de sedimentação, também são essenciais para garantir a funcionalidade contínua e a eficácia do poço de infiltração.

A sequência construtiva está descrita na Figura 5.28, iniciando-se com a disposição de blocos de concreto em (a); brita em (b); geotêxtil em (c); içamento do anel em (d); sobreposição dos anéis de concreto perfurados em (e); dobra do geotêxtil em (f); brita em (g) e tampa já com as sobras de geotêxtil aparadas em (h).

Figura 5.28 – Sequência construtiva do poço de infiltração

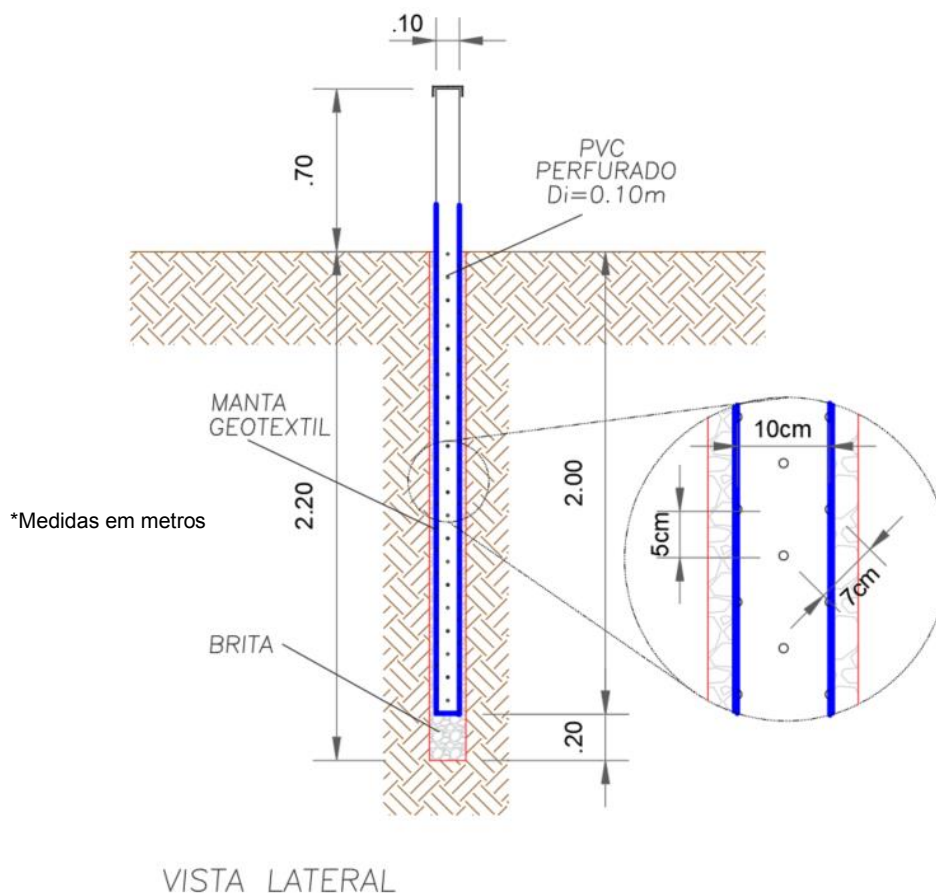


Fonte: Do acervo da autora

b) Furo de sondagem

Na construção do furo de sondagem criou-se uma situação semelhante ao poço de infiltração, porém em escala reduzida (mesma profundidade, menor diâmetro) como ilustrado na Figura 5.29. Como o propósito final dos furos de sondagem é facilitar a execução dos ensaios de rebaixamento nos locais investigados como plausíveis de se executar o poço de infiltração, todas as principais características construtivas foram reproduzidas.

Figura 5.29 – Projeto furo de sondagem



Fonte: Do acervo da autora

O furo foi escavado com uma broca de 15 cm de diâmetro. A sua estrutura foi construída com um tubo de PVC perfurado com diâmetro interno (D_i) de 10 cm. A perfuração do tubo de PVC foi feita com o auxílio de uma broca com diâmetro de 3/8", espaçados conforme indicado na Figura 5.29. Buscou-se perfurar somente ao longo dos 2,0 m que estariam enterrados, deixando o trecho de 70 cm para fora do solo livre de furos.

De maneira semelhante ao poço foi deixada uma camada de brita de 20 cm ao fundo do furo e na lateral do tubo. E a manta geotêxtil sobre a camada de brita e ao redor do tubo. A sequência construtiva está apresentada na Figura 5.30, iniciando-se com a perfuração do tubo em (a) e (b); envolvimento do tubo com o geotêxtil em (c); escavação em (d); brita em (e); colocação do tubo e preenchimento com brita em (f) e tampa (g).

Figura 5.30 – Sequência construtiva do furo de sondagem



Fonte: Do acervo da autora

c) Procedimentos de ensaio

Cada ensaio contou com 4 ciclos completos de enchimento e esvaziamento. O 1º, 2º e 3º ciclos, ciclos de saturação, foram realizados a fim de atingir um elevado grau de saturação no entorno do elemento infiltrante antes do início do 4º ciclo, que originou as leituras para determinação do k_s .

Para dar início aos ensaios foi necessário determinar o fornecimento de água como recomendado no Boletim 4 (ABGE, 2013). Nos ensaios no poço de

infiltração foi contratado um caminhão pipa de capacidade de 11.000L de água com vazão de 12 m³/h, e, nos ensaios no furo de sondagem foi utilizado um ponto de água em uma torneira de jardim. O ensaio inicia-se com o fornecimento de água até uma coluna de água inicial. Este abastecimento é interrompido, tomando este instante como tempo zero, e faz-se a medição da velocidade de rebaixamento do nível d'água.

As leituras de variação de nível d'água foram feitas com a ajuda de uma trena a laser da marca Bosh® e de uma placa de isopor de 2cm de espessura com função de uma boia, a Figura 5.31 ilustra essa montagem no poço. O mesmo processo foi executado no furo, utilizando a trena, porém com a boia em escala reduzida. Posteriormente definiu-se o fator de escala entre os dois elementos.

Figura 5.31 – Esquema de montagem da trena a laser e da boia no poço



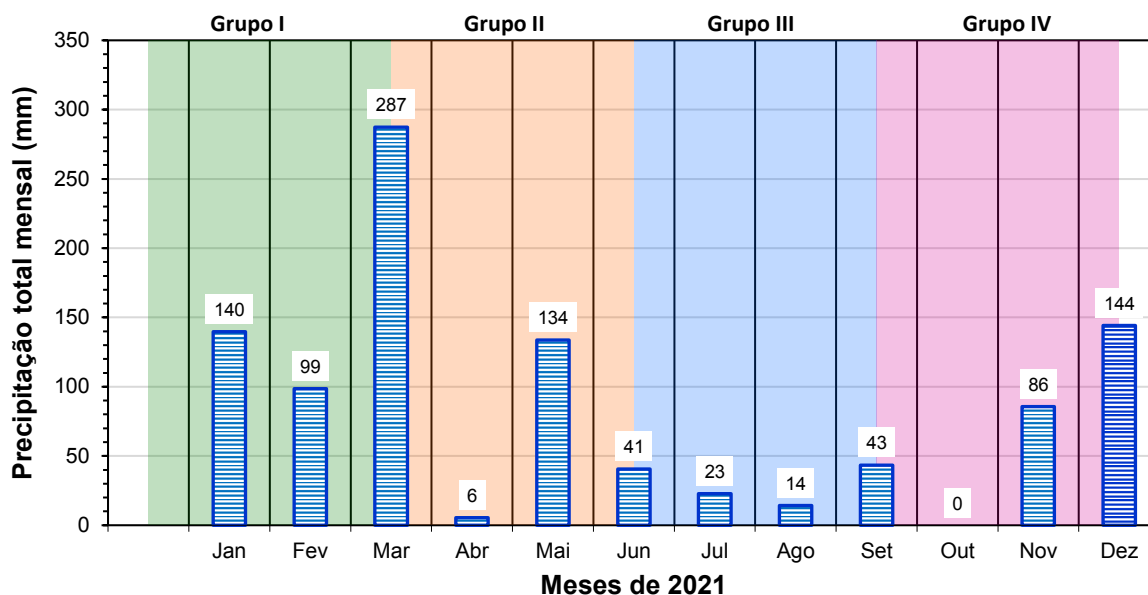
Fonte: Do acervo da autora

Conforme o rebaixamento aconteceu ao longo do tempo de escoamento foram feitas as leituras de distância da trena à boia em intervalos de 15", 30", 1', 2', 3' e assim, sucessivamente. O ensaio prosseguia até o tempo de 30 minutos, ou então, até a coluna de água chegar a 20% de seu valor inicial.

Os ensaios foram conduzidos ao longo de um ano, trimestralmente, sendo divididos em 4 grupos: I, II, III e IV. Cada grupo pôde ser categorizado em uma das duas principais categorias climáticas: período úmido e de estiagem após

interpretação da precipitação total mensal incidente ao longo do ano de ocorrência dos ensaios, como pode ser visto na Figura 5.32.

Figura 5.32 – Precipitação total mensal em 2021 e grupos trimestrais



Nota: Os meses de transição - março, junho, setembro e dezembro - são categorizados de acordo com as mudanças das estações, sendo o início do terceiro decanato de cada um desses meses o ponto exato de transição para os grupos seguintes, refletindo a troca sazonal.

Fonte: A própria autora e dados da rede do INMET (2022)¹⁴

Definiu-se a partir da Figura 5.32, que o grupo I refere-se ao início do período úmido, enquanto o grupo II marca o fim deste período úmido estiagem. Em contraste, o grupo III indica o início do período de estiagem e, finalmente, o grupo IV representa o encerramento dessa estiagem. Esta categorização permite uma avaliação mais estruturada e detalhada do comportamento e das respostas do solo em relação às variações de umidade ao longo do ano.

Cada ensaio foi organizado para que houvesse sempre 2 ensaios completos, separados por 24 horas, aqui nomeados de A e B, sendo o B executado 24 horas após o primeiro ensaio. Essa classificação visa observar a influência da variação da temperatura e, mais crucialmente, das condições de precipitação no comportamento de infiltração. Na Tabela 5.9 são apresentadas as datas de execução destes ciclos e a sua respectiva categorização dentro dos grupos.

¹⁴ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 05 de abr. de 2023

Tabela 5.9 – Datas de execução dos ensaios de permeabilidade por rebaixamento

Elemento	Ensaio	Data	Grupo	Período	Pluviosidade (mm)			Temperatura média semanal (°C)	
					No dia	Antecedente semanal*	Total trimestral		Média trimestral
Poço	A	09/02/2021	I	Úmido	0,0	42,5	395,0	11,9	24,6
	B	10/02/2021			0,0	40,0			24,5
	A	12/05/2021	II	Úmido	0,0	0,0	326,2	14,7**	19,9
	B	13/05/2021			12,9	12,9			19,3
	A	10/08/2021	III	Estiagem	0,0	0,0	93,1	10,3	19,3
	B	11/08/2021			0,0	0,0			20,3
	A	25/11/2021	IV	Estiagem	0,0	16,0	114,4	11,9	26,3
	B	26/11/2021			51,8	67,8			26,4
Furo de sondagem	A	01/02/2021	I	Úmido	0,0	39,8	395,0	11,9	23,9
	B	02/02/2021			1,2	41,0			24,1
	A	06/05/2021	II	Úmido	0,0	0,0	326,2	14,7**	21,7
	B	07/05/2021			0,0	0,0			21,2
	A	05/08/2021	III	Estiagem	0,0	0,0	93,1	10,3	16,8
	B	06/08/2021			0,0	0,0			17,2
	A	18/11/2021	IV	Estiagem	17,8	17,8	114,4	11,9	24,4
	B	19/11/2021			16,0	33,8			24,8

Nota: *Os valores apresentados nesta coluna se referem a pluviosidade acumulada de 7 dias até a data do ensaio; **Em 30/03/2021 houve 132,0 mm de chuva e em 31/05/2021 houve 84,0 mm – estes eventos foram excluídos da média apresentada nesta Tabela pois foram considerados *outliers* extremos e atípicos.

Fonte: A própria autora e dados da rede do INMET (2022)¹⁵

¹⁵ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 05 de abr. de 2023

5.5.2 Tensiômetros

Para o monitoramento da sucção via tensiometria foram instalados 4 tensiômetros da marca SoloTest® nomeados de T01, T02, T03, T04 e posicionados nos locais indicados na Figura 5.26, próximos ao poço de infiltração e do furo de sondagem. Os tensiômetros são compostos por uma haste de PVC com diâmetro de 3/4" e 90 cm de comprimento com uma ponta interligada à um vacuômetro de caixa externa de aço inoxidável com escala de 0 a 760 mmHg, ilustrado na Figura 5.33(a), e outra à uma pedra porosa, ilustrado na Figura 5.33(b).

Figura 5.33 – Tensiômetros



Fonte: Do acervo da autora

Antes da instalação dos tensiômetros faz-se necessário sua preparação e calibração. Inicia-se com a abertura da tampa e preenchimento completo do corpo do tensiômetro com água destilada. Ao observar a formação de gotículas de

água saindo pela pedra porosa fecha-se a tampa e submerge-se a ponta que contém a pedra porosa em água destilada, Figura 5.34(a).

Após uma semana de saturação, o tensiômetro tem de indicar o equilíbrio de pressões e leitura de sucção zero. Caso necessário, mantendo a ponta saturada, abre-se novamente a tampa do tensiômetro e com uma bomba de vácuo removem-se as possíveis bolhas que se formaram durante o processo de saturação, Figura 5.34(b).

Os tensiômetros são retirados da água e deixados ao ar, Figura 5.34(c). Neste processo a água tende a sair do tensiômetro causando pressão negativa no sistema e leitura de sucção positiva, Figura 5.34(d). O teste de calibração do tensiômetro é feito retornando a ponta porosa na água destilada e verificando a diminuição da sucção, Figura 5.34(e).

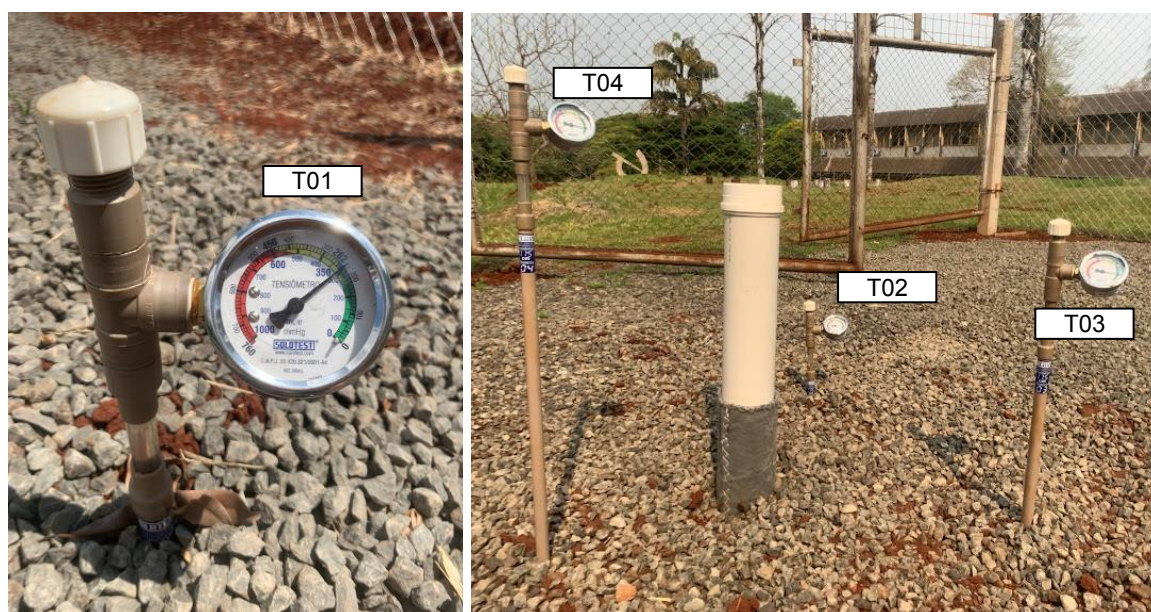
Figura 5.34 – Sequência de calibração dos tensiômetros



Fonte: Do acervo da autora

Em campo, utiliza-se um trado com 1" de diâmetro para realizar a furação e posterior inserção dos tensiômetros. Na Figura 5.35 verifica-se os tensiômetros instalados e as respectivas profundidades da pedra porosa em relação à superfície.

Figura 5.35 – Profundidade de instalação dos tensiômetros



Tensiômetro	Profundidade da pedra porosa (cm)
T01	90
T02	75
T03	50
T04	25

Nota: Esta configuração, com três tensiômetros ao redor do furo de sondagem e apenas um próximo ao poço, foi adotada para uma análise mais abrangente das variações de sucção de maneira radial e em diferentes profundidades no solo circundante ao furo de sondagem cujos dados ainda não puderam ser avaliados e não serão publicados neste estudo.

Fonte: A própria autora

A tensiometria foi realizada periodicamente (1 vez por semana) ao longo de aproximadamente 1 ano no CEEG. Ao todo foram feitas 48 leituras. Além disso, foram realizadas leituras nos tensiômetros antes e depois de cada ensaio de permeabilidade por rebaixamento, de modo a verificar a saturação do solo para cálculo de k_{sat} . Ainda, o T01 foi utilizado para acompanhar a variação da sucção com o tempo durante os 4 ciclos completos de enchimento e esvaziamento do poço de infiltração.

5.6 MODELAGEM

Utilizou-se o software SEEP/W® para simular o fluxo de água na zona vadosa em diversos cenários de poços de infiltração. Este programa opera com base no código de elementos finitos e aplica a Equação de Richards (Equação 3.12) para modelar o movimento da água na zona não saturada.

O SEEP/W® oferece várias formulações analíticas para calcular a permeabilidade e a retenção de água. Para os propósitos desta pesquisa, optou-se por empregar as equações propostas por Van Genuchten (1980) (Equação 3.14). A área de contribuição selecionada para a situação problema representa um espectro amplo de possíveis condições subsuperficiais, e os valores de condutividade hidráulica saturada (k_s) utilizados no modelo foram baseados nas propriedades da argila siltosa, conforme descrito na seção 5.5.1.

5.6.1 Função de condutividade hidráulica

Para a modelagem de fluxo, foi necessário inserir no SEEP/W® a função de condutividade hidráulica (FCH) que foi obtida por meio de uma correlação com a CCSA (para o 2º m de profundidade – ramos de umedecimento e secagem), a partir do método de estimação de Van Genuchten (1980), Equação 3.22, no próprio software. Adotou-se um limite de sucção de 1.000 kPa nos ensaios em condições de campo para garantir a precisão dos resultados, considerando que valores de sucção superiores a este limiar resultam em uma permeabilidade extremamente reduzida do solo, o que, na prática, inviabiliza a infiltração efetiva de água e não contribui significativamente para a análise de fluxo de água no solo.

Com isso, apenas o trecho de dessaturação dos macroporos foi considerado, assumindo um valor de k_s de 10^{-3} cm/s e um θ_r de 38 % (conforme Oliveira *et al.*, 2022) para o ramo de secagem e um θ_r obtido a partir de 5.3.3 para o ramo de umedecimento. Esta abordagem assegura que os cálculos refletem de forma mais aproximada as condições observadas em campo.

5.6.2 Condições de contorno

A eficácia do poço de infiltração na zona não saturada é influenciada por diversos parâmetros de projeto e condições locais, conforme destacado

anteriormente. Neste contexto, aspectos como a profundidade do poço, a distância de separação entre o fundo do poço e o lençol freático, a duração e a frequência das injeções, a umidade antecedente do solo e a condutividade hidráulica saturada (k_s) foram tratados e definidos como condições de contorno no processo de modelagem, como detalhado na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Fatores de modelagem do poço de zona vadosa

Fatores	Descrição	Intervalo de simulação
Profundidade do poço	Igual ao nível de água estático mantido no poço durante a injeção	2 m
Distância de separação	Distância entre o fundo do poço e o lençol freático ¹⁶	3 e 14 m
Duração da injeção	Nível de água no poço mantido constante sem rebaixamentos	5 minutos – 1 hora
Injeções múltiplas	Frequência de injeção em um período de 25 dias	A cada 24 horas e a cada 7 dias
Umidade antecedente do solo	Variação do θ_r ao θ_s	Obtido por correlação a partir de 5.3.3
k_s	k_s do solo de argila siltosa (residual)	Obtido em 5.5.1
Recarga natural	Taxa de infiltração natural de água na superfície do solo	10^{-5} cm/s (TR-55, 1986)

Fonte: A própria autora (2023)

a) Profundidade do poço

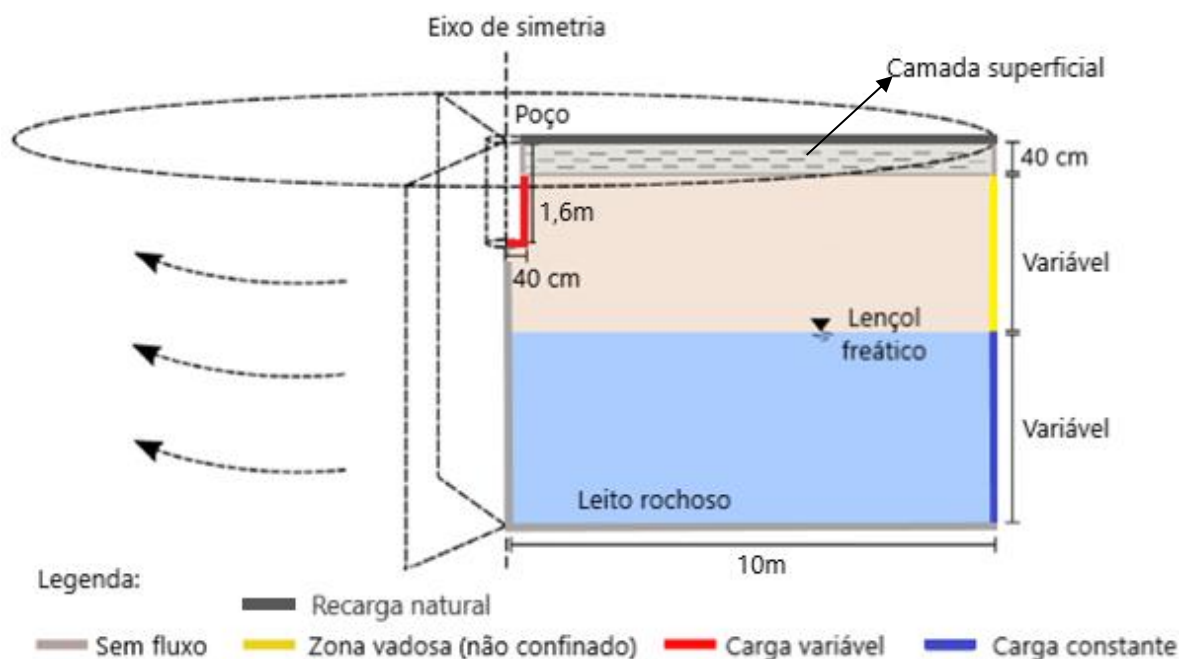
No ensaio de campo, o poço construído com 2 m de profundidade apresentou uma coluna de água que alcançou, no máximo, 1,6 m de altura. Considerando isso, optou-se por designar os 40 cm superiores do poço como uma faixa “sem fluxo”. Tal decisão também tem como objetivo simular o que aconteceria em uma situação real de implantação deste elemento em campo. Neste caso, haveria um conduto direcionando as águas pluviais para o poço cuja saída dar-se-ia nesta faixa de 40 cm.

O modelo numérico foi concebido como um poço axissimétrico, estendendo-se 10 m de cada lado de seu centro, conforme a metodologia de Leão

¹⁶ Menor: 3 m – distância mínima de separação do fundo do poço com o lençol freático; Maior: 14 m – distância entre o fundo do poço e o lençol freático quando a profundidade do poço é a mínima.

Carvalho (2013). As condições de contorno foram configuradas para carga variável no carregamento do poço e constante para o lençol freático. Definiram-se os limites superior direito como não confinado, o inferior como sem fluxo e o superior esquerdo também como sem fluxo, assegurando a simetria em todas as simulações. Esta disposição é ilustrada na Figura 5.36.

Figura 5.36 – Modelo conceitual axissimétrico do poço



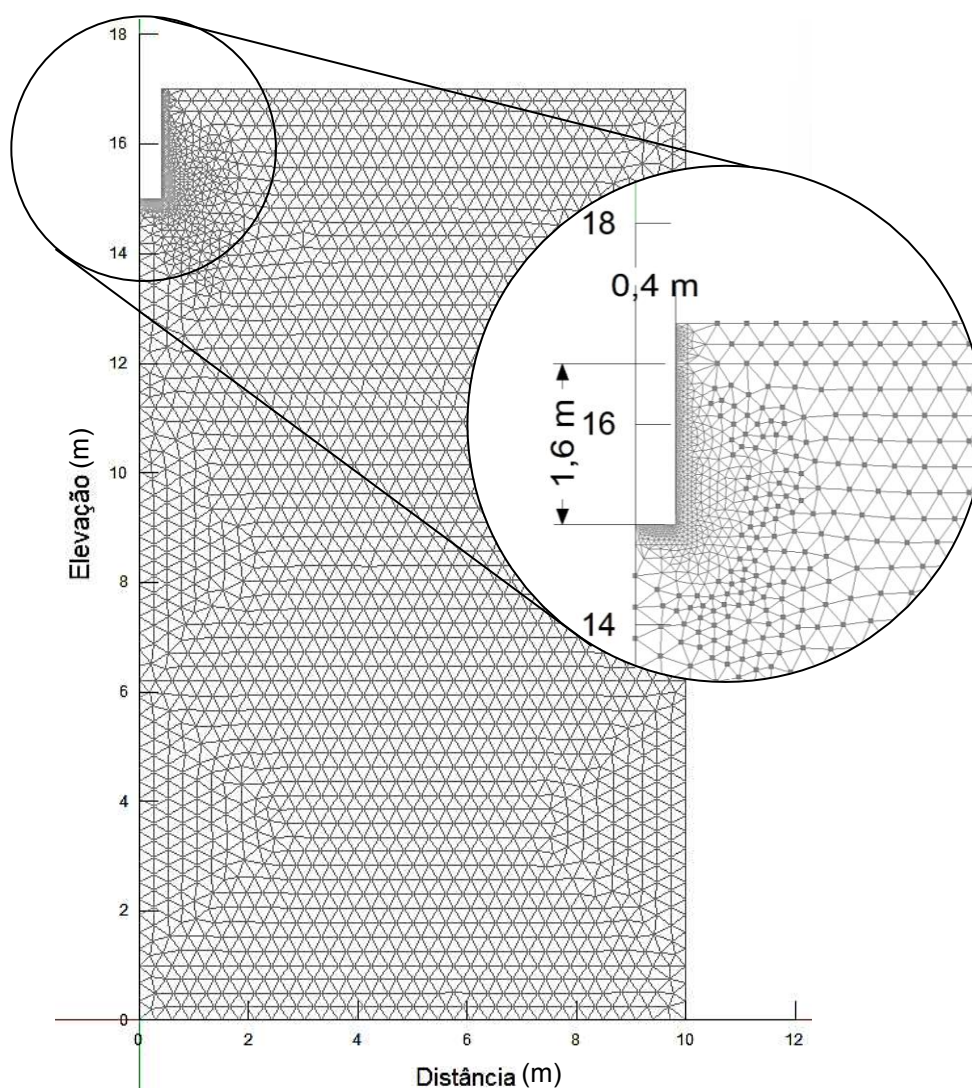
Fonte: A própria autora (2023)

Para a resolução numérica, optou-se por uma discretização do domínio utilizando uma malha composta por 5.855 elementos triangulares, totalizando 3.095 nós. Essa malha foi especialmente refinada na área circundante do elemento de infiltração, onde o tamanho dos triângulos foi reduzido para 0,05 m (5 cm), proporcionando uma análise mais detalhada e precisa. Nas áreas restantes do domínio, os elementos triangulares foram dimensionados em um tamanho maior de 0,3 m (30 cm), equilibrando a precisão com a eficiência computacional. Esse refinamento garante uma análise acurada nos pontos críticos. A malha de elementos finitos adotada é mostrada na Figura 5.37.

Conforme a configuração descrita em 5.5.1 (a), o poço modelado tem 80 cm de diâmetro, cercado por 12 cm de brita em seus lados e 20 cm no fundo. Sua profundidade foi baseada na posição do lençol freático da área em estudo. Adicionalmente, vários parâmetros foram consultados a partir de padrões locais e

estudos anteriores (Tabela 3.1; WILSON *et al.*, 1990; PITT; TALEBI, 2012; OEHHA 2018), resultando em simulações que contemplam um cenário base e outros cenários variáveis.

Figura 5.37 – Malha de elementos finitos com detalhamento da discretização ao redor e abaixo do poço



Fonte: A própria autora (2023)

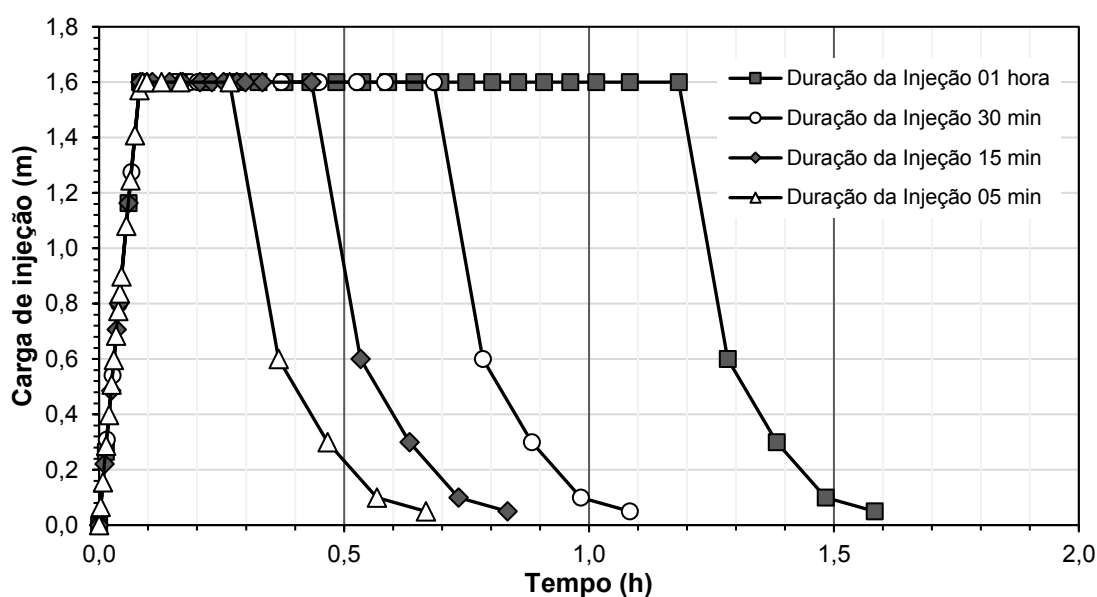
b) Distância de separação

A distância de separação, de 3 e 14 m, refere-se ao espaço entre o fundo do poço e o nível do lençol freático, sendo intrinsecamente ligada à profundidade de ambos.

c) Duração da injeção

Em um processo de injeção, ou recarga, o poço de ZV é preenchido integralmente com água por um determinado período. A água inserida, por sua vez, se infiltra no subsolo exclusivamente sob a influência gravitacional (queda espontânea). Nas simulações feitas, a extensão do poço correspondeu à altura da água mantida internamente durante a fase de injeção. O termo "duração da injeção" refere-se ao tempo em que uma altura constante de água é mantida no poço, que nos testes variou entre 5, 15, 30 minutos e 1 hora. A Figura 5.38 simula as funções usadas no SEEP/W® para emular estes procedimentos de injeção.

Figura 5.38 – Simulação da função duração da injeção de 5, 15, 30 minutos e 1 hora no SEEP/W®



Fonte: A própria autora (2023)

d) Injeção múltipla

Na abordagem de simulação adotada, a temporalidade desempenhou um papel crucial. Isto é, tanto a duração da injeção quanto a injeção múltipla foram implementadas considerando a carga variável no tempo. Em um cenário mais detalhado, foram conduzidas simulações de recarga de maneira periódica optando por realizar injeções múltiplas em dois intervalos distintos: a cada 24 horas e a cada 7 dias.

Este procedimento cíclico foi mantido consistentemente ao longo de um período estendido de 25 dias, permitindo uma análise mais aprofundada dos efeitos e dinâmicas da recarga no contexto estudado.

e) Recarga natural

O perfil do solo em Londrina/PR foi tratado com base na estratigrafia apresentada no Quadro 5.1 a partir dos resultados do SPT. A principal forma de recarga natural se dá pela precipitação pluviométrica, que se infiltra diretamente a partir da superfície do solo. Segundo Chang *et al.* (2015), e com base na classificação da SCS (*Soil Conservation Service*), esse solo enquadra-se no grupo hidrológico C. Este grupo tem uma capacidade de infiltração que varia entre 1,27 e 3,81 mm/h (ou 10^{-5} a 10^{-4} cm/s), conforme especificado no TR-55 da USDA (1986). Para as modelagens no SEEP/W[®], foi definida uma condição limite superior correspondente a uma recarga natural de 10^{-5} cm/s durante o processo de injeção.

Devido à ausência de dados específicos sobre a curva característica do solo da camada superficial e sua respectiva função de condutividade hidráulica na pesquisa em questão, foi necessário buscar literatura complementar que apresentasse parâmetros similares aos do local analisado. Assim, para suprir essa lacuna e dar robustez à modelagem, optou-se por utilizar as características hidráulicas apresentadas no trabalho de Sasidharan *et al.* (2021). Esse estudo foi selecionado por apresentar parâmetros que se alinham bem com as condições esperadas para o solo da região de interesse.

A mesma analogia foi utilizada para suprir a falta de CCSA que representassem o silte argiloso que compõe a última camada do perfil de solo utilizando as características hidráulicas apresentadas no trabalho de Aldana *et al.* (2021).

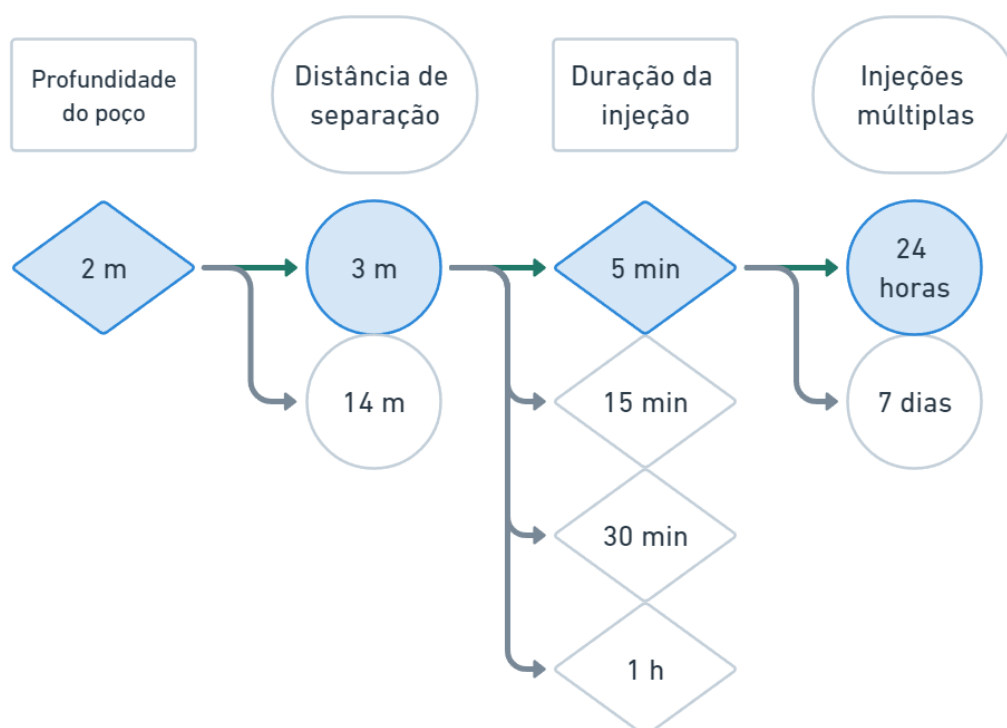
Adicionalmente, foram estabelecidas condições de contorno do tipo “terra-clima” na superfície do modelo para representar o ano de 2016, (maior intensidade pluviométrica dos últimos 20 anos conforme detalhado na Tabela 4.1). Estas condições abrangem variáveis como temperatura do ar, precipitação, umidade relativa, velocidade do vento e radiação líquida, dados que foram obtidos do site público do INMET (2023)¹⁷.

¹⁷ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 06 de out. de 2023

5.6.3 Combinação dos cenários

Na Figura 5.39 é apresentado um fluxograma sobre as combinações de fatores no modelo que configuram os outros cenários.

Figura 5.39 – Fluxograma das combinações de cenários



Nota: Em destaque azul claro: Cenário de base.

Fonte: A própria autora (2023)

No cenário de base, uma coluna de água de 2 m é mantida no poço por 5 minutos e, em seguida, a água é drenada livremente pelas aberturas laterais e pelo fundo do poço. O perfil de solo é de argila siltosa com k_s conforme resultados obtidos a partir da sucção encontrada na CCSA e função de condutividade hidráulica para a umidade antecedente do solo de 40 % de grau saturação. Esta mesma umidade antecedente do solo na ZV é distribuída linearmente com base na distância de separação fixada em 14 m, perfazendo um comprimento total de 16 m.

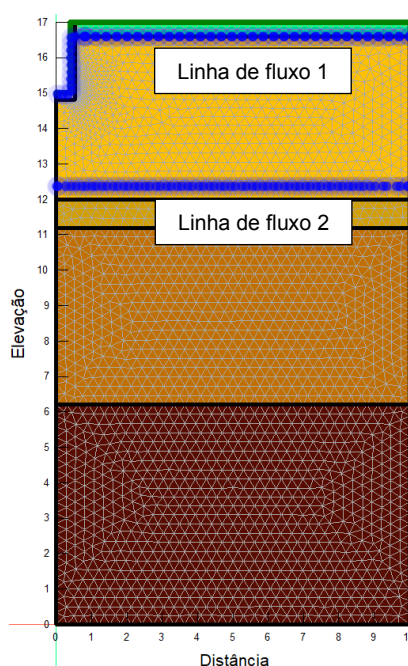
É importante salientar que o software SEEP/W®, ao receber os dados da CCSA e a sucção especificada de cada camada, automaticamente correlaciona essas informações à função de condutividade hidráulica associada, determinando os respectivos valores de k_s para a análise.

Para monitorar o movimento do fluxo de água no solo, uma partícula foi estrategicamente posicionada na borda do fundo do poço antes do processo de injeção. Utilizando o recurso de "rastreamento de partículas" do SEEP/W®, a distância percorrida por essa partícula foi meticulosamente medida em intervalos de tempo específicos, fornecendo informações valiosas sobre a dinâmica da dispersão do traçador dentro do sistema.

Nas saídas do modelo, o termo elevação do lençol freático representa a mudança na altura da superfície piezométrica ou mudança na distância de separação, em comparação com o lençol freático original. A elevação do lençol freático indica quão bem a água é distribuída horizontalmente após uma injeção, e um lençol freático elevado pode impedir a distribuição da entrada de água na próxima injeção.

Adicionalmente, são estabelecidas duas linhas distintas de fluxo dentro do domínio a fim de contabilizar a recarga das águas subterrâneas. A primeira está localizada imediatamente abaixo das superfícies de infiltração, ou seja, logo abaixo da camada superficial e circundando o contorno do poço. A segunda se posiciona alguns centímetros acima do lençol freático, permitindo a detecção de qualquer variação no grau de saturação (Figura 5.40).

Figura 5.40 – Posição das diferentes linhas de fluxo usadas para contabilizar as taxas de recarga das águas subterrâneas



Fonte: A própria autora (2023)

Outro indicador-chave de desempenho nas simulações é o volume total de injeção, que não apenas representa a quantidade acumulada de água infiltrada no subsolo após uma tentativa de recarga, mas também está diretamente relacionado à capacidade máxima de retenção do poço. O SEEP/W® fornece um valor quantitativo para isso, monitorando especialmente o fluxo nos pontos de interesse (nas aberturas do poço, tanto nas laterais quanto no fundo). A maximização do volume de recarga em um poço seco tem implicações práticas importantes. Quando este volume é otimizado, um único poço tem o potencial de servir uma área mais ampla. Isso, por sua vez, pode resultar em economias significativas, uma vez que reduziria o custo total de construção do poço e minimizaria a demanda por espaço no local.

E, por fim, o tempo de escoamento ou de fluxo refere-se ao intervalo necessário após a injeção contínua para que toda a água injetada se infiltre no poço, marcando o início do rebaixamento da carga. No software SEEP/W®, esse tempo pode ser configurado de acordo com a necessidade do usuário. Assim, para determinar o tempo de escoamento adequado nas simulações optou-se por utilizar a média dos tempos de rebaixamento dos ensaios de campo (item 5.5.1).

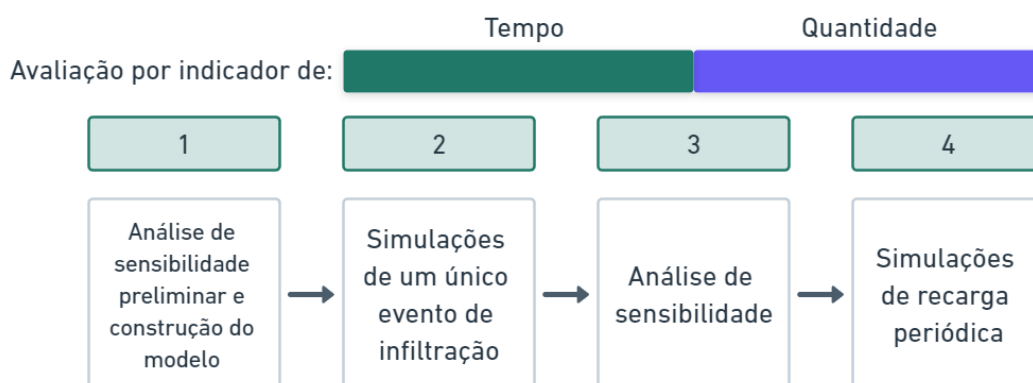
5.6.4 Avaliação da eficácia de infiltração

A capacidade de aliviar problemas de alagamentos, conforme descrito no item 4, pode ser avaliada pela eficácia da infiltração. Assim, foram estabelecidos dois indicadores principais:

- Tempo: O início da infiltração usando o poço é mais rápido do que o início da infiltração quando ocorre apenas a infiltração superficial;
- Quantidade: A quantidade de infiltração é aumentada quando o poço é usado em comparação com a infiltração superficial.

A otimização desses indicadores pode resultar em um efeito positivo duplo: Por um lado, amplia-se a reserva hídrica no aquífero; por outro, minimiza-se o acúmulo de água na superfície, reduzindo potencial evaporação e escoamento superficial que pode causar alagamentos. Com a solução proposta em prática, realiza-se uma comparação entre o desempenho das diversas combinações de cenários. A metodologia geral para avaliar os dois indicadores está detalhada nas etapas apresentadas na Figura 5.41.

Figura 5.41 – Resumo gráfico das comparações



Fonte: A própria autora (2023)

1. Análise de sensibilidade preliminar e construção do modelo: A partir dos ensaios laboratoriais e de campo que caracterizam a área de estudo, um modelo numérico da ZV da situação problema é estabelecido, sendo este denominado como cenário de base. As conclusões da análise de sensibilidade preliminar são posteriormente aplicadas a outros modelos numéricos de outros cenários testados na etapa 3;
2. Simulações de um único evento de infiltração: O modelo inicial do cenário de base é executado até que as condições de estado quase permanente¹⁸ sejam alcançadas, simulando um único evento de injeção;
3. Análise de sensibilidade: Conduz-se uma análise dos modelos simulados, variando parâmetros críticos, como a distância de separação e duração da injeção. Até este ponto, o principal indicador observado é o tempo de escoamento. Resultados desta análise são empregados posteriormente para avaliar as quantidades de recarga;
4. Simulações de recarga periódica: Procedem-se simulações representando injeções múltiplas de forma periódica;

¹⁸ Como o modelo visa contextualizar a recarga natural, onde variáveis como precipitação, evapotranspiração e outras influências climáticas atuam continuamente sobre o perfil do solo, é raro que se alcance um verdadeiro estado estacionário ou permanente. Mesmo após a cessação de cargas transientes, tais fatores dinâmicos induzem flutuações no sistema. Por conta dessas pequenas variações, frequentemente induzidas por fatores externos imprevisíveis, o regime não se estabiliza totalmente, mas sim se mantém em um estado quase permanente (*quasi-steady-state*).

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados e discussões dos ensaios laboratoriais e de campo seguido das respectivas avaliações numéricas e analíticas de infiltração. Primeiramente as curvas de granulometria conjunta são expostas, seguidas pelas curvas de porosimetria, características solo-água, e de permeabilidade a carga variável.

Depois são apresentados os resultados das curvas de infiltração obtidas por meio dos ensaios de rebaixamento, os resultados da tensiometria, função de condutividade hidráulica e a apresentação dos modelos numéricos de simulação de desempenho de poços de infiltração. Finalizando, são apontados os melhores locais e configurações geométricas dos poços de infiltração que contribuirão para redução de picos de vazão na situação problema desta tese.

6.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

6.1.1 Curva granulométrica

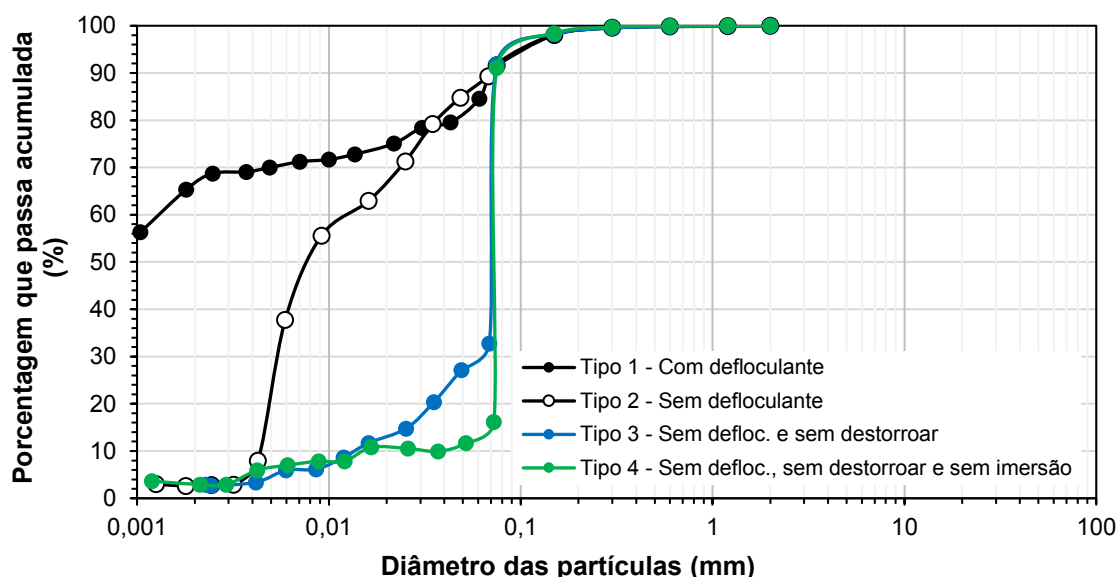
As curvas e classificação granulométrica obtidas por meio de granulometria conjunta para os 4 tipos de preparação do solo previamente à etapa de sedimentação são apresentadas na Figura 6.1.

A análise dos resultados obtidos com o uso do agente defloculante (Tipo 1) indica que a fração granulométrica predominante é composta por argila, seguido da segunda maior parcela silte, classificando-o como uma argila siltosa. No entanto, na ausência do defloculante (Tipo 2), o solo é classificado como um silte arenoso. Esses resultados, assim como também verificado por Gonçalves *et al.* (2018), Pelaquim (2021) e Oliveira *et al.* (2022), indicam a presença de uma microagregação natural do material.

Os resultados obtidos nos ensaios Tipo 3 e Tipo 4 foram considerados semelhantes, classificando o solo como uma areia fina siltosa. Verificou-se, para os solos que não passaram pelo processo de destorroamento, que a etapa de imersão em água por 12 h afeta a fração de areia fina. Isto significa que, quando em contato com a água, há a dispersão de parte dos finos que encontravam-se anteriormente agregados.

Entretanto, comparando os resultados obtidos pelos ensaios Tipo 2 e Tipo 3 confirma-se que o processo de destorroamento é capaz de desagregar a fração fina da fração areia fina.

Figura 6.1 – Curvas granulométricas



Ensaio	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			Classificação Granulométrica	Classificação SUCS
			Fina	Média	Grossa		
Tipo 1	67,5	17,5	14,1	0,9	0,0	Argila siltosa	CM
Tipo 2	2,5	85,0	11,6	0,9	0,0	Silte arenoso	MS
Tipo 3	2,5	26,5	70,1	0,9	0,0	Areia fina siltosa	SM
Tipo 4	2,5	9,5	87,1	0,9	0,0	Areia fina siltosa	SM

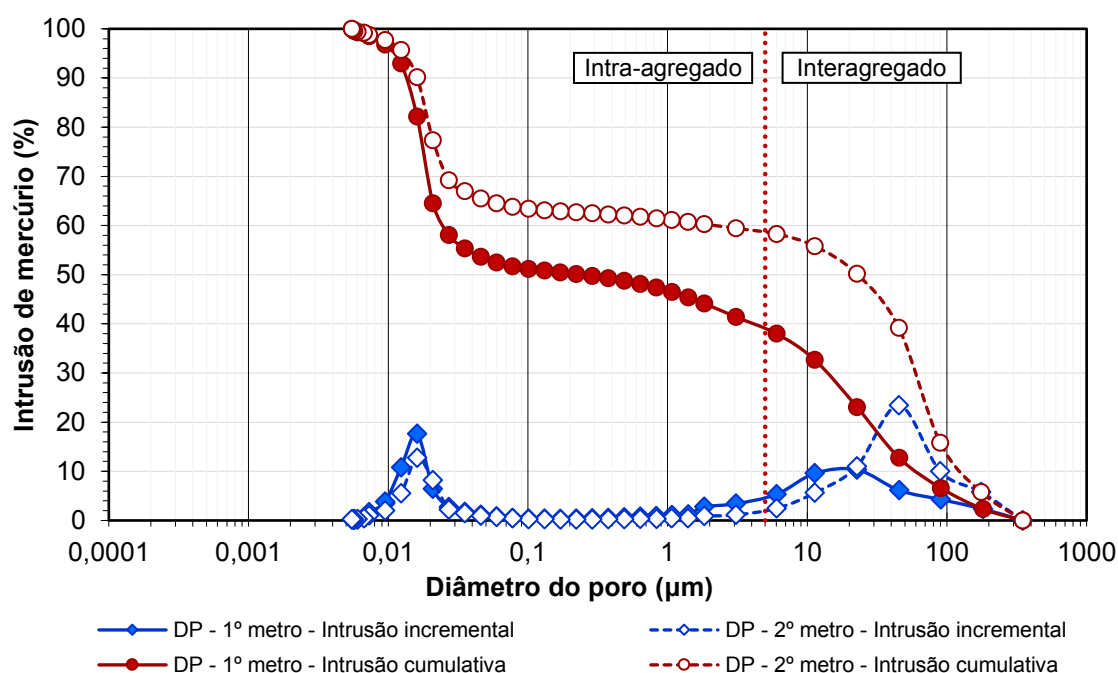
Fonte: A própria autora (2023)

Como mencionado em 3.2.2 é recomendado que a instalação do poço de infiltração seja realizada em solos com baixos teores de argila (menos de 20-30%) e silte (menos de 40%) (PI *et al.*, 2017). Porém, como o objetivo deste estudo é avaliar o desempenho deste solo perante a absorção de águas pluviais (em campo, sem destorroar, sem defloculante), entende-se que este seguirá as classificações obtidas nos ensaios Tipo 3 e Tipo 4. Ou seja, não haverá impactos significativos da granulometria no funcionamento destes elementos.

6.1.2 Porosimetria

As curvas de distribuição de poros (DP) obtidas com o porosímetro de intrusão de mercúrio são mostradas na Figura 6.2. Ainda, na Figura 6.2 são comparadas as distribuições de frequência do poro para ambas as condições.

Figura 6.2 – Distribuição do volume total de mercúrio intrudido e frequência de distribuição de tamanho de poros



Fonte: A própria autora (2023)

Na Figura 6.2, o volume total de mercúrio intrudido na amostra do 2º metro é relativamente maior em relação à do 1º metro. Esse comportamento ilustra que há maior quantidade de poros na amostra do 2º metro ($\approx 1\%$ maior). A distribuição dos poros é claramente bimodal. Na representação gráfica, utilizou-se uma linha pontilhada em vermelho para demarcar a transição entre essas famílias de poros, posicionada em $6,0\ \mu\text{m}$. A escolha desta delimitação foi pautada nas inflexões da intrusão cumulativa que coincidem com os picos da intrusão incremental, distinguindo claramente as duas regiões de tamanho de poro.

Consistente com as observações de Gutierrez (2005) e Li e Zhang (2009), podemos categorizar essa porosidade em duas famílias principais: poros intra-agregados (de diâmetro entre $0,006$ e $6,0\ \mu\text{m}$) e interagregados (de diâmetro entre $6,0$ e $400\ \mu\text{m}$).

Os poros interagregados são aqueles responsáveis pela porosidade estrutural que correspondem ao arranjo dos microagregados. Já os poros intra-agregados são formados na matriz argilosa do solo que compõe o aglomerado de minerais e a interação entre eles (NIMMO, 2004).

A Tabela 6.1 apresenta os valores percentuais encontrados para cada classe de poros sugeridos por Brewer (1976) e utilizados por Gutierrez (2005) e Gutierrez *et al.*, (2008) subdividindo os interagregados em micro, meso e macroporos, enquanto os intra-agregados em ultra e criptoporos.

Tabela 6.1 –Classes e percentual de poros obtidos por porosimetria conforme Brewer (1976)

Porcentagem (%)		Profundidade de coleta (m)	
		1º	2º
Porosidade (η)		67,7	68,8
Criptoporo < 0,1 μm	Intra-agregado	48,5	36,5
Ultramicroporo < 5 μm		12,5	5,0
Microporo 5 - 30 μm	Interagregado	20,5	11,5
Mesoporo 30 - 75 μm		10,5	26,0
Macroporo > 75 μm		8,0	21,0
Total intra-agregado		61,0	41,5
Total interagregado		39,0	58,5

Nota: Em negrito, as maiores ocorrências percentuais dentro das categorias de intra-agregados e interagregados.

Fonte: A própria autora (2023)

De maneira geral, ao observar a frequência de distribuição destes poros na Figura 6.2 e a Tabela 6.1, comprova-se que há uma parcela significativa destes poros (61,0 e 41,5%) que pertencem à classe dos intra-agregados. Este comportamento é atribuído à presença da fração fina do solo, microagregada, como destacado em 6.1.1. Além disso, é evidente que o solo do 1º metro possui a sua distribuição de poros concentrada nestes intra-agregados. Distribuição esta inversa ao obtido para o 2º metro, cujo maior percentual encontra-se nos interagregados.

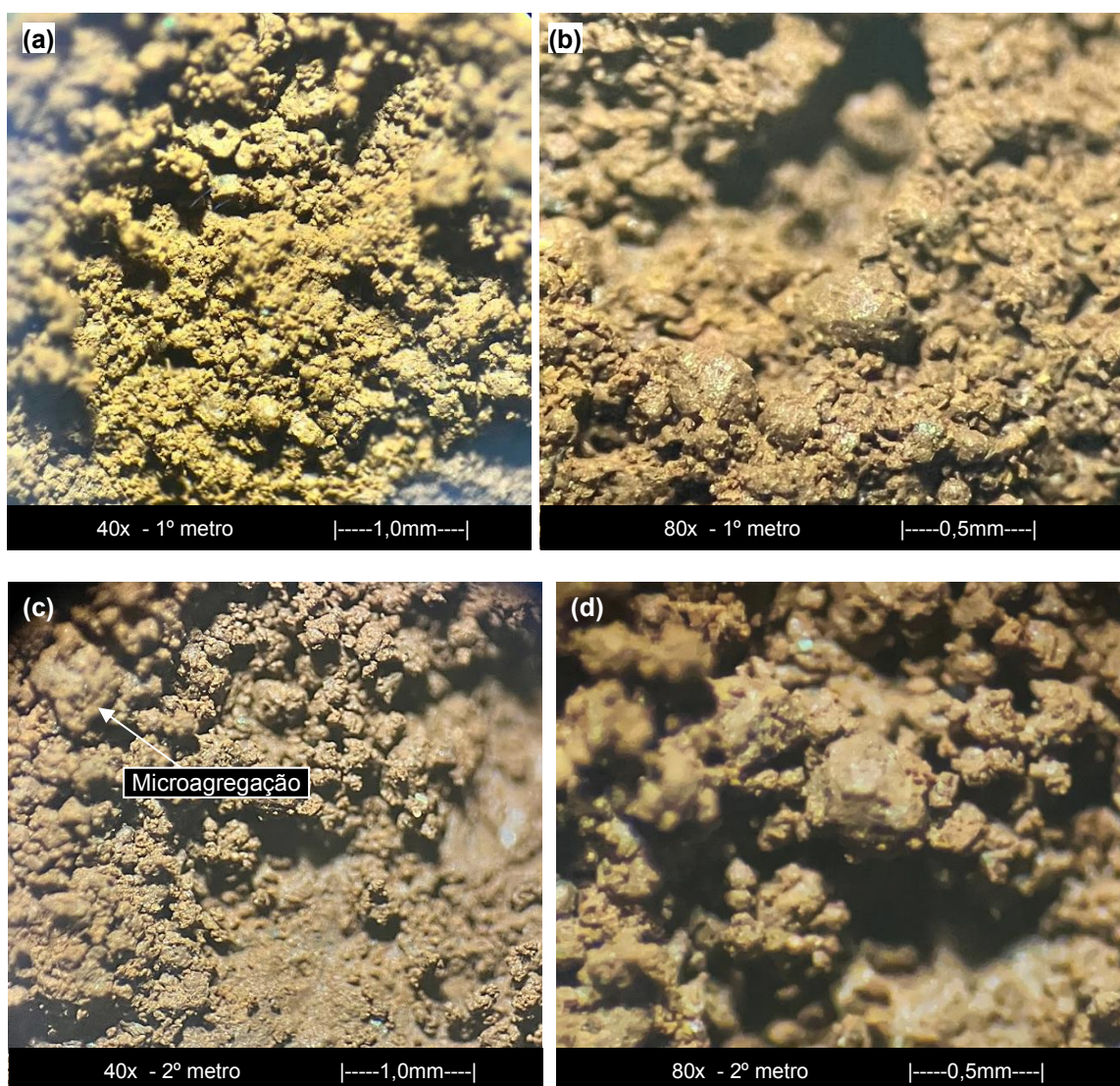
Como a estrutura dos poros interagregados influencia a taxa de infiltração de água no solo devido à sua capacidade de armazenamento e condução de água, destaca-se que o 2º metro de solo permitirá o aumento da taxa de infiltração.

Outrossim, o número de mesoporos na faixa de 30 a 75 μm é aumentado quando o solo está no 2º metro, porém, há a diminuição dos criptoporos

presentes na faixa $< 0,1 \mu\text{m}$. Tamia *et al* (1998) afirma que a existência de subclasses porosas pode ser atribuída à presença de agregados mais ou menos compactos, microagregados, incluindo areias e siltes mais ou menos grossos, de modo que a natureza arenosa das amostras contribua com esse fenômeno.

De forma a ilustrar o processo de microagregação, anteriormente confirmado neste solo, foram feitas as imagens ilustradas na Figura 6.3 a partir de um microscópio Lupa.

Figura 6.3 – Microagregação observada no microscópio Lupa para o 1º m em (a) e (b); e para o 2º m em (c) e (d)

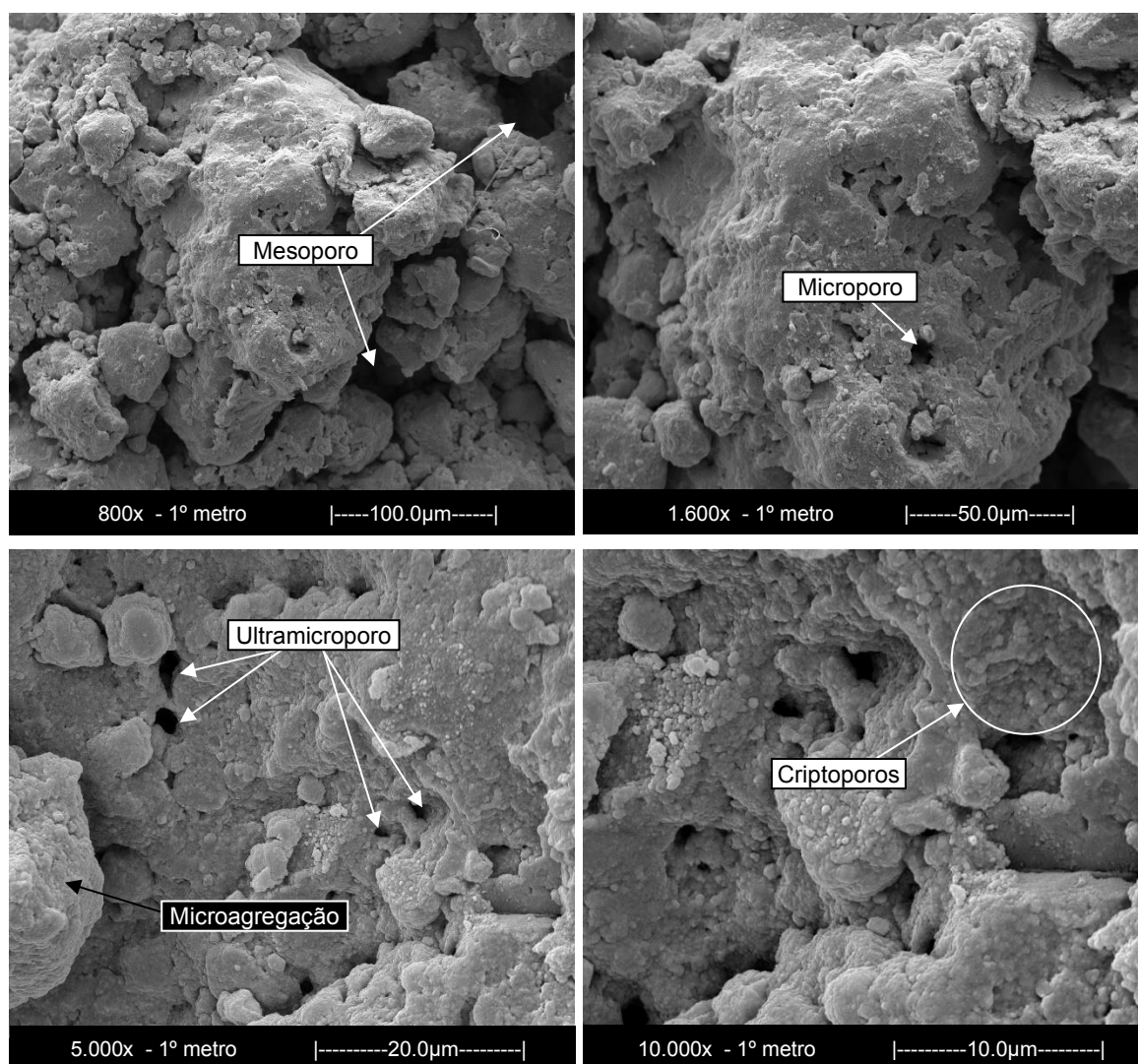


Fonte: A própria autora (2023)

A partir da escala apresentada na Figura 6.3 foi possível verificar que existem torrões agregados de tamanho próximo à 0,5 mm e que não aparecem nas curvas granulométricas apresentadas na Figura 6.1. Isto pode indicar que durante a imersão do ensaio parte destas partículas microagregadas se dispersam.

Vale salientar que não foi possível identificar a estrutura porosa a partir da escala apresentada na Figura 6.3. Portanto, para poder ter certeza sobre a forma visual dos poros que compõe este solo foram feitas imagens de maior escala em MEV ilustradas na Figura 6.4 e Figura 6.5.

Figura 6.4 – Microagregação observada no MEV para o 1º m

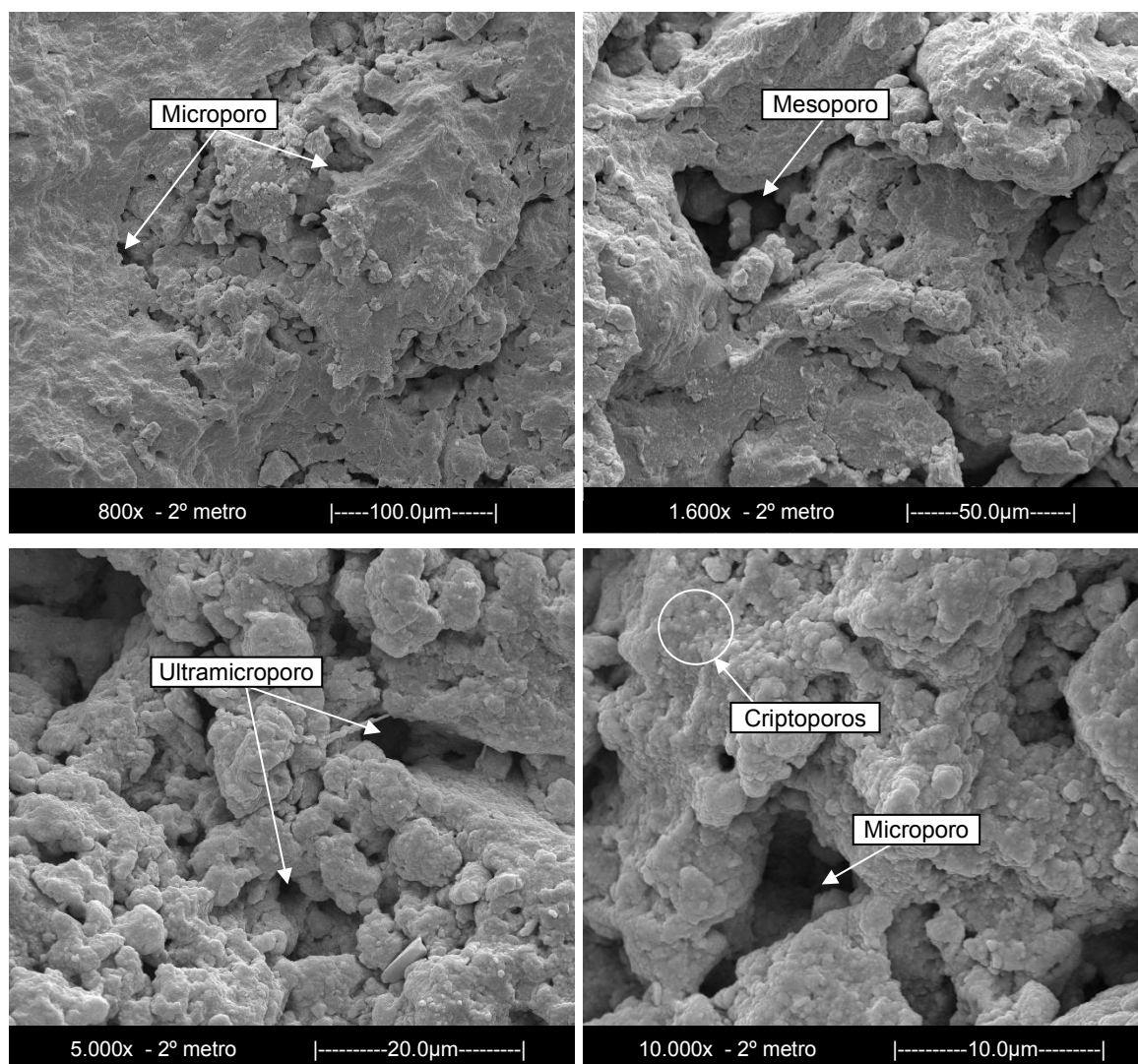


Nota: As observações apontadas correspondem à escala conforme Brewer (1976)

Fonte: A própria autora (2023)

Os poros que podem ser vistos na Figura 6.4 e Figura 6.5. são aqueles menores que 75 μm . Por isso, os macroporos não puderam ser ilustrados. Além disso, em ambas as figuras é possível observar além da microagregação o formato dos poros que são quantificados na Tabela 6.1.

Figura 6.5 – Microagregação observada no MEV para o 2º m



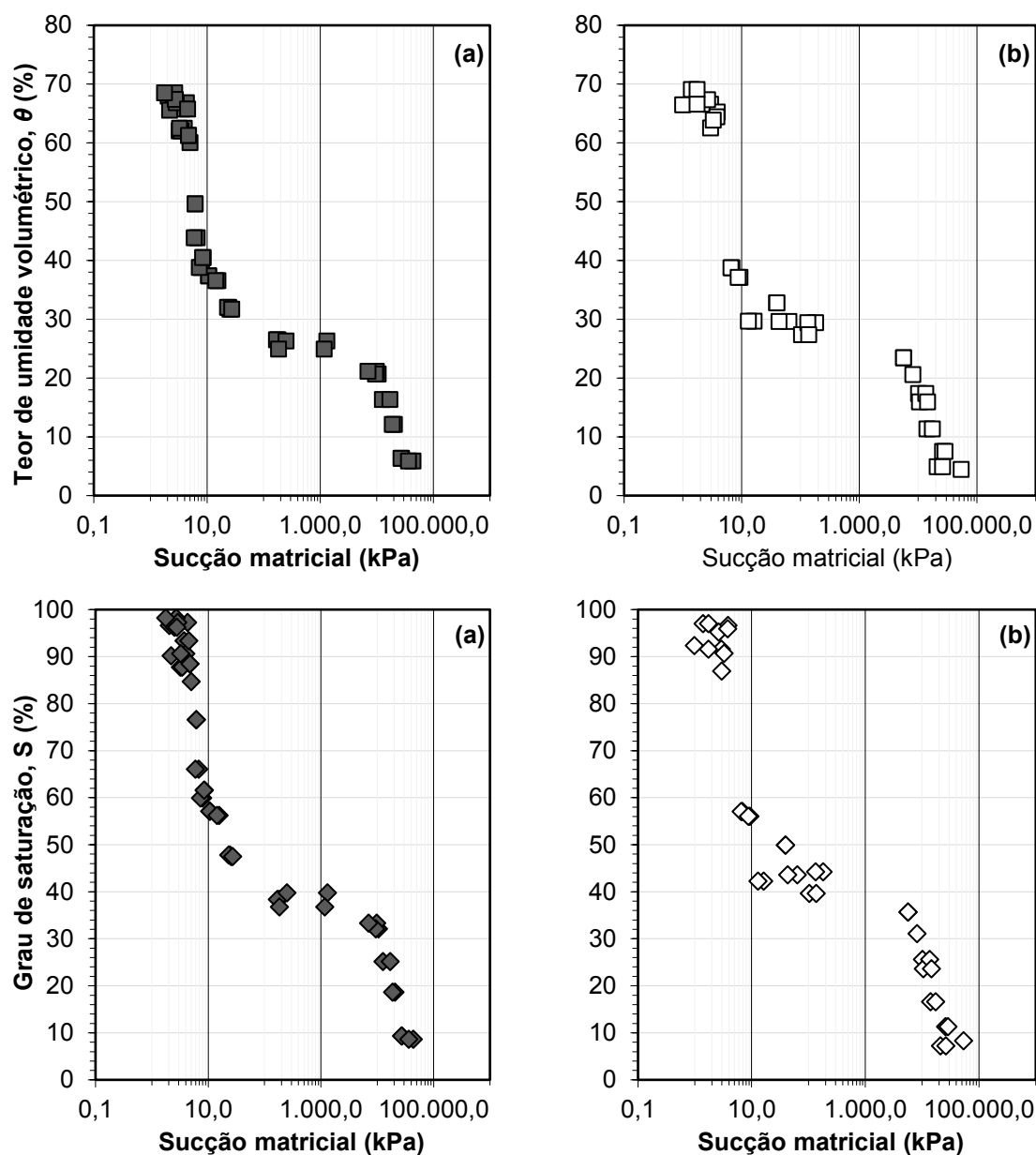
Nota: As observações apontadas correspondem à escala conforme Brewer (1976)

Fonte: A própria autora (2023)

6.1.3 Curva característica solo-água

A Figura 6.6 ilustra os pontos amostrais obtidos a partir da técnica do papel-filtro que alimentarão a curva característica solo-água (CCSA) para a trajetória de umedecimento. Vale salientar que houve alguns valores atípicos considerados *outliers* que foram excluídos da análise final. De acordo com a Figura 6.6 foram obtidos valores de sucção matricial (ψ) numa faixa aproximada de 1 a 37.000 kPa.

Figura 6.6 – Pontos amostrais da técnica do papel-filtro para o (a) 1º m e (b) 2ºm



Fonte: A própria autora (2023)

A representação do eixo das coordenadas de duas maneiras diferentes ocorreu em razão da análise das tendências das curvas (unimodal ou bimodal) que é verificada com mais facilidade quando em função do grau de saturação, e em razão das literaturas consultadas, cuja apresentação das curvas é vista comumente em função do teor de umidade volumétrico.

Na Figura 6.6 as distribuições dos pontos amostrais, para ambas as profundidades coletadas, mostram uma tendência bimodal corroborando com o exposto no item 6.1.2. A tendência da curva apresentou dois pontos de entrada de ar e uma região intermediária onde há uma pequena variação no teor de água ao longo de uma ampla faixa de sucção. Isto significa que há dois trechos de dessaturação: um próximo à baixos valores de sucção, controlado pela macroestrutura, e outro em valores elevados de sucção controlado pela microestrutura (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2002; LU; LIKOS, 2004).

Então, as CCSA ajustadas pelo modelo numérico bimodal de Gitirana Jr. e Fredlund (2004), Equação 3.21, são plotadas na Figura 6.7. E, na Tabela 6.2, são apresentados os parâmetros utilizados para tal ajuste matemático.

Tabela 6.2 – Parâmetros utilizados para ajuste matemático das CCSA

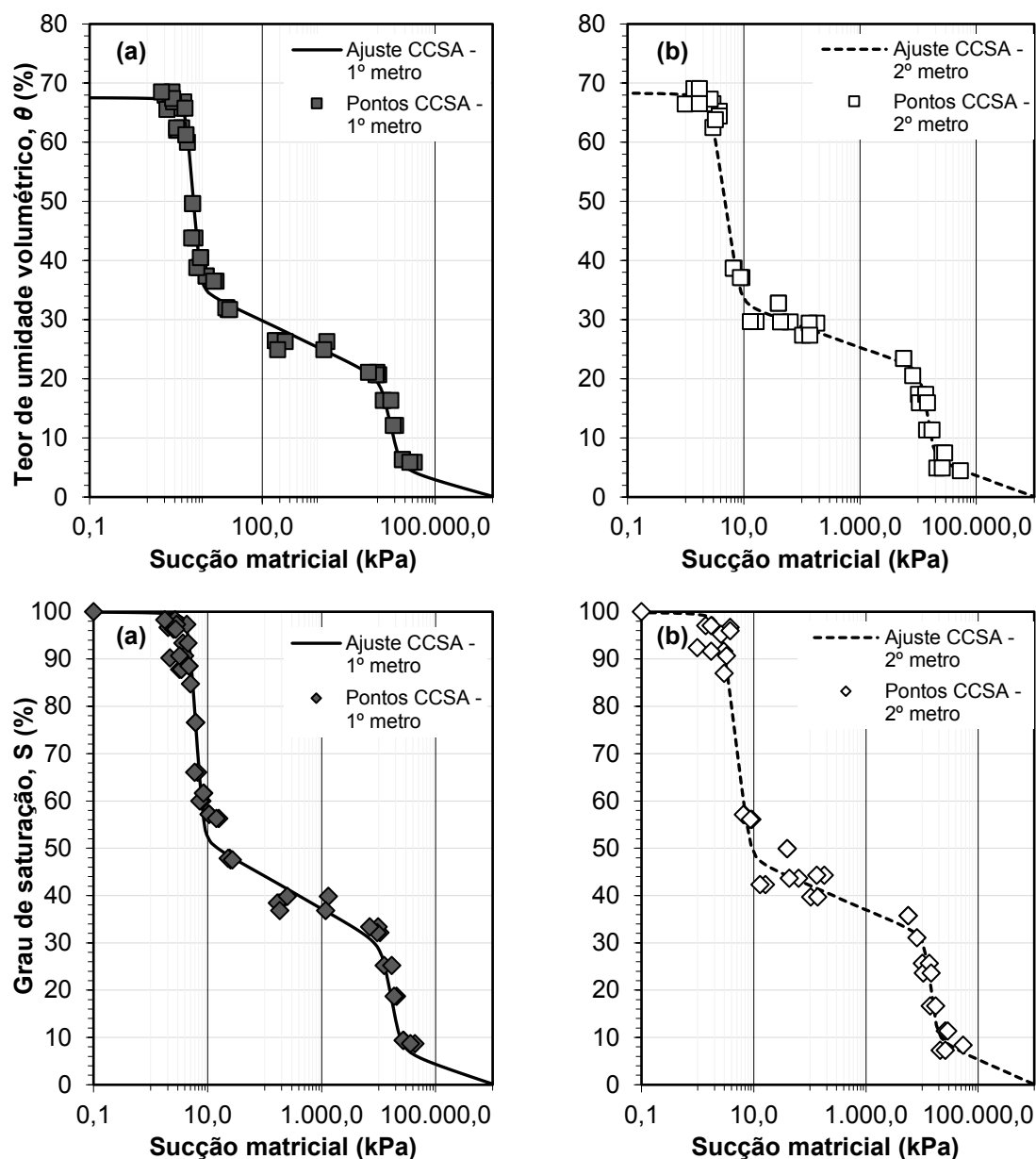
Profundidade de coleta (m)	η (%)	ψ_{b1} (kPa)	S_{b1} (%)	ψ_{r1} (kPa)	S_{r1} (%)	ψ_{b2} (kPa)	S_{b2} (%)	ψ_{r2} (kPa)	S_{r2} (%)	a	R^2
1º	67,7	4,6	100,0	8,5	51,0	12721,7	30,2	22000,0	6,5	0,05	0,98
2º	68,8	2,6	100,0	8,5	47,0	12000,0	32,0	17000,0	9,0	0,05	0,98

Nota: a é um parâmetro de ajuste do modelo; e R^2 o coeficiente de determinação dos dados

Fonte: A própria autora (2023)

Os valores de entrada de ar (ψ_b), as sucções residuais (ψ_r), grau de saturação na entrada de ar do 2º trecho (S_{b2}) e grau de saturação residual (S_r) foram determinados pela plotagem das assíntotas (GITIRANA JR.; FREDLUND, 2004). Para a tendência bimodal foram encontrados dois parâmetros, um para cada trecho da curva, sendo eles: ψ_{b1} e ψ_{b2} ; S_{b1} e S_{b2} ; ψ_{r1} e ψ_{r2} ; S_{r1} e S_{r2} .

Figura 6.7 – CCSA ajustada aos pontos amostrais do (a) 1º m e (b) 2ºm



Fonte: A própria autora (2023)

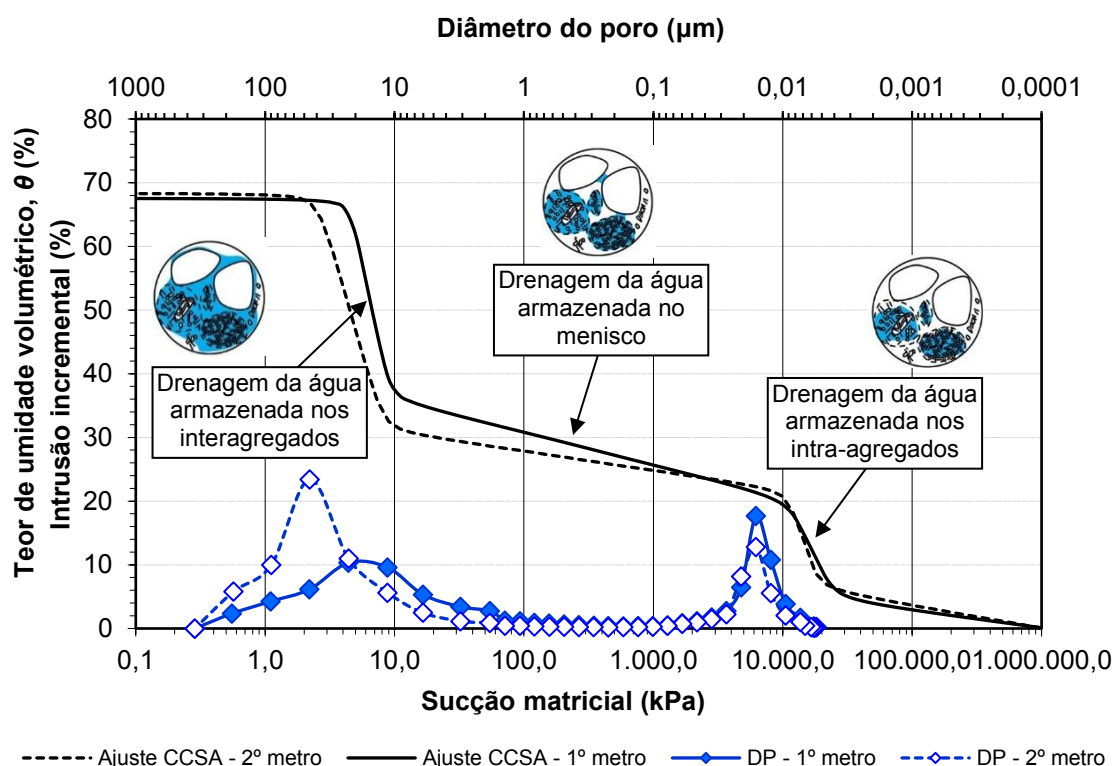
Conforme indicado nos resultados da análise de porosimetria, o 1º metro de solo apresentou uma quantidade menor de poros em relação ao 2º metro, sendo necessário uma quantidade de água proporcionalmente menor para se atingir a saturação do solo. Embora a diferença na umidade volumétrica de saturação entre o solo do 1º metro ($\theta_{b1} = 67,5 \%$) e o do 2º metro ($\theta_{b1} = 68,5 \%$) pareça modesta, conforme ilustrado na Figura 6.7, ela é significativa no contexto da dinâmica de infiltração e da capacidade de retenção de água do solo, influenciando o desempenho dos poços de infiltração em nossa análise.

Ainda, ao analisar a Tabela 6.2, evidencia-se que ambos os VEA encontrados corroboram com as faixas de valores em função do tamanho da partícula de solo apresentadas por Aubertin *et al.* (1998). Vale ressaltar que esta afirmação é verdadeira apenas quando a análise de tamanho de partícula é usada independentemente do defloculante.

Especificamente, o solo do 1º metro apresenta uma sucção ψ_{b1} maior (4,6 kPa) em comparação ao solo do 2º metro (2,6 kPa). Esta maior sucção no 1º metro está associada a uma ligeira diminuição na porosidade, conforme os dados indicam 67,7 % contra 68,8 % no 2º metro. Esta observação está em concordância com os estudos de Pelaquim (2021) e Oliveira *et al.* (2022).

Além disso, tendo em vista a distribuição de frequência de poros anteriormente apresentada, é possível criar um gráfico unificado (Figura 6.8) que corrobora com a teoria de que os picos desta distribuição podem ser utilizados para prever as CCSA.

Figura 6.8 – Frequência de distribuição de tamanho de poros e CCSA

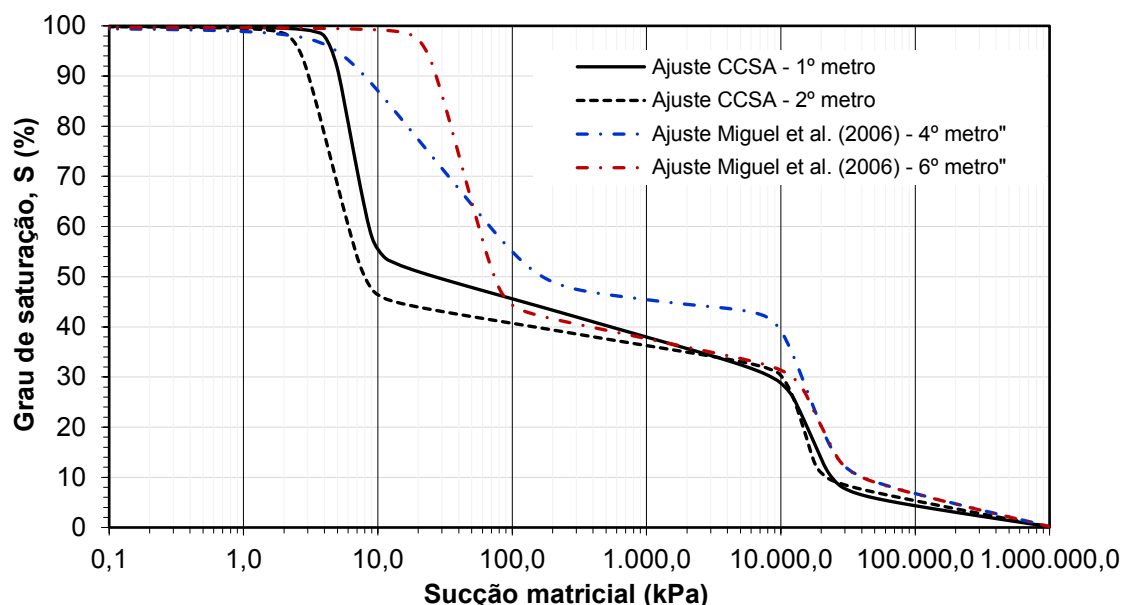


Fonte: A própria autora (2023) e adaptado de Chen *et al.* (2019)

Para uma melhor análise do efeito da profundidade de coleta destas amostras nas curvas características foi feita uma sobreposição das duas CCSA,

apresentada na Figura 6.9. Além disso, inseriu-se também na Figura 6.9, a curva característica obtida por Miguel *et al.* (2006) em amostras coletadas a 4 m ($\eta = 66\%$; $\psi_{b1} = 5$ kPa) e 6 m ($\eta = 65\%$; $\psi_{b1} = 23$ kPa) de profundidade, próximo ao local de coleta do solo estudado nesta tese. Vale ressaltar que o 2º trecho de dessaturação destas curvas foram estimados por Pelaquim (2021).

Figura 6.9 – Sobreposição das CCSA de diferentes profundidades



Fonte: A própria autora (2023); e adaptado de Pelaquim (2021)

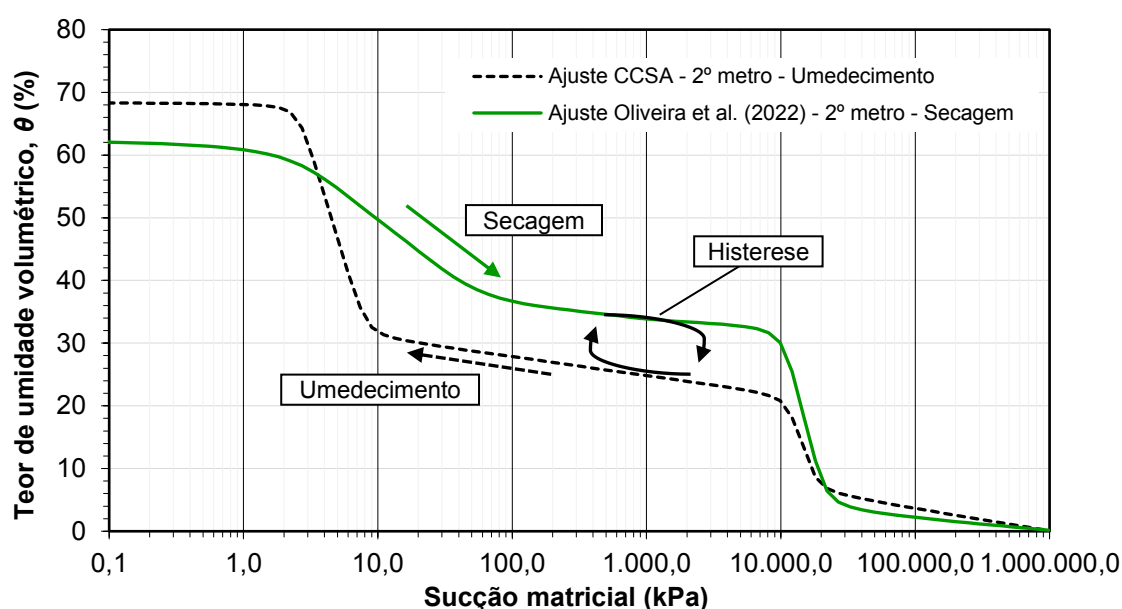
Observa-se na Figura 6.9 que a diferença entre as curvas se torna menos evidente após o ψ_{b2} (segundo VEA), resultando em um comportamento semelhante quando se compara as duas estruturas. Isso indica que a proporção de vazios e quantidade de poros não afeta significativamente estas CCSA em altas sucções (GAO; SUN, 2017). Além disso, os valores de ψ_{b2} confirmam a influência da composição mineralógica quando se observam solos semelhantes estudados por outros pesquisadores, como Romero *et al.* (1999). Esses autores destacam que essa faixa de sucção é onde ocorrem os efeitos de adsorção em minerais argilosos específicos, incluindo a caulinita.

Ao avaliar as curvas obtidas neste estudo em comparação com aquelas documentadas por Miguel *et al.* (2006), os resultados estão em linha com as expectativas. Especificamente, os valores de ψ_{b1} para as profundidades de 4º e 6º m, que apresentam menor porosidade, são consistentemente maiores do que os das profundidades de 1º e 2º m. Isso pode ser atribuído ao processo pedogenético que

este solo específico sofreu. Durante sua formação, à medida que avançamos em profundidade, a argila residual mostra uma tendência de diminuição no volume de poros. Esta diminuição é diretamente associada ao aumento da resistência à penetração (VARGAS, 1985). Este comportamento está em consonância com os dados apresentados no Quadro 5.1

Como mencionado no item 4.2.2, Oliveira *et al.* (2022) apresentaram a CCSA para este mesmo solo coletado a 2 m de profundidade, porém, para a trajetória de secagem ($\psi_{b1} = 3$ kPa). A Figura 6.10 foi criada ao acrescentar esta curva de secagem à curva de umedecimento do 2º m deste estudo.

Figura 6.10 – Avaliação da histerese para o 2º m de profundidade



Fonte: A própria autora (2023)

Como pode ser lido na Figura 6.10, constatou-se o fenômeno da histerese, haja vista que a sobreposição das curvas de umedecimento e secagem apresentaram um comportamento não linear. Ao avaliar diferentes resultados experimentais de CCSA da literatura, verifica-se que este efeito pode ocorrer devido a inúmeros fatores, incluindo a presença de porosidade estrutural, irregularidades nas seções transversais dos vazios e interações eletrostáticas entre as partículas do solo e forças capilares.

Vale salientar que a divergência nas porosidades entre as curvas de umedecimento e secagem tem um impacto direto no ψ_{b1} , influenciando assim a quantidade de água disponível no poro. Esta discrepância nas porosidades é tratada

como um dos motivos pelo qual a curva de secagem começa abaixo da curva de umedecimento. Além disso, o ângulo de contato de um menisco avançante durante o umedecimento é maior se comparado ao menisco recuante na fase de secagem, resultando em uma retenção de água mais substancial durante a secagem do solo.

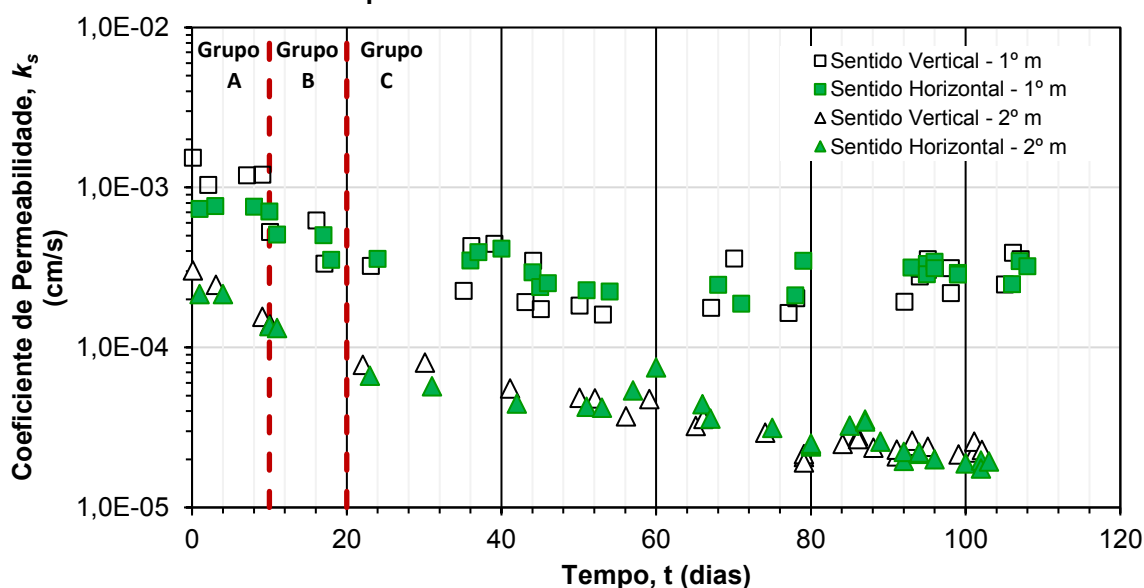
Essa diferença no ângulo de contato entre as fases evidencia que, durante a secagem, o solo retém mais água do que na etapa de umedecimento. A compreensão desse comportamento e das variações de porosidade entre as fases é vital para entender a dinâmica de retenção e disponibilidade de água no solo sob diferentes condições de umidade.

Zhai *et al.* (2020) confirmam que estes VEA são relacionados diretamente ao ângulo de contato do menisco. Afirmam ainda que quanto maior o ângulo de contato do menisco menor o VEA e menor o θ_{b1} porque a condição de equilíbrio pode ser alcançada com uma sucção menor. Entretanto, os resultados da Figura 6.10 demonstram que este solo somente obedece a este preceito para valores maiores que o ψ_{b1} sendo que a causa pode estar interligada ao ar aprisionado, comum aos solos finos.

6.1.4 Permeabilidade saturada

A Figura 6.12 compila os pontos amostrais encontrados a partir do ensaio de permeabilidade a carga variável.

Figura 6.11 – Pontos amostrais – permeabilidade – laboratório



Fonte: A própria autora (2023)

Os resultados foram subdivididos em três grupos menores de modo a facilitar as análises. Constam no grupo A os valores de k obtidos do dia 0 ao dia 10 de ensaio; no grupo B os valores de k obtidos do dia 10 ao dia 20 de ensaio; e no grupo C os valores de k obtidos a partir do dia 20 até o término do ensaio.

A partir da Figura 6.12 é possível construir a Tabela 6.3, separando por grupo e reunindo os valores médios de $\overline{k_s}$. Assim, é possível afirmar que as ordens de grandeza encontradas, 10^{-4} e 10^{-5} cm/s, são compatíveis com os valores relatados na literatura para a faixa granulométrica de solos argilosos (HILLEL, 1980) e corroboram com o encontrado anteriormente por outros autores, em ensaios de campo realizados no CEEG/UEL, dos tipos infiltrômetro de anel e Guelph (RODRIGUEZ *et al.*, 2015; DÁL-COL, 2022).

Tabela 6.3 – Resultados médios de permeabilidade por grupo

Profundidade de coleta (m)	Sentido de percolação	$\overline{k_s}$ (cm/s)		
		Grupo A	Grupo B	Grupo C
1º	Vertical	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$4,3 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$
	Horizontal	$7,4 \cdot 10^{-4}$	$4,3 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-4}$
2º	Vertical	$2,1 \cdot 10^{-4}$	$7,9 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-5}$
	Horizontal	$1,9 \cdot 10^{-4}$	$9,9 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-5}$

Fonte: A própria autora (2023)

Ao examinar os valores de $\overline{k_s}$ obtidos para os grupos A, B e C, entende-se que os valores obtidos para o grupo A, não são representativos do coeficiente de permeabilidade saturado. Isso porque observa-se que há uma diminuição significativa nas ordens de grandezas ao compará-lo aos outros dois grupos, B e C. Em outros termos, para o solo do 1º metro o valor de $\overline{k_s}$ passa de, no máximo, 10^{-3} cm/s no grupo A para 10^{-4} cm/s no grupo B e C. E, isso se repete para o solo do 2º metro cujo valor de $\overline{k_s}$ passa de no máximo 10^{-4} cm/s no grupo A para 10^{-5} cm/s no grupo B e C.

Inicialmente, a diminuição nos valores de k_s com o tempo pode ser atribuída ao transporte de partículas finas para o interior dos poros da amostra. A NBR 14545 (ABNT, 2021) também descreve a possibilidade de ocorrência de um adensamento adicional da amostra devido às forças de percolação da água, que estão relacionadas a gradientes hidráulicos elevados.

Ademais, nota-se, ao observar variação das ordens de grandeza encontradas que, em geral, o valor de k_s para o 1º metro de profundidade é maior do que o do 2º metro. Haja vista que o solo do 2º metro apresentou maior volume de interagregados (poros maiores em maior quantidade) era de se esperar, como observado por Lin *et al.* (1998) e Failache e Zuquette (2018), que o k_s do 2º metro também fosse maior em relação ao 1º metro.

Entretanto, tendo a premissa de que neste ensaio o solo está saturado, observou-se que o k_s foi maior naquela profundidade onde o solo apresenta menor proporção de interagregados, e, conseqüentemente, uma maior quantidade de intra-agregados. Esta observação sugere que os poros interagregados podem não ser tão conectados, dificultando o fluxo de água através deles. Em contraste, a água parece fluir mais facilmente através dos poros intra-agregados, onde as partículas estão mais próximas, promovendo uma maior conectividade entre os poros e permitindo um fluxo contínuo de água.

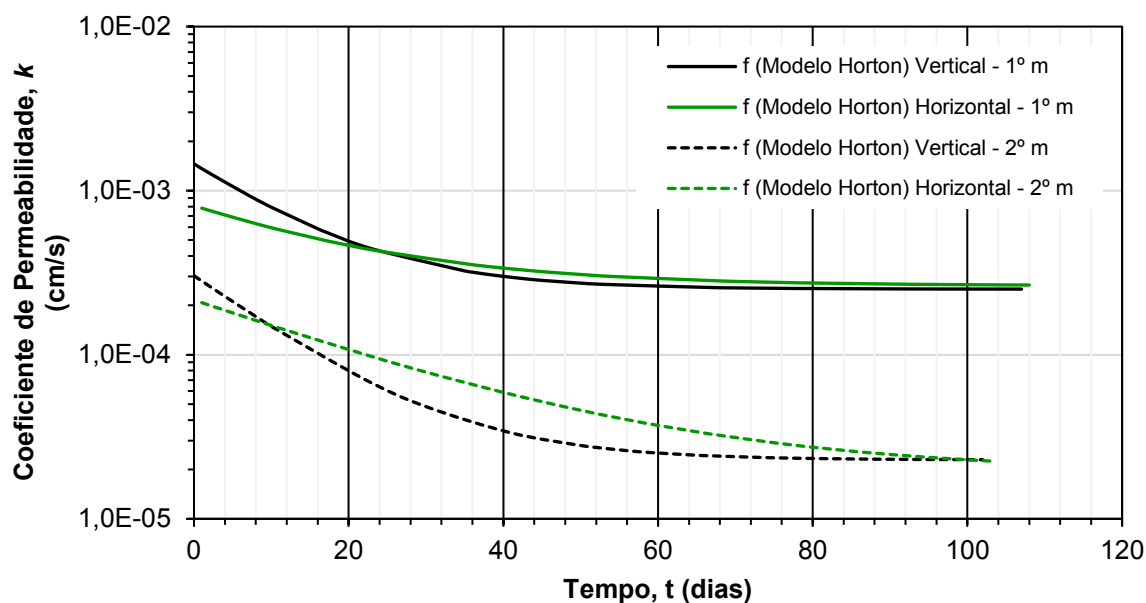
Além disso, o resultado de k_s maior no 1º metro indica que há maior retenção de água nos intra-agregados desta faixa de solo. Flint *et al.* (2002) mencionam que esta é uma característica típica de solos que contém finos. Isto corrobora com os resultados também maiores de ψ_{b1} encontrados para o 1º metro e sugere que no 2º metro existem vazios oclusos que diminuem a conectividade do sistema poroso e cria barreiras físicas para o movimento da água.

Tanto nos ensaios laboratoriais quanto nos ensaios de campo que serão abordados no item 6.2, o ajuste da permeabilidade saturada k_s foi determinada na fase assintótica, com o objetivo de identificar a taxa mínima que tende a se estabilizar na condição de saturação para $t \rightarrow \infty$. Para se adequar aos dados experimentais, a equação de Horton (1940) foi empregada para ajuste aos dados experimentais (Equação 3.31) e as curvas obtidas neste processo são ilustradas na Figura 6.12.

Os resultados foram ajustados por meio de regressão não linear para obter os parâmetros f_0 , f_c e α – taxa de infiltração inicial, taxa de infiltração em estado estável à medida que o solo se aproxima da saturação, ou k_s , e uma constante derivada do ajuste, respectivamente. A partir dessas equações, foi possível analisar o momento em que a taxa final de infiltração é alcançada para cada ponto avaliado. Observando-se a Figura 6.12, nota-se que as curvas se cruzam em determinados

pontos, levando a inversões nos valores de k_s , e se sobrepõem à medida que se aproximam do fim do ensaio.

Figura 6.12 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – laboratório



Profundidade de coleta (m)	Sentido de percolação	Ajuste Horton (1940)	R ²
1º	Vertical	$f(t) = 2,5 \cdot 10^{-4} + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,08t}$	0,81
	Horizontal	$f(t) = 2,6 \cdot 10^{-4} + 8,1 \cdot 10^{-4} \cdot e^{-0,05t}$	0,79
2º	Vertical	$f(t) = 2,3 \cdot 10^{-5} + 3,0 \cdot 10^{-4} \cdot e^{-0,08t}$	0,98
	Horizontal	$f(t) = 1,9 \cdot 10^{-5} + 2,2 \cdot 10^{-4} \cdot e^{-0,04t}$	0,94

Nota: $f(t)$ – taxa de infiltração no tempo; t – tempo; R^2 – coeficiente de determinação dos dados;

Fonte: A própria autora (2023)

A Tabela 6.4 apresenta a análise estatística básica dos valores médios de $\overline{k_s}$ (considerando apenas os grupos B e C) e das medidas de f_c . De forma geral, a análise dos resultados destaca a semelhança entre as ordens de grandeza de $\overline{k_s}$ e f_c . Esta condição é explicada pelo bom R^2 obtido nos ajustes do modelo apontados na Figura 6.12.

Tabela 6.4 – Análise estatística básica dos resultados de $\overline{k_s}$ dos grupos B e C

Parâmetros	1º metro		2º metro	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
$\overline{k_s}$ (cm/s)	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-5}$
Desvio padrão (cm/s)	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$8,0 \cdot 10^{-5}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$2,4 \cdot 10^{-5}$
CV (%)	0,4	0,3	0,5	0,7
A		1,1		1,1
k' (cm/s)		10^{-4}		10^{-5}
f_c (cm/s)	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-5}$	$1,9 \cdot 10^{-5}$

Nota: CV – coeficiente de variação; A – grau de anisotropia $\overline{k_{sH}}/\overline{k_{sV}}$; k' – coeficiente isotrópico equivalente $\sqrt{\overline{k_{sH}} \cdot \overline{k_{sV}}}$.

Fonte: A própria autora (2023)

Ainda de acordo com a Tabela 6.4, os resultados relacionados ao grau de anisotropia (A) de 1,1 indica que a condutividade hidráulica horizontal é ligeiramente maior (10% maior, neste caso) do que a condutividade hidráulica vertical. Ou seja, a água tem uma leve tendência a se mover mais facilmente na direção horizontal do que na vertical.

No entanto, esse valor próximo de 1 sugere que a anisotropia é relativamente baixa e que o meio tem quase a mesma facilidade para a transmissão de água tanto na direção horizontal quanto na vertical. Por isso, foi calculado também o coeficiente isotrópico equivalente (k') confirmando os resultados de 10^{-4} e 10^{-5} cm/s para os solos do 1º e 2º metro, respectivamente.

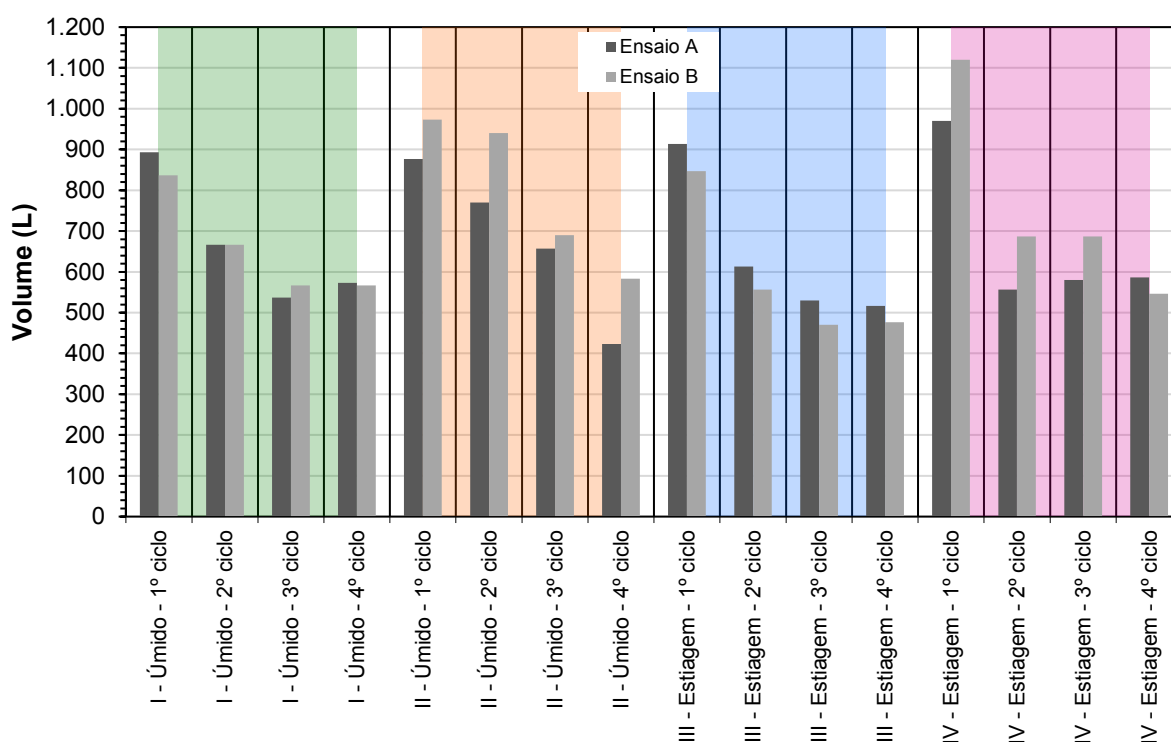
6.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

6.2.1 Capacidade máxima de detenção

Embora o dimensionamento do poço, discutido na seção 5.5, tenha sido realizado antes da análise dos resultados dos ensaios laboratoriais abordados em 6.1.4, identificou-se a relevância de determinar a real capacidade máxima de detenção do poço. Esta necessidade surge devido à presença de uma pluma de saturação ao redor do poço, que contribui para a retenção e absorção da água direcionada ao poço. Avaliações das vazões e tempos necessários para encher o poço de infiltração foram realizadas durante 4 ciclos completos (A e B) ao longo de um ano.

É importante destacar que, em todos os ensaios, o volume máximo considerado para o poço (antes do transbordamento) foi estabelecido em 1,6 m de coluna de água, correspondendo a 804 L. Conforme mencionado por Siviero *et al.* (2020), a construção deste tipo de estrutura geralmente inclui uma conexão na parte superior com uma caixa de sedimentação ou uma boca de lobo. Estes dispositivos são responsáveis por direcionar a água coletada pelo elemento de captação ao sistema de infiltração e, adicionalmente, gerenciar qualquer excesso de água que possa transbordar do poço. A Figura 6.13 ilustra os volumes aplicados ao poço durante os ensaios.

Figura 6.13 – Capacidade de retenção dos poços



Fonte: A própria autora (2023)

Os ensaios durante o período de estiagem, especificamente no grupo IV, demonstraram uma capacidade de infiltração significativamente alta, principalmente no ensaio B do 1º ciclo. A capacidade de infiltração tendeu a diminuir ao longo dos ciclos em todos os grupos. Isso pode estar relacionado à saturação do solo ou às condições específicas durante o período de ensaio.

Mesmo durante o período úmido, onde se esperaria uma maior umidade antecedente, os volumes de infiltração foram substanciais, o que demonstra a eficácia do poço de infiltração.

É essencial ressaltar, ao analisar a Figura 6.13, que, no início dos 1^{os} ciclos, o poço estava sempre completamente vazio. No entanto, para os 2^{os}, 3^{os} e 4^{os} ciclos, ainda havia água residual proveniente do ciclo anterior, conforme detalhado na Tabela 6.5. Este procedimento foi adotado para simular como a infraestrutura reagiria a um evento intenso de precipitação antes de ter a oportunidade de esvaziar completamente, uma situação realista que pode ocorrer em campo (SIVIERO *et al.*, 2020).

Tabela 6.5 – Carga residual ao final do ensaio

Ensaio	Grupo – Período	Carga residual (cm)			
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	4º ciclo
A	I - Úmido	12,5	15,0	7,6	12,0
B		16,7	16,6	16,9	17,0
A	II - Úmido	17,5	19,4	27,4	31,4
B		12,5	28,2	34,8	38,4
A	III - Estiagem	11,0	26,0	35,6	41,4
B		16,2	27,7	38,1	34,4
A	IV - Estiagem	15,7	17,4	23,2	29,2
B		18,5	22,5	30,5	34,3

Nota: Em negrito as cargas residuais que ao final do ensaio permaneceram maiores que 20 % da carga inicial = 32 cm.

Fonte: A própria autora (2023)

A partir da Figura 6.13 observou-se uma tendência geral de diminuição na capacidade de armazenamento do 1º ao 3º ciclo para os grupos I e III em ambos os ensaios A e B. No entanto, essa tendência foi interrompida no 4º ciclo, onde um ligeiro aumento na capacidade foi observado. Vale ressaltar que essa tendência não foi consistentemente observada nos grupos II e IV, onde vimos variações na capacidade de retenção entre os ensaios e os ciclos. Isso significa que após o 1º ciclo de saturação o solo já perde parte da sua capacidade de detenção, cerca de -25 % no grupo I e -32 % no grupo III.

Para o grupo II, após o 1º ciclo, observou-se uma redução geral de cerca de -52% na capacidade de retenção no ensaio A. No ensaio B, apesar de uma breve elevação inicial, a capacidade de retenção diminuiu cerca de -40% até o 4º ciclo. No grupo IV, tanto no ensaio A quanto no B, observou-se uma diminuição geral na capacidade de retenção, sendo de cerca de -40% e -51%, respectivamente. É

importante observar que a tendência de redução não foi linear e apresentou variações entre os ciclos.

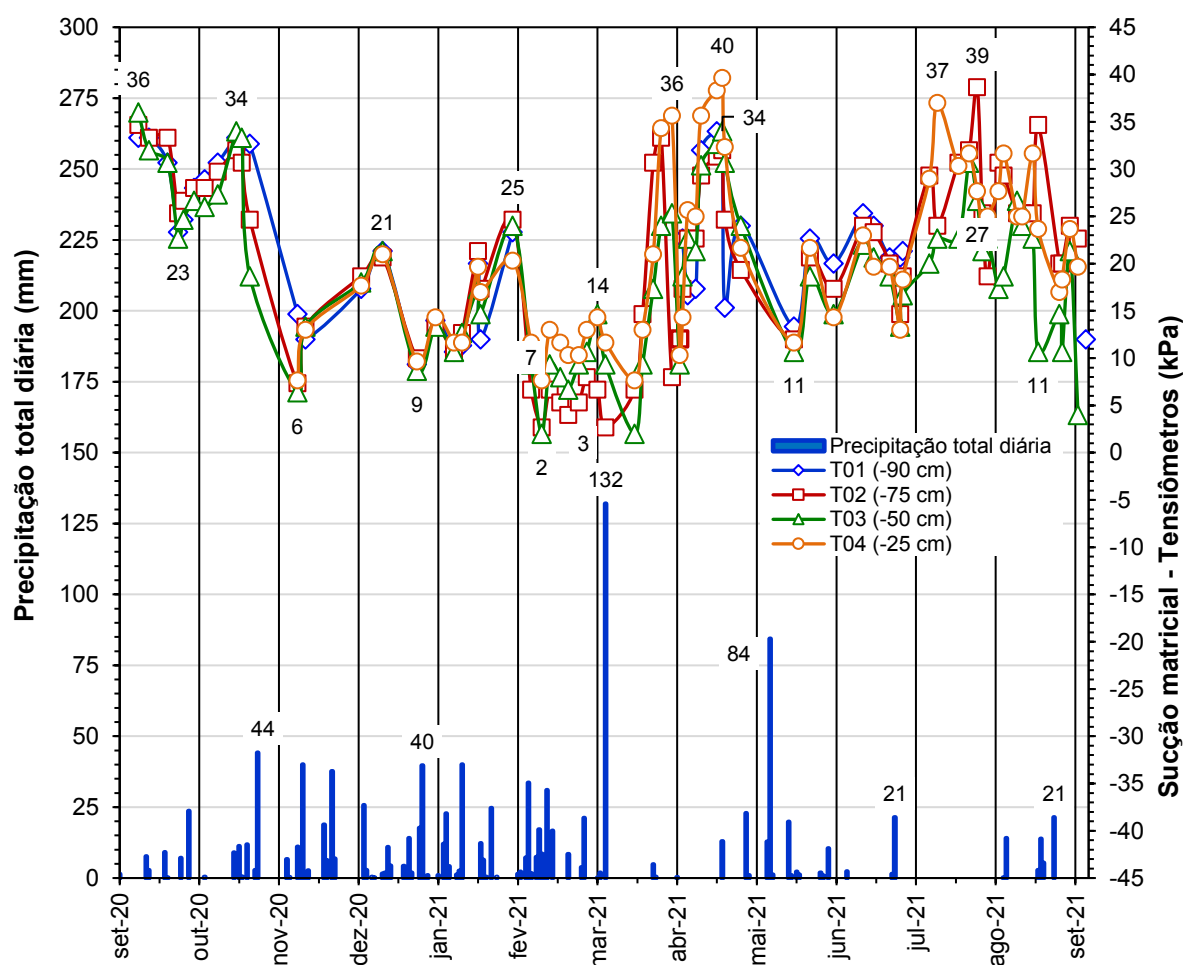
Dentre os maiores volumes de retenção estão justamente os dias em que houve precipitação, conforme pontuado na Tabela 5.9, ou seja, o aumento no grau de saturação. No 1º ciclo do grupo II houve retenção de 877 L no ensaio A, já no ensaio B (após a chover 12,9 mm) de 973 L, significando um aumento de +11 %. E, no 1º ciclo do grupo IV houve retenção de 970 L no ensaio A, já no ensaio B (após a chover 51,8 mm) de 1.120 L, ou seja +15 %.

Essas alterações podem ser atreladas às sucções e à pluviosidade que aconteceu durante ou antes do ensaio. Quanto maior a sucção do solo, maior será a capacidade de reter e absorver água. Entretanto, sabe-se também que o aumento no grau de saturação do solo ocasionará diminuição da sucção e, como resultado, uma redução nas propriedades de infiltração do solo (LEÃO CARVALHO, 2013). Este comportamento de retenção será tratado com maior profundidade no item 6.2.2.

6.2.2 Tensiometria

A Figura 6.14 compila as leituras dos tensiômetros T01, T02, T03 e T04 ao longo de um ano em função da precipitação total diária. A análise desses dados é crucial para corroborar as futuras avaliações sobre a influência da sucção e do grau de saturação na taxa de infiltração do solo. A maioria dos valores de sucção varia de baixos (no mínimo 2 kPa) a moderados (no máximo 40 kPa). Isso indica que o solo tem uma capacidade moderada de retenção de água. Os valores mais baixos de sucção indicariam um solo mais saturado ou um solo que retém água eficientemente (como um solo argiloso), enquanto valores mais altos indicariam um solo mais seco ou menos retentivo (como um solo arenoso) (VANAPALLI *et al.*, 1999; LIKOS; JAAFAR, 2013).

Figura 6.14 – Tensiometria registrada no período de setembro de 2020 a setembro de 2021



Fonte: A própria autora (2023) e INMET (2022)¹⁹

De maneira geral, os dados dos tensiômetros mostram uma variação clara nas sucções durante os períodos úmidos (com sucções mais baixas) e secas (com sucções mais elevadas). Em abril, por exemplo, os tensiômetros registraram sucções matriciais de cerca de 40 kPa próximo à superfície (-25 cm) e de aproximadamente 34 kPa em profundidades maiores (-90 cm). No entanto, em março e maio, esses valores foram significativamente menores, com sucções próximas a 2 kPa e 11 kPa, respectivamente.

Importante destacar que a maior precipitação diária registrada em março de 2021, que atingiu 132 mm, resultou em um evento de alagamento, conforme ilustrado na Figura 4.7 (b) do ponto de situação apresentado nesta tese. Durante esse evento, os tensiômetros T02 e T04 apontaram sucções variando entre 3 a 14 kPa, para profundidades que variam de -75 cm a -25 cm.

¹⁹ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 18 de out. de 2022

Certifica-se que a relação entre a variação da sucção e a profundidade em que o tensiômetro foi instalado não foi tão evidente quanto mencionado por Fernandes (2016). Embora haja algumas variações nos dados, elas não parecem seguir uma tendência clara que confirme a faixa de variação ser mais ampla para os tensiômetros mais profundos em comparação com os mais rasos.

O que se observa é uma tendência distintiva relacionada à profundidade do solo e sua umidade. Especificamente, o T04, posicionado a uma profundidade de -25 cm, apresentou leituras que variavam de forma mais acentuada ao longo do período monitorado, indicando uma maior suscetibilidade às influências externas, como precipitação e evaporação, comuns na camada superficial do solo. Por outro lado, tensiômetros localizados em profundidades maiores, como o T01 e T02, posicionados a -90 cm e -75 cm, respectivamente, revelaram valores de sucção mais estáveis e menos propensos a flutuações abruptas.

Esse comportamento corrobora a noção amplamente aceita de que a umidade do solo tende a ser mais variável nas proximidades da superfície, enquanto em profundidades maiores, as condições de umidade tendem a ser mais constantes e menos afetadas por variações diárias ou eventos climáticos de curta duração.

6.2.2. Permeabilidade por rebaixamento – poço de infiltração

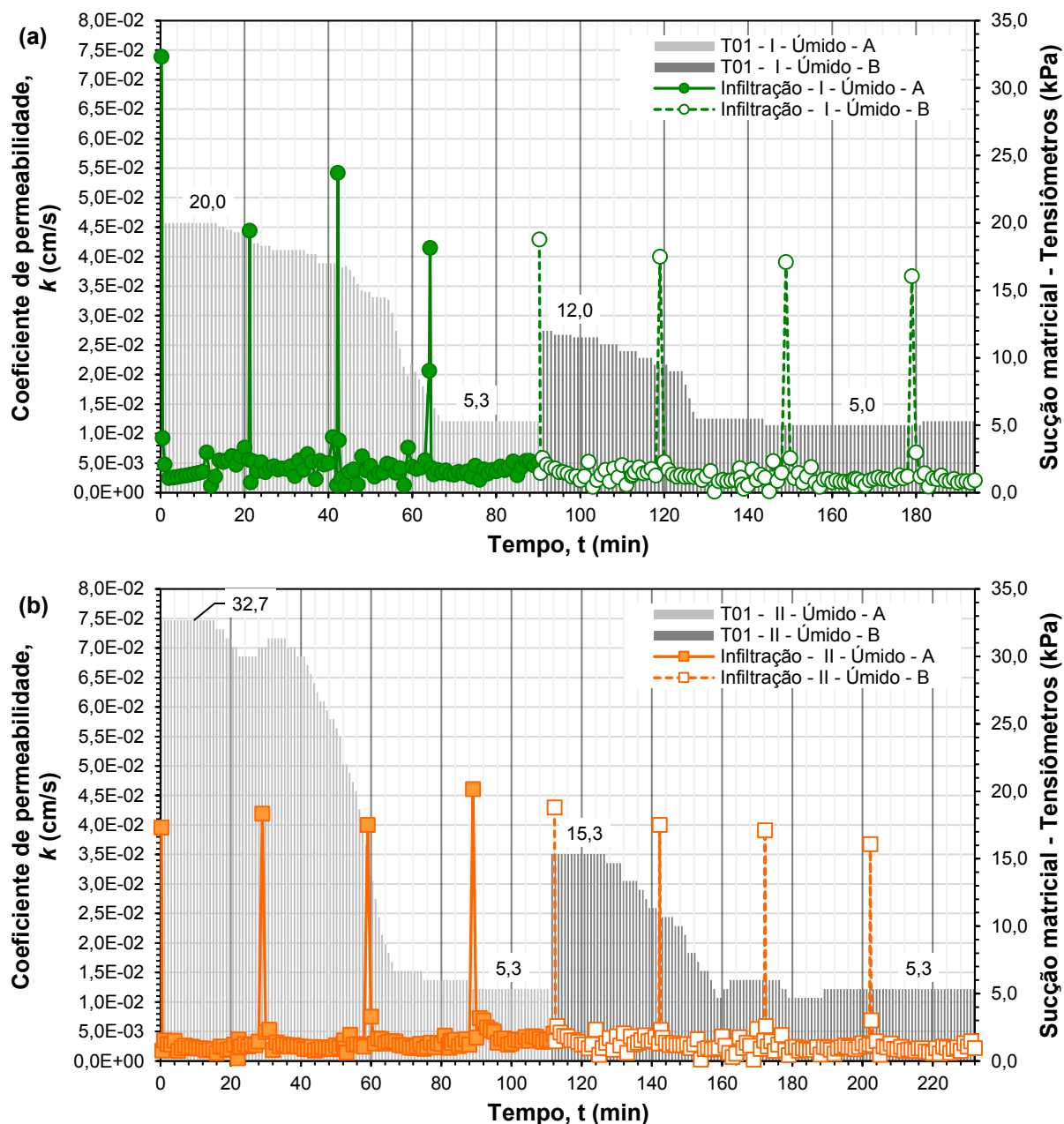
A Figura 6.15 e Figura 6.16 compilam os pontos amostrais encontrados do 1º ao 4º ciclo, A e B, a partir dos ensaios de rebaixamento no poço de infiltração e ao utilizar a Equação 3.27 de Rodio (1965). Em uma análise prévia verifica-se claramente o decréscimo da permeabilidade conforme o passar do tempo de ensaio. O comportamento de esvaziamento foi bastante similar em ambos os dias de ensaios com atenção especial para os picos que aparecem quando há a aplicação da carga hidráulica no início de cada ciclo.

Além disso, durante o rebaixamento foram realizadas as leituras no tensiômetro T01 próximo ao poço. De maneira geral, nota-se uma tendência nas leituras do tensiômetro de diminuir de intensidade conforme o avanço da saturação.

Antes do ensaio, o maior valor de sucção registrado foi o de 32,7 kPa e ocorreu no grupo II – ensaio A. Ao comparar este valor com a pluviosidade apontada na Tabela 5.9 justifica-se este registro entendendo que nesta estação um período de 7 dias sem chuva é suficiente para elevar a sucção do solo. Por outro lado, no ensaio

B, após a chuva de 12,9 mm o solo atingiu a sucção de 15,3 kPa, cerca de -50 % de redução.

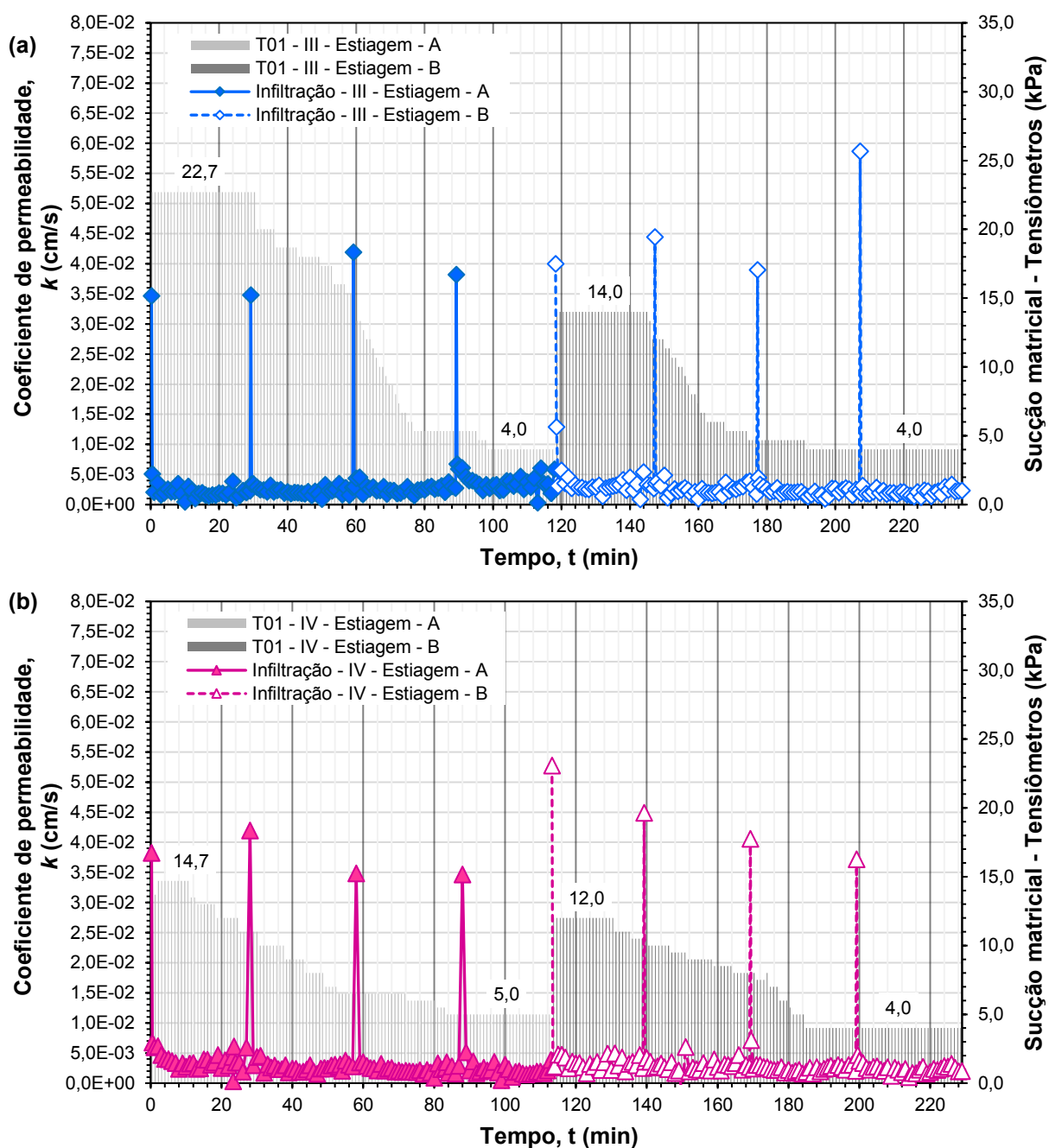
Figura 6.15 – Variação da permeabilidade e sucção conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 09/02/2021 e 10/02/2021 e em (b) 12/05/2021 e 13/05/2021 – poço de infiltração



Nota: Os picos indicam a aplicação da carga hidráulica referente ao 1º, 2º, 3º e 4º ciclos

Fonte: A própria autora (2023)

Figura 6.16 – Variação da permeabilidade e sucção conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 10/08/2021 e 11/08/2021 e em (b) 25/11/2021 e 26/11/2021 – poço de infiltração



Nota: Os picos indicam a aplicação da carga hidráulica referente ao 1º, 2º, 3º e 4º ciclos

Fonte: A própria autora (2023)

Os menores valores de sucção antes do ensaio são aqueles registrados nos ensaios B. Isso significa que em 24 horas este solo consegue recuperar somente o suficiente para atingir em média 13 kPa de sucção. Ou melhor,

24 horas não são suficientes para recuperar a sucção do solo como no momento do ensaio A.

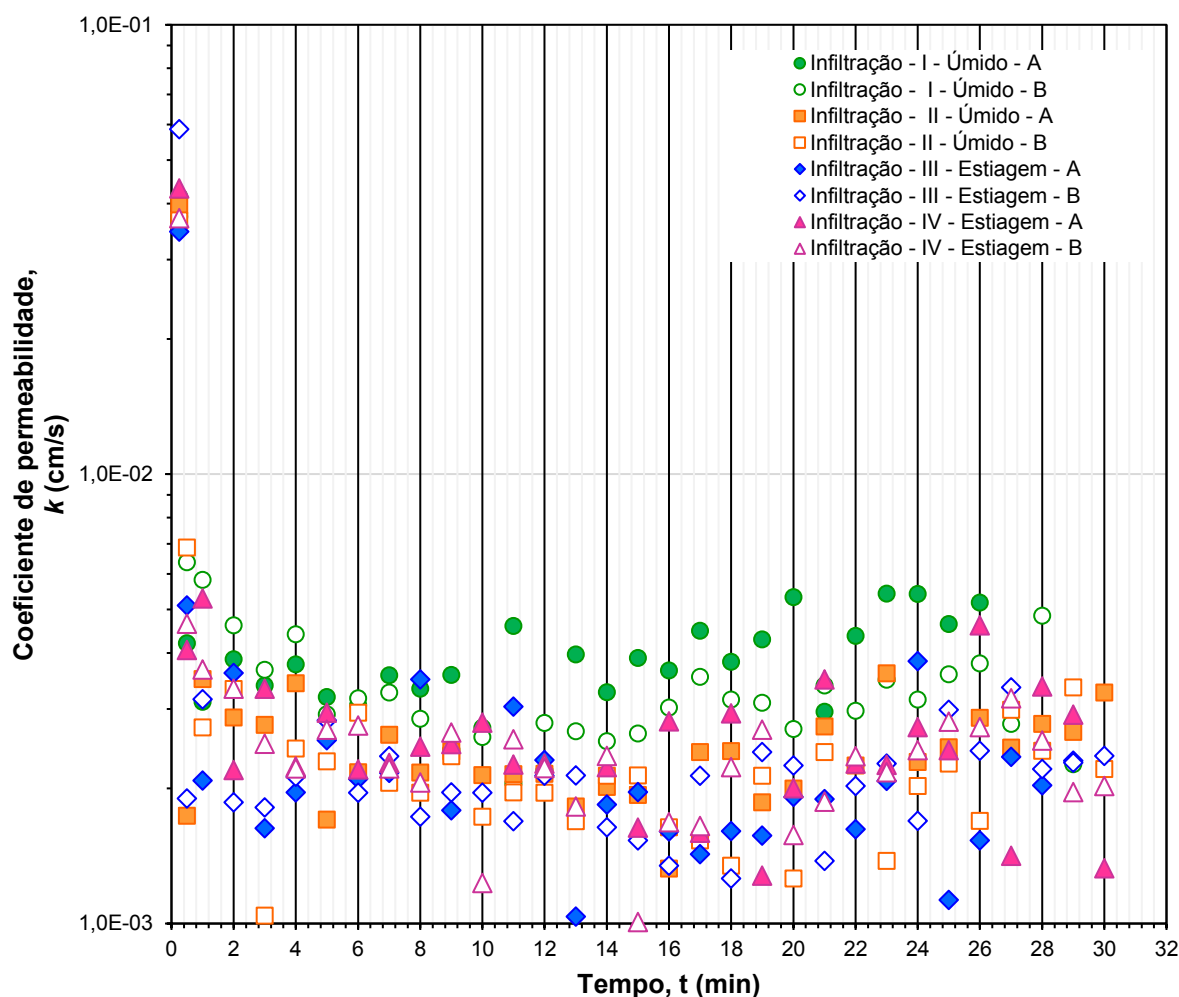
Referente às leituras realizadas no fim do ensaio, o menor valor de sucção registrado foi 4,0 kPa, ou seja, neste momento o solo se encontrava saturado. Como nenhum dos ensaios apresentou sucção próxima de zero, nem mesmo no 4º ciclo de saturação, confirma-se a teoria de que há ar ocluso presente no solo impedindo que a saturação atinja os 100 %. E, que é realmente necessário que haja 4 ciclos de enchimento e esvaziamento para que seja garantida essa saturação, conforme sugerido pelo Boletim 04 (ABGE, 2013).

Ainda, a partir da Figura 6.15 e Figura 6.16 verifica-se que o tempo de esvaziamento do poço foi relativamente menor no período do grupo I, cerca de 90 minutos para completar todos os ciclos que compunham o ensaio A e outros 100 minutos para o ensaio B. Já para o grupo II, III e IV os tempos foram de 112, 118, 113 minutos para A, e de 120, 119 e 116 minutos para B, respectivamente. Entende-se que como os ensaios realizados no período úmido do grupo I foram os primeiros após a construção do poço houve um adensamento adicional na base do poço, o que justifica o aumento de tempo nos ensaios subsequentes.

Dentre os ciclos, o menor tempo de esvaziamento também foi para o período do grupo I, 1º ciclo – ensaio A, cerca de 21 minutos para esvaziar 741 L ou o correspondente a uma vazão de 35 L/min. Esses resultados mostram-se significativamente notáveis ao serem comparados com os dados obtidos nos estudos conduzidos por Reis *et al.* (2008), que registraram a vazão de 34 L/min em seu ensaio em solo de areia argilosa. Levando em consideração que o solo deste estudo é argiloso, mais uma vez confirma-se a teoria de que ele possui comportamento tipicamente semelhante ao de um solo arenoso.

Na Figura 6.17 estão plotados todos os pontos amostrais referentes ao 4º ciclo dos ensaios A e B realizados no poço de infiltração, ou seja, somente os ensaios cuja saturação foi garantida. A partir da Figura 6.17 verifica-se que os valores tendem a se estabilizar e não sofrem grande variação logo após os primeiros minutos de ensaio.

Figura 6.17 – Pontos amostrais da permeabilidade saturada – poço de infiltração



Fonte: A própria autora (2023)

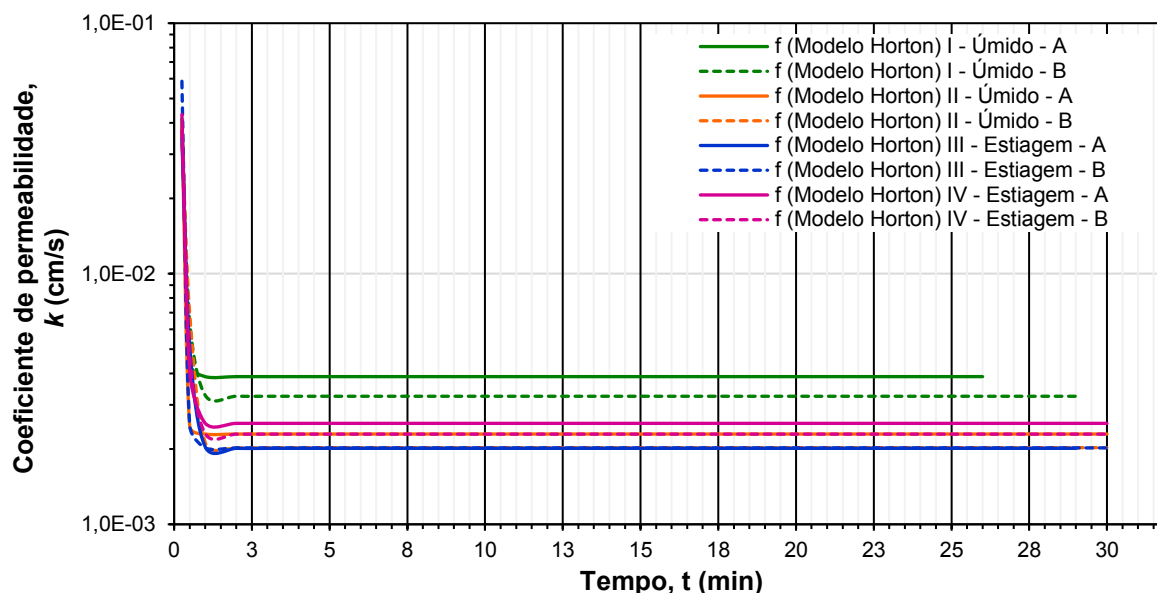
E, assim como feito anteriormente para os dados de laboratório, a partir destes dados foi possível empregar a equação de Horton (1940) para ajuste aos dados experimentais (Equação 3.31), obtenção da taxa final de infiltração final (f_c) sendo as curvas obtidas neste processo ilustradas na Figura 6.18.

Os resultados dos coeficientes de determinação R^2 apontados na Figura 6.18 confirmam que o modelo de Horton tem um excelente ajuste aos dados, e que a ordem de grandeza 10^{-3} cm/s referente à f_c se mantiveram semelhantes independentemente da estação, ensaio A ou B.

Outrossim, ao comparar os resultados de laboratório com os obtidos nesta etapa verifica-se que a situação de campo apresenta um aumento no valor de f_c (passa de 10^{-4} e 10^{-5} para 10^{-3} cm/s). Isso porque em campo, além da maior carga

hidráulica aplicada no elemento, haverá diferenças devido à escala de medição, heterogeneidade, e alteração das propriedades do solo, conforme a profundidade.

Figura 6.18 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – poço de infiltração



Ensaio	Grupo – Período	Ajuste Horton (1940)	R ²
A	I - Úmido	$f(t) = 3,9 \cdot 10^{-3} + 2,7 \cdot e^{-17,2t}$	0,99
B		$f(t) = 3,2 \cdot 10^{-3} + 3,7 \cdot 10^{-1} \cdot e^{-9,5t}$	0,99
A	II - Úmido	$f(t) = 2,3 \cdot 10^{-3} + 8,0 \cdot e^{-21,5t}$	0,99
B		$f(t) = 2,0 \cdot 10^{-3} + 2,5 \cdot 10^{-1} \cdot e^{-7,8t}$	0,99
A	III - Estiagem	$f(t) = 2,0 \cdot 10^{-3} + 3,4 \cdot 10^{-1} \cdot e^{-9,4t}$	0,99
B		$f(t) = 2,0 \cdot 10^{-3} + 6,8 \cdot e^{-19,2t}$	1,00
A	IV - Estiagem	$f(t) = 2,5 \cdot 10^{-3} + 1,1 \cdot e^{-13,1t}$	0,99
B		$f(t) = 2,3 \cdot 10^{-3} + 5,1 \cdot 10^{-1} \cdot e^{-10,7t}$	0,99

Nota: R² o coeficiente de determinação dos dados – Fonte: A própria autora (2023)

Pratt e Powell (1992) afirmam que a taxa de infiltração no solo deve ser calculada considerando os níveis de água correspondentes a 75% e 25% da coluna de água. Assim, serão desconsiderados os efeitos da carga hidráulica (alta e baixa) na permeabilidade calculando os valores médios de $\overline{k_s}$ entre as alturas de 1,4 a 0,4 m.

Na Tabela 6.6 são apresentados os resultados da análise estatística básica dos valores médios de $\overline{k_s}$ e das medidas de f_c . De forma geral, a análise dos resultados destaca a semelhança entre $\overline{k_s}$ e f_c . Desta forma, é possível afirmar que as ordens de grandeza encontradas, 10^{-3} cm/s, corroboram com o encontrado anteriormente no mesmo campo experimental por Rodriguez *et al.* (2015).

Tabela 6.6 – Análise estatística básica dos resultados de permeabilidade – poço de infiltração

Parâmetros	I - Úmido		II - Úmido		III - Estiagem		IV - Estiagem	
	A	B	A	B	A	B	A	B
$\bar{k}_s$ (cm/s)	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$3,4 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$2,4 \cdot 10^{-3}$
Desvio padrão (cm/s)	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$9,2 \cdot 10^{-4}$	$5,1 \cdot 10^{-4}$	$9,7 \cdot 10^{-4}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$
CV (%)	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,2	0,4	0,3
f_c (cm/s)	$3,9 \cdot 10^{-3}$	$3,2 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$

Nota: CV é o coeficiente de variação;

Fonte: A própria autora (2023)

6.2.3. Permeabilidade por rebaixamento – furo de sondagem

Seguindo, conforme citado no item b) do item 5.5.1, foram feitos também os ensaios de rebaixamento nos furos de sondagem sendo os pontos amostrais encontrados do 1º ao 4º ciclo, A e B, compilados na Figura 6.19.

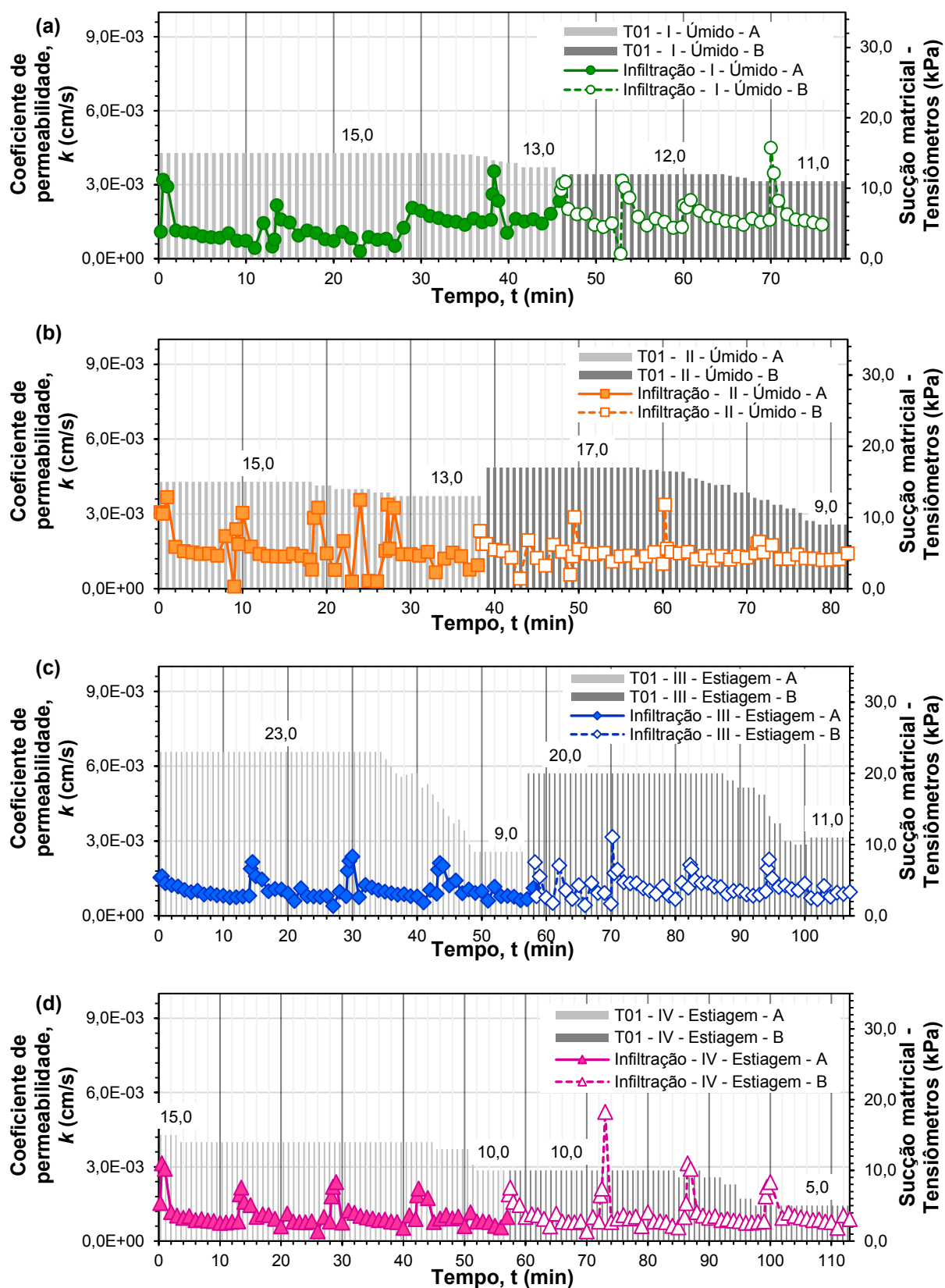
Faz-se uma ressalva em relação à equação utilizada para determinação dos valores de k_s . A princípio foi utilizada a Equação 3.26 sugerida no Boletim 04 (ABGE, 2013) especificamente para furos de sondagem. Entretanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios e representativos do tipo de solo ensaiado.

Sabendo que cabe ao responsável pelos ensaios decidir se deve ou não utilizar as equações além de seus limites de validade, e, levando em consideração as restrições e limitações impostas para a realização dos ensaios foi decidido aplicar a mesma Equação 3.27 de Rodio (1965) para o furo de sondagem.

Diferentemente do poço de infiltração, o decréscimo da permeabilidade conforme o passar do tempo de ensaio não é tão evidente na Figura 6.19 nem tampouco os picos nos momentos em que há a aplicação da carga hidráulica no início de cada ciclo. Isso significa que a redução da escala do diâmetro no furo influencia diretamente no resultado do ensaio.

Em relação às sucções apontadas na Figura 6.19, a primeira observação que pode ser feita é a de que o tensiômetro T02 utilizado para o acompanhamento das variações no furo estava instalado um pouco acima do T01 próximo ao poço.

Figura 6.19 – Variação da permeabilidade conforme os ciclos de saturação para os ensaios feitos (a) em 01/02/2021 e 02/02/2021, em (b) 06/05/2021 e 07/05/2021, em (c) 05/08/2021 e 06/08/2021 e em (d) 18/11/2021 e 19/11/2021 – furo de sondagem



Fonte: A própria autora (2023)

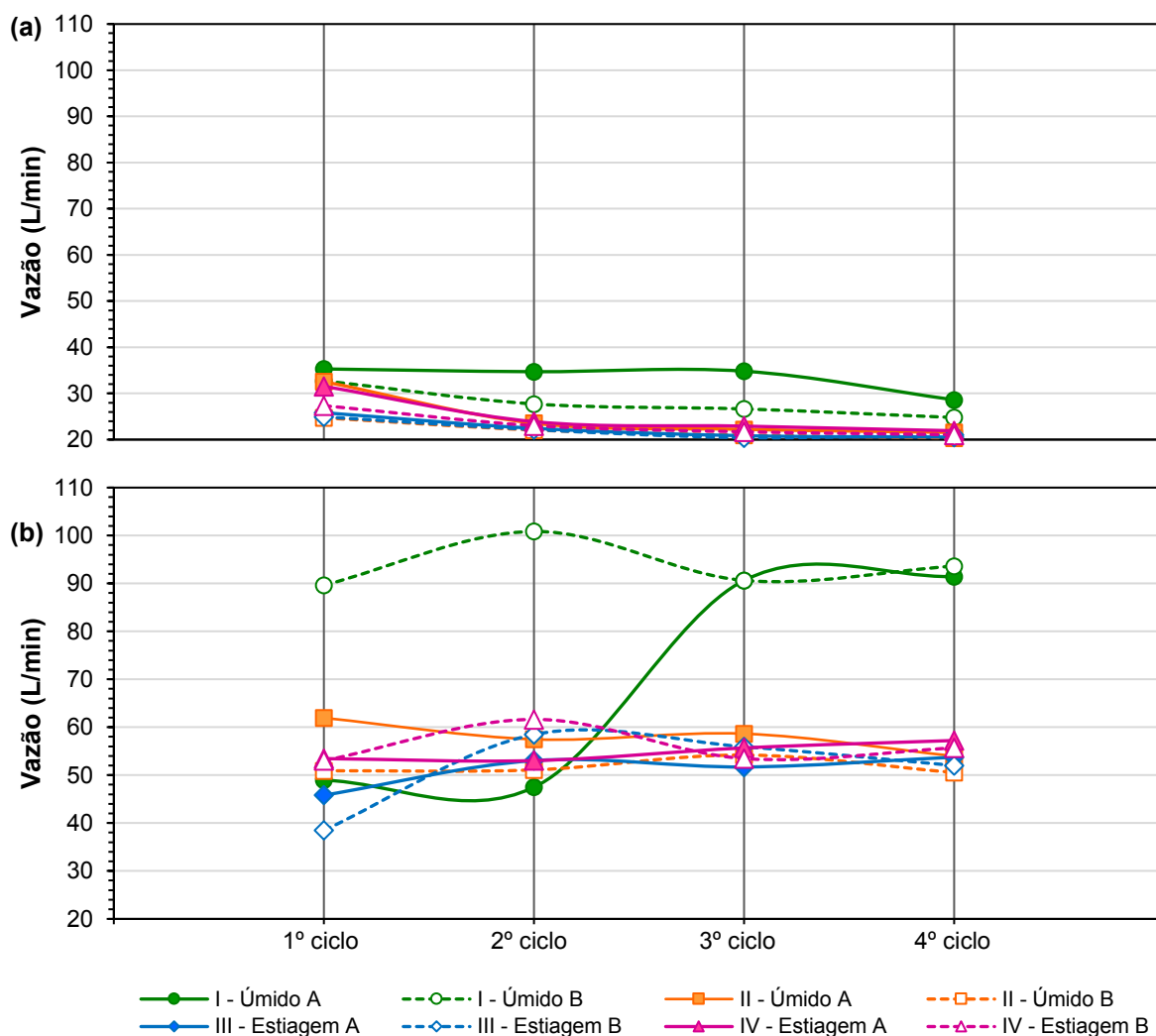
Apesar de notar uma tendência nas leituras do tensiômetro de diminuir de intensidade conforme o avanço da saturação, percebe-se que somente um ensaio teve a sucção baixada a 5,0 kPa: grupo IV – ensaio B. A explicação para este resultado é o curto tempo de ensaio necessário para infiltrar o volume do furo. Isto é, acredita-se que não houve quantidade suficiente de água neste ensaio para elevar a pluma de saturação até a pedra porosa do T02 durante o tempo necessário para baixar a sucção à 5,0 kPa. Isso significa que somente no grupo IV – ensaio B, a pluma de saturação teve um aspecto semelhante à do poço de infiltração.

Com base nas observações realizadas nos ensaios A e B, identifica-se uma diversidade nos tempos de esvaziamento para os grupos I, II, III e IV. No ensaio A, por exemplo, o grupo I necessitou de 46 minutos para o esvaziamento, enquanto no ensaio B, esse tempo foi reduzido para 32 minutos. Esta variação, ainda mais expressiva ao se observar os demais grupos, destaca a capacidade do grupo I, no ensaio B, de apresentar o menor tempo de esvaziamento entre todos.

A diferença observada nas vazões entre o poço de infiltração e o furo de sondagem, com este último frequentemente apresentando valores mais elevados, pode ser explicada pela menor duração dos ensaios realizados no furo de sondagem. Em períodos de teste mais curtos, é possível que as condições iniciais de saturação ou a resposta imediata do solo à infiltração não sejam totalmente representativas, levando a uma percepção de vazões mais altas. Essa situação destaca a relevância de ajustar a duração dos ensaios para obter uma avaliação mais precisa e comparável das capacidades de infiltração.

Conforme evidenciado pela Figura 6.20, a análise das vazões dos ensaios revela algumas tendências distintas entre o poço de infiltração e o furo de sondagem. Para o poço de infiltração, as vazões variam principalmente entre 20 e 35 L/min. Por outro lado, as vazões no furo de sondagem são geralmente mais altas, chegando até 101 L/min durante o grupo I – Úmido, 2º ciclo – ensaio B. Esta vazão específica é a mais alta registrada entre todos os ensaios e estações. No entanto, vale notar que várias outras vazões próximas a esse valor foram observadas em diferentes ciclos e ensaios, destacando a variabilidade nas condições de permeabilidade entre os diferentes períodos climáticos e ensaios. Notavelmente, o período do grupo I (Úmido) frequentemente registra vazões mais altas, em comparação com outros grupos, especialmente no furo de sondagem.

Figura 6.20 – Vazão de rebaixamento – (a) poço de infiltração e (b) furo de sondagem

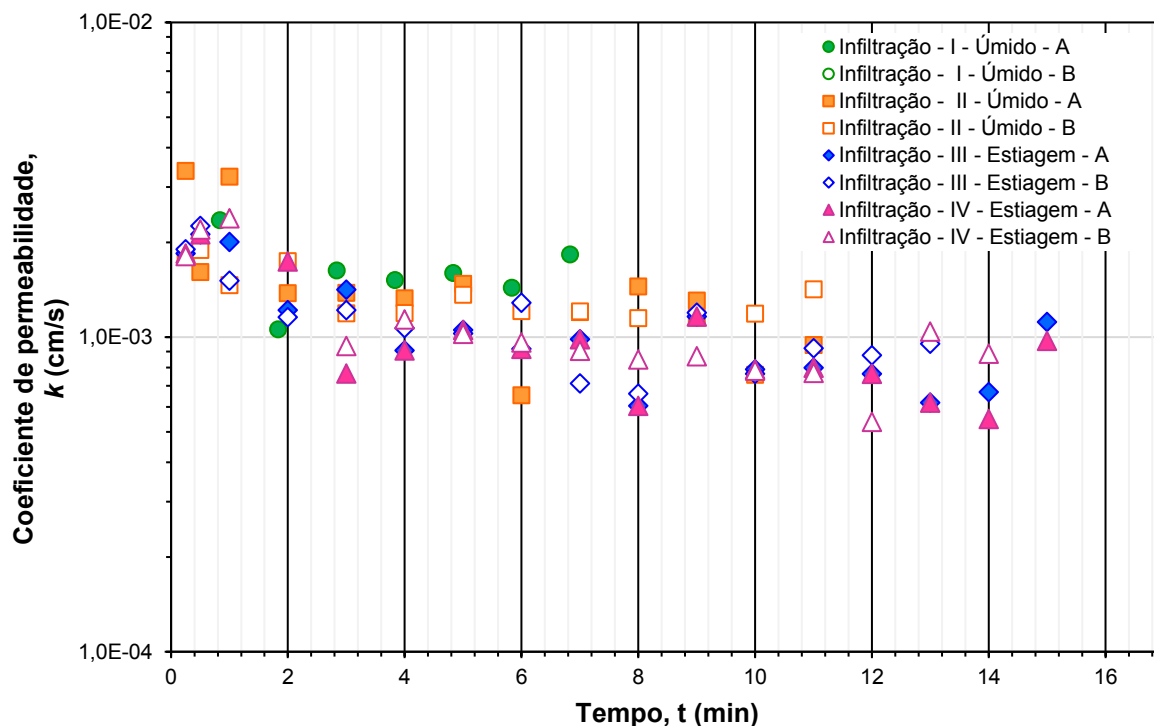


Fonte: A própria autora (2023)

Ainda a partir da Figura 6.20, também se percebe que o curto tempo de ensaio dos furos se reflete em vazões maiores quando comparadas com as vazões obtidas no poço de infiltração. Além disso, analisando a Tabela 5.9, na execução deste ensaio havia uma pluviosidade acumulada de 33,8 mm, sendo 17,8 mm durante o ensaio A e 16,0 mm durante o ensaio B, o que pode ter ocasionado um aumento no grau de saturação e facilitado a queda da sucção de 15,0 para 10,0 kPa num período de 24 horas. E por fim, comparando os cenários de antes do ensaio, o maior valor de sucção registrado ocorreu no – ensaio A – com valor de 23,0 kPa, que também se relaciona ao período precedente sem chuva.

Mesmo sem poder garantir que o solo estava saturado elaborou-se a Figura 6.21 onde estão plotados todos os pontos amostrais referentes ao 4º ciclo dos ensaios A e B realizados no furo de sondagem.

Figura 6.21 – Pontos amostrais da permeabilidade saturada – furo de sondagem



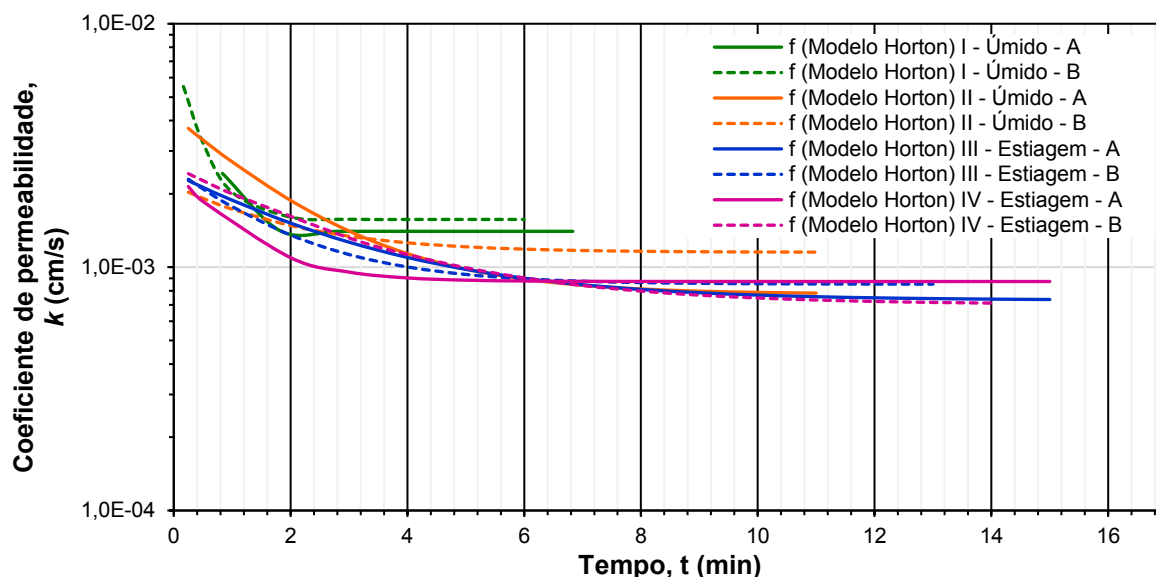
Fonte: A própria autora (2023)

Assim, conforme Figura 6.21, verifica-se que os valores tendem a se estabilizar ao atingir o meio do ensaio, sendo o ajuste aos dados experimentais (Horton (1940) – Equação 3.31) e obtenção da taxa final de infiltração final (f_c) ilustradas na Figura 6.22.

Como esperado, devido à menor quantidade de dados nos ensaios do furo de infiltração, os resultados dos coeficientes de determinação R^2 apontados na Figura 6.22 para os grupos III e IV não foram tão bem ajustados aos dados quanto os resultados para os grupos I e II. Por outro lado, os resultados para o poço de infiltração mostraram um melhor ajuste, em comparação.

As ordens de grandeza referentes à f_c foram de 10^{-3} cm/s para os períodos dos grupos I e II, e de 10^{-4} cm/s para o grupo III e IV, indicando que talvez a variação sazonal da temperatura possa influenciar na diminuição da taxa de infiltração quando não há grande impacto da carga hidráulica.

Figura 6.22 – Curva de infiltração ajustada aos pontos amostrais – furo de sondagem



Ensaio	Grupo – Período	Ajuste Horton (1940)	R ²
A	I - Úmido	$f(t) = 1,4 \cdot 10^{-3} + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-6,0t}$	0,82
B		$f(t) = 1,6 \cdot 10^{-3} + 6,1 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-2,6t}$	0,91
A	II - Úmido	$f(t) = 7,7 \cdot 10^{-4} + 3,4 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,6t}$	0,63
B		$f(t) = 1,2 \cdot 10^{-3} + 1,0 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,6t}$	0,73
A	III - Estiagem	$f(t) = 7,3 \cdot 10^{-4} + 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,4t}$	0,83
B		$f(t) = 8,5 \cdot 10^{-4} + 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,6t}$	0,80
A	IV - Estiagem	$f(t) = 8,7 \cdot 10^{-4} + 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-1,0t}$	0,55
B		$f(t) = 7,0 \cdot 10^{-4} + 1,9 \cdot 10^{-3} \cdot e^{-0,4t}$	0,83

Nota: R² o coeficiente de determinação dos dados

Fonte: A própria autora (2023)

Na Tabela 6.7 são apresentados os resultados da análise estatística básica dos valores médios de $\overline{k_s}$ e das medidas de f_c incluindo a mesma seleção dos resultados feitos anteriormente (somente aqueles obtidos para 75 e 25 % da coluna de água). Ainda, faz-se a ponderação de que nem todos os ensaios permitiram garantir o nível útil de 1,6 m como no poço de infiltração. Isso porque no furo não houve o apoio do caminhão pipa, ou seja, a vazão da mangueira (pressão de água da rede de abastecimento público) não pôde manter a coluna de água em alguns momentos.

De forma geral, a análise dos resultados destaca a semelhança entre $\overline{k_s}$ e f_c . Desta forma, é possível afirmar que as ordens de grandeza encontradas, 10^{-3} e 10^{-4} cm/s, corroboram com o encontrado anteriormente no mesmo campo experimental por Rodriguez *et al.* (2015) e Dál-Col. (2022), respectivamente.

Tabela 6.7 – Análise estatística básica dos resultados de permeabilidade – furo de sondagem

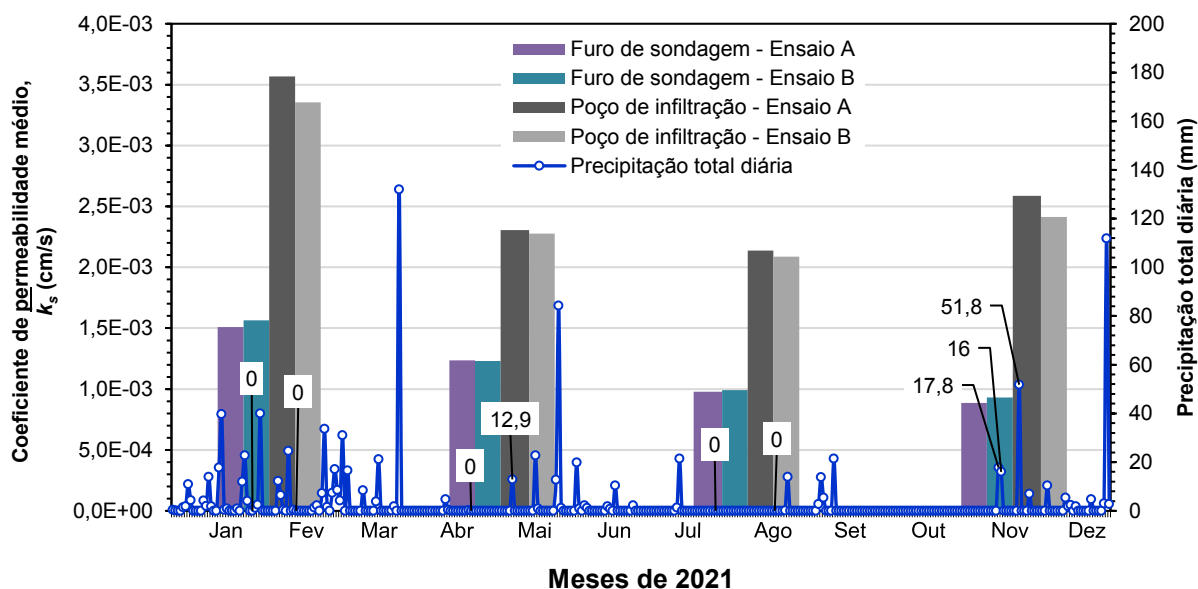
Parâmetros	I - Úmido		II - Úmido		III - Estiagem		IV - Estiagem	
	A	B	A	B	A	B	A	B
$\bar{k}_s$ (cm/s)	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$9,8 \cdot 10^{-4}$	$9,9 \cdot 10^{-4}$	$8,9 \cdot 10^{-4}$	$9,3 \cdot 10^{-4}$
Desvio padrão (cm/s)	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$7,4 \cdot 10^{-5}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$1,7 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
CV (%)	0,2	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1
f_c (cm/s)	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$7,7 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$7,3 \cdot 10^{-4}$	$8,5 \cdot 10^{-4}$	$8,7 \cdot 10^{-4}$	$7,0 \cdot 10^{-4}$

Nota: CV é o coeficiente de variação.

Fonte: A própria autora (2023)

Ao relacionar os valores de $\bar{k}_s$ do poço de infiltração e furo de sondagem com a precipitação total mensal foi possível plotar a Figura 6.23. Apesar da semelhança na ordem de grandeza dos coeficientes de permeabilidade, observa-se que os valores obtidos no poço têm a quarta casa decimal maior quando comparado aos do furo. As ordens de grandeza, em sua maioria, têm o valor de 10^{-3} cm/s, com exceção dos ensaios realizados em agosto e novembro, que tiveram resultados menores na ordem de 10^{-4} cm/s.

Figura 6.23 – Variação do $\bar{k}_s$ relacionada à precipitação total mensal – poço de infiltração e furo de sondagem



Nota: Os eventos pluviométricos rotulados são os totais precipitados no dia dos ensaios conforme Tabela 5.9.

Fonte: A própria autora (2023) e INMET (2022)²⁰

²⁰ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 18 de out. de 2022

Tomadas as devidas proporções de escala do poço e do furo, os maiores valores se encontram posicionados após eventos de pluviosidade como o mês de fevereiro que vem da ocorrência de 140 mm no mês anterior e o mês de novembro cujo mês anterior teve o registro de 399 mm de precipitação acumulada.

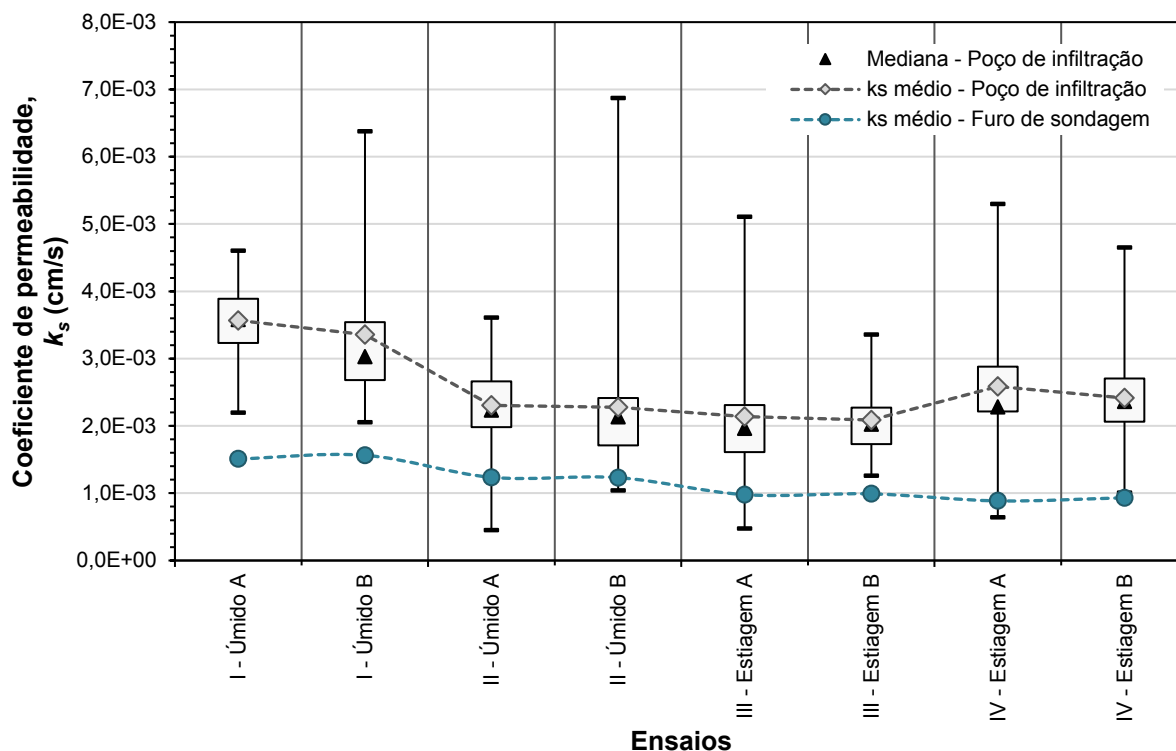
De acordo com a Figura 6.23 e considerando as proporções de escala entre o poço e o furo, nota-se que os valores mais elevados de permeabilidade ocorrem após eventos de pluviosidade significativos. Por exemplo, o grupo I, que ocorre no mês de fevereiro (com um total acumulado de 99 mm), precede janeiro (com um total acumulado de 140 mm). Em novembro, grupo IV, as medições no furo de sondagem foram realizadas em dias com 17,8 e 16 mm de precipitação, e no poço de infiltração em um dia com 51,8 mm de precipitação.

Em contrapartida os outros dois grupos, II e III, sucedem períodos de baixa precipitação ratificando o mencionado por Pratt e Powell (1992) de que a condutividade hidráulica saturada é proporcional ao aumento da saturação.

Em resumo, entende-se que a capacidade de retenção do poço, observada durante o período do grupo IV na Figura 6.13 não foi apenas influenciada pelo grande volume de chuvas anteriores aos ensaios, mas também pelo prolongado período de seca que precedeu essas chuvas. Esta combinação poderia ter otimizado a capacidade de retenção do solo. Entretanto, apesar destas condições, o coeficiente de permeabilidade apresentou alterações mais significativas para o grupo I. Ao analisar a Figura 6.24, é evidente que, embora próximos, parte dos valores médios $\overline{k_s}$ do furo de sondagem não estão alinhados com os intervalos registrados para o poço de infiltração.

Na análise da Figura 6.24, observou-se que os resultados do grupo I – ensaios A e B; grupo III – ensaio B; e grupo IV – ensaio B não coincidiram dentro dos limites de máximo e mínimo estabelecidos. Especificamente, o grupo I – ensaio A desviou significativamente, apresentando $\overline{k_s}$ cerca de 42% em relação ao poço de infiltração. Em contraste, o grupo II – ensaio B se aproximou mais da mediana, com uma proporção de 54%. Essas variações são cruciais para entender a confiabilidade e consistência dos ensaios realizados.

Figura 6.24 – Distribuição estatística dos pontos amostrais do poço de infiltração em relação ao $\overline{k_s}$ do furo de sondagem



Fonte: A própria autora (2023)

Discrepâncias e proximidades aos valores medianos indicam a heterogeneidade na permeabilidade saturada entre os diferentes grupos e ensaios, o que pode ter implicações significativas na capacidade de infiltração e armazenamento de água no solo em diferentes condições. Além disso, podem sugerir a existência de fatores externos influenciando os ensaios, a necessidade de revisão de metodologias ou até mesmo peculiaridades do solo estudado. Essa análise é vital para garantir que as conclusões resultantes sejam robustas e reflitam as verdadeiras características do solo em estudo.

É importante ressaltar que o principal objetivo da comparação entre o poço de infiltração (escala real) e os valores de taxa de infiltração obtidos no furo de sondagem (escala reduzida) não foi determinar o método mais apropriado para avaliar a permeabilidade, mas sim fornecer uma base lógica para comparar o impacto do diâmetro destes elementos.

Analisando a Figura 6.24, observa-se que, apesar das variações nos valores de permeabilidade saturada $\overline{k_s}$ entre os dois métodos em diferentes condições climáticas, as tendências observadas se mantêm consistentes. Isso sugere que o

diâmetro do poço exerce uma influência significativa na avaliação da permeabilidade, destacando um notável efeito de escala. Importante ressaltar que poços com diâmetros maiores tendem a apresentar, em suas paredes, uma maior quantidade de irregularidades e "defeitos", os quais podem facilitar a percolação da água, evidenciando que a capacidade de infiltração pode ser ampliada em estruturas de maior escala.

Portanto, enquanto cada método tem suas vantagens e limitações, é evidente que a escala do elemento utilizado pode influenciar os resultados obtidos, reforçando a importância de considerar o diâmetro na interpretação e comparação de dados de permeabilidade não somente a coluna de água como um componente da carga hidráulica.

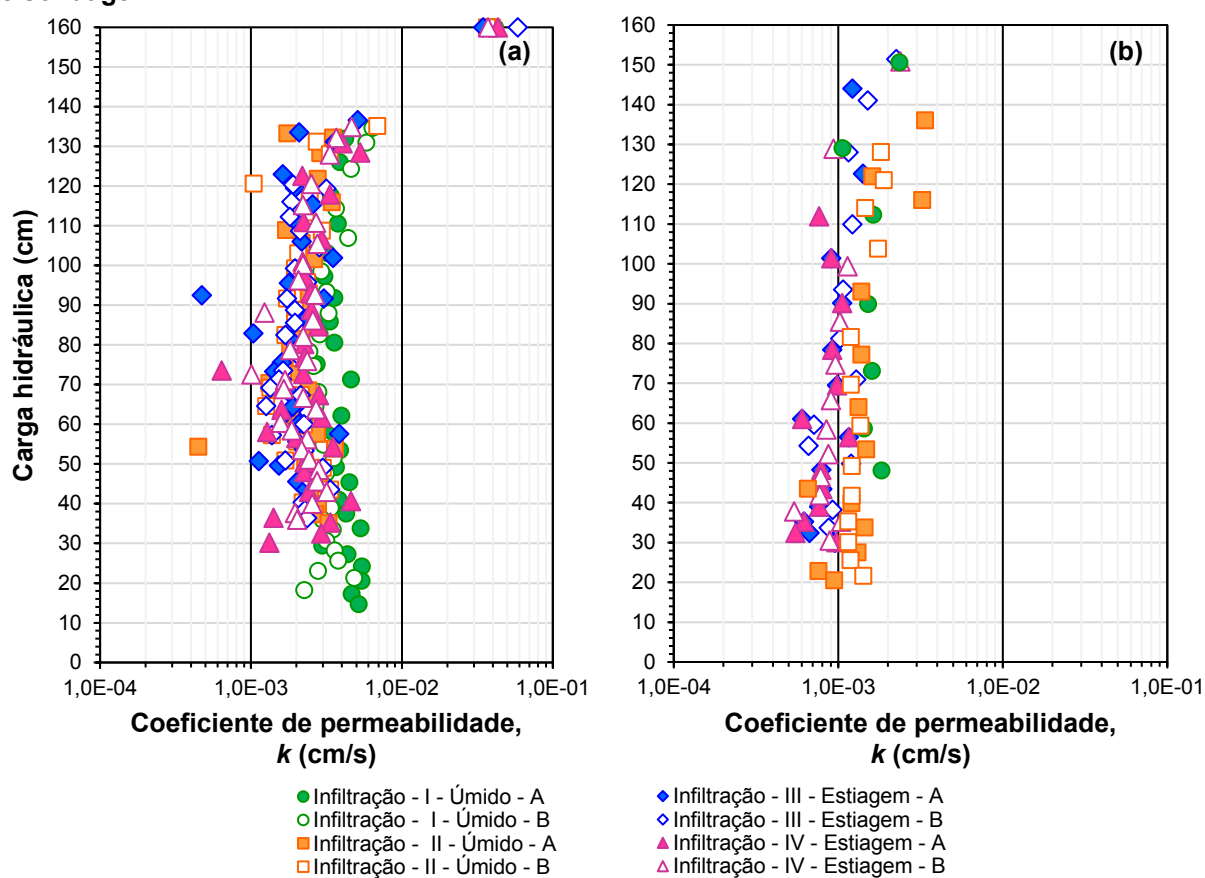
6.2.4. Influência da carga hidráulica

Na Figura 6.25 é possível avaliar a variação da infiltração conforme a diminuição da carga hidráulica para todos os 4º ciclos de saturação dos ensaios A e B. Também é possível observar que, inicialmente, a taxa de infiltração é elevada e conforme o processo avança, a taxa de infiltração diminui progressivamente com a profundidade devido à redução da carga hidráulica exercida sobre o poço. Para Leão Carvalho (2013) esse comportamento se deve em razão do ressecamento da superfície do solo e à máxima carga hidráulica.

Ao comparar os dois resultados da Figura 6.25, constata-se que o furo de sondagem demonstra uma taxa de infiltração decrescente de forma contínua com o aumento da profundidade. Por outro lado, o poço de infiltração exibe um k inicialmente maior que após cerca de 20 centímetros de rebaixamento tende a se estabilizar, resultando em uma taxa de infiltração constante ao longo da profundidade, até atingir os 20 % da carga hidráulica inicial.

No CEEG, a infiltração foi favorecida pelo intemperismo do solo e sua estrutura interagregada, conforme evidenciado pelos resultados da análise granulométrica, porosimetria e CCSA, previamente apresentadas. Haja vista que o tamanho do diâmetro do furo de sondagem também pode influenciar nos resultados, foram feitas as análises a seguir.

Figura 6.25 – Variação do k conforme a carga hidráulica para (a) poço de infiltração e (b) furo de sondagem



Fonte: A própria autora (2023)

6.2.5. Influência do diâmetro e do clima

Na Tabela 6.8 são apresentados os valores médios de $\overline{k_s}$ do furo de sondagem e do furo de infiltração. Além disso, também é apresentada a razão do furo pelo poço e o fator de escala.

Tabela 6.8 – Relação entre o furo de sondagem e o poço de infiltração

Diâmetro (cm)	$\overline{k_s}$ (cm/s)							
	I - Úmido		II - Úmido		III - Estiagem		IV - Estiagem	
	A	B	A	B	A	B	A	B
10	$1,5 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$9,8 \cdot 10^{-4}$	$9,9 \cdot 10^{-4}$	$8,9 \cdot 10^{-4}$	$9,3 \cdot 10^{-4}$
80	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$3,4 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$2,4 \cdot 10^{-3}$
Relação furo/poço	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,4
Fator de escala	2,4	2,1	1,9	1,8	2,2	2,1	2,9	2,6

Fonte: A própria autora (2023)

Conforme observado na Tabela 6.8, os valores de permeabilidade $\overline{k_s}$ obtidos do furo de sondagem se assemelham aos do poço de infiltração. No entanto, em média, o poço apresentou uma eficiência de infiltração cerca de 2 vezes superior.

Realizando um teste de hipótese baseado no $\overline{k_s}$ do furo de sondagem, podemos avaliar a sensibilidade dos valores de permeabilidade $\overline{k_s}$ ao fator de escala (Tabela 6.9). Vale destacar que, independentemente da variação do fator de escala, todos os valores foram considerados, já que a ordem de grandeza dos coeficientes de permeabilidade se manteve constante.

Tabela 6.9 – Teste de hipótese de sensibilidade ao fator de escala

		$\overline{k_s}$ (cm/s)							
		I - Úmido		II - Úmido		III - Estiagem		IV - Estiagem	
		A	B	A	B	A	B	A	B
$\overline{k_s}$ furo		1,5.10 ⁻³	1,6.10 ⁻³	1,2.10 ⁻³	1,2.10 ⁻³	9,8.10 ⁻⁴	9,9.10 ⁻⁴	8,9.10 ⁻⁴	9,3.10 ⁻⁴
Fatores de escala	2,4	3,6.10 ⁻³	3,7.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	2,2.10 ⁻³
	2,1	3,2.10 ⁻³	3,4.10 ⁻³	2,7.10 ⁻³	2,6.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	1,9.10 ⁻³	2,0.10 ⁻³
	1,9	2,8.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	1,8.10 ⁻³	1,8.10 ⁻³	1,7.10 ⁻³	1,7.10 ⁻³
	1,8	2,8.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	1,8.10 ⁻³	1,8.10 ⁻³	1,6.10 ⁻³	1,7.10 ⁻³
	2,2	3,3.10 ⁻³	3,4.10 ⁻³	2,7.10 ⁻³	2,7.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	2,2.10 ⁻³	1,9.10 ⁻³	2,0.10 ⁻³
	2,1	3,2.10 ⁻³	3,3.10 ⁻³	2,6.10 ⁻³	2,6.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	2,1.10 ⁻³	1,9.10 ⁻³	2,0.10 ⁻³
	2,9	4,4.10 ⁻³	4,6.10 ⁻³	3,6.10 ⁻³	3,6.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,9.10 ⁻³	2,6.10 ⁻³	2,7.10 ⁻³
	2,6	3,9.10 ⁻³	4,1.10 ⁻³	3,2.10 ⁻³	3,2.10 ⁻³	2,5.10 ⁻³	2,6.10 ⁻³	2,3.10 ⁻³	2,4.10 ⁻³

Maior k									Menor k
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	-----------

Fonte: A própria autora (2023)

Analisando os dados da Tabela 6.9, é notável que, ao aplicar diferentes fatores de escala ao valor de $\overline{k_s}$ do furo de sondagem, há uma variação correspondente nos resultados. Isso indica que o sistema é sensível ao fator de escala escolhido. Por exemplo, para o período I - Úmido A, o valor $\overline{k_s}$ do furo de sondagem foi de 1,5 . 10⁻³ cm/s. Quando aplicamos um fator de escala de 2,4, o valor ajustado foi de 3,6 . 10⁻³ cm/s, indicando um aumento proporcional. Esta tendência é observada em todos os períodos e subgrupos (A e B).

O fator de escala funciona como um multiplicador que ajusta o $\overline{k_s}$ do furo de sondagem, tentando representar as condições de campo mais amplas. A resposta do sistema, representada pelos valores de $\overline{k_s}$ é consistentemente

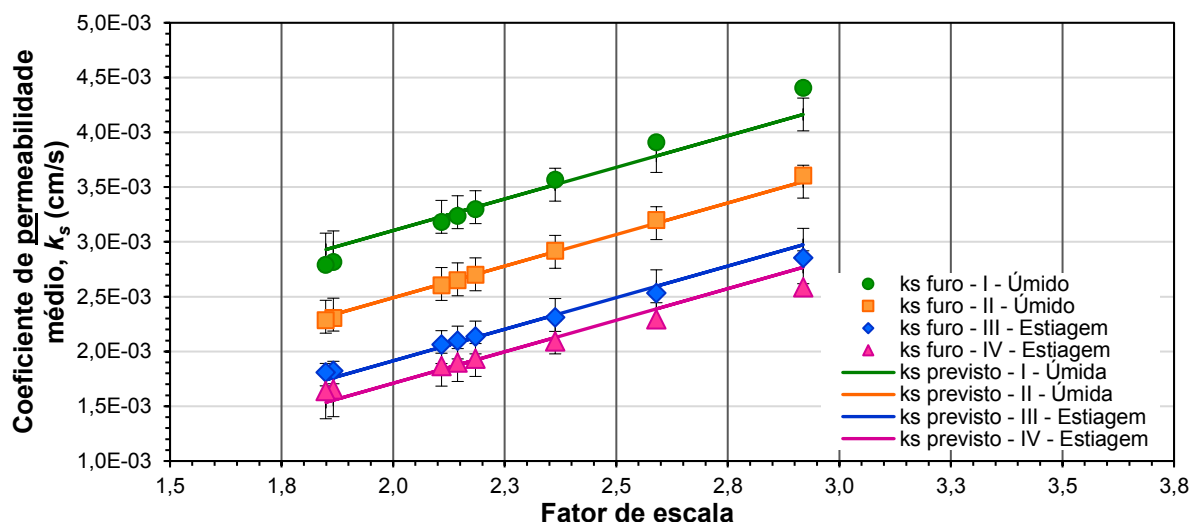
influenciada pelo fator de escala em todos os grupos. Isto sugere que o comportamento observado não é um acaso ou uma anomalia, mas um padrão real e previsível.

Na Tabela 6.9 os menores valores, em destaque vermelho, estão dispostos nas estações de grupo III e IV – Estiagem. Em contrapartida, os valores em destaque azul, que representam os maiores valores, predominam nas estações dos grupos I e II – Úmida. Dentre os resultados de menor valor, o fator de escala 2,9 quando aplicado aos grupos III e IV produz o $\overline{k_s}$ mais elevado dentre os testados. Isso mostra uma relação direta e positiva entre o fator de escala e a permeabilidade.

Em alguns casos, a variação no $\overline{k_s}$ é mais pronunciada para uma mesma alteração no fator de escala. Isso pode indicar a influência de outros fatores ou uma relação não linear entre o fator de escala e $\overline{k_s}$. Esta análise ressalta a importância de escolher cuidadosamente o fator de escala em estudos de permeabilidade, já que sua seleção pode ter um impacto significativo nos resultados.

Considerando a importância de entender o impacto dos períodos climáticos nos coeficientes de permeabilidade alterados por estes fatores de escala, optou-se por transformar as variáveis qualitativas desses períodos em quantitativas (*dummy encoding*). Assim, foi possível realizar uma análise de regressão linear múltipla para avaliar o impacto do fator de escala e das condições climáticas na permeabilidade com os dados da Tabela 6.8. As respectivas regressões são visualmente representadas na Figura 6.26.

Figura 6.26 – Relação entre o fator de escala e o coeficiente de permeabilidade médio nos períodos climáticas variados



Fonte: A própria autora (2023)

Observando a estatística de regressão, o R^2 ajustado foi de aproximadamente 88,0 %, indicando que o modelo explica uma grande parte da variabilidade da permeabilidade em relação aos preditores. A análise ANOVA para a regressão apresentou um valor de F consideravelmente significativo de 45 com um valor-P praticamente nulo ($=6,0.10^{-12}$), indicando que o modelo é estatisticamente significativo. A Tabela 6.10 compila os coeficientes de regressão para $\overline{k_s}$.

Tabela 6.10 – Coeficientes de regressão para $\overline{k_s}$ baseado no fator de escala e condições climáticas

Variável X	Coeficientes β	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores
Interseção	$-2,4.10^{-19}$	$3,2.10^{-4}$	$-7,5.10^{-16}$	1,0	$-6,7.10^{-4}$	$6,7.10^{-4}$
Fator de escala	$1,2.10^{-3}$	$1,3.10^{-4}$	9,0	$1,7.10^{-9}$	$8,9.10^{-4}$	$1,4.10^{-3}$
I – Úmido	$8,0.10^{-4}$	$1,5.10^{-4}$	5,2	$1,8.10^{-5}$	$4,8.10^{-4}$	$1,1.10^{-3}$
II – Úmido	$1,9.10^{-4}$	$1,5.10^{-4}$	1,2	$2,3.10^{-1}$	$-1,3.10^{-4}$	$5,0.10^{-4}$
III – Estiagem	$-3,9.10^{-4}$	$1,5.10^{-4}$	-2,6	$1,7.10^{-2}$	$-7,0.10^{-4}$	$-7,6.10^{-5}$
IV – Estiagem	$-6,0.10^{-4}$	$1,5.10^{-4}$	-3,9	$6,1.10^{-4}$	$-9,1.10^{-4}$	$-2,8.10^{-4}$

Nota: β – coeficientes de regressão; X – variáveis independentes; Stat t – estatística t-teste calculada para cada coeficiente no modelo de regressão; valor-P – significância estatística de um coeficiente.

Fonte: A própria autora (2023)

A avaliação dos coeficientes a partir da Tabela 6.10 confirma uma relação positiva e significativa entre o fator de escala e a permeabilidade, evidenciado por um valor-P extremamente baixo. Em termos práticos, esses resultados indicam que tanto o fator de escala quanto as condições climáticas são determinantes significativos da permeabilidade, com nuances específicas para cada condição climática. É essencial levar em consideração essas variáveis ao avaliar a permeabilidade em diferentes contextos e cenários.

Especificamente, quando a condição climática pertenceu aos grupos I e II, observou-se que elas apresentaram coeficientes positivos marcantes de $8,0.10^{-4}$ e $1,9.10^{-4}$, respectivamente, e houve um aumento na permeabilidade proporcional àquele coeficiente β . Em outras palavras, a permeabilidade é diretamente influenciada por essas condições climáticas dos grupos I e II, aumentando quando as características do clima desses grupos estão presentes.

O oposto ocorre para os grupos III e IV, exibindo coeficientes negativos, $-3,9.10^{-4}$ e $-6,0.10^{-4}$, respectivamente, que sob dadas condições climáticas, espera-se que a permeabilidade diminua em proporção a esses coeficientes β . A magnitude negativa destes coeficientes mostra que a permeabilidade é inversamente afetada por essas condições climáticas. Portanto, quando as características climáticas dos grupos III ou IV estão presentes, a permeabilidade tende a diminuir.

Com base nessa relação, é possível inferir que se as características do perfil do solo forem semelhantes à do CEEG, o ensaio realizado no furo de sondagem é suficiente para estabelecer com confiança a capacidade de infiltração de um poço de infiltração em tamanho real.

A partir dessas observações e análises estatísticas, foi implementado um modelo de regressão múltipla para quantificar ainda mais precisamente as relações entre as variáveis em estudo. O modelo de regressão proposto é representado pela Equação 6.1:

$$k_s = \beta_0 \cdot X_0 + \beta_1 \cdot X_1 + \beta_2 \cdot X_2 + \beta_3 \cdot X_3 + \beta_4 \cdot X_4 + \beta_5 \cdot X_5 + \varepsilon \quad \text{Equação 6.1}$$

Em que, β_0 é o intercepto, que representa a permeabilidade base quando todas as outras variáveis são zero; β_1 , β_2 , β_3 , β_4 e β_5 são os coeficientes de regressão que indicam a mudança na permeabilidade para uma unidade de mudança nas variáveis respectivas; $X_0 = 1$ é a constante associada à interseção; X_1 , X_2 , X_3 , X_4 e X_5 são as variáveis independentes que correspondem ao Fator de escala, grupos I – Úmido, II – Úmido, III – Estiagem e IV – Estiagem, respectivamente; e ε é o termo de erro. Substituindo os coeficientes β da Tabela 6.10 na Equação 6.1, tem-se a Equação 6.2.

$$k_s = -2,4.10^{-19} + 1,2.10^{-3} \cdot X_1 + 8,0.10^{-4} \cdot X_2 + 1,9.10^{-4} \cdot X_3 - 3,9.10^{-4} \cdot X_4 - 6,0.10^{-4} \cdot X_5 \quad \text{Equação 6.2}$$

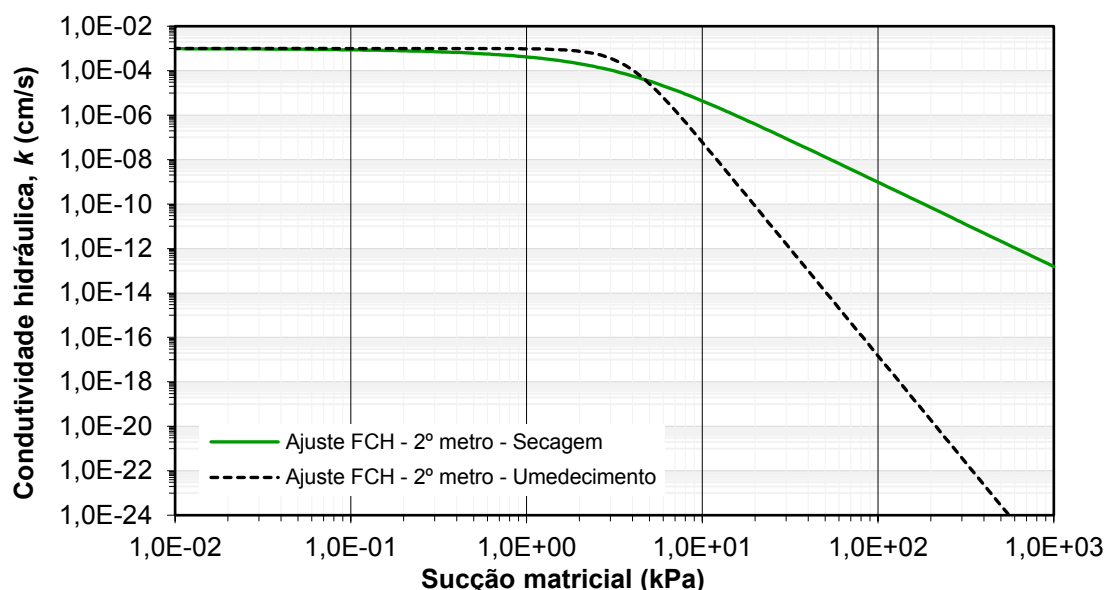
Para aplicar corretamente a equação de regressão linear no contexto das condições climáticas, é essencial compreender o uso do *dummy encoding*. Neste método, cada período climático é codificado por uma combinação de zeros e uns (0 e 1) dentro das variáveis X_2 , X_3 , X_4 e X_5 . Por exemplo, para avaliar o efeito do clima do

grupo II no fator de escala, atribuímos o valor 1 a X_3 e 0 aos demais (X_2 , X_4 e X_5), resultando na configuração [0,1,0,0]. Ao inserir esses valores na equação de regressão, conseguimos isolar e mensurar o efeito do grupo II, mantendo os efeitos dos outros grupos constantes. Esse método permite um controle rigoroso das variáveis, assegurando que a influência de cada período climático sobre a permeabilidade seja avaliada independentemente dos demais fatores que também podem afetá-la.

6.3 FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Na Figura 6.27 estão apresentadas as estimativas das FCH para os ramos de umedecimento e secagem pelo modelo de Van Genuchten (1980), Equação 3.22. A partir da Figura 6.27 conforme ψ aumenta, k diminui. Esta é uma relação esperada, já que à medida que o solo se torna mais seco, há menos poros preenchidos com água, dificultando sua movimentação. Além disso, verifica-se que em sucções mátricas muito baixas (0,01 a 0,1 kPa), k atinge seu mais alto valor. Isso sugere que o solo está saturado ou quase saturado, e a água pode mover-se livremente. Por outro lado, em sucções mátricas elevadas, a condutividade é quase zero. Isto indica um solo muito seco, onde quase não há movimentação de água.

Figura 6.27 – Estimativa da função de condutividade hidráulica para o ramo de umedecimento e secagem



Fonte: A própria autora (2023)

Durante o processo de secagem, quando a água é removida do solo, a condutividade tende a diminuir mais rapidamente. Por outro lado, durante o processo de umedecimento, quando a água é adicionada ao solo, a condutividade aumenta a uma taxa mais lenta.

Isso pode ser devido à histerese, um fenômeno observado anteriormente em 6.1.3 em que as propriedades do solo (como a condutividade hidráulica) dependem não apenas das condições atuais, mas também da história de umedecimento e secagem anterior. Em resumo, constata-se que este solo pode ter um k diferente na mesma ψ , dependendo se está sendo umedecido ou se está secando.

Fato este que pode tornar difícil a previsão exata do movimento de água no solo baseado somente na umidade atual. Em certas condições de umidade, especialmente perto do ponto de saturação, a histerese pode resultar em uma condutividade hidráulica efetivamente menor durante o processo de umedecimento do que durante o processo de secagem. Isso pode retardar a infiltração da água no solo durante eventos de chuva (RADCLIFFE; ŠIMŮNEK, 2010).

Em uma análise técnica dos dados apresentados, é importante lembrar que, nos ensaios de permeabilidade por rebaixamento em campo, o solo saturado próximo à estrutura de infiltração exibiu uma sucção de aproximadamente 5,0 kPa, não se aproximando de zero. Por isso, dada a presença de histerese, os valores de permeabilidade que merecem maior atenção são aqueles próximos à saturação e que excedem uma sucção de 5,0 kPa.

Considerando uma faixa de sucção de 5,0 a 40,0 kPa (valor máximo registrado pelos tensiômetros em campo – conforme 6.2.2) observou-se quais seriam as possíveis variações de k , caso houvesse essa transição de secagem para umedecimento numa mesma sucção, ou vice e versa.

Próximo aos valores de saturação, a variação da condutividade hidráulica (Δk) é de $5,3 \cdot 10^{-6}$ cm/s. Já, os valores mais próximos da sucção de campo indicaram Δk de $3,1 \cdot 10^{-8}$ cm/s. No entanto, ao avaliar Δk em uma escala prática, a diferença torna-se insignificante. O erro associado não é suficiente para alterar a ordem de grandeza do k . Dessa forma, essa discrepância não teria um impacto significativo na condutividade hidráulica.

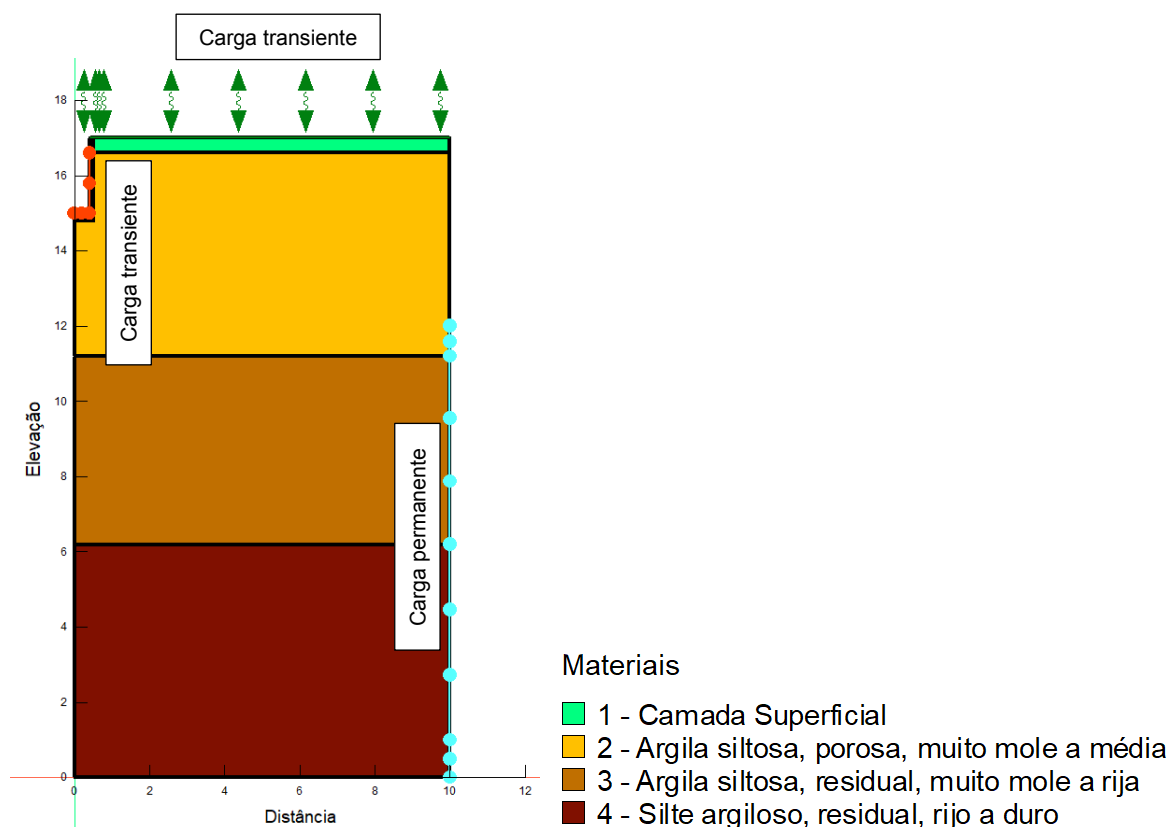
6.4 MODELOS NUMÉRICOS DE SIMULAÇÃO

6.4.1 Construção do modelo

Conforme descrito na seção 5.6, a estratigrafia do solo de Londrina/PR representada no Quadro 5.1 (SP5) foi escolhida para a simulação. No furo SP5, situado na cota topográfica de 534 m, o lençol freático foi identificado na cota de 529,4 m. Este aquífero, localizado em regiões afastadas de elevações topográficas, é composto majoritariamente por solo residual. Isso destaca que a modelagem se concentrou no fluxo através do solo intemperizado, sem considerar o leito rochoso fraturado. A Figura 6.28 ilustra o perfil construído no SEEP/W®.

Antes de estabelecer a configuração definitiva do cenário de base, várias simulações iniciais (análise de sensibilidade preliminar) foram realizadas para otimizar a geometria da seção de análise e definir os parâmetros hidráulicos mais adequados. Por uma questão de simplicidade, os valores de histerese e anisotropia não são considerados.

Figura 6.28 – Modelo axissimétrico do cenário de base e condições de contorno: carga de água e interação “terra-clima”



Fonte: A própria autora (2023)

Na Tabela 6.11 são definidos os parâmetros hidráulicos que foram considerados na modelagem do cenário de base. Ainda, a Tabela 6.11 apresenta valores de pressão iniciais intencionalmente definidos para representar um estado de desequilíbrio, o que permite a observação da resposta do sistema à aplicação de cargas hidráulicas e a subsequente evolução durante as simulações.

Em relação às condições iniciais do cenário de base, a seção saturada do aquífero exibe uma pressão de 12 m na base do domínio, representando a carga permanente. Esta pressão decresce de forma linear até atingir 0 m no lençol freático. Quanto às cargas transientes, nesta configuração, a duração da injeção é de 5 minutos, com variações climáticas correspondentes ao ano de 2016.

Tabela 6.11 – Parâmetros hidráulicos definidos para o cenário de base

Parâmetro hidráulico	Camada superficial* (1)	Argila siltosa (2)	Argila siltosa (3)	Silte argiloso** (4)
Modelo do material	Saturado/não saturado	Saturado/não saturado	Saturado/não saturado	Saturado/não saturado
Poropressão inicial (kPa)	-10	-15	30	90
k_s (cm/s)	10^{-5}	10^{-3}		10^{-7}
θ_s (%)	38,0	68,0		33,6
θ_r (%)	6,8	35,0		0,0
α (kPa)	8,0	5,5		10^{-4}
n_1	1,1	4,4		1,3

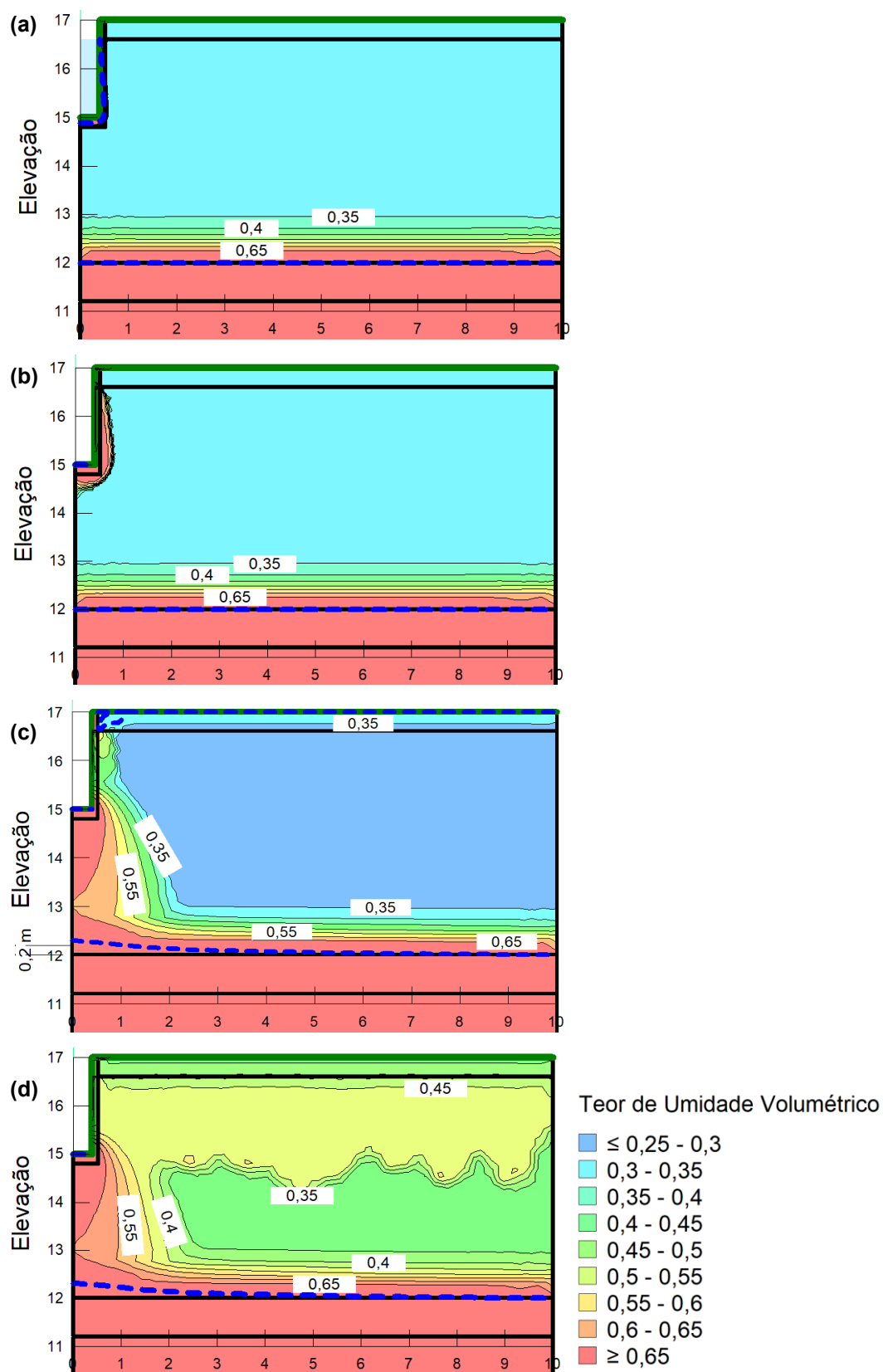
Nota: k_s – coeficiente de permeabilidade saturado; θ_s – teor de umidade volumétrico saturado; θ_r – teor de umidade volumétrico residual; α e n_1 – parâmetros de ajuste da equação de Van Genuchten (1980); *Sasidharan *et al.*, (2021); **Aldana *et al.*, (2021).

Fonte: A própria autora (2023)

6.4.2 Simulações de um único evento de infiltração

O cenário de base é simulado até que seja atingida a condição de estado quase estacionário, por hora contemplando somente um evento singular de infiltração, para isso a duração total foi definida em 150 dias. Durante estas simulações, três aspectos das taxas de recarga são observados: A evolução temporal das taxas de recarga; os momentos específicos em que a recarga é iniciada; e como o poço de infiltração influencia individualmente na taxa global de recarga. A análise da variação do teor de água ao longo do tempo revela que a recarga proveniente do poço ocorre significativamente antes da recarga natural (Figura 6.29).

Figura 6.29 – Conteúdo volumétrico de água no cenário de base na (a) condição inicial, (b) ao fim da infiltração, (c) dia 13 e (d) dia 50



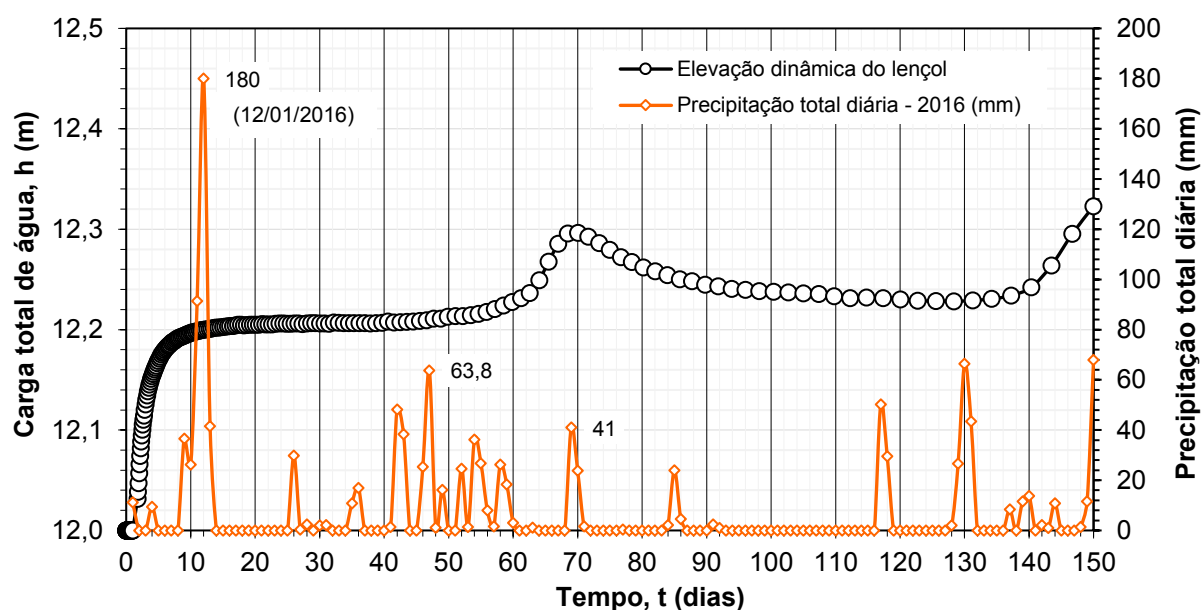
Nota: Linha tracejada azul – Poropressão igual a zero

Fonte: A própria autora (2023)

Neste cenário, o volume total de injeção no poço é de $0,72 \text{ m}^3$. Ao cessar a recarga, o poço drena completamente a água em 40 minutos. A elevação do lençol freático é notada aproximadamente 1,5 dia após a conclusão da infiltração, indicando o início do processo de recarga do aquífero. Além disso, após 13 dias, verifica-se que a altura do lençol freático na extremidade esquerda aumentou em torno de 20 cm, refletindo a progressão da zona de saturação em direção ao estado de equilíbrio hidráulico.

As curvas que ilustram esse comportamento estão plotadas na Figura 6.30. Como já mencionado, a primeira recarga proveniente do poço inicia-se no dia 1,5. Por outro lado, a infiltração proveniente da recarga natural, ou seja, da camada superficial, demora consideravelmente mais, em cerca de 50 dias. Estas diferenças significativas nos tempos de chegada ressaltam a capacidade do poço em conectar a ZV e o lençol freático temporalmente.

Figura 6.30 – Elevação dinâmica do lençol – cenário de base



Nota: O dia 0 da precipitação total diária corresponde ao dia 01/01/2016 e segue o calendário de eventos pluviométricos conforme dados INMET.

Fonte: A própria autora (2023) e INMET (2022)²¹

Este atraso relacionado à recarga natural pode ser atribuído a vários fatores. Primeiramente, a camada superficial tem a capacidade de reter mais água antes que qualquer excesso comece a infiltrar, devido à sua capacidade de campo. A

²¹ Disponível em: <https://bdmep.inmet.gov.br/>. Acesso em 14 de out. de 2023

profundidade da ZV também influencia, já que a água precisa percorrer uma distância maior para atingir o lençol freático.

Outro aspecto a ser considerado é a evapotranspiração: a camada superficial, por estar mais exposta, perde mais água por evaporação e transpiração das plantas. E, por fim, a presença de camadas menos permeáveis ou impermeáveis abaixo da camada superficial pode retardar a descida da água até o lençol. Tendo em vista esses fatores, a ação direta do poço em camadas mais profundas facilita uma conexão mais imediata com o lençol freático, destacando sua relevância no processo de recarga.

Há outras características notáveis na curva da Figura 6.30. A primeira, é o patamar que se inicia por volta do dia 13 estendendo-se até o dia 50, e que está relacionado à vazão de recarga em um estado quase permanente devido à infiltração do poço (1,67 m³/dia). A segunda refere-se à descida da recarga natural somada à infiltração do poço (totalizando 2,40 m³/dia). Uma síntese dos valores das características analisadas consta na Tabela 6.12. A contribuição do poço para a recarga total é de 70,0 %, enquanto a recarga natural representa os 30,0 % restantes.

Tabela 6.12 – Resumo das taxas de recarga e início da recarga para o cenário de base.

Elemento	Início da recarga (dias)	Vazão de recarga em estado quase estacionário (m³/dia)	Influência na taxa de recarga total* (%)
Recarga total	1,5	2,40	100,0
Poço de infiltração	1,5	1,67	70,0
Recarga natural	50,0	0,73	30,0

Nota: *Os valores estão normalizados para 100%.

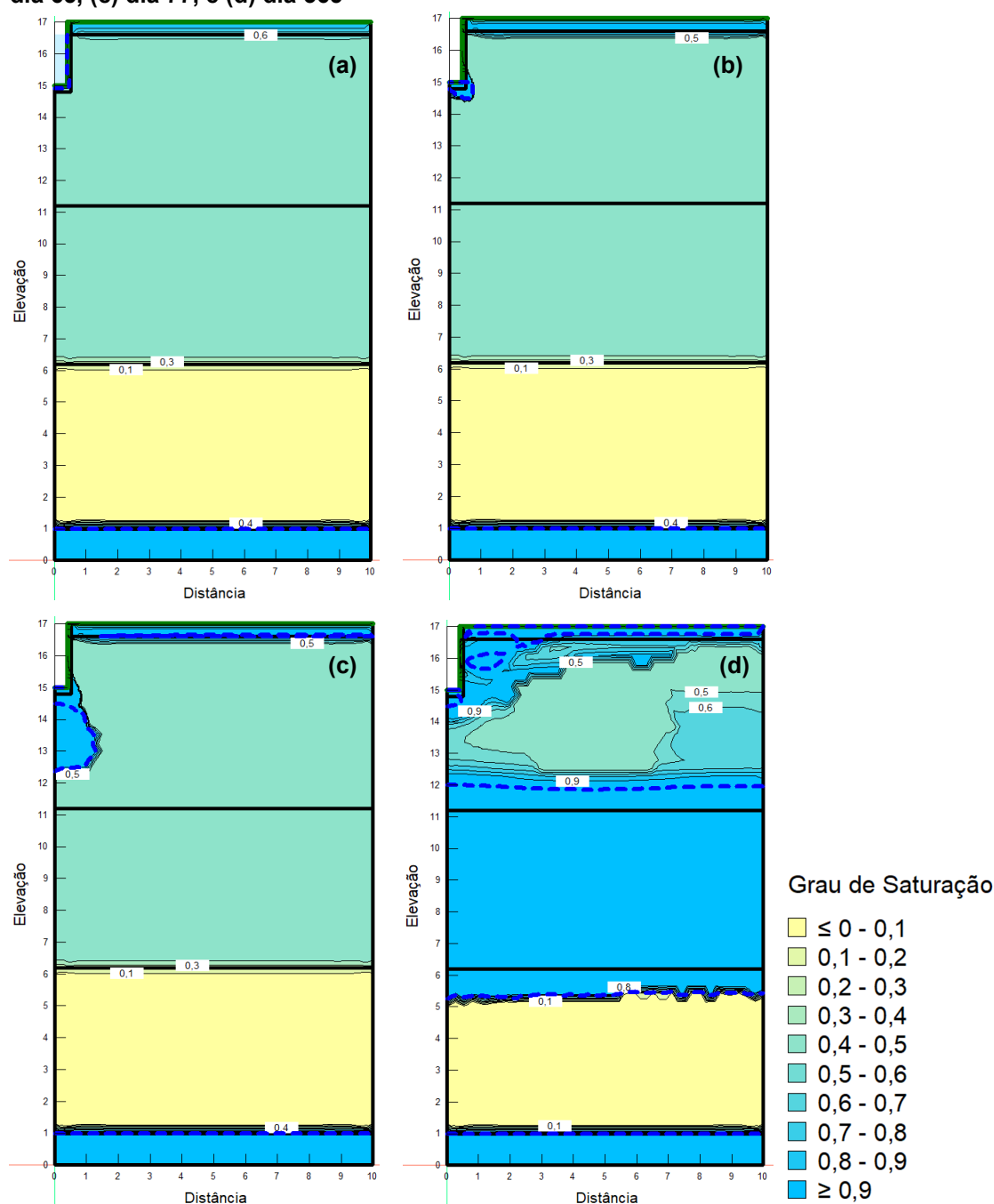
Fonte: A própria autora (2023)

O papel do poço em proporcionar uma contribuição elevada para a recarga total é notavelmente importante. Esta contribuição adicional pode não apenas afetar a quantidade total de recarga do lençol freático, mas também favorecer a manutenção de um ambiente mais úmido na ZV, especialmente em áreas onde a camada superficial tem permeabilidade reduzida em relação ao cenário analisado. Vale destacar que, com a ZV mais úmida, a conexão entre o processo de infiltração e o lençol freático se dá em um intervalo de tempo menor, otimizando assim a taxa de infiltração.

O cenário de infiltração com uma distância de separação de 14 m

também foi avaliado para determinar o tempo necessário para se aproximar de um estado quase permanente. Apesar de decorridos 365 dias, o fluxo, com uma duração de injeção de 5 minutos, não chegou ao lençol freático. Este permaneceu praticamente estático e só avançou no perfil no 77º dia após eventos pluviométricos atuarem como impulsos de recarga. A Figura 6.31 ilustra o progresso da frente de saturação no dia 365.

Figura 6.31 – Frente de saturação na distância de separação de 14 m no (a) condição inicial, (b) dia 65, (c) dia 77, e (d) dia 365



Nota: Linha tracejada azul – Poropressão igual a zero.

Fonte: A própria autora (2023)

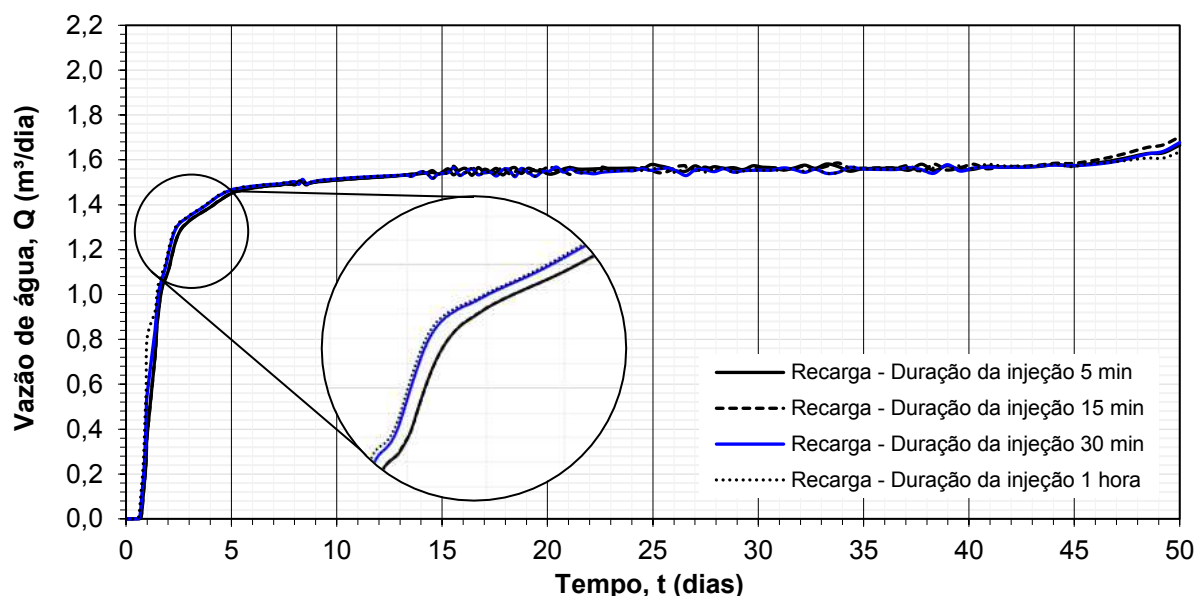
6.4.3 Análise de sensibilidade

A análise sensibilidade focou nas variações da distância de separação e na duração da injeção. Estabeleceu-se uma duração total de 50 dias para uma distância de separação de 3 m, uma vez que, nas etapas anteriores, observou-se que o equilíbrio quase constante é alcançado entre o 13º e o 50º dia, o que se provou adequado. Em contraste, para uma distância de separação de 14 m, foi necessário um período de análise três vezes mais longo para identificar este estado de equilíbrio, determinando assim um total de 150 dias.

a) Vazão de recarga

Num primeiro momento, dois grupos de cenários foram avaliados. Um grupo analisa a infiltração a partir da distância de separação de 3 m, enquanto o outro grupo a de 14 m. As curvas resultantes dos cenários que consideram essas infiltrações estão ilustradas na Figura 6.32 e Figura 6.33.

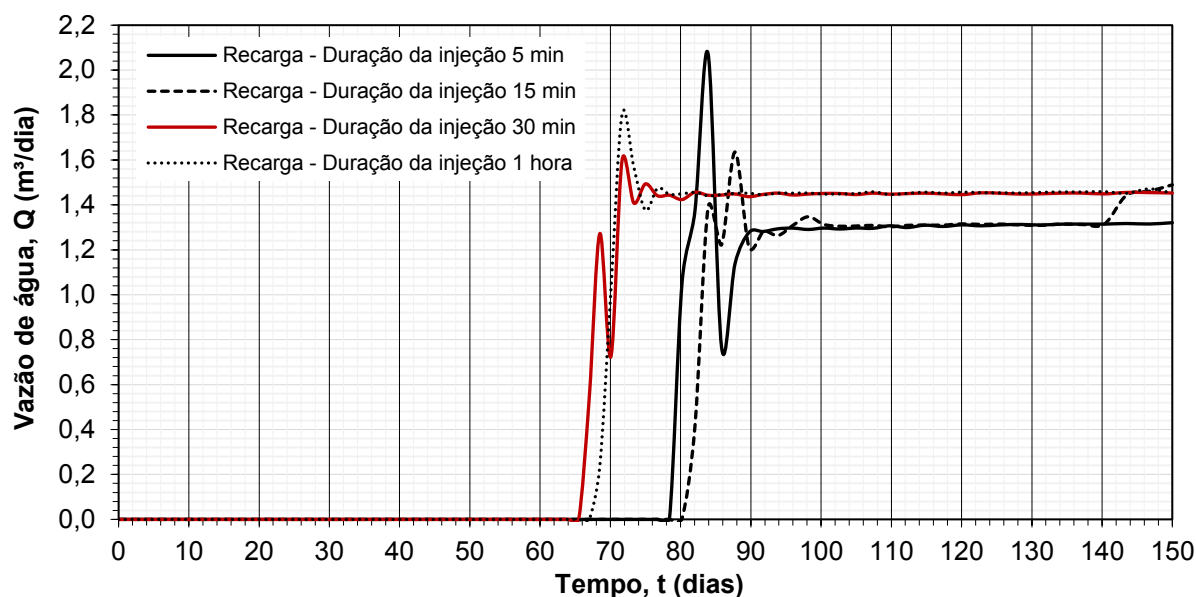
Figura 6.32 – Vazão de recarga – distância de separação de 3 m



Nota: Em destaque – a discrepância observada nos primeiros 5 dias entre as vazões referentes às durações de injeção de 5 e 15 min em relação as durações de injeção de 30 min e 1 hora

Fonte: A própria autora (2023)

Figura 6.33 – Vazão de recarga – distância de separação de 14 m



Fonte: A própria autora (2023)

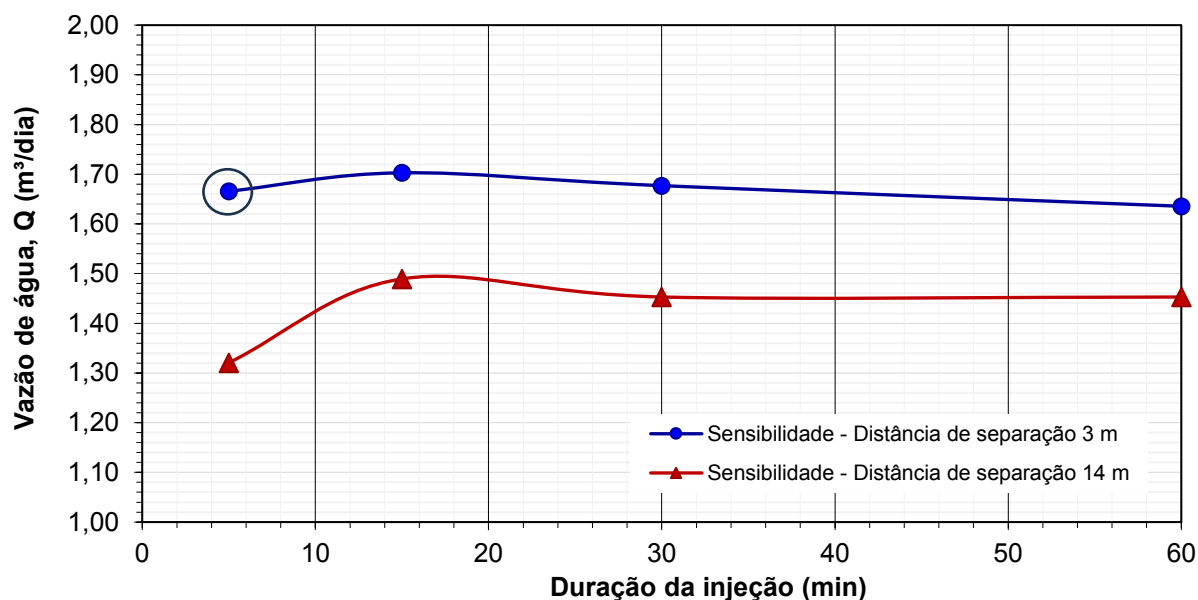
A curva representada na Figura 6.32 tem um perfil semelhante ao cenário base, com um patamar evidente. Contudo, a infiltração de água da camada superficial não é clara, já que o período de análise termina antes da recarga natural ocorrer. Durante os primeiros dias (até cerca de 0,5 dia), as vazões são muito próximas, mas com magnitudes muito pequenas, para todas as durações de injeção. Isso sugere uma estabilização inicial antes de quaisquer mudanças significativas na vazão.

Em termos absolutos, a Figura 6.32 destaca que as taxas de infiltração são ligeiramente mais elevadas nos primeiros 5 dias para durações de injeção de 30 min e 1 hora. Quando a duração da injeção diminui, observa-se o efeito antecipado, isto é, as taxas de recarga caem nesse intervalo. Após esse período inicial, as vazões de recarga tendem a se estabilizar, sem discrepâncias notáveis entre as diferentes durações de injeção.

A Figura 6.33 reforça o observado na Figura 6.31. Eventos pluviométricos, que ocorrem após os 50 dias iniciais, favorecem a recarga natural e contribuem para o aumento do teor de umidade volumétrica do perfil de solo. Isso diminui a retenção do solo, permitindo que a água de recarga percole para camadas mais profundas. Ademais, as vazões correspondentes às durações de injeção de 30 minutos e 1 hora ocorrem mais cedo em comparação com os outros tempos de injeção.

Uma análise mais pormenorizada sobre a sensibilidade do poço às variações de distância de separação é mostrada na Figura 6.34 em relação aos valores do cenário de base.

Figura 6.34 – Sensibilidade das vazões de recarga



Nota: O ponto em destaque preto corresponde ao cenário de base. As vazões de recarga para a distância de separação de 3 m referem-se aos 50 dias, enquanto para os 14 m, referem-se aos 150 dias.

Fonte: A própria autora (2023)

De acordo com a Figura 6.34 para a distância de 3 m, nota-se que a vazão de recarga inicialmente aumenta, depois começa a diminuir à medida que a duração da injeção continua aumentando. Para a distância de 14 m, observa-se um aumento inicial na vazão com um aumento na duração da injeção, mas depois essa vazão se estabiliza.

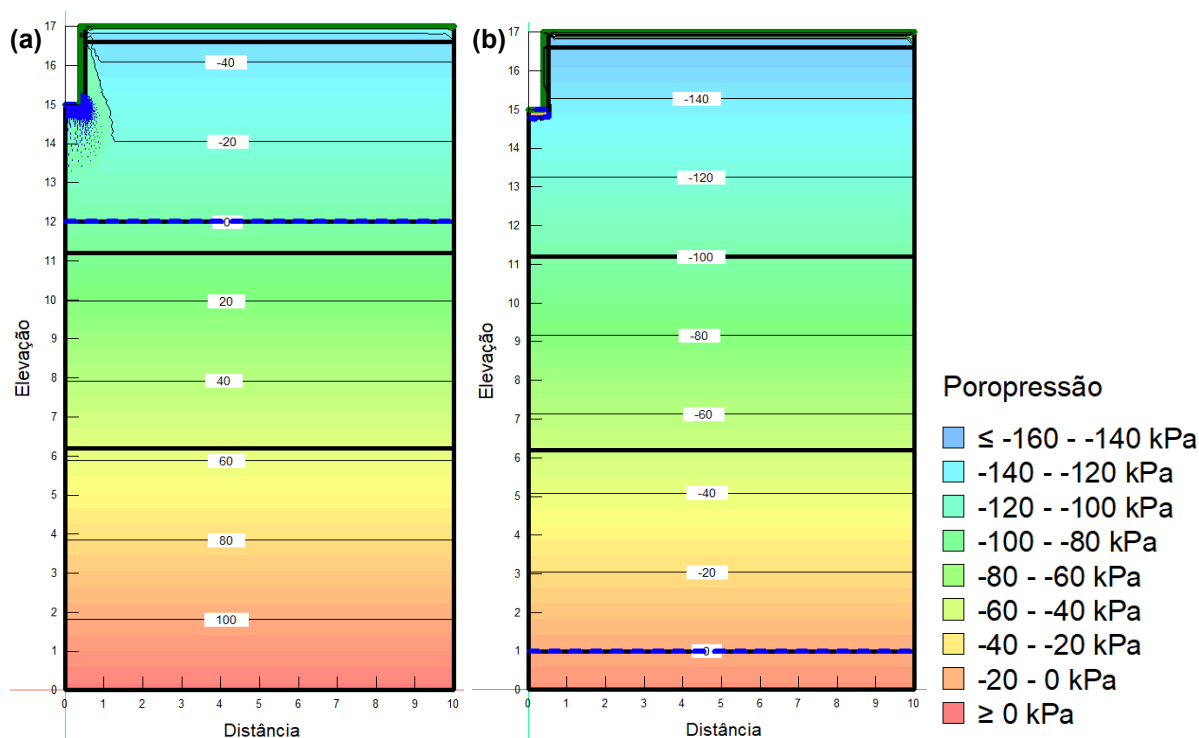
A vazão é relativamente mais sensível às mudanças na duração da injeção para a distância de 14 m em comparação com 3 m, especialmente nas menores durações de injeção. Para a distância de separação de 3 m, após um certo ponto (15 min), o aumento da duração da injeção começa a ter um efeito negativo na vazão. Isso sugere que há um ponto ótimo de duração da injeção para maximizar a vazão nesta distância específica.

A maior diferença de vazão entre as duas distâncias de separação, para uma mesma duração de injeção, é observada para injeções de 5 minutos: 1,67 m³/dia *versus* 1,32 m³/dia, uma diferença de 0,35 m³/dia. Já as diferenças de vazão

entre durações de injeção dentro da mesma distância de separação são menores, especialmente para a distância de 14 m, onde a variação entre os diferentes tempos de injeção é de no máximo 0,17 m³/dia.

A Figura 6.34 revela que o poço é mais sensível às distâncias de separação do que às durações de injeção. Isso significa que uma modificação na dimensão vertical do poço (ou seja, na distância de separação) tem um impacto mais significativo nas taxas de recarga do que alterações na duração da injeção. Isto sugere que a proximidade ou afastamento em relação ao lençol freático afeta mais a quantidade de água que pode ser recarregada do que o tempo pelo qual a água é injetada. Na Figura 6.35 é apresentada a distribuição de poropressão no momento da recarga para ambas as posições de nível d'água.

Figura 6.35 – Distribuição de poropressão para distância de separação de (a) 3 m e (b) 14 m



Nota: Linha tracejada azul – Poropressão igual a zero; Cena da distribuição de poropressão correspondente a duração de injeção de 5 min e tempo decorrido de 20 horas de fluxo

Fonte: A própria autora (2023)

A partir da Figura 6.35 conclui-se que em situações em que o lençol freático está mais próximo da superfície, há menos volume de solo disponível para reter água, permitindo, assim, uma infiltração e recarga mais eficientes. A sucção é outro fator determinante para este perfil de solo, conforme comprovado nos ensaios

realizados em campo e descritos na seção 6.2.1. Esta poropressão negativa pode ser intensificada quando o lençol freático está mais afastado, resultando em uma taxa de recarga mais lenta. Nos cenários onde o lençol freático está mais próximo, a água não precisa percorrer uma grande distância, permitindo uma recarga mais rápida. Em conjunto, estes fatores elucidam porque a proximidade ao lençol freático tem um impacto tão pronunciado na recarga comparado ao simples tempo de injeção de água.

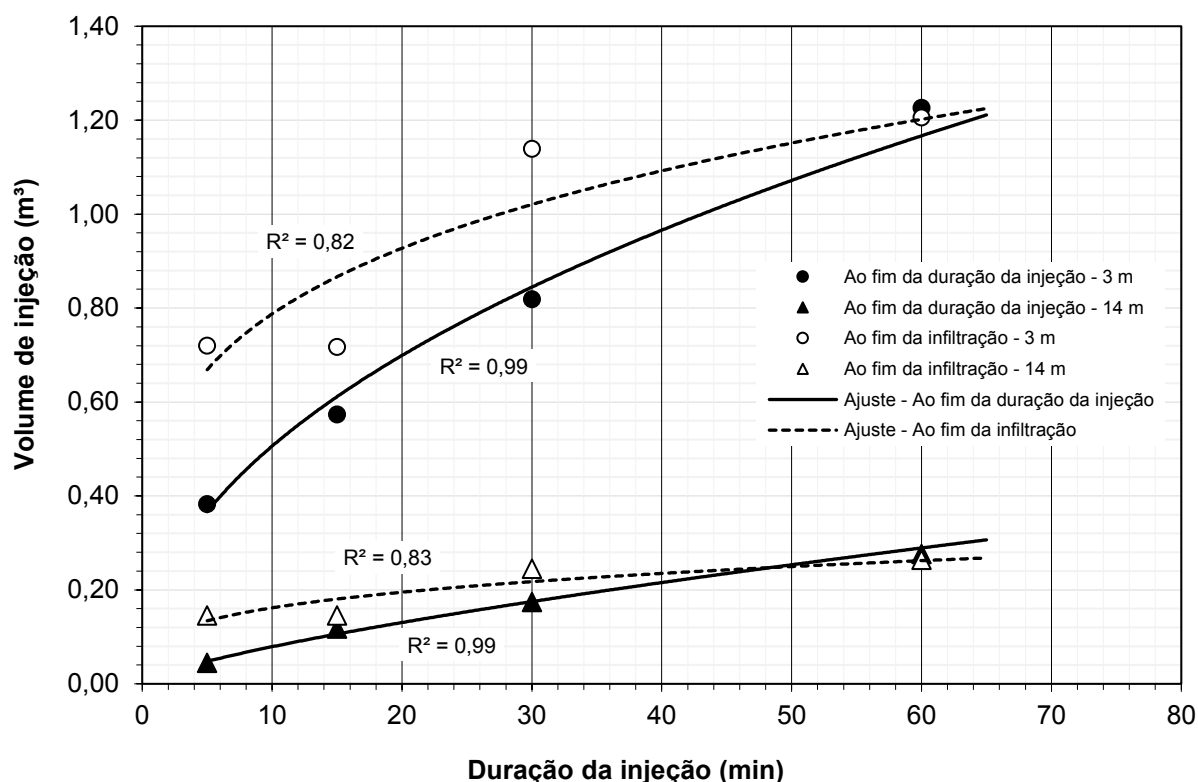
b) Volume de injeção

A Figura 6.36 (a) e (b) ilustra a relação entre o volume de injeção no poço assim que são finalizados os períodos de “duração da injeção” e o volume de injeção no poço ao fim da infiltração, para as duas diferentes distâncias de separação, 3 e 14 m, respectivamente. Observa-se que a relação entre o volume e a duração da injeção adere a uma função potencial.

Além disso, a distância de separação de 3 m apresenta volumes de injeção significativamente maiores do que a distância de 14 m para as mesmas durações de injeção. Isso sugere que a distância de separação pode influenciar notavelmente o volume de água que pode ser injetado. A proximidade do lençol freático à superfície pode facilitar a infiltração de água no solo, especialmente se a zona saturada possuir boa transmissividade. Em contrapartida, quando o lençol freático está mais distante, o volume de solo e sua capacidade de retenção aumentam, o que pode tornar a percolação de água mais complexa, a menos que as condições de transmissividade sejam favoráveis.

Ainda, ao observar a Figura 6.36, considerando a eficiência no processo de injeção de água, é crucial avaliar a proporção de água injetada efetivamente aproveitada pelo solo. A eficiência pode ser entendida como a relação entre o volume de água injetado e o volume que, de fato, permeia o solo, alcançando o lençol freático. Em cenários onde a eficiência se aproxima de 1,0, o sistema de injeção opera de forma ótima, pois a água injetada é quase integralmente absorvida. Por outro lado, uma eficiência menor pode indicar perdas ou retenções no sistema, evidenciando potenciais áreas de melhoria no processo de injeção. Ao analisar a eficiência em conjunto com os volumes de injeção e a distância de separação, é possível otimizar a gestão dos recursos hídricos e garantir uma exploração sustentável do lençol freático.

Figura 6.36 – Volume de injeção versus duração da injeção para os 3 m e 14 m de separação



Duração da injeção	Distância de separação (m)	Eficiência
5 min	3,0	0,53
15 min		0,80
30 min		0,72
1 hora		1,02
5 min	14,0	0,31
15 min		0,81
30 min		0,71
1 hora		1,05

Fonte: A própria autora (2023)

Adicionalmente, os resultados das injeções evidenciam que mesmo após o término da injeção ativa de água, onde mantemos o nível constante, a infiltração no solo continua. Esse comportamento indica que, após a injeção, o solo ainda não atingiu sua capacidade máxima de absorção e continua a infiltrar a água disponível. Esse processo prossegue a um ritmo mais lento até que a água adicional seja absorvida, e o sistema solo-água atinja um estado de equilíbrio dinâmico.

Na Figura 6.36, observa-se que a eficiência para uma duração de 1 hora está próxima de 1,0, indicando que o volume total de água injetada é quase o mesmo que o volume total de água infiltrada. Quando esta relação resulta em um valor

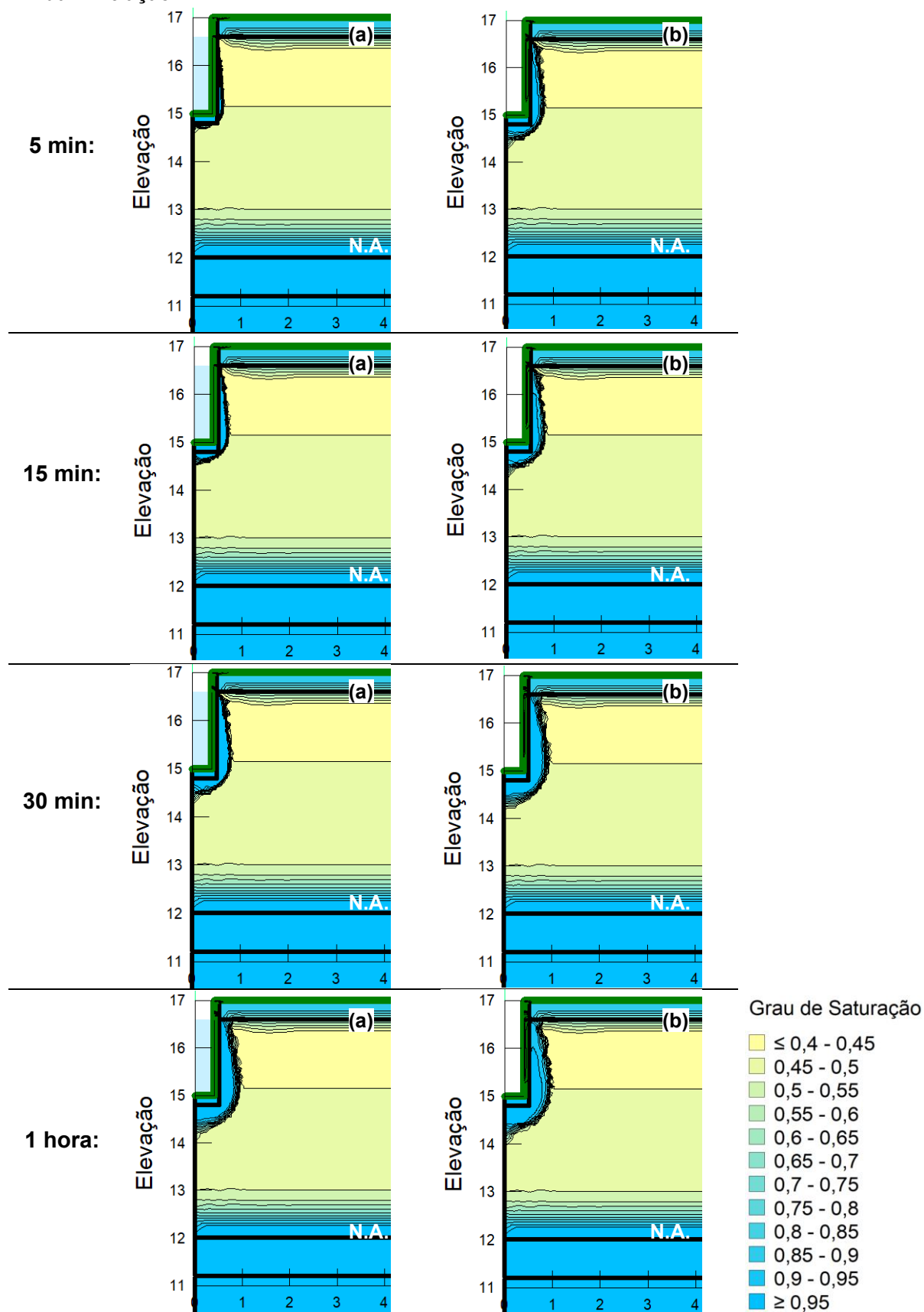
ligeiramente acima de 1,0 (como 1,05), indica que houve uma pequena discrepância, com o volume infiltrado sendo um pouco menor do que o volume injetado. Isto é corroborado pela observação de que, ao manter um determinado nível de água em um poço por um período prolongado, como 1 hora, o solo ao redor do poço tende a saturar.

Quando o solo está saturado, sua capacidade de absorver água é reduzida, o que pode levar, em certas ocasiões, a um movimento contrário ao fluxo – fato este observado na modelagem. Essa restrição é destacada pelo declive mais gradual presente na Figura 6.36, à medida que a duração da injeção passa de minutos para uma hora. Por isso, longas durações da injeção devem ser evitadas, uma vez que o sistema pode ser ineficiente na distribuição de água com meio saturado ao redor do poço.

Na Figura 6.37 é possível visualizar a frente de saturação para as 4 durações de injeção testadas na análise de sensibilidade e para a distância de separação de 3 m. E, na Figura 6.38 para as 4 durações de injeção e para a distância de separação de 14 m.

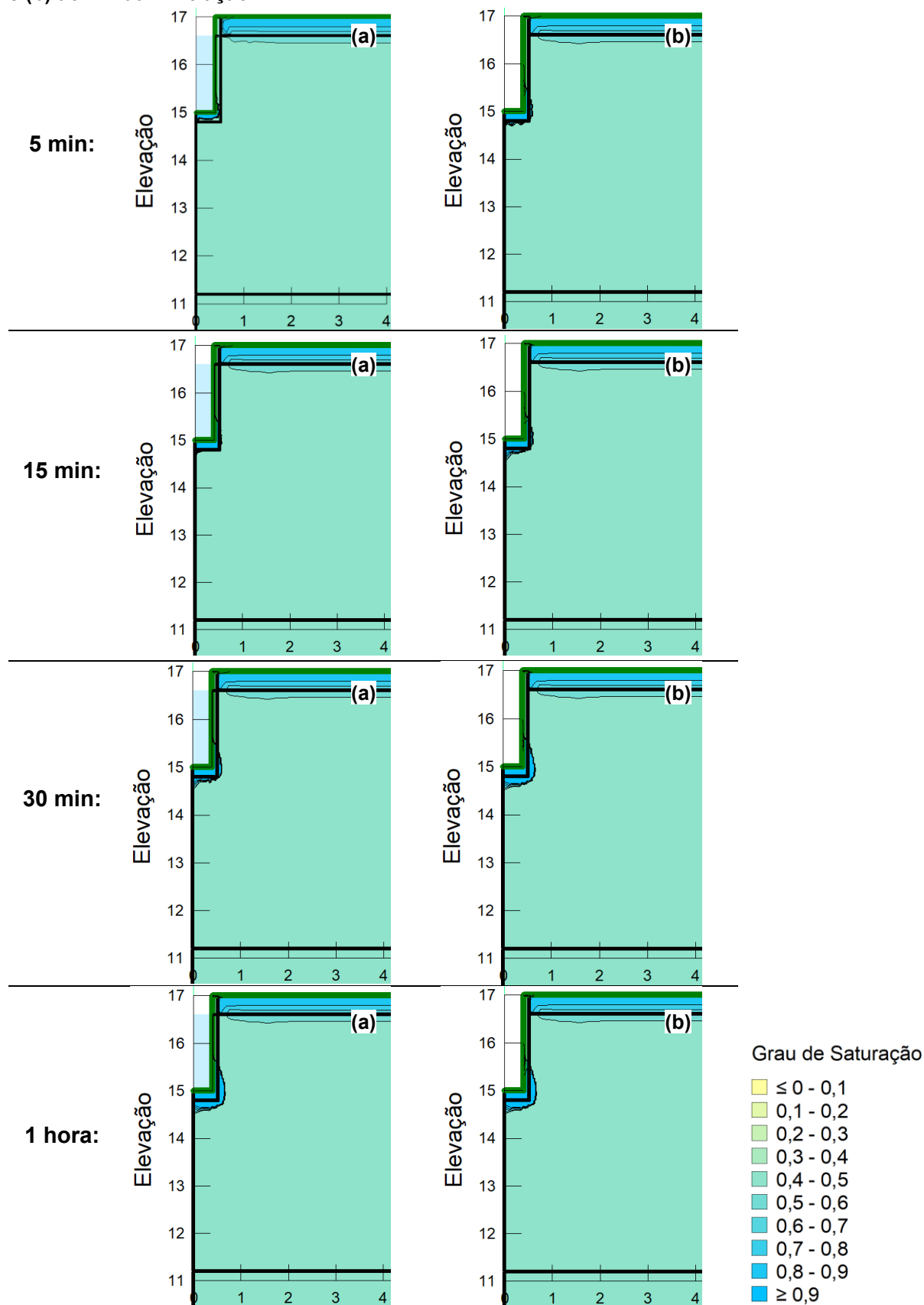
Conforme indicado nas Figura 6.37 e Figura 6.38 do modelo, nestas condições, uma menor distância de separação resulta em um volume de injeção mais elevado, levando a um aumento mais pronunciado no nível do lençol freático. Uma distância de separação de 3 m leva a um incremento de 140 m³ na injeção quando comparada a uma distância de 14 m. Apesar de uma distância de separação maior reduzir o volume de injeção, ela serve como um meio para assegurar uma melhor mitigação da possível contaminação que possa atingir o lençol freático.

Figura 6.37 – Avanço das frentes de saturação dependendo da duração de injeção para a distância de separação de 3 m nos tempos: (a) ao fim do período “duração da injeção” e (b) ao fim da infiltração



Fonte: A própria autora (2023)

Figura 6.38 – Avanço das frentes de saturação dependendo da duração de injeção 5 e 15 min para a distância de separação de 14 m nos tempos: (a) ao fim do período “duração da injeção” e (b) ao fim da infiltração



Fonte: A própria autora (2023)

6.4.4 Simulações de recarga periódica

O propósito destas simulações é determinar as taxas de recarga máximas em um estado quase permanente durante a infiltração periódica da água. As sequências temporais de taxa de recarga e recarga cumulativa, resultantes desta simulação, são empregadas na próxima seção para estimar os volumes de recarga do lençol freático. Estas simulações têm como intuito reproduzir as condições operacionais típicas de um reservatório em Londrina/PR. Estas condições estabelecem que:

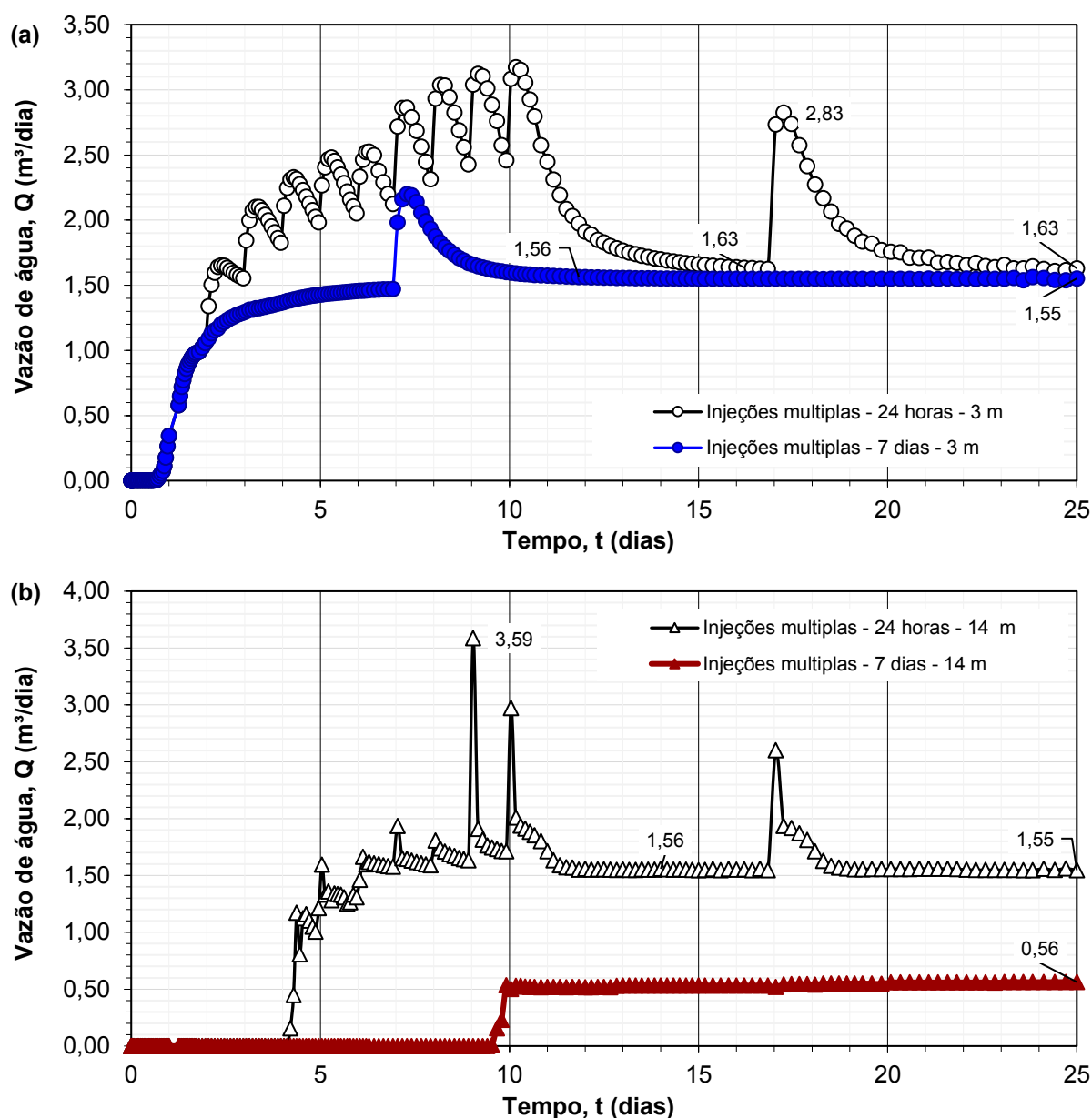
- O reservatório é abastecido ciclicamente (a cada 24 horas e a cada 7 dias) por eventos que simulam precipitações que se manifestam em períodos úmidos na região (durante todo o ano, mas com picos de intensidade conforme apontado na Figura 4.2). Nestas simulações, as interações “terra-clima” são removidas pois não são necessárias as análises em relação à recarga natural;
- A duração da injeção utilizada foi a de 30 minutos (tempo em que uma altura constante de água é mantida no poço). Após a injeção, conforme a água se infiltra, o nível do reservatório decresce;
- Durante os eventos de chuva, a infiltração pode ser interpretada como pulsos de recarga do lençol freático, ou seja, a infiltração não é constante.

As simulações periódicas são executadas ao longo de 25 dias, ou seja, tempo suficiente até que a taxa máxima de recarga se estabilize. Esta estabilização é considerada quando a taxa máxima de recarga se repete por três ciclos consecutivos.

Os resultados das simulações periódicas estão ilustrados na Figura 6.39. Na Figura 6.39 (a) estão ilustrados os cenários com lençóis freáticos mais próximos à superfície sendo que estes se estabilizam em pouco tempo, atingindo a máxima taxa de recarga já no início da recarga. Observa-se que a injeção de 7 dias atinge seu pico de recarga de forma mais acelerada, estabilizando-se rapidamente após cerca de 10 dias. Por outro lado, a injeção de 24 horas, embora alcance picos de recarga mais elevados, apresenta flutuações consideráveis, possivelmente devido aos ciclos periódicos de injeção e escoamento.

Após um período de aproximadamente 15 dias, ambas as taxas de recarga tendem a convergir para um valor constante. Este comportamento sugere que a estratégia de injeção de 7 dias proporciona uma resposta mais previsível e estável ao longo do tempo, enquanto a injeção de 24 horas permite uma recarga mais intensa, mas com variações mais acentuadas. Nessas condições, a taxa de recarga atingida se aproxima da máxima teoricamente possível ($1,59 \text{ m}^3/\text{dia}$), conforme indicado na Tabela 6.12.

Figura 6.39 – Séries temporais das simulações periódicas – distância de separação (a) 3 m e (b) 14 m



Fonte: A própria autora (2023)

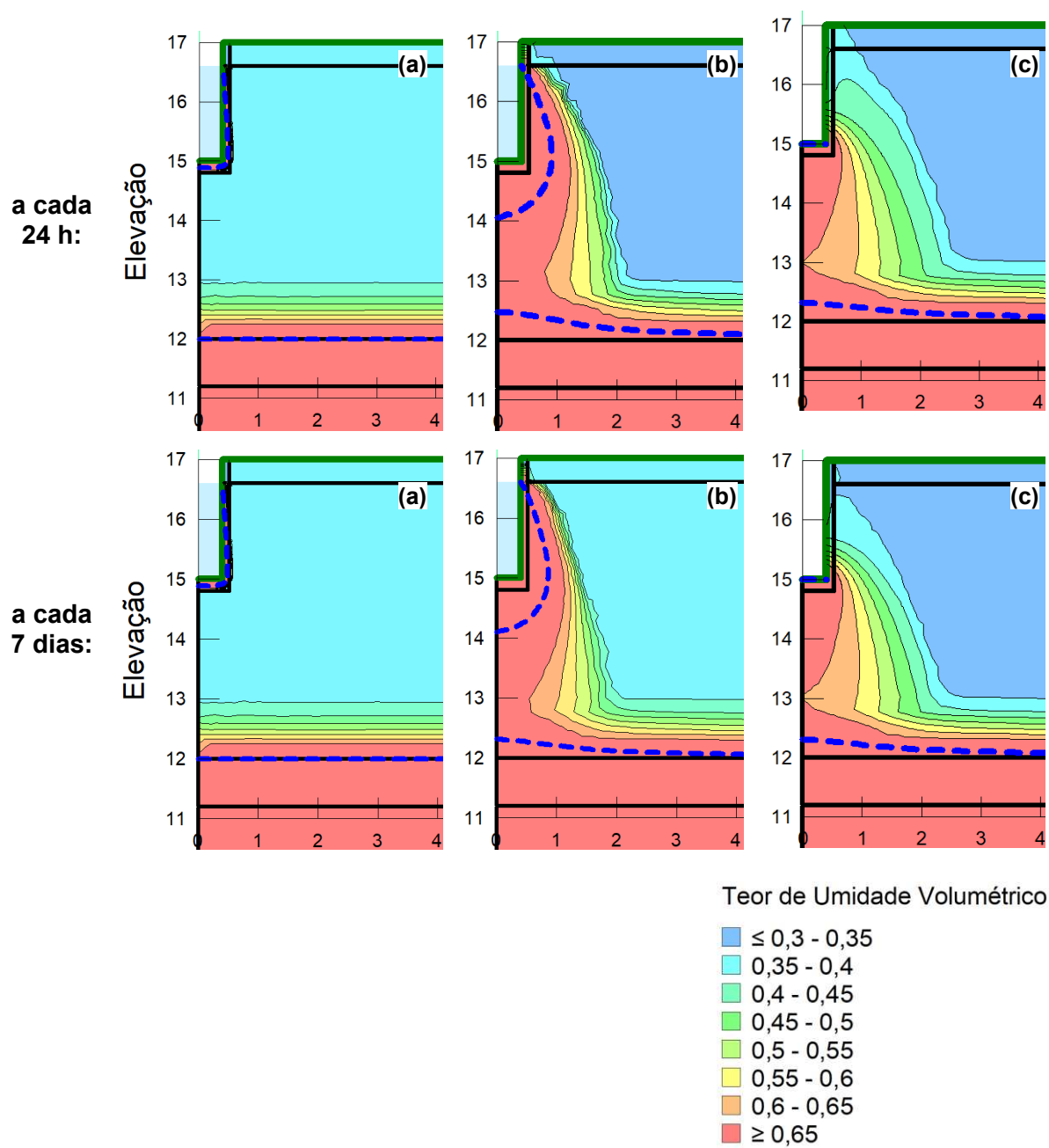
Já na Figura 6.39 (b), claramente, a estratégia de injeção de 7 dias mantém uma taxa de recarga quase constante e bastante baixa ao longo de todo o período analisado. Em contraste, a injeção de 24 horas exhibe picos marcantes de recarga, seguidos por períodos de declínio acentuado. Esses picos, apesar de altos, se estabilizam rapidamente e são intercalados por períodos de recarga mínima. Este padrão de oscilação sugere ciclos frequentes de injeção e escoamento.

Os dados na Figura 6.39 também revelam que em termos de desempenho de recarga acumulada a distância de separação de 3 m – injeção de 7 dias – tem uma performance superior, pois após o pico inicial, mantém uma taxa de recarga constante, enquanto a de 24 horas apresenta taxas variáveis. Já para a distância de separação de 14 m – injeção de 24 horas – tende a ser mais vantajosa, especialmente se o objetivo for alcançar picos de recarga em momentos específicos.

Considerando uma distância de separação de 14 metros, percebe-se que a estratégia de injeção de 24 horas alcança picos de recarga em intervalos curtos, em contraste com a injeção de 7 dias que exhibe uma taxa de recarga consistentemente baixa.

Na Figura 6.40 é ilustrada a infiltração durante o tempo de análise para as distâncias de separação de 3 m. A infiltração para a distância de separação de 14 m é mostrada na Figura 6.41. Ao compararmos o padrão de recarga da Figura 6.39 (b) com o observado na Figura 6.41, nota-se que a frente de saturação realmente permanece retida até ser impulsionada pela subsequente recarga.

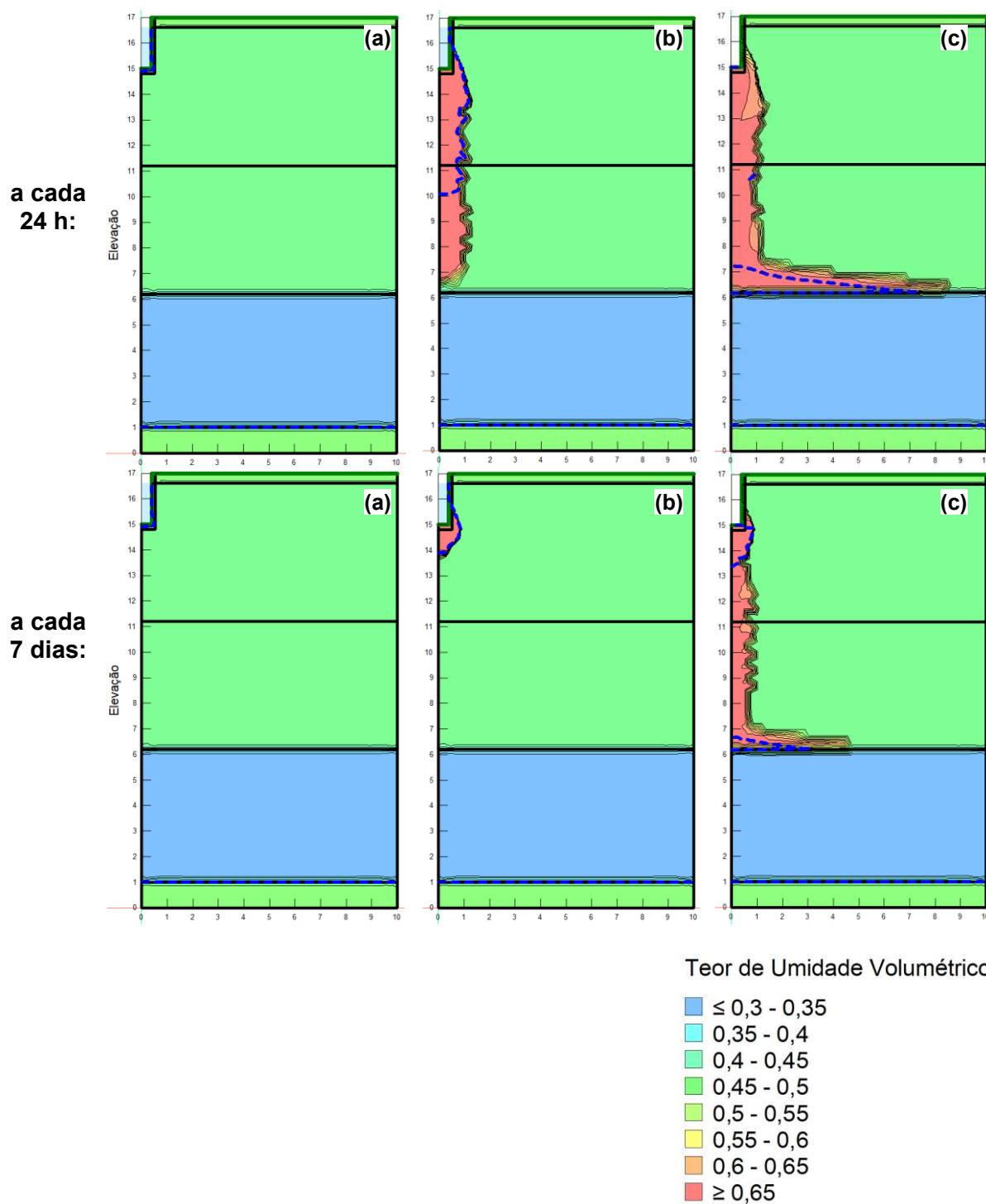
Figura 6.40 – Conteúdo volumétrico de água para distância de separação de 3 m para (a) condição inicial, (b) dia 7, (c) dia 25



Nota: Linha tracejada azul – Poropressão igual a zero

Fonte: A própria autora (2023)

Figura 6.41 – Conteúdo volumétrico de água para distância de separação de 14 m para (a) condição inicial, (b) dia 7, (c) dia 25



Nota: Linha tracejada azul – Poropressão igual a zero

Fonte: A própria autora (2023)

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo tem o objetivo de apresentar as principais conclusões obtidas através dos estudos experimentais e numéricos conduzidos nesta pesquisa. A seguir, uma síntese dos principais *insights* e descobertas que surgiram do esforço em compreender a dinâmica da recarga periódica, especialmente focada no contexto único de Londrina/PR.

7.1 CONCLUSÕES

Estudos experimentais de laboratório e de campo foram conduzidos com meticulosidade e precisão. Com base nos resultados obtidos e nas análises subsequentes, conclui-se:

- A granulometria mostrou variações na classificação do solo baseadas em sua preparação, mas com impacto mínimo no desempenho dos poços de infiltração em campo. A porosimetria revelou diferenças na distribuição dos poros entre os solos do 1º e 2º metros, com o último apresentando uma maior porosidade e domínio de poros interagregados que afetam a infiltração. Estas observações foram reforçadas pelos dados da CCSA, que destacaram tendências bimodais na dessaturação e discrepâncias na porosidade que influenciam a retenção de água no solo;
- A análise da permeabilidade saturada dividiu os resultados em três grupos temporais distintos. Estes valores mostraram uma redução no decorrer do tempo, possivelmente devido ao transporte de partículas finas e adensamento. O solo do 1º metro apresentou maior permeabilidade saturada (k_s) que o solo do 2º metro, sugerindo uma maior conectividade nos poros intra-agregados. Essa maior permeabilidade no 1º metro indica também uma maior retenção de água nos intra-agregados, característica típica de solos ricos em finos. Adicionalmente, a análise demonstrou uma ligeira tendência da água em se mover horizontalmente, embora o grau de anisotropia seja baixo, indicando facilidade quase igual de transmissão de água nas direções horizontal e vertical;
- As análises seguintes destacaram a importância de determinar a capacidade máxima de detenção do poço de infiltração, considerando a presença de uma pluma de saturação circundante. Os ensaios revelaram que o volume máximo

para o poço, antes do transbordamento, era de 1,6 m ou 804 L. Durante o período de estiagem, a capacidade de infiltração mostrou-se elevada, mas tendeu a diminuir com o tempo, possivelmente devido ao aumento da saturação do solo. Mesmo em períodos úmidos, a infiltração foi notável, provando a eficiência do poço. Importante ressaltar que os maiores volumes de retenção coincidiam com dias de precipitação, influenciando a capacidade de retenção e infiltração devido ao grau de saturação e sucção do solo;

- A análise de tensiometria indicou sucções variando de baixas (2 kPa) a moderadas (40 kPa), sugerindo uma capacidade de retenção de água moderada no solo. Foi observada uma diferença notável nas sucções durante períodos úmidos e de estiagem. Especificamente, sucções próximas à superfície variam significativamente, refletindo a influência de fatores externos como precipitação e evaporação. Em contraste, em profundidades maiores, as sucções tendem a ser mais constantes, alinhando-se com a ideia de que a umidade do solo é mais estável em regiões mais profundas;
- Os ensaios de rebaixamento no poço de infiltração revelaram uma diminuição na permeabilidade ao longo do tempo. Notou-se também que a sucção do solo variou significativamente com eventos climáticos, e que a saturação completa do solo não foi atingida, sugerindo a presença de ar ocluso. Os valores de permeabilidade do solo mostraram um comportamento similar ao solo arenoso, mesmo sendo argiloso. O modelo de Horton apresentou um excelente ajuste aos dados coletados, indicando uma ordem de grandeza de permeabilidade de 10^{-3} cm/s, em consonância com estudos anteriores;
- Em comparação com o poço de infiltração, os furos de sondagem exibiram vazões superiores, provavelmente em função do seu menor tempo de ensaio. A análise dos ensaios destacou vazões maiores no furo, atingindo até 101 L/min, e mostrando variações conforme as condições climáticas. Além disso, as taxas de infiltração e coeficientes de permeabilidade obtidos alinham-se com estudos anteriores, revelando ordens de grandeza de 10^{-3} e 10^{-4} cm/s, influenciados, entre outros fatores, por eventos pluviométricos recentes;
- A avaliação numérica e analítica realizada permitiu observar que a permeabilidade do solo nas áreas estudadas parece estar intimamente relacionada a eventos de pluviosidade significativos, com os valores mais elevados surgindo após estes eventos. A análise indica que a capacidade de retenção do solo é influenciada

tanto por grandes volumes de chuvas quanto por períodos secos que as precedem. Há, contudo, discrepâncias notáveis entre os valores médios de permeabilidade do furo de sondagem e o poço de infiltração, apontando heterogeneidade na permeabilidade saturada. Essa variabilidade pode ter implicações na capacidade do solo de infiltrar e armazenar água. Além disso, a escala do elemento testado, seja em escala real ou reduzida, desempenha um papel crucial na avaliação da permeabilidade, salientando a necessidade de considerar o diâmetro do elemento na interpretação e comparação dos dados;

- Além disso, esta pesquisa revela a relação entre a carga hidráulica e a taxa de infiltração do solo. Observa-se que, à medida que a carga hidráulica diminui, a taxa de infiltração também decresce, especialmente com o aumento da profundidade. Este comportamento pode ser atribuído ao ressecamento da superfície do solo e à máxima carga hidráulica. Há diferenças notáveis entre o furo de sondagem e o poço de infiltração: o furo mostra uma taxa decrescente contínua, enquanto o poço começa com uma taxa elevada que se estabiliza após aproximadamente 20 centímetros. Além disso, características como intemperismo e estrutura interagregada do solo podem influenciar a infiltração;
- Ficou evidente a interdependência entre o diâmetro do furo de sondagem, fator de escala e as condições climáticas na determinação da permeabilidade do solo. A sensibilidade do sistema ao fator de escala é confirmada, com o sistema exibindo variações correspondentes na permeabilidade conforme esse fator é ajustado. A correlação estatística mostra um R^2 ajustado de 88,0 %, sugerindo que o modelo é robusto. Periodicamente, as condições climáticas dos grupos I e II elevam a permeabilidade, enquanto os grupos III e IV a reduzem. Em resumo, as variações na permeabilidade estão intrinsecamente ligadas ao fator de escala e ao clima, sendo vital reconhecer essas relações em estudos geotécnicos;
- A FCH do solo foi determinada usando o modelo de Van Genuchten ao introduzir a CCSA no software SEEP/W® utilizado para modelagens de fluxo desta pesquisa. A análise inicial revelou que a recarga de água a partir de um poço inicia-se muito antes da recarga natural. No cenário de base, a recarga pelo poço começa 1,5 dia após a infiltração, enquanto a recarga natural, proveniente da camada superficial, leva cerca de 50 dias. Estas disparidades sublinham a eficácia do poço em estabelecer uma ligação rápida com o lençol freático. De modo global, o poço contribui com 70% da recarga total, demonstrando sua importância, sobretudo em

regiões de baixa permeabilidade superficial;

- Ainda, a avaliação numérica e analítica apresentada examinou a sensibilidade da vazão e volume de recarga de água em poços com diferentes distâncias de separação e durações de injeção. Descobriu-se que a distância entre a superfície e o lençol freático (distância de separação) tem um impacto pronunciado na recarga. Uma distância de separação menor, como 3 m, permite uma infiltração e recarga mais eficientes devido à menor resistência do solo e proximidade ao lençol freático;
- Nas simulações de recarga periódica os resultados mostram que a estratégia de injeção de 7 dias resulta em uma taxa de recarga mais estável e previsível, enquanto a de 24 horas atinge picos de recarga mais elevados, mas com maior flutuação. A taxa de recarga é influenciada pela distância de separação, sendo mais vantajosa a injeção de 24 horas para uma distância de 14m, permitindo picos de recarga mais intensos em momentos específicos; e
- À luz dos resultados da pesquisa e das análises abrangentes realizadas, pode-se concluir que os poços de infiltração são, de fato, uma ferramenta eficaz para o gerenciamento de águas pluviais na cidade de Londrina/PR. As características específicas do solo local, junto com as variações climáticas, demonstraram impactos notáveis na funcionalidade desses poços. No entanto, ao considerar os múltiplos benefícios ambientais e urbanos, associados à capacidade demonstrada de rápida conexão com o lençol freático e à retenção eficiente de água em diferentes condições, é evidente que os poços de infiltração desempenham um papel crucial no manejo sustentável das águas na região. Essa conclusão reitera a importância de estratégias de gerenciamento de água adaptadas ao contexto geográfico e às características específicas do solo. Contudo, é fundamental reconhecer que a implementação de poços de infiltração deve ser acompanhada de estratégias rigorosas de monitoramento da qualidade da água, uma vez que a vulnerabilidade à contaminação pode aumentar, exigindo atenção especial para mitigar riscos ambientais e de saúde pública.

Limitações

Os poços modernos da ZV são mais complexos do que o simulado nesta pesquisa. Eles incorporam componentes destinados ao pré-tratamento da água

da chuva e à prevenção de obstrução do poço, como filtros, câmaras de sedimentação e de decantação (Edwards *et al.*, 2016; Sasidharan *et al.*, 2019, 2018). Alguns destes elementos usam múltiplos compartimentos, ao invés de uma única cavidade, como o representado aqui (Sasidharan *et al.*, 2019, 2018). No entanto, simular esses poços com precisão é complexo e ultrapassa o objetivo deste trabalho.

A obstrução das soluções de infiltração ao longo do tempo também não é levada em conta. Este é um fator crucial, pois afetaria as taxas de infiltração com o decorrer do tempo. Para pesquisas futuras, é recomendado abordar a questão da obstrução.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base na fundamentação teórica, trabalho experimental, análise e discussão, alguns trabalhos adicionais e estudos são recomendados para o futuro:

- Local de implantação e configuração geométrica: Investigar a influência da localização específica e da configuração geométrica dos poços de infiltração no desempenho geral do sistema;
- Comparação entre o comportamento de campo e simulação numérica: Desenvolver uma análise comparativa entre os resultados observados em ensaios de campo e os dados obtidos através de simulações numéricas. O objetivo é validar a precisão e confiabilidade dos modelos numéricos, identificando possíveis discrepâncias e áreas de melhoria;
- Estudo do risco de colapso por adensamento no fundo do poço: Investigar a possibilidade e as circunstâncias sob as quais pode ocorrer um colapso por adensamento na base dos poços de infiltração.
- Monitoramento a longo prazo do desempenho do poço: Implementar um estudo longitudinal para monitorar a performance dos poços ao longo de vários anos, identificando possíveis desgastes e necessidades de manutenção; e
- Integração de sistemas de infiltração com outras estratégias de gerenciamento: Analisar como os poços de infiltração podem ser combinados com outras técnicas de gerenciamento de águas pluviais, como reservatórios de retenção e jardins de chuva, para maximizar a eficiência na gestão das águas.

REFERÊNCIAS

- ABGE. **Boletim 04: Ensaio de permeabilidade em solos : orientações para sua execução no campo**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, São Paulo, 2013.
- ABNT. **NBR 14545: Solo** – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2021.
- ABNT. **NBR 6457: Amostras de solo** - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016a.
- ABNT. **NBR 6459: Solo** – Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016b.
- ABNT. **NBR 6502: Solos e rochas** – Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2022.
- ABNT. **NBR 7180: Solo** – Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016c.
- ABNT. **NBR 7181: Análise Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2016d.
- AKAN, A. O.. Modified rational method for sizing infiltration structures. **Canadian Journal Of Civil Engineering**, [S.L.], v. 29, n. 4, p. 539-542, 1 ago. 2002. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/I02-038>.
- ALASTAL, K.; ABABOU, R.. Moving Multi-Front (MMF): a generalized green-ampt approach for vertical unsaturated flows. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 579, p. 124184, dez. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.124184>.
- AL-MUTTAIR, F. F.; SENDIL, U.; AL-TURBAK, A. S.. Management of Recharge Dams in Saudi Arabia. **Journal Of Water Resources Planning And Management**, [S.L.], v. 120, n. 6, p. 749-763, nov. 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9496\(1994\)120:6\(749\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9496(1994)120:6(749)).
- ALVES, R.D.; GITIRANA JR., G.F.N.; VANAPALLI, S. K.. Advances in the modeling of the soil-water characteristic curve using pore-scale analysis. **Computers And Geotechnics**, [S.L.], v. 127, p. 103766, nov. 2020. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103766>.
- ARAÚJO, A.G.; LEÃO CARVALHO, E.T.; GITIRANA JR. G.F.N.; SALES, M.M. Sensibilidade do desempenho de poços de infiltração às propriedades do solo não saturado – **Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais**. 1ª edição, Capítulo 20, p.401-428. Universidade de Brasília, 2012.
- ASCE. **45, 46, 47: Standard guidelines for the design, installation, and operation and maintenance of urban stormwater systems**. Reston, 2017. <https://doi.org/10.1061/9780784413319>
- ASTM. **D4404: Standard Test Method for Determination of Pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry**. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2018.

ASTM. **D5298: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper**. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2016.

ASTM. **D6836: Standard test methods for the soil–water characteristic curve for desorption using hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, or centrifuge**. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2016.

AUBERTIN, M.; RICARD, J.; CHAPUIS, R. P. A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 35, n. 1, p. 55-69, 1 fev. 1998. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t97-080>.

BARBASSA, A. P.; SOBRINHA, L. A.; MORUZZI, R. B.. Poço de infiltração para controle de enchentes na fonte: avaliação das condições de operação e manutenção. **Ambiente Construído**, [S.L.], v. 14, n. 2, p. 91-107, jun. 2014. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212014000200007>.

BARBOUR, S. L.. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 35, n. 5, p. 873-894, 1 out. 1998. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t98-040>.

BARROS, M. V. F.; ARCHELA, R. S.; BARROS, O. F.; THÉRY, H.; MELLO, N. A. GRATÃO, L. H. B. Atlas Ambiental da Cidade de Londrina. 2008. Disponível em: <http://www.ul.br/atlasambiental>. Acesso em: 5 ago. 2021.

BHATTACHARYA, A.K. Artificial groundwater recharge with a special reference to India. **International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences**, v. 4, n. 2, p. 214-221, aug. 2010.

BLUNT, M. J.. Multiphase Flow in Permeable Media. **Biometrika**, [S.L.], p. 679-681, 7 out. 2016. Cambridge University Press. <http://dx.doi.org/10.1017/9781316145098>.

BOUWER, H.. Artificial recharge of groundwater: hydrogeology and engineering. **Hydrogeology Journal**, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 121-142, 26 jan. 2002. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10040-001-0182-4>.

BOUWER, H.. Artificial recharge of groundwater: Systems, design, and management. **Hydraulic Design Handbook**. v. 24, p. 44. New York: McGraw-Hill, 1999

BRAGA, A.; HORST, M.; TRAVER, R. G.. Temperature Effects on the Infiltration Rate through an Infiltration Basin BMP. **Journal Of Irrigation And Drainage Engineering**, [S.L.], v. 133, n. 6, p. 593-601, dez. 2007. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(2007\)133:6\(593\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(2007)133:6(593)).

BRASIL. **CNRH 153: Critérios e diretrizes para implantação de Recarga Artificial de Aquíferos no território Brasileiro**. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos, 2013. Disponível em: https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/seguranca-hidrica/cnrh/deliberacoes-cnrh-1/resolucoes/resolucao_153.pdf. Acesso em: 29 mai. 2023.

BRESSY, A.; GROMAIRE, M.-C.; LORGEUX, C.; SAAD, M.; LEROY, F.; CHEBBO, G.. Efficiency of source control systems for reducing runoff pollutant loads: feedback on experimental catchments within paris conurbation. **Water Research**, [S.L.], v. 57, p. 234-246, jun. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2014.03.040>.

BREWER, R. **Fabric and mineral analysis of soils**, n. 2. Wiley, New York, p 482, 1976.

BRODY-HEINE, B.; KOHLBECKER, M.; PEAVLER, R.. Pollutant Fate and Transport Model Results in Support of the City of Bend UIC WPCF Permit-Groundwater Protectiveness Demonstration and Proposed EDLs. **GSI Water Solutions Inc.** p 01-41, sep. 2011.

BROOKS, R.H., CPREY, A.T.. Hydraulic properties of porous media. **Hydrology Papers.** Colorado State University, p 01-37, mar. 1964.

BROWNE, D.; DELETIC, A.; MUDD, G. M.; FLETCHER, T. D.. A new saturated/unsaturated model for stormwater infiltration systems. **Hydrological Processes**, [S.L.], v. 22, n. 25, p. 4838-4849, 15 dez. 2008. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.7100>.

BRUTSAERT, W.. Vertical infiltration in dry soil. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 13, n. 2, p. 363-368, abr. 1977. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr013i002p00363>.

BUCHARLES, L. G. E.; SILVA, S. M. C. P. Avaliação do volume de água pluvial drenado em um empreendimento habitacional: estudo de caso em Londrina - PR. **Ambiente Construído** - Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. v. 7, n. 2, p. 45–57, 2007.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C.; PEREIRA, J.H.F. Courbes de retention d'eau d'un profil d'alteration. In: **Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils**, Recife, Brazil, 2002; 289–294.

CAUDURO, R. F.. **Análise da Impermeabilização do Solo em Londrina - PR Correlacionando Com a Legislação Vigente.** 2014. 79f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Bacharelado em Geografia) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, PR, 2014.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; GIACHETI, H. L.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA, A.; KORMANN, A. C. M., et al. (2007). Campos experimentais brasileiros. **Geotecnia**, (111), 99-205, 2007.

CELLIGOI, A.; CORCÓVIA, J. A.; PINESE, J. P. P.. Análise hidroquímica dos aquíferos Guarani e Serra Geral no município de Iporã-PR. **Caminhos de Geografia**, [S.L.], v. 20, n. 72, p. 77-93, 13 dez. 2019. EDUFU - Editora da Universidade Federal de Uberlândia. <http://dx.doi.org/10.14393/rcg207242096>.

CERDÀ, A.. Seasonal changes of the infiltration rates in a Mediterranean scrubland on limestone. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 198, n. 1-4, p. 209-225, nov. 1997. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0022-1694\(96\)03295-7](http://dx.doi.org/10.1016/s0022-1694(96)03295-7).

CERDÀ, A.; KEESSTRA, S.; BURGUET, M.; PEREIRA, P.; LUCAS-BORJA, M.E.; MARTINEZ-MURILLO, J.F. Seasonal changes of the infiltration rates in urban parks of Valencia city, eastern Spain. **Geophysical Research Abstracts**. In Proceedings of the EGU General Assembly Conference, Vienna, Austria, v. 18, p. 17–22, 2016.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; SMITH, M. G.. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers - Civil Engineering**, [S.L.], v. 92, n. 2, p. 82-89, maio 1992. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/icien.1992.18771>.

CHANEY, R.; DEMARS, K.; ÖBERG, A.; SÄLLFORS, G. Determination of Shear Strength Parameters of Unsaturated Silts and Sands Based on the Water Retention Curve. **Geotechnical Testing Journal**, [S.L.], v. 20, n. 1, p. 40, 1997. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/gtj11419j>.

CHANG, M. M.; PINHEIRO, H. D.; LOPES, D. D.. Simulação do escoamento superficial de uma área pré e pós urbanização. **Ciência e Natura**, [S.L.], v. 37, n. 3, p. 198-209, 26 set. 2015. Universidade Federal de Santa Maria. <http://dx.doi.org/10.5902/2179460x17276>.

CHANG, N.; LU, J.; CHUI, T. F. M.; HARTSHORN, N.. Global policy analysis of low impact development for stormwater management in urban regions. **Land Use Policy**, [S.L.], v. 70, p. 368-383, jan. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.landusepol.2017.11.024>.

CHEN, R.; LIU, P.; LIU, X.; WANG, P.; KANG, X.. Pore-scale model for estimating the bimodal soil–water characteristic curve and hydraulic conductivity of compacted soils with different initial densities. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 260, p. 105199, out. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105199>.

CHEN, Y.; ZHOU, H.; ZHANG, H.; DU, G.; ZHOU, J.. Urban flood risk warning under rapid urbanization. **Environmental Research**, [S.L.], v. 139, p. 3-10, maio 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.envres.2015.02.028>.

CHILDS, E. C.; COLLIS-GEORGE, N.. The permeability of porous materials. **Proceedings Of The Royal Society Of London. Series A. Mathematical And Physical Sciences**, [S.L.], v. 201, n. 1066, p. 392-405, 26 abr. 1950. The Royal Society. <http://dx.doi.org/10.1098/rspa.1950.0068>.

CLAPP, R. B.; HORNBERGER, G. M.; COSBY, B. J.. Estimating spatial variability in soil moisture with a simplified dynamic model. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 19, n. 3, p. 739-745, jun. 1983. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr019i003p00739>.

CLARK, S. E.; PITT, R.. Influencing Factors and a Proposed Evaluation Methodology for Predicting Groundwater Contamination Potential from Stormwater Infiltration Activities. **Water Environment Research**, [S.L.], v. 79, n. 1, p. 29-36, jan. 2007. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2175/106143006x143173>.

COCKETT, R.; HEAGY, L. J.; HABER, E.. Efficient 3D inversions using the Richards equation. **Computers & Geosciences**, [S.L.], v. 116, p. 91-102, jul. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2018.04.006>.

CORTES-D, D. L.; CAMACHO-TAMAYO, J. H.; GIRALDO, R.. Spatial prediction of soil infiltration using functional geostatistics. **Auc Geographica**, [S.L.], v. 53, n. 2, p. 149-155, 28 ago. 2018. Charles University in Prague, Karolinum Press. <http://dx.doi.org/10.14712/23361980.2018.15>.

COSTA BRANCO, C. J. M.; MIGUEL, M. G.; PINESE, P. P.; TEIXEIRA, R S. Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 11, 1998, Brasília. Brasília/DF: ABPV, v. II, 1998.

CURITIBA. **Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba**. Versão 1, dez 2002.

DAGAN, G.; BRESLER, E.. Unsaturated flow in spatially variable fields: 1. derivation of models of infiltration and redistribution. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 19, n. 2, p. 413-420, abr. 1983. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr019i002p00413>.

DAL-CÓL, P. H. L. **Efeito da infiltração de precipitação pluvial na análise de estabilidade de taludes em solos argilosos e arenosos não saturados**. 2022. 159f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2022.

DALLMAN, S.; SPONGBERG, M.. Expanding Local Water Supplies: assessing the impacts of stormwater infiltration on groundwater quality. **The Professional Geographer**, [S.L.], v. 64, n. 2, p. 232-249, maio 2012. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/00330124.2011.600226>.

DECHESNE, M.; BARRAUD, S.; BARDIN, J.. Experimental Assessment of Stormwater Infiltration Basin Evolution. **Journal Of Environmental Engineering**, [S.L.], v. 131, n. 7, p. 1090-1098, jul. 2005. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9372\(2005\)131:7\(1090\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9372(2005)131:7(1090)).

DECHESNE, M.; BARRAUD, S.; BARDIN, J.. Spatial distribution of pollution in an urban stormwater infiltration basin. **Journal Of Contaminant Hydrology**, [S.L.], v. 72, n. 1-4, p. 189-205, ago. 2004. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jconhyd.2003.10.011>.

DILLON, P.. Future management of aquifer recharge. **Hydrogeology Journal**, [S.L.], v. 13, n. 1, p. 313-316, 25 fev. 2005. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10040-004-0413-6>.

DILLON, P.; PAVELIC, P.; SIBENBALER, X.; GERGES, N.; CLARK, R.. Development of new water resources by aquifer storage and recovery using stormwater runoff. **International Water and Irrigation**, 19 (2), nov. 1996.

DILLON, P.; TOZE, S.; PAGE, D.; VANDERZALM, J.; BEKELE, E.; SIDHU, J.; RINCK-PFEIFFER, S.. Managed aquifer recharge: rediscovering nature as a leading edge technology. **Water Science And Technology**, [S.L.], v. 62, n. 10, p. 2338-2345, 1 nov. 2010. IWA Publishing. <http://dx.doi.org/10.2166/wst.2010.444>.

DNER. **Manual de pavimentação**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Rio de Janeiro, 1996.

DUAN, R.; FEDLER, C. B.; BORRELLI, J.. Field evaluation of infiltration models in lawn soils. **Irrigation Science**, [S.L.], v. 29, n. 5, p. 379-389, 7 dez. 2010. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s00271-010-0248-y>.

EDWARDS, E. C.; HARTER, T.; FOGG, G. E.; WASHBURN, B.; HAMAD, H. Assessing the effectiveness of drywells as tools for stormwater management and aquifer recharge and their groundwater contamination potential. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 539, p. 539-553, ago. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.059>.

EDWARDS, E.; WASHBURN, B.; LOCK, B. **Dry wells for stormwater management**. American Geosciences Institute, sep. 2017.

EMERSON, C. H.; TRAVER, R. G.. Multiyear and Seasonal Variation of Infiltration from Storm-Water Best Management Practices. **Journal Of Irrigation And Drainage Engineering**, [S.L.], v. 134, n. 5, p. 598-605, out. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(2008\)134:5\(598\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(2008)134:5(598)).

FAILACHE, M. F.; ZUQUETTE, L. V.. Geological and geotechnical land zoning for potential Hortonian overland flow in a basin in southern Brazil. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 246, p. 107-122, nov. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.09.032>.

FENDRICH, R.. **Chuvas intensas para obras de drenagem no Estado do Paraná**. Curitiba: Editora Universitária Champagnat, 1998. 99p.

FERNANDES, M. A. **Estudo dos mecanismos de instabilização em um talude de solo arenoso não saturado localizado na região centro-oeste paulista**. 2016. 284 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

FERREIRA, T. S.; BARBASSA, A. P.; MORUZZI, R. B.. Controle de enchentes no lote por poço de infiltração de água pluvial sob nova concepção. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, [S.L.], v. 23, n. 3, p. 437-446, jun. 2018. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522018161116>.

FLECKENSTEIN, J.; ANDERSON, M.; FOGG, G.; MOUNT, J.. Managing Surface Water-Groundwater to Restore Fall Flows in the Cosumnes River. **Journal Of Water Resources Planning And Management**, [S.L.], v. 130, n. 4, p. 301-310, jul. 2004. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9496\(2004\)130:4\(301\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9496(2004)130:4(301)).

FLETCHER, T.D.; ANDRIEU, H.; HAMEL, P.. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: a state of the art. **Advances In Water Resources**, [S.L.], v. 51, p. 261-279, jan. 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.09.001>.

FLINT, A. L.; FLINT, L. E.; KWICKLIS, E. M.; FABRYKA-MARTIN, J. T.; BODVARSSON, Gudmundur S.. Estimating recharge at Yucca Mountain, Nevada, USA: comparison of methods. **Hydrogeology Journal**, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 180-204, 11 jan. 2002. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10040-001-0169-1>.

FREDLUND, D G; XING, A.; FREDLUND, M D; BARBOUR, S L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 33, n. 3, p. 440-448, 2 jul. 1996. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t96-065>.

FREDLUND, D. G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: the implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 37, n. 5, p. 963-986, 1 out. 2000. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t00-026>.

FREDLUND, D. G. Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics. **Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils**, UNSAT 2002, Recife, Brasi. Vol. 3, pp. 887-902.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, Inc., [S.L.], p. 0-517, 17 ago. 1993. <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172759>.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D.. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons, Inc., [S.L.], p. 286-321, 11 jul. 2012. <http://dx.doi.org/10.1002/9781118280492>.

FREDLUND, D.G.; XING, A.. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 31, n. 4, p. 521-532, 1 ago. 1994. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t94-061>.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; HUANG, S.. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 31, n. 4, p. 533-546, 1 ago. 1994. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t94-062>.

FREEZE, R.A.; CHERRY, J.A.. **Groundwater**. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, 1979.

GALLAGE, C.; KODIKARA, J.; UCHIMURA, T.. Laboratory measurement of hydraulic conductivity functions of two unsaturated sandy soils during drying and wetting processes. **Soils And Foundations**, [S.L.], v. 53, n. 3, p. 417-430, jun. 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2013.04.004>.

GAO, Y.; CHANG, K.; XING, X.; LIANG, J.; HE, N.; MA, X.. Determination of soil water hydraulic parameters from infiltration data. **Engineering Computations**, [S.L.], v. 39, n. 2, p. 541-553, 8 jun. 2021. Emerald. <http://dx.doi.org/10.1108/ec-08-2020-0439>.

GAO, Y.; SUN, D.. Soil-water retention behavior of compacted soil with different densities over a wide suction range and its prediction. **Computers And Geotechnics**, [S.L.], v. 91, p. 17-26, nov. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.06.016>.

GARDNER, W. R.; HILLEL, D.; BENYAMINI, Y.. Post-Irrigation Movement of Soil Water: 1. redistribution. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 6, n. 3, p. 851-861, jun. 1970. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr006i003p00851>.

GHASEMIZADE, M.; ASANTE, K. O.; PETERSEN, C.; KOCIS, T.; DAHLKE, H. E.; HARTER, T.. An Integrated Approach Toward Sustainability via Groundwater Banking in the Southern Central Valley, California. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 55, n. 4, p. 2742-2759, abr. 2019. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/2018wr024069>.

GITIRANA JR., G. F. N.. Soil-Atmosphere Interaction in Unsaturated Soils Problem Solving. **Panam Unsaturated Soils 2017**, [S.L.], p. 281-305, 20 jun. 2018. American Society of Civil Engineers. <http://dx.doi.org/10.1061/9780784481677.015>.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G.. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 130, n. 2, p. 209-212, fev. 2004. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2004\)130:2\(209\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2004)130:2(209)).

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G.. Statistical Assessment of Hydraulic Properties of Unsaturated Soils. **Soils And Rocks**, [S.L.], p. 81-95, 30 abr. 2016. ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. <http://dx.doi.org/10.28927/sr.391081>.

GLASS, J.; ŠIMŮNEK, J.; STEFAN, C.. Scaling factors in HYDRUS to simulate a reduction in hydraulic conductivity during infiltration from recharge wells and infiltration basins. **Vadose Zone Journal**, [S.L.], v. 19, n. 1, p. 19, jan. 2020. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/vzj2.20027>.

GÖBEL, P.; ZIMMERMANN, J.; KLINGER, C.; STUBBE, H.; COLDEWEY, W. G.. Recommended urban storm water infiltration devices for different types of run-off under varying hydrogeological conditions. **Journal Of Soils And Sediments**, [S.L.], v. 8, n. 4, p. 231-238, 5 ago. 2008. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11368-008-0020-6>.

GONÇALVES, F.; CORREA, C. Z.; LOPES, D. D.; VENDRAME, P. R. S.; TEIXEIRA, R. S.. Monitoring of the process of waste landfill leachate diffusion in clay and sandy soil. **Environmental Monitoring And Assessment**, [S.L.], v. 191, n. 9, p. 16, 19 ago. 2019. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10661-019-7720-9>.

GONÇALVES, F.; SOUZA, C. H. U.; TAHIRA, F. S.; FERNANDES, F.; TEIXEIRA, R. S.. Incremento de lodo de ETA em barreiras impermeabilizantes de aterro sanitário. **Revista Dae**, [S.L.], v. 65, n. 205, p. 5-14, 2017. Revista DAE. <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2016.018>.

GONÇALVES, F.; ZANIN, R. F. B.; SOMERA, L. F.; OLIVEIRA, A. D.; FERREIRA, J. W. S.; COSTA BRANCO, C. J. M.; TEIXEIRA, R. S.. Caracterização Físico-Química e Mineralógica de Três Solos do Estado do Paraná. In: **Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Salvador, 2018. Geotecnia e Desenvolvimento Urbano - COBRAMSEG 2018.

GONÇALVES, M.; POLIDORO, M.; SILVA, D.. Análise dos índices de impermeabilização do solo utilizando geoprocessamento: proposta de atualização do decreto nº. 402/1980 para projetos de drenagem no município de Londrina-PR. In: **Seminário de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul**, [S.L.], p. 569-575, 4 dez. 2009. Instituto de Pesquisas Ambientais em Bacias Hidrográficas (IPABHi). <http://dx.doi.org/10.4136/serhidro.74>.

GONÇALVES, M.; VIZINTIM, M. F. B. Indice de Suscetibilidade a Ocorrência de Desastres Naturais dos Municípios do Estado do Paraná. In: **Actes du colloque "Environnement et Géomatique: approches comparées France-Brésil"**. Nov 2014, Rennes, France, p. 138-145, 2014,

GONÇALVES, M.; VIZINTIM, M. F. B.. Risque d'inondation dans l'État du Paraná: analyse de risque et de vulnérabilité.. **Confins**, [S.L.], n. 27, p. 20, 14 jul. 2016. OpenEdition. <http://dx.doi.org/10.4000/confins.10974>.

GONZALEZ-MERCHAN, C.; BARRAUD, S.; COUSTUMER, S. L.; FLETCHER, T.. Monitoring of clogging evolution in the stormwater infiltration system and determinant factors. **European Journal Of Environmental And Civil Engineering**, [S.L.], v. 16, n. 1, p. 34-47, jun. 2012. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/19648189.2012.682457>.

GORELICK, S. M.; ZHENG, C.. Global change and the groundwater management challenge. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 51, n. 5, p. 3031-3051, maio 2015. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1002/2014wr016825>.

GOWDISH, L.; MUÑOZ-CARPENA, R.. An Improved Green-Ampt Infiltration and Redistribution Method for Uneven Multistorm Series. **Vadose Zone Journal**, [S.L.], v. 8, n. 2, p. 470-479, maio 2009. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2136/vzj2008.0049>.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A.. Studies on Soil Physics. **The Journal Of Agricultural Science**, [S.L.], v. 4, n. 1, p. 1-24, maio 1911. Cambridge University Press (CUP). <http://dx.doi.org/10.1017/s0021859600001441>.

GRIZIO-ORITA, E. V.; LOHMANN, M.. Impactos causados pelo evento chuvoso do dia 11/01/2016 nos municípios de Rolândia e Tamarana - PR - Um estudo em geomorfologia urbana. In: **Anais do 11º SINAGEO – Simpósio Nacional de Geomorfologia**, Maringá/PR, 2016.

GUAN, G. S.; RAHARDJO, H.; CHOON, L. E.. Shear Strength Equations for Unsaturated Soil under Drying and Wetting. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 136, n. 4, p. 594-606, abr. 2010. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000261](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000261).

GUAN, M.; SILLANPÄÄ, N.; KOIVUSALO, H.. Storm runoff response to rainfall pattern, magnitude and urbanization in a developing urban catchment. **Hydrological Processes**, [S.L.], p. 543-557, 2015. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.10624>.

GUTIERREZ, N. H. M. Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná. 2005. 311 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M.. Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. **Bulletin Of Engineering Geology And The Environment**, [S.L.], v. 68, n. 1, p. 107-116, 23 out. 2008. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10064-008-0180-z>.

HÄNDEL, F.; BINDER, M.; DIETZE, M.; LIEDL, R.; DIETRICH, P.. Experimental recharge by small-diameter wells: the pirna, saxony, case study. **Environmental Earth Sciences**, [S.L.], v. 75, n. 10, p. 54-63, maio 2016a. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s12665-016-5701-7>.

HÄNDEL, F.; LIU, G.; DIETRICH, P.; LIEDL, R.; BUTLER, J. J.. Numerical assessment of ASR recharge using small-diameter wells and surface basins. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 517, p. 54-63, set. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.05.003>.

HÄNDEL, F.; LIU, G.; FANK, J.; FRIEDL, F.; LIEDL, R.; DIETRICH, P.. Assessment of small-diameter shallow wells for managed aquifer recharge at a site in southern Styria, Austria. **Hydrogeology Journal**, [S.L.], v. 24, n. 8, p. 2079-2091, 15 jul. 2016b. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10040-016-1442-7>.

HARDIE, M. A.; DOYLE, R. B.; COTCHING, W. E.; MATTERN, K.; LISSON, S.. Influence of antecedent soil moisture on hydraulic conductivity in a series of texture-contrast soils. **Hydrological Processes**, [S.L.], v. 26, n. 20, p. 3079-3091, 9 jan. 2012. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.8325>.

HAVERKAMP, R.; RENDON, L.; VACHAUD, G.. Infiltration equations and their applicability for predictive use. **Infiltration Development and Application**. Honolulu, Hawaii. 142-152, 1987.

HEALY, Richard W.; SCANLON, Bridget R.. Estimating Groundwater Recharge. **United States Geological Survey**, [S.L.], 30 set. 2010. Cambridge University Press. <http://dx.doi.org/10.1017/cbo9780511780745>.

HEILWEIL, V. M.; BENOIT, J.; HEALY, R. W.. Variably saturated groundwater modelling for optimizing managed aquifer recharge using trench infiltration. **Hydrological Processes**, [S.L.], v. 29, n. 13, p. 3010-3019, 18 jan. 2015. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.10413>.

HILLEL, D. Applications of Soil Physics. **Applications Of Soil Physics**, [S.L.], p. 230, 1980. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/b978-0-123-48580-9.x5001-9>.

HILLEL, D. **Introduction To Environmental Soil Physics**, [S.L.], 2003. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/b978-0-12-348655-4.x5000-x>.

HORTON, R. E.. An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration-Capacity. *Soil Science Society Of America Journal*, [S.L.], v. 5, n. , p. 399-417, 1941. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj1941.036159950005000c0075x>.

HORTON, R. E.. The role of infiltration in the hydrologic cycle. **Transactions, American Geophysical Union**, [S.L.], v. 14, n. 1, p. 446, 1933. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/tr014i001p00446>.

HOSSAIN, I.; BARI, N.; MIAH, S. U.; JAHAN, C. S.; RAHAMAN, F.. Performance of MAR model for stormwater management in Barind Tract, Bangladesh. **Groundwater For Sustainable Development**, [S.L.], v. 10, p. 100285, abr. 2020. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.gsd.2019.100285>.

HUANG, S.; BARBOUR, S L; FREDLUND, D G. Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 35, n. 3, p. 411-425, 1 jun. 1998. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t98-010>.

ITCG. **Mapa Geológico do Grupo Serra Geral no Estado do Paraná**. Instituto de Terras, Cartografia e Geologia do Paraná, Curitiba, 2018.

JAAFAR, R.; LIKOS, W. J.. Pore-Scale Model for Estimating Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity from Grain Size Distribution. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 140, n. 2, p. 1-11, fev. 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001031](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001031).

JHA, M. K.; MAHAPATRA, S.; MOHAN, C.; POHSHNA, C.. Infiltration characteristics of lateritic vadose zones: field experiments and modeling. **Soil And Tillage Research**, [S.L.], v. 187, p. 219-234, abr. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.still.2018.12.007>.

JOSHI, D. C.; IDEN, S. C.; PETERS, A.; DAS, B. S.; DURNER, W.. Temperature Dependence of Soil Hydraulic Properties: transient measurements and modeling. **Soil Science Society Of America Journal**, [S.L.], v. 83, n. 6, p. 1628-1636, nov. 2019. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj2019.04.0121>.

JUSTINO, E. A.; FAILACHE, M. F.; BARBASSA, A. P.. Estimation of potential groundwater recharge by a drywell in sandy clay soil. **Rbrh**, [S.L.], v. 26, p. 01-17, 2021. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.262120200117>

KRESSE, T. M.; HAYS, P. D.; MERRIMAN, K. R.; GILLIP, J. A.; FUGITT, D. T.; SPELLMAN, J. L.; NOTTMEIER, A. M.; WESTERMAN, D. A.; BLACKSTOCK, J. M.; BATTREAL, J. L.. Aquifers of Arkansas: protection, management, and hydrologic and geochemical characteristics of groundwater resources in arkansas. **Scientific Investigations Report**, [S.L.], v. , n. , p. 222-235, 2014. US Geological Survey. <http://dx.doi.org/10.3133/sir20145149>.

KUMMU, M.; GUILLAUME, J. H. A.; MOEL, H. de; EISNER, S.; FLÖRKE, M.; PORKKA, M.; SIEBERT, S.; VELDKAMP, T. I. E.; WARD, P. J.. The world's road to water scarcity: shortage and stress in the 20th century and pathways towards sustainability. **Scientific Reports**, [S.L.], v. 6, n. 1, p. 1-16, 9 dez. 2016. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1038/srep38495>.

LAI, W.; OGDEN, F. L.; STEINKE, R. C.; TALBOT, C. A.. An efficient and guaranteed stable numerical method for continuous modeling of infiltration and redistribution with a shallow dynamic water table. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 51, n. 3, p. 1514-1528, mar. 2015. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1002/2014wr016487>.

LEÃO CARVALHO, E. T.. **Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais**. 2013. 316f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H.. Review of Soil-Water Characteristic Curve Equations. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 123, n. 12, p. 1106-1117, dez. 1997. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(1997\)123:12\(1106\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(1997)123:12(1106)).

LI, X.; ZHANG, L. M.. Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 46, n. 2, p. 129-141, fev. 2009. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t08-110>.

LIANG, X.; ZHAN, H.; ZHANG, Y.. Aquifer Recharge Using a Vadose Zone Infiltration Well. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 54, n. 11, p. 8847-8863, nov. 2018. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/2018wr023409>.

LIKOS, W. J.; JAAFAR, R.. Pore-Scale Model for Water Retention and Fluid Partitioning of Partially Saturated Granular Soil. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 139, n. 5, p. 724-737, maio 2013. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000811](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000811).

LILI, M.; BRALTS, V. F.; YINGHUA, P.; HAN, L.; TINGWU, L.. . Methods for measuring soil infiltration: State of the art. **International Journal of Agricultural and Biological Engineering**, 1(1), 22-30, 2008. <http://dx.doi.org/10.3965/j.issn.1934-6344.2008.01.022-030>

LIN, H. S.; MCINNES, K. J. WILDING, L.P.; Hallmark, C. T. Macroporosity and initial moisture effects on infiltration rates in vertisols and vertic intergrades. **Soil Science** 163(1):p 2-8, January 1998.

LONDRINA. **Plano Diretor Municipal de Londrina - PDML**, Revisão 2018-2028. Lei n.º 13.339 de 7 de janeiro de 2022.

LONDRINA. **Uso e a ocupação do solo da Zona Urbana dos Distritos e Distrito Sede e da Zona de Expansão Urbana do Município de Londrina**. Lei n.º 12.236 de 29 de janeiro de 2015.

LOPEZ, O.; JADOON, K.; MISSIMER, T.. Method of Relating Grain Size Distribution to Hydraulic Conductivity in Dune Sands to Assist in Assessing Managed Aquifer Recharge Projects: wadi khulays dune field, western saudi arabia. **Water**, [S.L.], v. 7, n. 11, p. 6411-6426, 12 nov. 2015. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/w7116411>.

LU, C.; CHEN, X.; CHENG, C.; OU, G.; SHU, L.. Horizontal hydraulic conductivity of shallow streambed sediments and comparison with the grain-size analysis results. **Hydrological Processes**, [S.L.], v. 26, n. 3, p. 454-466, 20 maio 2011. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.8143>.

LU, N.; LIKOS, W.J. **Unsaturated soil mechanics**. Wiley, Universidade de Michigan, 584, 2004.

LUCAS, A. H.; SOBRINHA, L. A.; MORUZZI, R. B.; BARBASSA, A. P.. Avaliação da construção e operação de técnicas compensatórias de drenagem urbana: o transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e a permeabilidade da manta geotêxtil. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, [S.L.], v. 20, n. 1, p. 17-28, mar. 2015. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522015020000079923>.

LUCAS, A.; BARBASSA, A.; MORUZZI, R.. Modelagem de um Sistema Filtro-Vala-Trincheira de Infiltração pelo Método de PULS Adaptado para Calibração de Parâmetros. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, [S.L.], v. 18, n. 2, p. 225-236, 2013. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.21168/rbrh.v18n2.p225-236>.

MACHIWAL, D.; JHA, M. K.. Exploring hydrogeology and groundwater dynamics in a lateritic terrain of West Bengal, India, under limited data conditions. **Environmental Earth Sciences**, [S.L.], v. 75, n. 9, p. 1-19, maio 2016. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s12665-016-5669-3>.

MAHAPATRA, S.; JHA, M. K.; BISWAL, S.; SENAPATI, D.. Assessing Variability of Infiltration Characteristics and Reliability of Infiltration Models in a Tropical Sub-humid Region of India. **Scientific Reports**, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 1-18, 30 jan. 2020. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1038/s41598-020-58333-8>.

MALIVA, R.; MISSIMER, T.. Arid Lands Water Evaluation and Management. **Environmental Science And Engineering**, [S.L.], 2012. Springer Berlin Heidelberg. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-29104-3>.

MALONEY, E. D.; CAMARGO, S. J.; CHANG, E.; COLLE, B.; FU, R.; GEIL, K. L.; HU, Q.; JIANG, X.; JOHNSON, N.; KARNAUSKAS, K. B.. North American Climate in CMIP5 Experiments: part iii. **Journal Of Climate**, [S.L.], v. 27, n. 6, p. 2230-2270, 13 mar. 2014. American Meteorological Society. <http://dx.doi.org/10.1175/jcli-d-13-00273.1>.

MANGALA, O.S.; TOPPO, P.; GHOSHAL, S. Study of Infiltration Capacity of Different Soils. **International Journal of Advanced Engineering Technology**, 3(2), 388-390, 2016.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: III **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, 373-397, 1997

MCBRATNEY, Alex B.; ODEH, Inakwu O.A.; BISHOP, Thomas F.A.; DUNBAR, Marian S.; SHATAR, Tamara M.. An overview of pedometric techniques for use in soil survey. **Geoderma**, [S.L.], v. 97, n. 3-4, p. 293-327, set. 2000. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0016-7061\(00\)00043-4](http://dx.doi.org/10.1016/s0016-7061(00)00043-4).

MEZENECV, V. J.. Theory of formation of the surface runoff. **Meteorologia e Hidrologia**, [S.L.], v. 3, p. 33-46, 1948.

MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S.; PADILHA, A. C. C.. Curvas características de sucção do solo laterítico da região de Londrina/PR. **Revista de ciência e tecnologia**, v. 12, n 24, p. 63-74, jan 2006.

MIKKELSEN, P. S.; JACOBSON, P.; FUJITA, S.. Infiltration practice for control of urban storm water. **Journal Of Hydraulic Research**, [S.L.], v. 34, n. 6, p. 827-840, nov. 1996. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/00221686.1996.10525034>.

MILANI, E. J. **Evolução tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu relacionamento com a geodinâmica fanerozóica do Gondwana Sul-Occidental**. 1997. 255f. Tese (Doutorado). Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

MILLER, G. A.; KHOURY, C. N.; MURALEETHARAN, K. K.; LIU, C.; KIBBEY, T. C. G.. Effects of soil skeleton deformations on hysteretic soil water characteristic curves: experiments and simulations. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 44, n. 5, p. 1-10, maio 2008. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/2007wr006492>.

MILLY, P. C. D.. An event-based simulation model of moisture and energy fluxes at a bare soil surface. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 22, n. 12, p. 1680-1692, nov. 1986. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr022i012p01680>.

MINEROPAR. **Atlas Geológico do Estado do Paraná**. Curitiba: Governo do Estado do Paraná, 2001. 125 p.

MIRZAI, A.; YASROBI, S. S.. Effect of Net Stress on Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Transport In Porous Media**, [S.L.], v. 95, n. 3, p. 497-505, 17 ago. 2012. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11242-012-0058-1>.

MIRZAI, A.; YASROBI, S. S.; KHALILI, N.. Experimental Investigation of Hydraulic Conductivity in Unsaturated Compressible Soils. **Unsaturated Soils: Research and Applications**, [S.L.], p. 205-212, 2012. Springer Berlin Heidelberg. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-31116-1_28.

MISSIMER, T. M.; DREWES, J. E.; AMY, G.; MALIVA, R. G.; KELLER, S.. Restoration of Wadi Aquifers by Artificial Recharge with Treated Waste Water. **Groundwater**, [S.L.], v. 50, n. 4, p. 514-527, 26 abr. 2012. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1745-6584.2012.00941.x>.

MOLINA, A. C.. **Método Biotope area factor: Estudo de caso em área central de alagamento na cidade de Londrina-PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Londrina, 2021.

MUALEM, Y.. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 12, n. 3, p. 513-522, jun. 1976. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr012i003p00513>.

NELSON, T.; CHOU, H.; ZIKALALA, P.; LUND, J.; HUI, R.; MEDELLÍN-AZUARA, J.. Economic and Water Supply Effects of Ending Groundwater Overdraft in California's Central Valley. **San Francisco Estuary And Watershed Science**, [S.L.], v. 14, n. 1, p. 1-19, 23 mar. 2016. California Digital Library (CDL). <http://dx.doi.org/10.15447/sfews.2016v14iss1art7>.

NIELSEN, D. R.; JACKSON, R. D.; CARY, J. W.; EVANS, D. D. **Soil water**. Madison: American Society of Agronomy, p. 175, 1972.

NIMMO, J.R.. Porosity and Pore Size Distribution. **Reference Module In Earth Systems And Environmental Sciences**, [S.L.], v. 3, n. 4, p. 295-303, Não é um mês valido! 2013. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/b978-0-12-409548-9.05265-9>.

OEHHA. **Oregon's Experience with Dry Wells: The Underground Injection Control Program.** Office of Environmental Health Hazard Assessment, California. 2018.

OGDEN, F. L.; SAGHAFIAN, B.. Green and Ampt Infiltration with Redistribution. **Journal Of Irrigation And Drainage Engineering**, [S.L.], v. 123, n. 5, p. 386-393, 19 set. 1997. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9437\(1997\)123:5\(386\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9437(1997)123:5(386)).

O'GEEN, A.T.; SAAL, M.; DAHLKE, H.; DOLL, D.; ELKINS, R.; FULTON, A.; FOGG, G.; HARTER, T.; HOPMANS, J. W.; INGELS, C.. Soil suitability index identifies potential areas for groundwater banking on agricultural lands. **California Agriculture**, [S.L.], v. 69, n. 2, p. 75-84, abr. 2015. University of California Agriculture and Natural Resources (UC ANR). <http://dx.doi.org/10.3733/ca.v069n02p75>.

OLIVEIRA, A.; PELAQUIM, F.; ZANIN, R.; MELO, T.; TAVARES FILHO, J.; ANDRELLO, A.; TEIXEIRA, R.. The structure of tropical lateritic soils as an impacting factor in the shape of soil-water characteristic curves. **Soils And Rocks**, [S.L.], v. 45, n. 2, p. 1-13, 8 abr. 2022. ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. <http://dx.doi.org/10.28927/sr.2022.070521>.

PACHEPSKY, Y.; KARAHAN, G.. On shapes of cumulative infiltration curves. **Geoderma**, [S.L.], v. 412, p. 115715, abr. 2022. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geoderma.2022.115715>.

PAGE, D.; BEKELE, E.; VANDERZALM, J.; SIDHU, J.. Managed Aquifer Recharge (MAR) in Sustainable Urban Water Management. **Water**, [S.L.], v. 10, n. 3, p. 239, 26 fev. 2018. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/w10030239>.

PAVELIC, P.; DILLON, P.J.; ROBINSON, N.. Modelling of well-field design and operation for an Aquifer Storage Transfer and Recovery (ASTR) trial. In: **UNESCO (Ed.), Recharge Systems for Protecting and Enhancing Groundwater Resources** – Proceedings of the 5th International Symposium on Management of Aquifer Recharge ISMAR5, Berlin, Germany, 11–16 June 2005, ISMAR Proceedings. pp. 133–138, 2006.

PEIXOTO, V. C.; VILLAR, O. M.. Análise Paramétrica da Influência da Função Condutividade Hidráulica na Infiltração de Água em Poços. In: **VI INFOGEO - Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia**, 2011, Brasília. Desenvolvimento e Aplicações de Métodos Computacionais em Geotecnia, 2011. v. 1. p. 45-53.

PELAQUIM, F. G. P.. Estabilidade de taludes em solo argiloso não saturado considerando o efeito da variação pluviométrica. 2021. 215 f. Tese – Doutorado (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2021.

PHILIP, J. R.. The theory of infiltration. **Soil Science**, [S.L.], v. 83, n. 5, p. 345-358, maio 1957. Ovid Technologies (Wolters Kluwer Health). <http://dx.doi.org/10.1097/00010694-195705000-00002>.

PI, N.; ASHOOR, A.; WASHBURN, B.. **Dry Wells: Uses, Regulations, and Guidelines in California and Elsewhere.** California Office of Environmental Health Hazard Assessment, Sacramento, California, 2017.

PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MARTINS, J.A.; GOMIDE, F.L.S. **Hidrologia Básica.** São Paulo: Blucher, 1976.

PITT, R.; TALEBI, L.. **Evaluation of Dry Wells and Cisterns for Stormwater Control: Millburn Township, New Jersey**. U.S. Environmental Protection Agency, 2012.

PLIAKAS, F.; PETALAS, C.. Determination of Hydraulic Conductivity of Unconsolidated River Alluvium from Permeameter Tests, Empirical Formulas and Statistical Parameters Effect Analysis. **Water Resources Management**, [S.L.], v. 25, n. 11, p. 2877-2899, 4 jun. 2011. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11269-011-9844-8>.

PMSB. Plano Municipal de Saneamento Básico. Prefeitura do Município de Londrina-PR. 2015.

POLIDORO, M.; LOLLO, J. A.; VIZINTIM, M. F. B.. Impactos decorrentes do sprawl urbano em Londrina – PR. **Revista Eletrônica: Tempo - Técnica - Território**, [S.L.], v. 2, n. 1, p. 1:30, 2011. <http://dx.doi.org/10.26512/ciga.v2i1.15417>

POSTEL, S. L.. Entering na era of water scarcity: the challenges ahead. **Ecological Applications**, [S.L.], v. 10, n. 4, p. 941-948, ago. 2000. Wiley. [http://dx.doi.org/10.1890/1051-0761\(2000\)010\[0941:eaeows\]2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1890/1051-0761(2000)010[0941:eaeows]2.0.co;2).

PRATT, C.J.; POWELL, J.J.M. Design of infiltration systems: the new UK approach. International conference on innovative technologies in domain of urban storm water drainage. **Novatech**, Lyon: p.155-164, 1992.

PREFEITURA DE LONDRINA. **Relatório de Alagamentos em Londrina**. Câmara Municipal de Londrina. Londrina, 2018.

RADCLIFFE, D.; ŠIMUNEK, J.. Soil Physics with HYDRUS: Modeling and Applications, First edition. ed. CRC Press, 2010.

RAHARDJO, H.; KIM, Y.; SATYANAGA, A.. Role of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering. **International Journal Of Geo-Engineering**, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 1-23, 13 jun. 2019. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1186/s40703-019-0104-8>.

RAHMAN, M. Azizur; RUSTEBERG, B.; UDDIN, M. S.; LUTZ, A.; SAADA, M. Abu; SAUTER, M.. An integrated study of spatial multicriteria analysis and mathematical modelling for managed aquifer recharge site suitability mapping and site ranking at Northern Gaza coastal aquifer. **Journal Of Environmental Management**, [S.L.], v. 124, p. 25-39, jul. 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2013.03.023>.

RAVI, V.; WILLIAMS, J. R.. **Estimation of Infiltration Rate in the Vadose Zone: Compilation of Simple Mathematical Models**. United States Environmental Protection Agency (EPA), National Risk Management Research Laboratory, Ada, Oklahoma, p. 26, 1998.

RAWLS, W.J.; NEMES, A.; PACHEPSKY, Ya.. Effect of soil organic carbon on soil hydraulic properties. **Development Of Pedotransfer Functions In Soil Hydrology**, [S.L.], p. 95-114, 2004. Elsevier. [http://dx.doi.org/10.1016/s0166-2481\(04\)30006-1](http://dx.doi.org/10.1016/s0166-2481(04)30006-1).

RAWLS, W.J.; PACHEPSKY, Y.A.; RITCHIE, J.C.; SOBECKI, T.M.; BLOODWORTH, H.. Effect of soil organic carbon on soil water retention. **Geoderma**, [S.L.], v. 116, n. 1-2, p. 61-76, set. 2003. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0016-7061\(03\)00094-6](http://dx.doi.org/10.1016/s0016-7061(03)00094-6).

REIS, R. P. A.; OLIVEIRA, L. H.; SALES, M. M. Sistemas de drenagem na fonte por poços de infiltração de águas pluviais. *Ambiente Construído*, 8(2), 99–117, 2008.

RICHARDS, L. A.. CAPILLARY CONDUCTION OF LIQUIDS THROUGH POROUS MEDIUMS. *Physics*, [S.L.], v. 1, n. 5, p. 318-333, nov. 1931. AIP Publishing. <http://dx.doi.org/10.1063/1.1745010>.

RIGHETTO, A. M.; FREITAS, B.. Hydrological modeling of a detention reservoir: flood control and aquifer recharge. *Rbrh*, [S.L.], v. 21, n. 4, p. 752-765, 6 set. 2016. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.011616041>.

ROCHA, G. C.; BARROS, O. N. F.; GUIMARÃES, M. F.. Distribuição espacial e características dos solos do campus da Universidade Estadual de Londrina, PR. *Semina: Ciências Agrárias*, [S.L.], v. 12, n. 1, p. 25, 9 mar. 1991. Universidade Estadual de Londrina. <http://dx.doi.org/10.5433/1679-0359.1991v12n1p25>.

RODIO, S. A.. **Mesures des permeabilites en place**. Paris: Association pour l'organisation des stages en France. Cooperation Technique. Stage de Perfectionnement, Geoconseil, 1965.

RODRIGUEZ, T. T.; WEISS, L. A.; TEIXEIRA, R. S.; COSTA BRANCO, C. J. M.. Permeabilidade de Solo Laterítico por Diferentes Métodos. *Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas*, [S.L.], v. 36, n. 2, p. 17, 17 out. 2015. Universidade Estadual de Londrina. <http://dx.doi.org/10.5433/1679-0375.2015v36n2p17>.

ROMERO, E.; GENS, A.; LLORET, A.. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Engineering Geology*, [S.L.], v. 54, n. 1-2, p. 117-127, set. 1999. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0013-7952\(99\)00067-8](http://dx.doi.org/10.1016/s0013-7952(99)00067-8).

ROSAS, J.; LOPEZ, O.; MISSIMER, T. M.; COULIBALY, K. M.; DEHWAH, A. H.A.; SESLER, K.; LUJAN, L. R.; MANTILLA, D.. Determination of Hydraulic Conductivity from Grain-Size Distribution for Different Depositional Environments. *Groundwater*, [S.L.], v. 52, n. 3, p. 399-413, 6 jun. 2013. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/gwat.12078>.

ROSAS, J.; LOPEZ, O.; MISSIMER, T. M.; COULIBALY, K. M.; DEHWAH, A. H.A.; SESLER, K.; LUJAN, L. R.; MANTILLA, D.. Determination of Hydraulic Conductivity from Grain-Size Distribution for Different Depositional Environments. *Groundwater*, [S.L.], v. 52, n. 3, p. 399-413, 6 jun. 2013. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/gwat.12078>.

ROSEGRANT, M.W.; CAI, X.; CLINE, S.A.. **World Water and food to 2025: dealing with scarcity**. International food policy research institute, 2002.

RUGGENTHALER, R.; MEIßL, G.; GEITNER, C.; LEITINGER, G.; ENDSTRASSER, N.; SCHÖBERL, F.. Investigating the impact of initial soil moisture conditions on total infiltration by using an adapted double-ring infiltrometer. *Hydrological Sciences Journal*, [S.L.], p. 1-17, 22 mar. 2016. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/02626667.2015.1031758>.

RUSO, T. A.; FISHER, A. T.; LOCKWOOD, B. S.. Assessment of Managed Aquifer Recharge Site Suitability Using a GIS and Modeling. *Groundwater*, [S.L.], v. 53, n. 3, p. 389-400, 10 jun. 2014. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/gwat.12213>.

RUSU, R.; VADUVA, R.; CRETU, G.. Hydrologic effect of urbanization. In: **International Multidisciplinary Scientific GeoConference: SGEM**. Survey. p. 721–728, 2012.

SALVADORE, E.; BRONDERS, J.; BATELAAN, O.. Hydrological modelling of urbanized catchments: a review and future directions. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 529, p. 62-81, out. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.028>.

SANTANA, J. C.; CAVALARO, J.; ANGELIS, B. L. D. Técnicas de bioengenharia aplicadas a fundo de vale urbano - Londrina, Paraná. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, [S.L.], v. 4, n. 2, p. 34-42, 2012.

SANTOS, D. M.; GOLDENFUM, J. A.; DORNELLES, F.. Outflow adjustment coefficient for the design of storage facilities using the rain envelope method applied to Brazilian state capitals. **Ambiente e Agua - An Interdisciplinary Journal Of Applied Science**, [S.L.], v. 16, n. 6, p. 1-14, 23 nov. 2021. Instituto de Pesquisas Ambientais em Bacias Hidrograficas (IPABHi). <http://dx.doi.org/10.4136/ambi-agua.2707>.

SANTOS, M. M.; ARANTES, M. R. L.. INVESTIGAÇÃO HIDROGEOLÓGICA: um estudo de caso para verificação de surgências de água em área de expansão urbana. *Boletim de Geografia*, [S.L.], v. 38, n. 1, p. 120-139, 29 set. 2020. Universidade Estadual de Maringa. <http://dx.doi.org/10.4025/bolgeogr.v38i1.43520>.

SASIDHARAN, S.; BRADFORD, S. A.; HIMÖNEK, J.; DEJONG, B.; KRAEMER, S. R.. Evaluating drywells for stormwater management and enhanced aquifer recharge. **Advances In Water Resources**, [S.L.], v. 116, p. 167-177, jun. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2018.04.003>.

SASIDHARAN, S.; BRADFORD, S. A.; HIMÖNEK, J.; KRAEMER, S. R.. Comparison of recharge from drywells and infiltration basins: a modeling study. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 594, p. 125720, mar. 2021. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125720>.

SASIDHARAN, S.; BRADFORD, S. A.; HIMÖNEK, J.; KRAEMER, S. R.. Drywell infiltration and hydraulic properties in heterogeneous soil profiles. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 570, p. 598-611, mar. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.12.073>.

SASIDHARAN, S.; BRADFORD, S. A.; HIMÖNEK, J.; KRAEMER, S. R.. Groundwater recharge from drywells under constant head conditions. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 583, p. 124569, abr. 2020. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.124569>.

SCHAETZL, R. J.; ANDERSON, S. **Soils: Genesis and geomorphology**. Cambridge University Press. 2015.

SCHEIBE, T. D.; PERKINS, W. A.; RICHMOND, M. C.; MCKINLEY, M. I.; ROMERO-GOMEZ, P. D. J.; OOSTROM, M.; WIETSMA, T. W.; SERKOWSKI, J. A.; ZACHARA, J. M.. Pore-scale and multiscale numerical simulation of flow and transport in a laboratory-scale column. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 51, n. 2, p. 1023-1035, fev. 2015. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1002/2014wr015959>.

SCHIAVON, V. A.. **Comparação entre um sistema de drenagem tradicional e um associado a trincheiras de infiltração: Aplicação do método AHP**. 2016. 72f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2016.

SCHILLING, O. S.; IRVINE, D. J.; FRANSSSEN, H. H.; BRUNNER, P.. Estimating the Spatial Extent of Unsaturated Zones in Heterogeneous River-Aquifer Systems. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 53, n. 12, p. 10583-10602, dez. 2017. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1002/2017wr020409>.

SCHMITT, A.; MOREIRA, C. R.. Manejo e gestão de bacia hidrográfica utilizando o software gratuito Quantum–GIS. **Revista Cultivando o saber**. n. Edição especial, p. 119-131, 2015.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL, CPRM. Ciclo Hidrológico [S.L.], 2010.

SHIKLOMANOV, I. A.. Appraisal and Assessment of World Water Resources. **Water International**, [S.L.], v. 25, n. 1, p. 11-32, mar. 2000. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/02508060008686794>.

SIMMERS, I. Part I: Aridity, groundwater recharge and water resources management. In: **Groundwater recharge: A guide to understanding and estimating natural recharge**. David N. Lerner, Arie S. Issar, Ian Simmers. Internat. Association of Hydrogeologists – Hannover: Heisse, 1990.

SIVIERO, F. M.; CALABRIA, L.; PANDOLFI, C.; FERASSO, C. A.. Comparative study of soakaway pit performance as a measure for containment urban drainage at source. **Brazilian Journal Of Development**, [S.L.], v. 6, n. 9, p. 70841-70866, 2020. Brazilian Journal of Development. <http://dx.doi.org/10.34117/bjdv6n9-508>.

SNYDER, D.T.; MORGAN, D.S.; MCGRATH, T.S.. Estimation of ground-water recharge from precipitation, runoff into drywells, and on-site waste-disposal systems in the Portland Basin, Oregon and Washington. **Water-Resources Investigations Report**, [S.L.], p. 0-40, 1994. US Geological Survey. <http://dx.doi.org/10.3133/wri924010>.

SOBRINHO, T. A.; OLIVEIRA, P. T. S.; RODRIGUES, D. B. B.; AYRES, F. M.. Delimitação automática de bacias hidrográficas utilizando dados SRTM. **Engenharia Agrícola**, [S.L.], v. 30, n. 1, p. 46-57, fev. 2010. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s0100-69162010000100005>.

SOUZA, E. F.. **Implantação de poços de infiltração como controle de inundações urbanas no Aterro do Lago Igapó na cidade de Londrina-PR**. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2023.

SOUZA, E. S.; ANTONINO, A. C. D.; ANGULO-JARAMILLO, R.; NETTO, A. M.. Caracterização hidrodinâmica de solos: aplicação do método beerkan. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, [S.L.], v. 12, n. 2, p. 128-135, abr. 2008. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1415-43662008000200004>.

SPRENGER, C.; HARTOG, N.; HERNÁNDEZ, M.; VILANOVA, E.; GRÜTZMACHER, G.; SCHEIBLER, F.; HANNAPPEL, S.. Inventory of managed aquifer recharge sites in Europe: historical development, current situation and perspectives. **Hydrogeology Journal**, [S.L.], v. 25, n. 6, p. 1909-1922, 16 mar. 2017. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s10040-017-1554-8>.

SWARTZENDRUBER, D.. A quasi-solution of Richards' Equation for the downward infiltration of water into soil. **Water Resources Research**, [S.L.], v. 23, n. 5, p. 809-817, maio 1987. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr023i005p00809>.

SWARTZENDRUBER, D.; YOUNGS, E. G.. A COMPARISON OF PHYSICALLY-BASED INFILTRATION EQUATIONS. **Soil Science**, [S.L.], v. 117, n. 3, p. 165-167, mar. 1974. Ovid Technologies (Wolters Kluwer Health). <http://dx.doi.org/10.1097/00010694-197403000-00005>.

TAMIA A., MOREU R., FORTIER M., YORO G.. Influence du travail du sol sur l'évolution physique d'un sol forestier ferrallitique après défrichement motorisé. **Étude Gestion des Sols**, 6:27-39, 1999.

TARDY, Y.. **Petrology of Laterites and Tropical Soils**. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 408, 1997.

TEATINI, P.; COMERLATI, A.; CARVALHO, T.; GÜTZ, A.-Z.; AFFATATO, A.; BARADELLO, L.; ACCAINO, F.; NIETO, D.; MARTELLI, G.; GRANATI, G.. Artificial recharge of the phreatic aquifer in the upper Friuli plain, Italy, by a large infiltration basin. **Environmental Earth Sciences**, [S.L.], v. 73, n. 6, p. 2579-2593, 1 abr. 2014. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s12665-014-3207-8>.

TEIXEIRA, R. S. ; COSTA BRANCO, C. J. M.; MANGIERI SOBRINHO, V. R. ; TEIXEIRA, S. H. . Avaliação de parâmetros geotécnicos por meio de correlações de resultados de SPT, CPT e DMT. In: **XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2008, Búzios. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Rio de Janeiro: ABMS, 2008. p. 1298-1305.

TEIXEIRA, R. S.. **Caracterização e avaliação da contaminação do solo laterítico da área do depósito de resíduos sólidos urbanos de Londrina por metais pesados**. 2008. 253 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

TEIXEIRA, R. S.; BELINCANTA, A.; LOPES, F. F.; GUTIERREZ, N.; COSTA BRANCO, C. J. M.. Avaliação do colapso do solo da camada superficial da cidade de Londrina/PR. In: **V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**. São Carlos/SP. p. 495-499, 2004.

TEIXEIRA, R. S.; CAMBIER, P.; DIAS, R. D.; PINESE, J. P. P.; JAULIN-SOUBELET, A.. Mobility of potentially harmful metals in latosols impacted by the municipal solid waste deposit of Londrina, Brazil. **Applied Geochemistry**, [S.L.], v. 25, n. 1, p. 1-15, jan. 2010. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.apgeochem.2009.09.022>.

TEIXEIRA, R. S.; PINESE, J. P. P. Potencial de Utilização do Estrato Superior do Solo Laterítico da Cidade de Londrina, Estado do Paraná, como Material de Apoio de Aterros Sanitários. **Acta Scientiarum. Technology**. Maringá, vol. 28, n. 1, p. 85-92. 2006.

TEJEDOR, M.; NERIS, J.; JIMÉNEZ, C.. Soil Properties Controlling Infiltration in Volcanic Soils (Tenerife, Spain). **Soil Science Society Of America Journal**, [S.L.], v. 77, n. 1, p. 202-212, 14 dez. 2012. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj2012.0132>.

TURNER, D.P.; SUMNER, M.E. **The influence of initial soil moisture content on field measured infiltration rates**. Water AS, p. 18–24, 1978

URBONAS, B.; STAHR, P.. **Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage and CSO management**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993.

USDA. **TR-55: Urban Hydrology of Small Watersheds**. United States Department of Agriculture, Natural Resources Conservation Service, 1986.

VACARIO, E. P. L.; MACHADO, G. Inundações urbanas em Londrina PR: Um estudo da bacia do ribeirão Cambé. **Geografia em Questão**, [S. l.], v. 12, n. 1, 2019. <http://dx.doi.org/0.48075/geoq.v12i1.20136>.

VAN GENUCHTEN, M. T.; LEIJ, F. J.; YATES, S. R. **The RETC Code for Quantifying Hydraulic Functions of Unsaturated Soils**. U.S. Salinity Laboratory, Riverside, California, 1991.

VAN GENUCHTEN, M. Th.. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society Of America Journal**, [S.L.], v. 44, n. 5, p. 892-898, set. 1980. Wiley. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>.

VAN GENUCHTEN, M.T.; ŠIMUNEK, J., J.; LEIJ, F.J. & SEJNA, M. **RETC version 6.02**. 2021.

VANAPALLI, S K; FREDLUND, D G; PUFAHL, D e; CLIFTON, A W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 33, n. 3, p. 379-392, 2 jul. 1996. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t96-060>.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.. The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, [S.L.], v. 49, n. 2, p. 143-159, abr. 1999. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1999.49.2.143>.

VARGAS, M.. The concept of tropical soils. In: First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São Paulo, Brazil, p. 101-134, 1985.

VILLAR, P. C.; GRANZIERA, M. L. M. **Direito de águas à luz da governança**. Agencia nacional das águas [s.l.] , [S.D.]. 2019.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P.R.M., NETO, A.Z.. **Pavimentos com baixo custo para Vias Urbanas**. 2ª edição, São Paulo: Arte & Ciência, 2009

VOGEL, T.; CISLEROVA, M.. On the reliability of unsaturated hydraulic conductivity calculated from the moisture retention curve. **Transport In Porous Media**, [S.L.], v. 3, n. 1, p. 1-15, fev. 1988. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/bf00222683>.

WANG, Z.; JIN, X.; WANG, X.; SUN, L.; WANG, M.. Pore-scale geometry effects on gas permeability in shale. **Journal Of Natural Gas Science And Engineering**, [S.L.], v. 34, p. 948-957, ago. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jngse.2016.07.057>.

WEN, T.; SHAO, L.; GUO, X.; ZHAO, Y.. Experimental investigations of the soil water retention curve under multiple drying–wetting cycles. **Acta Geotechnica**, [S.L.], v. 15, n. 11, p. 3321-3326, 21 abr. 2020. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-020-00964-2>.

WILLIAMS, J.R.; OUYANG, Y.; CHEN, J.S.; RAVI, V.. Estimation of Infiltration Rate in vadose zone: application of selected mathematical models. **Report of Environmental Protection Agency**, Volume II. EPA/600/R-97/128b, 1998.

WILSON, L.G.; OSBORN, M.D.; OLSON, K.L.; MAIDA, S.M.; KATZ, L.T.. The Ground Water Recharge and Pollution Potential of Dry Wells in Pima County, Arizona. **Groundwater Monitoring & Remediation**, [S.L.], v. 10, n. 3, p. 114-121, ago. 1990. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1745-6592.1990.tb00010.x>.

WU, G.; YANG, Z.; CUI, Z.; LIU, Y.; FANG, N.; SHI, Z.. Mixed artificial grasslands with more roots improved mine soil infiltration capacity. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 535, p. 54-60, abr. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.01.059>.

XANKE, J.; JOURDE, H.; LIESCH, T.; GOLDSCHIEDER, N.. Numerical long-term assessment of managed aquifer recharge from a reservoir into a karst aquifer in Jordan. **Journal Of Hydrology**, [S.L.], v. 540, p. 603-614, set. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.06.058>.

XIE, Y.; COOK, P. G.; BRUNNER, P.; IRVINE, D. J.; SIMMONS, C. T.. When Can Inverted Water Tables Occur Beneath Streams? **Groundwater**, [S.L.], v. 52, n. 5, p. 769-774, 4 set. 2013. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1111/gwat.12109>.

YUAN, Y.; LEE, T. R.. Contact Angle and Wetting Properties. **Surface Science Techniques**, [S.L.], p. 3-34, 2013. Springer Berlin Heidelberg. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-34243-1_1.

ZANIN, R.; PADILHA, A.; PELAQUIM, F.; GUTIERREZ, N.; TEIXEIRA, R.. The effect of pH and electrical conductivity of the soaking fluid on the collapse of a silty clay. **Soils And Rocks**, [S.L.], v. 44, n. 4, p. 1-11, 26 out. 2021. ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. <http://dx.doi.org/10.28927/sr.2021.061620>.

ZHAI, Q.; RAHARDJO, H.. Determination of soil–water characteristic curve variables. **Computers And Geotechnics**, [S.L.], v. 42, p. 37-43, maio 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.11.010>.

ZHAI, Q.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A.; DAI, G.; DU, Y.. Estimation of the wetting scanning curves for sandy soils. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 272, p. 105635, jul. 2020. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105635>.

ZHAI, Q.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A.; ZHU, Y.; DAI, G.; ZHAO, X.. Estimation of wetting hydraulic conductivity function for unsaturated sandy soil. **Engineering Geology**, [S.L.], v. 285, p. 106034, maio 2021. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106034>.

ZHU, Y.; FOX, P. J.; MORRIS, J. P.. A pore-scale numerical model for flow through porous media. **International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics**, [S.L.], v. 23, n. 9, p. 881-904, 10 ago. 1999. Wiley. [http://dx.doi.org/10.1002/\(sici\)1096-9853\(19990810\)23:93.0.co;2-k](http://dx.doi.org/10.1002/(sici)1096-9853(19990810)23:9<881::aid-ijnum1096-9853(19990810)23:93.0.co;2-k).