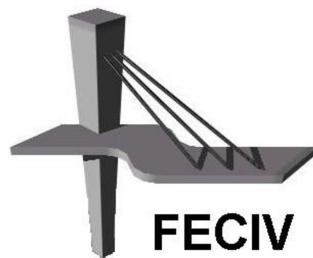


 UNIVERSIDADE FEDERAL  
DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**MODELAGEM DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS BASEADA EM  
UM AQUÍFERO EXPERIMENTAL**

**CARLOS FERNANDO MEDINA NAVAS**

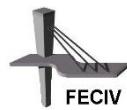


**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**



**CARLOS FERNANDO MEDINA NAVAS**

**MODELAGEM DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS BASEADA EM  
UM AQUÍFERO EXPERIMENTAL**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

**Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho**

Uberlândia, fevereiro de 2020

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU  
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

N322 Navas, Carlos Fernando Medina, 1991-  
2020 MODELAGEM DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS BASEADA EM UM  
AQUÍFERO EXPERIMENTAL [recurso eletrônico] / Carlos Fernando  
Medina Navas. - 2020.

Orientador: José Eduardo Alamy Filho.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,  
Pós-graduação em Engenharia Civil.  
Modo de acesso: Internet.  
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2020.447>  
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil. I. Alamy Filho, José Eduardo ,1976-,  
(Orient.). II. Universidade Federal de Uberlândia. Pós-graduação  
em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:  
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091  
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

## ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil			
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 254, PPGEC			
Data:	27 de abril de 2020	Hora de início:	09:00	Hora de encerramento:
Matrícula do Discente:	11812ECV003			
Nome do Discente:	Carlos Fernando Medina Navas			
Título do Trabalho:	Modelagem de águas subterrâneas baseada em um aquífero experimental			
Área de concentração:	Engenharia Urbana, Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental			
Linha de pesquisa:	Recursos Hídricos e Saneamento			
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Monitoramento, modelagem e simulação de escoamentos em aquíferos.			

Reuniu-se na Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y, Campus Santa Mônica, da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Alexandre Kepler Soares – FT/UnB, Marcio Ricardo Salla – FECIV/UFU e José Eduardo Alamy Filho – FECIV/UFU orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Dr. José Eduardo Alamy Filho, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao Discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(as) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.

 Documento assinado eletronicamente por José Eduardo Alamy Filho, Professor(a) do Magistério Superior, em 27/04/2020, às 12:05, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

 Documento assinado eletronicamente por Marcio Ricardo Salla, Professor(a) do Magistério Superior, em 27/04/2020, às 12:06, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

 Documento assinado eletronicamente por Alexandre Kepler Soares, Usuário Externo, em 27/04/2020, às 12:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

 A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://www.sei.ufu.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador 1998416 e o código CRC 7595C728.

*Dedico este trabalho a meus pais Juan Medina e Dora Navas, por todo ele amor e apoio que sempre tem me brindado.*

*A Deus por cuidar de mim durante esta etapa da minha vida.,*

*Meu orientador Prof. Dr. Jose Eduardo Alamy Filho, por a paciência e apoio incondicional durante minha pesquisa.*

## RESUMO

A modelagem matemática tem se tornado parte importante da maioria dos projetos que lidam com o desenvolvimento, proteção e remediação de águas subterrâneas. A maioria dos códigos disponíveis atualmente ou *softwares* para modelagem de águas subterrâneas é baseada em métodos de elementos finitos, de diferenças finitas e volumes finitos. O foco deste estudo foi a simulação de um aquífero utilizando o método das diferenças finitas (FDM). Isto realizou-se em duas fases: a experimental e a simulação computacional.

A primeira fase do projeto constituiu-se da construção de um aquífero experimental, em tanque de acrílico, com dimensões 1,80 m x 1,00 m x 0,50 m. Esse tanque foi preenchido com meio poroso (areia) e contém 22 tubos que funcionam como piezômetros, permitindo medições de nível e extração de água a partir de registros de agulha instalados em sua base. O meio poroso utilizado é do tipo arenoso, com granulometria inferior a 1,41 mm (peneira # 14). O experimento baseou-se na retirada de vazão de um ou mais piezômetros e na medição dos níveis de água nos piezômetros vizinhos. Todo o ensaio foi filmado, o que permitiu obter a variação temporal da superfície freática do protótipo de aquífero. Os resultados dos rebaixamentos nos diversos piezômetros também serviram para obtenção de parâmetros do sistema, como a condutividade hidráulica e o coeficiente de armazenamento. Na segunda fase, foi construído e simulado um modelo matemático/computacional de escoamento subterrâneo, baseado no Método de Diferenças Finitas (FDM) e na equação da carga hidráulica integrada ao longo da espessura do aquífero (modelo 2DH). Os resultados simulados foram comparados com os resultados experimentais, com intuito de validar esse modelo. Nesse contexto, constatou-se que os rebaixamentos simulados apresentaram comportamentos similares aos das curvas de rebaixamento medidas no experimento. Isto foi averiguado tanto no caso de poço ativo único, quanto no caso de poços ativos múltiplos. Pode-se inferir que os modelos físico e numérico desenvolvidos têm potencial para serem utilizados na análise de aquíferos livres.

**PALAVRAS-CHAVE:** Aquífero experimental. Águas subterrâneas. Método de Diferenças Finitas. Modelo 2DH.

## ABSTRACT

Mathematical modeling has become an important part of most projects dealing with the development, protection and remediation of groundwater. Most codes currently available or software for modeling groundwater are based on finite element, finite difference and finite volume methods. The focus of this project was the simulation of an aquifer using the finite difference method (FDM). This project was divided in two phases: The experimental phase and computational simulation phase.

This first phase consisted on the construction of an experimental aquifer, in an acrylic tank, with dimensions 1.80 m x 1.00 m x 0.50 m. This tank was filled with porous medium and contains 22 tubes that work as piezometers, allowing measurements of water level and extraction from needle valve installed in its base. The porous medium used of the sandy type, with a particle size of less than 1.41 mm (sieve # 14). The experiment was based on removing the flow of one or more piezometers and measuring water levels in the neighboring piezometers. The entire test was filmed, which allowed to obtain the temporal variation of the phreatic surface of the aquifer prototype. The results of this drawdowns on the various piezometers also served to obtain system parameters, such as hydraulic conductivity and the storage coefficient. In the second phase, a mathematical / computational model of underground flow was built and simulated, based on the Finite Difference Method (FDM) and on the integrated hydraulic load equation along the aquifer thickness (2DH model). The simulated results were compared with the experimental results, in order to validate this model. In this context, it was found that the simulated drawdowns showed behavior similar to the curves measured in the experiment. This was verified both in the case of a single active well, and in the case of multiple active wells. It can be inferred that the experimental and numerical models that were developed have the potential to be used in the analysis of unconfined aquifer.

KEYWORDS: Experimental aquifer. Groundwater. Finite Differences Method. 2DH Model.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Distribuição da Água no mundo.....	17
Figura 2-Ciclo da água.....	20
Figura 3-Aquíferos confinados e não confinados.....	22
Figura 4-Seção transversal esquemática que ilustra aquíferos não confinados e confinados....	23
Figura 5-Combinações de isotropia, anisotropia, homogeneidade e heterogeneidade.....	27
Figura 6- Desratização do domínio em um site hipotético que mostra poços e nascentes dos rios. .....	34
Figura 7-Fotografia da caixa de areia (áquifero artificial) mostrando todas as localizações dos sensores.....	35
Figura 8-Esquema de tanque acrílico.....	37
Figura. 9 – Coordenadas dos 22 piezômetros.....	38
Figura. 10 – Esquema do piezômetro.....	39
Figura 11 – Válvulas de agulha instaladas nas bases dos piezômetros.....	40
Figura 12 - Medidor flutuante.....	40
Figura 13 —Ensaio permeâmetro de carga constante.....	42
Figura 14 – Cubo drenante.....	43
Figura 15 —Modelo de aquífero experimental.....	44
Figura 16 –Variáveis métricas do experimento, com destaque para o comprimento sobressalente do medidor flutuante.....	45
Figura 17 – Filmagem do teste de rebaixamento.....	46
Figura 18 –Captura de imagem para um instante específico e sua inclusão no software Surfer.....	47
Figura 19 –Poço real e poços imagem adicionados para solução analítica dos rebaixamentos...52	52
Figura 20- Curvas de rebaixamento para diferentes parâmetros de calibração.....	54
Figura 21 –Planilha para cadastro dos piezômetros.....	55
Figura 22 – Planilha para cadastro dos rebaixamentos medidos .....	56
Figura 23 – Planilha de acionamento dos testes de aquífero.....	56
Figura24–Diagrama de NSE e Pbias obtidos durante procedimento de otimização/calibração.58	58
Figura 25 – Diagrama de rebaixamento com parâmetros hidrogeológicos calibrados.....	59
Figura 26 – Esquema de malha numérica no aquífero experimental .....	60

Figura 27- Zona de interpolação da vazão retirada do poço para os vértices da célula que o contém.....	62
Figura 28 – Sobreposição dos medidores nas imagens devido ao ângulo de posicionamento das câmeras (destaque em vermelho) .....	67
Figura 29 – Comparação entre a qualidade de imagem através da mudança de plano de fundo, em piezômetro #8 e piezômetro #22 (destaque em vermelho) .....	68
Figura 30 – Drenagem por gravidade.....	71
Figura 31 – Experimento # 9; Localização do piezômetro ativo.....	72
Figura 32 – Mapeamento de parâmetros $kr$ , $kv$ , $S$ e $Sy$ ; Experimento 9.....	82
Figura 33 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 9.....	91
Figura 34 – Mapeamento de parâmetros $h$ (m), $s$ (cm) e $v_{res}$ (m/h) após 15 min de simulação; Experimento 9.....	92
Figura 35– Experimento # 9; Localização do piezômetro ativo.....	94
Figura 36 – Mapeamento de parâmetros $kr$ , $kv$ , $S$ e $Sy$ ; Experimento 10.....	102
Figura 37 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 10.....	109
Figura 38 – Mapeamento de parâmetros $h$ (m), $s$ (cm) e $v_{res}$ (m/h) após 15 min de simulação; Experimento 10.....	110
Figura 39 – Mapeamento de parâmetros $kr$ , $kv$ , $S$ e $Sy$ ; Experimento 12.....	113
Figura 40 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 12.....	122
Figura 41– Mapeamento de parâmetros $h(m)$ , $s(cm)$ , $V_{res}(m/h)$ e carga hidráulica após 15 min de simulação; Experimento 12.....	123
Figura 42 – Distribuição da superfície freática do aquífero experimental após 15 minutos de simulação.....	125

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva granulométrica.....	69
Gráfico 2 – Rebaixamento medido e simulado após calibração, Experimento 9.....	75
Gráfico 3 – Rebaixamento medido e simulado numericamente; Experimento 9.....	84
Gráfico 4 – SQD normalizado para Experimento 9.....	91
Gráfico 5 – Rebaixamento medido e simulado após calibração; Experimento 10.....	96
Gráfico 6 – Rebaixamento medido e simulado numericamente; Experimento 10.....	104
Gráfico 7 – SQD normalizado para Experimento 10.....	109
Gráfico 8–Rebaixamento medido (série 1) e simulado numericamente (série 2); Experimento 12.....	115
Gráfico 9 – Histograma de SQD bruto; Experimento 12.....	121
Gráfico 10 – Histograma de SQD normalizado ( $SQD'$ ); Experimento 12.....	122

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores de condutividade hidráulica e permeabilidade intrínseca.....	26
Tabela 2- Valores de d10; d30; d50; d60; Cu; Cc.....	69
Tabela 3- Valores possíveis de condutividade hidráulica usando métodos empíricos .....	69
Tabela 4- Resultados do teste do permeâmetro de carga constante.....	70
Tabela 5- Valores de $Wd$ ; $Vv$ ; $Vt$ ; $Vd$ ; $n$ ; $ne$ para cada amostra.....	71
Tabela 6- Leitura dos medidores Experimento # 9 antes do início de extração de água no poço ativo (piezômetro 11) .....	73
Tabela 7- Rebaixamento medido, experimento # 9.....	73
Tabela 8- Resumo dos valores simulados e calibrados do Experimento #9.....	80
Tabela 9- Comparaçao entre dos valores simulados (calibrados) e medidos ( $K$ , $S$ e $Sy$ ) .....	81
Tabela 10- Rebaixamento medido, experimento # 10.....	95
Tabela 11. Resumo dos valores simulados e calibrados do Experimento #10.....	101
Tabela 12 – Valores médios de $kr, kv, S$ e $Sy$ entre os experimentos 9 e 10 (considerando todo o domínio do aquífero experimental).....	112

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	-Área
$b$	-Espessura do aquífero
$g$	-Gravidade
$h$	-Cota piezométrica
$K$	-Condutividade Hidráulica
$Kr$	-Condutividade Radial
$Kx$	-Condutividade Hidráulica em x
$Ky$	-Condutividade Hidráulica em y
$L$	- Distancia da base superior e inferior do permeâmetro
$K$	-Condutividade Hidráulica
$k$	-Permeabilidade intrínseca
$n$	-Porosidade total
$ND$	-Nível Dinâmico
$NE$	-Nível Estático
$n_e$	-Porosidade efetiva
$Q$	-Vazão
$q$	-Vazão específica
$S$	-Coeficiente de armazenamento
$s$	-Rebaixamento
$Sr$	-Retenção Específica
$Ss$	-Armazenamento específico
$Sy$	-Rendimento específico
$T$	-Transmissividade
$U$	-Coeficiente de uniformidade
$u_{i,j}$	- Velocidade em x
$v_{i,j}$	- Velocidade em y
$V_a$	- Volume de água
$V_{ar}$	-Volume de ar
$V_d$	- Volume de água drenada
$V_t$	- Volume total

$V_v$	-Volume de vazios
$W_d$	-Peso seco da mostra
$dh/dl$	-Gradiente hidráulico
$\rho$	-Massa específica
$\rho_d$	-Peso Específico bulk
$\mu$	-Viscosidade absoluta
$dh/dl$	-Gradiente hidráulico
$dV$	-Volume de agua extraído

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABAS	- Associação Brasileira de Águas Subterrânea
FDM	- Método das Diferenças Finitas
FEM	- Método dos Elementos Finitos
FVM	-Método dos Volumes Finitos
PVC	- Poli cloreto de Polivinila
Rinf	- Raio de influência
TNT	- Tecido não tecido
VBA	-Visual Basic for Applications

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1	OBJETIVOS.....	18
1.1.1	<i>Objetivo Principal .....</i>	18
1.1.2	<i>Objetivos específicos .....</i>	19
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>20</b>
2.1	ÁGUAS SUBTERRÂNEAS.....	20
2.2	TIPOS DE AQUÍFEROS .....	21
2.3	PROPRIEDADES DO AQUÍFERO .....	23
2.3.1	<i>Porosidade (<math>n</math>).....</i>	23
2.3.2	<i>Condutividade Hidráulica (<math>K</math>) .....</i>	24
2.3.3	<i>Heterogeneidade e isotropia .....</i>	26
2.3.4	<i>Transmissividade (<math>T</math>).....</i>	27
2.3.5	<i>Rendimento específico (<math>Sy</math>) e Retenção Específica (<math>Sr</math>) .....</i>	27
2.3.6	<i>Coeficiente de armazenamento (<math>S</math>) e armazenamento específico (<math>Ss</math>) .....</i>	28
2.4	MÉTODOS EXPERIMENTAIS E MÉTODOS MATEMÁTICOS.....	29
2.4.1	<i>Métodos Experimentais .....</i>	29
2.4.2	<i>Métodos Matemáticos .....</i>	30
2.4.3	<i>Trabalhos relacionados métodos matemáticos e experimentais .....</i>	32
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>36</b>
3.1	FASE 1: MODELO EXPERIMENTAL .....	36
3.1.1	<i>Elementos que compõem o tanque experimental .....</i>	36
3.1.2	<i>Ensaios preliminares com a matriz porosa.....</i>	41
3.1.3	<i>O aquífero experimental – testes de rebaixamento .....</i>	44
3.2	MODELOS MATEMÁTICOS .....	48
3.2.1	<i>Modelo analítico e o teste de aquífero .....</i>	48
3.2.2	<i>Modelo numérico para equação da carga hidráulica integrada na vertical (2DH)59</i>	59
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>65</b>
4.1	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....	67
4.2	ENSAIOS DE PERMEABILIDADE.....	70
4.3	CÁLCULO DE POROSIDADES .....	70
4.4	EXPERIMENTO NÚMERO 9 .....	72

4.5	EXPERIMENTO NÚMERO 10 .....	93
4.6	EXPERIMENTO NÚMERO 12 .....	111
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>126</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>129</b>

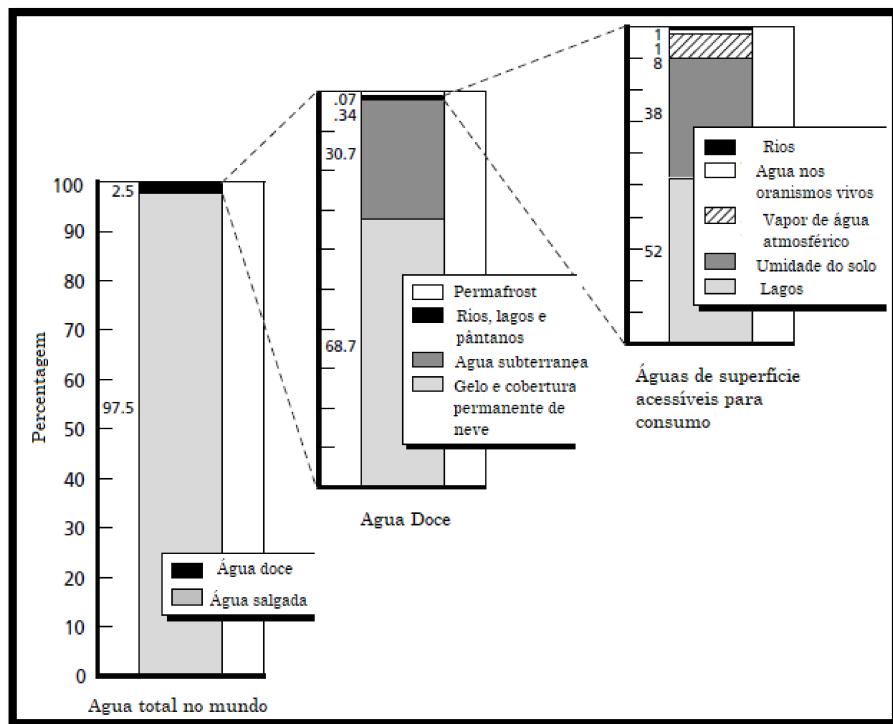
## 1 INTRODUÇÃO

A água é o recurso natural fundamental para a vida e para o desenvolvimento humano, hoje em dia influencia em aspectos econômicos, políticos ou sociais. Devido ao constante crescimento populacional, a demanda por esse recurso é crescente. Por muitos anos, a água da superfície foi considerada a principal fonte de abastecimento potabilizável. Infelizmente, devido a diferentes fatores como, a poluição e a sensibilidade dessas águas com às mudanças climáticas, esse recurso está se tornando cada vez mais escasso em diferentes regiões do mundo. As constantes inundações e secas frequentes e intensas, além dos despejos de efluentes domésticos e industriais, afetaram a capacidade de suprir essa demanda. Esses fatores levaram cada vez mais países a deixar de ter a ideia equivocada de que as águas subterrâneas apenas são uma reserva alternativa de água.

Boberg (2005) menciona que 71% da superfície da Terra é coberta por água (1,4 bilhões de km<sup>3</sup>), no qual o 97,5% é água salgada e apenas 2,5% em água doce, onde a grande maioria está concentrada em águas subterrâneas e superficiais (rios e lagos), o restante não está disponível para consumo humano as quais se encontram nas calotas polares, outras formas desse encontrar água seria em gelo e neve, umidade do solo e água na atmosfera, impossibilitando o uso. Leap (1999) estipula, em seu trabalho, que cerca de 10.530.000 km<sup>3</sup> de água doce são encontrados em aquíferos, 21.120 km<sup>3</sup> em rios e 91.000 km<sup>3</sup> em lagos, perfazendo um total de 10.623.120 km<sup>3</sup>. Consequentemente, as águas subterrâneas representam cerca de 99% da água doce disponível para uso humano (Figura 1).

A água subterrânea é toda a água que ocorre abaixo da superfície da Terra, preenchendo os poros ou vazios intergranulares das rochas sedimentares, ou as fraturas, falhas e fissuras das rochas compactas e que, sendo submetida a duas forças naturais (de adesão e de gravidade), desempenha um papel essencial na manutenção da umidade do solo, do fluxo dos rios, lagos e brejos (ABAS, 2019).

Figura 1 – Distribuição da Água no mundo



Fonte: Hinrichsen, Krchnak e Mogelgaard (2002) (Adaptado)

As águas subterrâneas têm grande capacidade de exploração e de exploração, pois, com tempos de recarga e renovação muito longos, os aquíferos sofrem menos os efeitos da seca e podem ser utilizados estrategicamente, explorando-os mais intensamente durante os períodos secos e deixando-os recuperar via recarga durante os períodos de abundância de chuva. Além disso, outras vantagens são que as fontes ou nascentes e poços são pontuais, enquanto que as águas superficiais escoam segundo caminhos curvilíneos e a sua utilização geralmente requer a construção de barragens. Em termos gerais, as águas subterrâneas são menos vulneráveis à poluição em relação a poluição de rios e lagos. A despeito disso, a despoluição de mananciais subterrâneos é difícil, podendo se prolongar por vários anos. Portanto, estudos para melhorar a exploração e também a proteção de aquíferos são de vital importância.

No estudo da hidrologia subterrânea, o termo modelo é amplamente utilizado. Um modelo pode ser definido mais simplesmente como uma representação de um sistema ou processo real. Um modelo é uma hipótese sobre como um sistema ou processo funciona. Esta hipótese pode ser expressa quantitativamente como um modelo matemático. Os modelos matemáticos são abstrações que representam processos como equações, propriedades físicas como constantes ou

coeficientes nas equações e medidas de estado ou potencial no sistema como variáveis. (KONIKOW; REILLY, 1999)

Os modelos matemáticos relacionados ao escoamento de águas subterrâneas são utilizados desde o século XIX. Os modelos matemáticos consistem em um conjunto de equações que pretendem governar o fluxo das águas subterrâneas, o grau de precisão em um modelo dependerá de quão perto suas previsões se aproximam a uma situação real. As simplificações devem ser consideradas na construção de um modelo, pois as condições reais são muito complexas para simular com precisão. (ALAMY FILHO; CONTIN NETO, 2002)

Atualmente, modelos matemáticos / computacionais são utilizados como uma ferramenta essencial para a tomada de decisões no gerenciamento dos recursos hídricos. Algumas das técnicas de solução mais utilizadas para resolver equações governamentais são o Método de Elementos Finitos (FEM), Método de Diferenças Finitas (FDM) e Método de Volumes Finitos (FVM) ou uma combinação de ambos, desde que os parâmetros do modelo e as condições iniciais e de contorno sejam especificados corretamente (IGBOEKWE; ACHI, 2011).

Modelos físicos ou protótipos também são usados para o estudo de aquíferos. Esses modelos são dimensionados de maneira a reproduzir o comportamento de aquíferos experimentais em ambiente controlado e geralmente exigem várias interações para atingir os padrões de design adequados. A qualidade dos resultados obtidos dependerá da precisão com que imitam situações reais

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 *Objetivo Principal*

O objetivo principal deste estudo baseia-se na criação de um modelo matemático de escoamento de água subterrânea, cuja solução numérica é sustentada no método de diferenças finitas; o modelo foi programado no Microsoft Excel, usando a linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA). A validação do modelo será realizada baseando-se na comparação com os resultados obtidos no modelo experimental, qual foi construído no laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.

### *1.1.2      Objetivos específicos*

- Montagem do aquífero experimental.
- Realização de testes de rebaixamento para a obtenção dos parâmetros do sistema.
- Programação do Modelo Numérico utilizando linguagem VBA.
- A validação do Modelo Numérico.

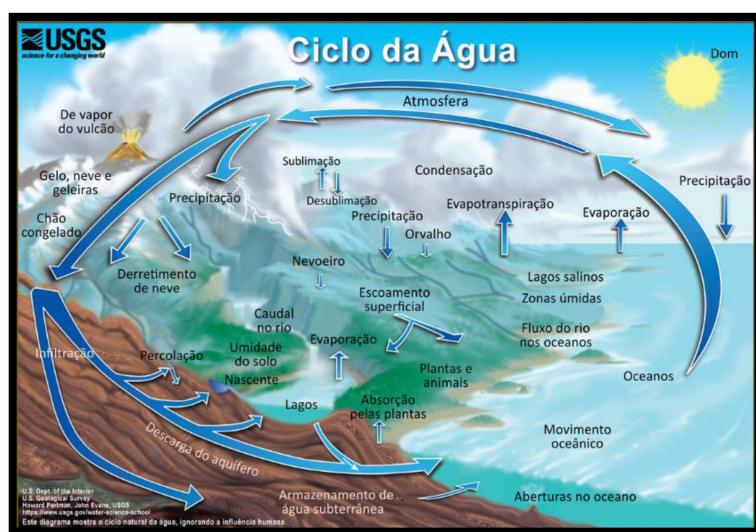
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo trata de certos conceitos e definições básicos que envolvem o estudo da hidrologia subterrânea, bem como trabalhos semelhantes que foram realizados.

### 2.1 ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

De acordo com o Ministério do Meio Ambiente (2012), o ciclo hidrológico ou ciclo da água (Figura 2),, é o movimento contínuo da água presente nos oceanos, continentes e na atmosfera. Esse movimento é alimentado pela força da gravidade e pela energia do Sol, que provocam a evaporação das águas dos oceanos e aquela que presente nos continentes. A água subterrânea forma parte desse ciclo hidrológico e é aquela água que penetra no solo que flui através da zona não saturada e atinge o lençol freático, que é uma superfície imaginária de onde o solo abaixo está saturado a qual é chamada de zona saturada, preenchendo os poros ou vazios intergranulares das rochas sedimentares, ou as fraturas, falhas e fissuras das rochas compactas.

Figura 2 – Ciclo da água.



Fonte: MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. (2012)

Sen (2015) qualifica as águas subterrâneas com base nas propriedades de transmissão e armazenamento, de tal modo que as formações geológicas são geralmente classificadas em três unidades hidrogeológicas, como aquíferos, aquitarde e aquiclude.

Aquífero, é uma unidade geológica saturada que pode transmitir água facilmente em quantidades significativas em condições normais. (ALAMY FILHO; CONTIN NETO, 2002)

Um aquitarde é descrito como os meios menos permeáveis em uma sequência estratigráfica. Essas formações podem ser permeáveis o suficiente para transmitir água em quantidades significativas no estudo do fluxo de águas subterrâneas, mas sua permeabilidade não é suficiente para permitir a conclusão dos poços de produção dentro deles (FREEZER; CHERRY, 1979).

Um aquiclude é aquela litologia porosa, mas impermeável, que é praticamente incapaz de transmitir água. Nestas rochas, a porosidade total pode ser elevada e conter quantidades significativas de água, mas os poros apresentam diâmetros reduzidos e baixo grau de interconexão, resultando em velocidade de transmissão de água muito reduzida ou inexistente (WREGE, 2019).

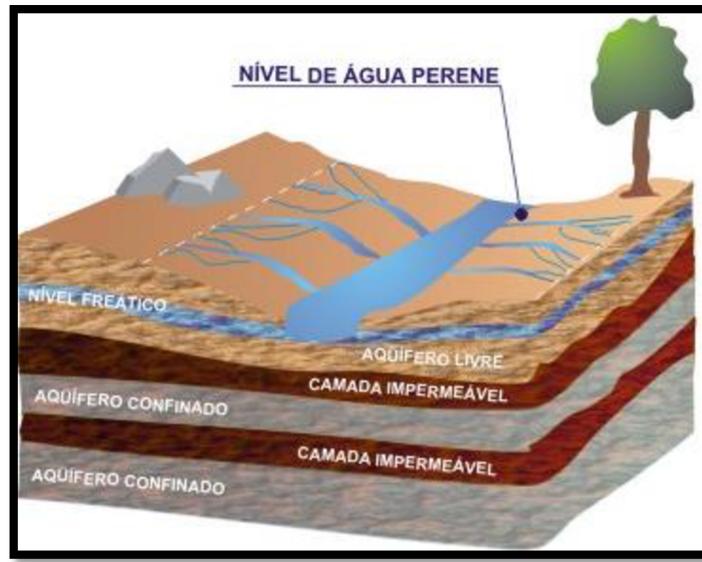
## 2.2 TIPOS DE AQUÍFEROS

Os aquíferos são tanques de armazenamento subterrâneos formados por rochas permeáveis que contêm água ou materiais não consolidados. A água penetra através dos poros através da força gravitacional e atinge a área saturada. O nível da água, chamado de lençol freático, nem sempre está na mesma profundidade abaixo da superfície da Terra. Dependendo da presença ou ausência de um lençol freático, os aquíferos são classificados como não confinados (livres), confinados e semiconfinados.

Um aquífero livre ou não confinado, é definido como uma formação geológica permeável, completamente saturada, na qual sua parte superior está limitada pelo lençol freático que varia em flutuação e inclinação e na sua parte inferior está limitada por um aquiclude como conforme ilustrado na Figura 3. A flutuação do lençol freático depende de mudanças no volume de armazenamento de água introduzido pelas áreas de recarga ou retirado pelos setores de descarga, como corpos de água superficiais interconectados ao aquífero ou bombeamento de poços.

O aquífero não confinado é o tipo mais comum e explorado para o abastecimento público, industrial e irrigação. Isto se deve basicamente ao fato de que os aquíferos livres se encontram em pequenas profundidades, fator predominante para menores custos de execução e operação de poços (MIRANDA; ALAMY FILHO, 2012).

Figura. 3 – Aquíferos confinados e não confinados



Fonte: IGM (2001) apud Segantini e Alamy Filho (2010)

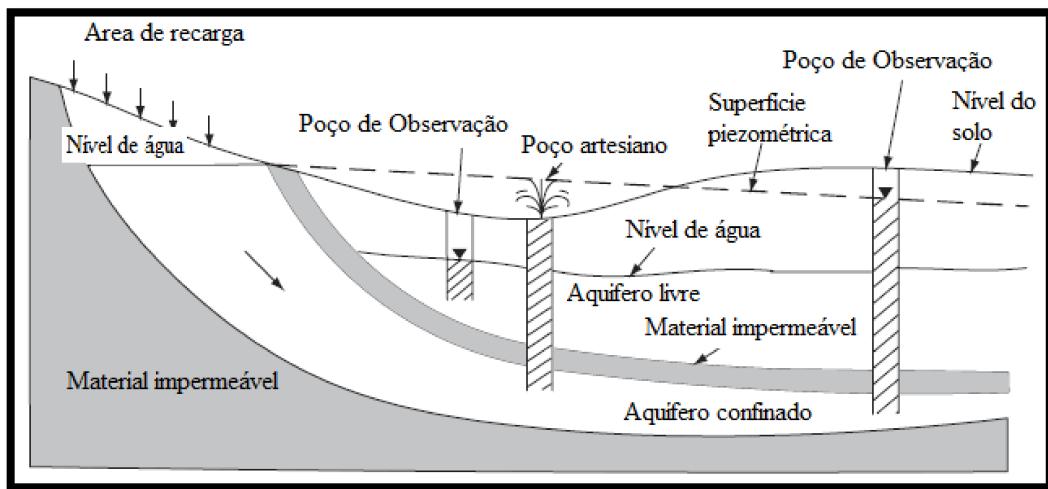
Karamouz; Ahmadi, Akhbari, (2011) definem os aquíferos confinados como aqueles que estão restritos tanto na parte superior como inferior por material impermeável. A água em um aquífero confinado normalmente está sob uma pressão maior que a pressão atmosférica. Essa pressão em um poço pode fazer com que o nível da água suba acima da superfície do terreno, que é designado como poço artesiano jorrante.

A área em que a água flui através do solo para reabastecer um aquífero é conhecida como área de recarga. As flutuações da água nos poços que descarregam água de aquíferos confinados levam a variações na pressão e não nos volumes de armazenamento. (KARAMOUZ; AHMADI; AKHBARI, 2011)

A Figura 4 ilustra, em um esquema genérico, as superfícies ponteciometrás ou superfícies piezométricas de um aquífero. Esta superfície representa a altura estática das águas subterrâneas e sendo definida pelo nível em que a água subirá. Em geral, a superfície piezométrica em um ponto de um poço que penetra um aquífero confinado, é mostrada pelo nível de água dentro do

poço. Se o nível potencial da superfície piezométrica for maior que a cota do terreno, ocorrerá um transbordamento do poço que, nesse caso é designado como poço jorrante. Quando a superfície piezométrica é inferior ao fundo do leito de confinamento superior, um aquífero confinado se torna um aquífero não confinado.

Figura. 4 – Seção transversal esquemática que ilustra aquíferos não confinados e confinados



Fonte: Karamouz, Ahmadi, e Akhbari, (2011) (Adaptado)

Aquífero semi-confinado é aquele cujo topo e/ou a base é constituída por um material semi-permeável (aquitarde), permitindo uma circulação vertical de água, muito lenta, que possibilita a sua alimentação.

## 2.3 PROPRIEDADES DO AQUÍFERO

No estudo do fluxo de águas subterrâneas existem várias propriedades ou parâmetros físicos de grande relevância, como porosidade, porosidade efetiva, condutividade hidráulica, transmissividade, entre outros. Neste item esses parâmetros serão definidos.

### 2.3.1 Porosidade ( $n$ )

A porosidade total do meio poroso é a fração do volume total em um determinado volume desse meio passível de ser ocupada por água e/ou ar. O conhecimento da porosidade total é importante

para se entender o movimento e a retenção de água, ar e solutos no solo. Essa propriedade fundamentalmente está vinculada ao potencial de acumulação de água nos vazios de uma matriz porosa. A porosidade total é matematicamente definida como:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (1)$$

Onde  $V_v$  volume de vazios ( $\text{m}^3$ ),  $V_t$  volume total ( $\text{m}^3$ ).

Oliveira, Soares, Martins (2005) definem que porosidade efetiva ( $n_e$ ), que também é adimensional como a porosidade total ( $n$ ) mas difere por envolver apenas os poros interconectados, ou seja, o espaço vazio em que é possível a ocorrência de fluxo de fluido caso o material sofra, por exemplo, um alívio de pressão.

### 2.3.2 Condutividade Hidráulica ( $K$ )

Em meados do século XIX, o engenheiro francês Henri Darcy experimentou filtros de areia para um sistema de abastecimento de água na cidade de Dijon, na França. Através de uma série de experimentos com tubos cheios de areia, ele foi capaz de determinar os fatores que controlavam o fluxo de água através da areia. Ele descobriu uma das relações físicas mais importantes na ciência da hidrodinâmica de meios porosos, que ficou conhecida como Lei de Darcy:

$$q = -K \left( \frac{dh}{dl} \right) \quad (2)$$

Na equação (2),  $q$  é a vazão específica ou vazão volumétrica por unidade de área de perpendicular média porosa na direção do fluxo ( $Q/A$ ), deve-se saber que ele tem a dimensão da velocidade ( $\text{m/s}$ ) e é chamado velocidade aparente ou de Darcy, este termo ou seu uso não é o mesmo que a verdadeira velocidade linear média ou a velocidade média dos poros ou a taxa de fluxo de filtração através de um meio poroso,  $dh/dl$  é o gradiente hidráulico ao longo do caminho do fluxo ( $\text{m/m}$ ), e  $K$  é a condutividade hidráulica ( $\text{m/s}$ ) (DELLEUR, 1999).

Reordenando a equação (2), pode-se definir que a condutividade hidráulica é igual a:

$$K = \left( -Q / A(dh/dl) \right) \quad (3)$$

A permeabilidade intrínseca descreve a propriedade de transmissão de água de um meio poroso, mas não descreve completamente a relativa facilidade com que um determinado líquido flui através do meio. Segundo Fetter (2001), a condutividade hidráulica  $K$ , considera as características do meio, incluindo porosidade, forma, tamanho e arranjo das partículas, bem como as características do fluido que está escoando. Em função das propriedades do fluido e do meio poroso, a condutividade hidráulica pode ser descrita como:

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (4)$$

Onde  $k$  permeabilidade intrínseca do meio poroso ( $\text{m}^2$ ),  $\rho$  é a massa específica do fluido percolante ( $\text{kg/m}^3$ ),  $\mu$  é a viscosidade absoluta do fluido ( $\text{kg/m/s}$ ),  $g$  é a aceleração gravitacional ( $\text{m}^2/\text{s}$ ).

Testes experimentais comprovam a afirmação de que a lei de Darcy é válida desde que o número de Reynolds, com base no diâmetro médio dos grãos, não exceda nenhum valor entre 1 e 10. Como a maior parte dos escoamentos subterrâneos ocorre com Reynolds menor a 1, a lei de Darcy é eficaz e de largo espectro de aplicação. Escoamentos que excedem o limite superior da lei de Darcy são comuns em formações rochosas tão importantes quanto as dolomitas calcárias e cársticas e os vulcões cavernosos. Da mesma forma, escoamentos em meios consolidados fraturados podem resultar em números de Reynolds maiores, rechaçando a aplicação das equações (2) e (3) na sua forma original. Alguns valores típicos de condutividade hidráulica podem ser vistos na tabela 1. Percebe-se que este parâmetro apresenta larga faixa de valores, sendo uma das propriedades de meios porosos que mais variam na natureza.

Tabela 1- Valores de condutividade hidráulica e permeabilidade intrínseca

sedimento/rocha	Condutividade hidráulica (cm/s)	Permeabilidade intrínseca (cm <sup>2</sup> )
Argila	$10^{-9}$ a $10^{-4}$	$10^{-14}$ a $10^{-11}$
Silte	$10^{-7}$ a $10^{-3}$	$10^{-12}$ a $10^{-8}$
Areia fina	$10^{-5}$ a $10^{-3}$	$10^{-10}$ a $10^{-8}$
Areia média	$10^{-3}$ a $10^{-1}$	$10^{-12}$ a $10^{-8}$
Cascalho	$10^{-1}$ a $10^{+2}$	$10^{-6}$ a $10^{-3}$
Tilito denso, não fraturado.	$10^{-9}$ a $10^{-5}$	$10^{-14}$ a $10^{-9}$
Tilito fraturado	$10^{-7}$ a $10^{-3}$	$10^{-12}$ a $10^{-8}$
Folhelho são	$10^{-11}$ a $10^{-7}$	$10^{-16}$ a $10^{-12}$
Folhelho fraturado/alterado	$10^{-7}$ a $10^{-4}$	$10^{-12}$ a $10^{-9}$
Arenito bastante cimentado	$10^{-8}$ a $10^{-5}$	$10^{-13}$ a $10^{-10}$
Arenito pouco cimentado	$10^{-6}$ a $10^{-3}$	$10^{-11}$ a $10^{-8}$
Calcário e dolomita	$10^{-7}$ a $10^{-3}$	$10^{-12}$ a $10^{-8}$
Calcário e dolomita ( <i>Karst</i> )	$10^{-4}$ a $10^{-4}$	$10^{-12}$ a $10^{-9}$
Anidrita	$10^{-10}$ a $10^{-9}$	$10^{-15}$ a $10^{-14}$
Sal	$10^{-12}$ a $10^{-5}$	$10^{-17}$ a $10^{-9}$
Basalto são	$10^{-9}$ a $10^{-6}$	$10^{-14}$ a $10^{-11}$
Basalto fraturado/vesicular	$10^{-4}$ a $10^{-3}$	$10^{-9}$ a $10^{-2}$
Rochas ígneas e metamórficas sãs	$10^{-12}$ a $10^{-8}$	$10^{-17}$ a $10^{-13}$
Rochas ígneas e metamórficas fraturadas	$10^{-8}$ a $10^{-4}$	$10^{-13}$ a $10^{-9}$

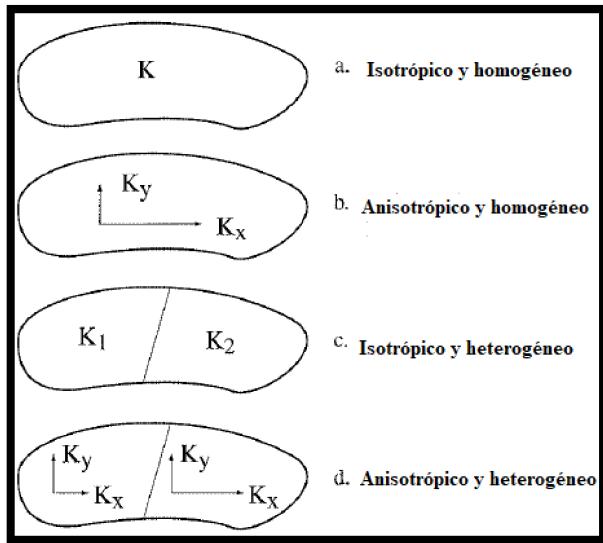
Fonte: Sanders (1998) apud Pede e Kiang (2004)

### 2.3.3 Heterogeneidade e isotropia

Karamouz, Aahmadi, Akhbaiu (2011) definem que uma formação homogênea é aquela que tem uma distribuição de condutividade hidráulica uniforme em todos os pontos do aquífero. Pelo contrário, se a condutividade hidráulica variar em diferentes pontos, a formação é chamada heterogênea. Em uma formação geológica, se em um determinado ponto a condutividade hidráulica não muda em todas as direções, a formação é isotrópica. Nas formações anisotrópicas, a condutividade hidráulica varia com a direção.

Enfim, se o coeficiente de permeabilidade é independente da direção da velocidade, a matriz rochosa é considerada um meio de fluxo isotrópico. Além disso, se a matriz tiver o mesmo coeficiente de permeabilidade em todos os pontos da região de fluxo, diz-se que o meio é homogêneo e isotrópico. Se o coeficiente de permeabilidade depende da direção da velocidade e se essa dependência direcional é a mesma em todos os pontos da região de fluxo, o meio é considerado homogêneo e anisotrópico. Em formações homogêneas e anisotrópicas, o coeficiente de permeabilidade depende da direção da velocidade, mas é independente das coordenadas espaciais (Figura 5).

Figura. 5 - Combinações de isotropia, anisotropia, homogeneidade e heterogeneidade.



Fonte: Delleur (1999) (Adaptado)

#### 2.3.4 Transmissividade ( $T$ )

Transmissividade é a quantidade de água que se move horizontalmente através de uma largura unitária de um aquífero saturado, resultante de uma alteração unitária no gradiente hidráulico. Esse parâmetro pode ser estimado como o produto condutividade hidráulica horizontal do meio pela espessura do aquífero.

$$T = Kb \quad (5)$$

Onde  $T$  é a transmissividade (cm/s) e  $b$  espessura do aquífero (cm).

#### 2.3.5 Rendimento específico ( $Sy$ ) e Retenção Específica ( $Sr$ )

Karamouz, Ahmadi, Akhbari (2011) definem o rendimento específico como o volume de água liberado do armazenamento em um aquífero não confinado por unidade de área do aquífero por unidade de rebaixamento no lençol freático. Para determinar esse coeficiente, um determinado volume é extraído do aquífero, sendo a amostra saturada colocada em uma caixa drenante. A proporção do volume de água descarregada da amostra, em decorrência da drenagem gravitacional, sobre o volume total da amostra é o seu rendimento específico

$$Sy = \frac{Vol\ drenado}{Vol\ amostra} = \frac{dV}{Adh} = n_e \quad (5)$$

$S_y$  é o rendimento específico (adimensional),  $dV$  o volume de água extraído ( $m^3$ ),  $dh$  nível da água no aquífero (m) e  $A$  área de base do aquífero ( $m^2$ ).

A retenção específica se pode expressar da seguinte maneira,

$$S_r = n - n_e \quad (6)$$

Onde  $S_r$  é a retenção específica,  $n$  é a porosidade total e  $n_e$  é a porosidade efetiva, cujo valor é igual ao rendimento específico para finalidades práticas. Diferentes categorias de matriz rochosa têm rendimento específico e retenção diferentes. Por exemplo, a argila tem uma boa retenção específica e baixo rendimento específico. Por isso, formações predominantemente argilosas caracterizam-se por dificultar a circulação de água e não são consideradas aquíferos. Por outro lado, meios arenosos tendem a apresentar valores altos para a relação rendimento específico / retenção específica. Isto é um indicador de que meios preponderantemente arenosos têm boas propriedades aquíferas.

### 2.3.6 Coeficiente de armazenamento ( $S$ ) e armazenamento específico ( $S_s$ )

Quando ocorre descarga ou recarga de água em um aquífero, o volume de armazenamento dentro do aquífero sofre alterações. Esse volume de armazenamento pode ser determinado para aquíferos não confinados como o produto do volume do aquífero, entre o início e o final de um determinado período de tempo e o rendimento médio específico do aquífero. (KARAMOUZ, AHMADI E AKHBARI, 2011).

O coeficiente de armazenamento ( $S$ ) é definido como o volume de água liberado ou armazenado de um aquífero por unidade de área do aquífero sobre um rebaixamento unitário de carga hidráulica. Esse parâmetro é importante em análises de escoamento transiente, principalmente em aquíferos confinados. O coeficiente de armazenamento pode ser estimado em função de propriedades do aquífero e do fluido, conforme:

$$S = \gamma_w b(\alpha + n\beta) \quad (7)$$

Onde  $\gamma_w$  é o peso específico da água ( $N/m^3$ );  $b$  espessura aquífera (m);  $\alpha$  compressibilidade do meio poroso ( $m^2/N$ );  $n$  porosidade total do meio poroso;  $\beta$  a compressibilidade da água ( $m^2/N$ ).

O armazenamento específico ( $S_s$ ), de um aquífero saturado é o volume de água que uma unidade de volume do aquífero libera do armazenamento devido a uma queda de carga hidráulica. A diminuição na carga hidráulica implica uma diminuição na pressão no sistema.

$$S_s = \frac{(S)}{b} \quad (8)$$

## 2.4 MÉTODOS EXPERIMENTAIS E MÉTODOS MATEMÁTICOS

Neste item, explica-se, de forma básica, quais são os modelos experimentais, os modelos matemáticos e alguns trabalhos publicados, nos quais este estudo se apoiou.

### 2.4.1 *Métodos Experimentais*

Os modelos ou métodos experimentais são aqueles que dependem de protótipos físicos, construídos em uma escala real ou, mais comumente, em uma escala reduzida. Tais modelos são submetidos a testes para representar uma determinada condição ou fenômeno operacional verificado em campo. Em outras palavras, pode-se dizer que estes servem como substitutos simplificados para o sistema aquífero em estudo. Estes métodos normalmente permitem a manipulação de um número razoável de variáveis e parâmetros, em situações mais ou menos controladas. Por isso, a qualidade dos resultados obtidos nesse tipo de modelos é alta, pois a avaliação é realizada em um protótipo que representa as características físicas e construtivas do projeto, com condições de contorno e iniciais bem conhecidas. Essas condições raramente são disponíveis, com confiabilidade, em problemas reais de campo. Além disso, nesses testes normalmente são utilizados dispositivos de medição de dados que garantem a obtenção de resultados detalhados e mais precisos dos fenômenos que se desejam estudar ou simular.

Os modelos físicos tipo caixa de areia consistem de tanques, normalmente retangulares, que são preenchidos com a matriz porosa. Essas caixas também apresentam dispositivos de alimentação de água, dispositivos de descarga e piezômetros inseridos. Estes últimos permitem monitorar níveis internos de água, os quais são correlacionados com a superfície piezométrica do sistema, além de servirem como dispositivos de retirada de amostras de água, possibilitando monitorar

concentrações de solutos. Nesse aspecto, os protótipos tipo caixas de areia pode ser utilizados para estudos hidrodinâmicos e do transporte de poluentes em aquíferos.

#### *2.4.2      Métodos Matemáticos*

Os modelos de simulação de águas subterrâneas são uma ferramenta vital para a análise e gerenciamento de sistemas de águas subterrâneas. Esses modelos geralmente requerem a solução de uma equação diferencial parcial. Os modelos matemáticos podem ser numéricos, analíticos ou uma combinação de ambos. Os modelos determinísticos amplamente utilizados para resolver problemas regionais de águas subterrâneas baseiam-se na relação de causa e efeito de sistemas e processos conhecidos. Modelos determinísticos também podem ser classificados como analíticos e numéricos (KARAMOUZ, AHMADI E AKHBARI, 2011).

O modelo analítico é um método usado para avaliar as características físicas de um aquífero. Este método de solução fornece uma análise preliminar do sistema de águas subterrâneas usando uma série de suposições simplificadoras. As soluções analíticas são muito difíceis de aplicar porque exigem que parâmetros e limites sejam altamente idealizados. Dentre considerações usuais dos modelos analíticos está a suposição de aquífero homogêneo, a qual é falha quando se consideram extensas áreas (da ordem de  $\text{km}^2$ ). Por outro lado, essas suposições podem ser aproximadamente válidas quando se analisam pequenas áreas (da ordem de  $\text{m}^2$ ).

As vantagens da solução analítica, se possível, são que ela fornece uma solução exata para a equação diferencial governante. Todavia, nem sempre essa solução é simples de se obter. Principalmente para aquíferos não confinados a solução analítica demanda internamente aproximações numéricas vinculadas ao encontro de zeros de funções e à integração numérica. Ou seja, não há como se desvincular de aproximações numéricas, muitas delas obtidas de forma iterativa, que incrementam o custo computacional de resolução. Muitos deles foram desenvolvidos para equações de fluxo, mas a maioria deles se limitada a problemas de poços hidráulicos (IGBOEKWE; ACHI, 2011). Esses modelos não podem ser usados para resolver problemas com a irregularidade da forma do domínio, a heterogeneidade do domínio e as complexas condições de contorno. Por outro lado, os modelos analíticos são amplamente usados em testes responsáveis pela estimativa, em campo, dos parâmetros hidrogeológicos dos aquíferos.

Em relação aos modelos numéricos, as soluções mais comumente usadas são pelo Método das Diferenças Finitas (FDM), Método de Volumes Finitos (FVM) e Método dos Elementos Finitos (FEM) (KARAMOUZ, AHMADI E AKHBARI, 2011). A desvantagem que se tem nos métodos numéricos com os métodos analíticos é que eles exigem a construção de uma malha de discretização, com soluções aplicadas ao conjunto de nós ou de células dessa malha. Por demandarem métodos iterativos de avanço temporal, os modelos numéricos demandam tempo computacional que cresce exponencialmente com o grau de refinamento da malha de discretização. Isto implica em grandes tempos de processamento computacional, principalmente quando os horizontes de simulação são da ordem de anos. Os modelos numéricos aproximam as derivadas temporais e espaciais da equação diferencial parcial governante por quocientes de diferenças ou por polinômios interpoladores. Isto resulta em certo erro residual entre o valor exato e o valor simulado. Por outro lado, são os modelos numéricos aqueles que melhor lidam com variações espaciais dos parâmetros e da geometria do aquífero. Essas variações que geram heterogeneidade, anisotropia, mudanças de espessura, são comuns em aquíferos reais. Da mesma forma, alterações temporais decorrentes de vazões escalonadas de bombeamento, taxas de recarga, também podem ser capturadas habitualmente por esses modelos. Em síntese, são os modelos numéricos aqueles que proporcionam maior cobertura às condições reais de campo.

O método utilizado no presente estudo é o método das diferenças finitas, que basicamente consiste em transformar derivadas parciais em equações de diferença em um pequeno intervalo por meio de expressões algébricas que atendem às condições do aquífero. O domínio do problema é dividido em uma malha de discretização, que é conectada a pontos chamados nós. Este método substitui um meio contínuo por um conjunto de nós e atribui vários parâmetros hidrogeológicos a cada um. O método das diferenças finitas também pode ser usado para discretizar tempo e espaço, derivadas parciais são substituídas usando os operadores de diferença que definem as relações espaço-temporais entre alguns dos parâmetros.

No tocante à simulação hidrodinâmica e do transporte de solutos em águas subterrâneas, o programa computacional de maior disseminação mundial utiliza técnicas de solução numérica. Trata-se de um pacote comercial, o MODFLOW, um modelo 3D de águas subterrâneas, de diferenças finitas, que foi lançado pela primeira vez em 1984, desenvolvido pelo *United States Geological Survey*. Este programa foi projetado para simplificar o modelo de desenvolvimento e a entrada de dados para a modelagem de águas subterrâneas para desenvolver mapas,

diagramas e arquivos de texto. O MODFLOW simula condições de escoamento permanente e transiente em um sistema de fluxo de forma irregular, no qual as camadas de aquíferos podem ser confinadas, não confinadas ou semi-confinadas. Podem ser simulados fluxo para poços, recarga de superfície, evapotranspiração, fluxo para drenos e fluxo através dos leitos dos rios. As condutividades ou transmissividades hidráulicas de qualquer camada podem diferir espacialmente e ser anisotrópicas, e o coeficiente de armazenamento pode ser heterogêneo. Este modelo é um dos mais completos e mais utilizados no estudo de águas subterrâneas.

Székely et al. (2000) desenvolveram um modelo numérico baseado em diferenças finitas, este programa é chamado FLUXO. Este software de simulação foi adequado para recursos e requisitos específicos do local, como formações descontínuas, que fluem para os poços com diferentes seções.

#### *2.4.3 Trabalhos relacionados métodos matemáticos e experimentais*

Um dos métodos analíticos mais utilizados é o método Neuman (1972), este método é uma solução analítica para fluxo transiente para um poço que penetra total ou parcialmente em um aquífero anisotrópico não confinado com uma resposta de gravidade atrasada. Em aquíferos livres, a drenagem por gravidade não é imediata e, para um fluxo de água para um poço em condições não confinadas, é caracterizada por uma drenagem intersticial lenta. Além do equacionamento analítico, Neuman desenvolveu um método gráfico para a análise de um teste de aquífero realizado em um aquífero não confinado. A resposta de desempenho atrasada descrita pelo modelo de Neuman assume drenagem instantânea no lençol freático e exibe três segmentos de extração distintos. A resposta inicial é controlada pelo coeficiente de transmissividade e de armazenamento e é semelhante à resposta de um aquífero confinado. A resposta tardia é uma função da transmissividade e do rendimento específico, cujo valor numérico equivale ao da porosidade efetiva. Nesse período, a resposta é controlada pela condutividade hidráulica vertical do aquífero (NEUMAN, 1972).

Fallico et. al. (2013) realizaram um experimento para determinar os principais parâmetros hidrodispersivos em um aquífero artificial, construindo um modelo físico em laboratório, a fim de caracterizar adequadamente o transporte de massa. Este estudo foi realizado por meio de testes com marcadores feitos diretamente no modelo físico, bombeando a partir do poço central com fluxo constante, utilizando uma bomba peristáltica de pequena potência. Utilizou-se areia

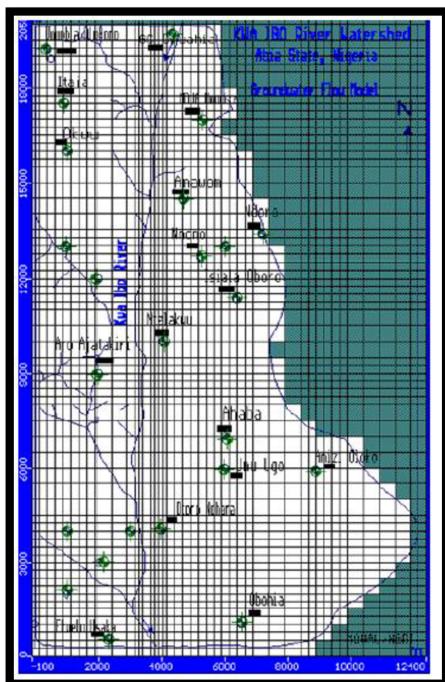
como meio poroso e foram realizados testes para determinar os parâmetros físicos da areia. Do ponto de vista hidrodinâmico do aquífero, foram previamente determinados os parâmetros hidrodinâmicos, em particular a condutividade hidráulica, através de testes de bombeamento e tratamento subsequente de dados experimentais de rebaixamentos versus tempo, obtidos em condições de movimento não estacionário com o método de Neuman.

Os autores concluíram que, por meio desses testes, foi possível a caracterização hidrodispersiva de um marcador, considerando a areia como o meio poroso identificado após análise laboratorial. Nesta investigação, os parâmetros hidrodispersivos foram determinados sob diferentes condições do nível de espessura do aquífero, em particular, o coeficiente de dispersão e a dispersividade foram obtidos. A caracterização hidrodispersiva do aquífero artificial representa o ponto de partida para possíveis atividades futuras de pesquisa sobre aspectos relacionados ao transporte de massa em meios porosos, a fim de identificar as melhores técnicas de remediação para aquíferos contaminados. Concluindo assim que a realização de um modelo físico representa um modelo válido para o estudo de vazão e transporte em águas subterrâneas.

Igboekwe e Achi (2011), em seu estudo utilizaram o método das diferenças finitas para resolver as equações que governam o fluxo das águas subterrâneas e, assim, obter taxas de fluxo, direção do fluxo e a cabeça hidráulicas através de um aquífero. Para discutir as aplicações de diferenças finitas na modelagem de águas subterrâneas. O domínio foi discretizado em uma malha irregular de 43 colunas 65 linhas (Figura 6), os valores de vazão e carga hidráulica foram especificados dentro dos limites estabelecidos. Os poços foram colocados nas extremidades de um rio que é artificial, o aquífero utilizado neste estudo é heterogêneo e anisotrópico.

A conclusão deste estudo realizado por Igboekwe e Achi (2011), mostrou que os resultados que são exibidos sob um fluxo de estado estacionário sem recarregar, as rotas coincidem com as linhas atuais. Eles também descobriram que a precisão da solução numérica através do método das diferenças finitas depende muito da distribuição inicial de partículas e do número de partículas atribuídas a uma célula. Portanto, eles concluíram que o Método das Diferenças Finitas pode conter para prever a direção futura do fluxo e a localização das partículas dentro de um domínio de simulação.

Figura. 6 –Desratização do domínio em um site hipotético que mostra poços e nascentes dos rios.



Fonte: Igboekwe e Achi (2011)

Berg e Illman (2012) procuraram prever o comportamento de um aquífero heterogêneo não confinado e a área não saturada acima dele com um modelo variável de fluxo de água subterrânea saturado no qual seus parâmetros hidráulicos foram obtidos por THT (tomografia hidráulica transiente) proposta por Yeh e Liu (2000) para melhorar essas previsões e também investigaram se essas previsões são afetadas pelo uso de parâmetros de fluxo não saturados estimados por experimentos de laboratório em colunas suspensas ou calibração de curvas de drenagem *in situ*. Para isso, foi projetada em laboratório uma caixa de areia que simula um aquífero heterogêneo não confinado, equipado com transdutores de pressão, tensiômetros e sensores de conteúdo de água. Os testes de bombeamento foram realizados enquanto o tanque estava completamente saturado. Esses testes de bombeamento são usados para estimar distribuições homogêneas e heterogêneas de  $K$  e  $S_s$  (FIGURA 7)

Figura 7 – Fotografia da caixa de areia (aquífero artificial) mostrando todas as localizações dos sensores



Fonte: Berg e Illman (2012)

Os autores modelam um teste de bombeamento usando um modelo tridimensional de fluxo e transporte de variável saturada "MMOC3" elaborada por Yeh et al. (1993), para avaliar as diferentes representações homogêneos e heterogêneos realizadas no aquífero nas zonas saturadas e não saturadas para reproduzir os resultados do rebaixamento. Comparando os resultados da modelagem com os resultados obtidos com o modelo experimental, os autores conseguiram descobrir que parâmetros têm maior impacto nas previsões do rebaixamento nas zonas saturadas e não saturadas. Eles concluíram que é possível prever a resposta de um aquífero heterogêneo não confinado a o bombeamento quando os parâmetros como  $K$  e  $Ss$  são caracterizados com precisão.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 FASE 1: MODELO EXPERIMENTAL

Neste capítulo, discute-se sobre cada etapa que foi realizada para a construção do aquífero experimental, testes realizados para a caracterização do meio poroso e como foram realizados os testes de rebaixamento.

##### *3.1.1 Elementos que compõem o tanque experimental*

Neste item, discorre-se sobre a construção e caracterização de um tanque de paredes transparentes que funciona como caixa de areia para formar o aquífero experimental. De uma forma geral, o modelo físico de aquífero é composto por uma estrutura metálica de sustentação, paredes de acrílico, matriz porosa (areia), piezômetros de PVC com medidores de nível e registros para descargas de fundo, além de canais alimentadores de água. O tanque experimental foi alocado no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.

Optou-se por construir a caixa principal com paredes transparentes, de maneira a proporcionar inspeção visual do aquífero. Com esse propósito, foram adquiridas 4 placas de acrílico tipo CAST transparente (cristal) com 1 x 2 m e 12 mm de espessura. Essas placas foram devidamente cortadas para composição das paredes laterais e de fundo da caixa de areia. O tanque principal foi construído com dimensões de 2 m (comprimento) x 1 m (largura) x 50 cm (altura). Este foi posicionado 0,80 m do nível do chão, sustentado por uma estrutura metálica de aço (perfis “L”). Essas dimensões foram escolhidas em função do espaço físico disponível no laboratório.

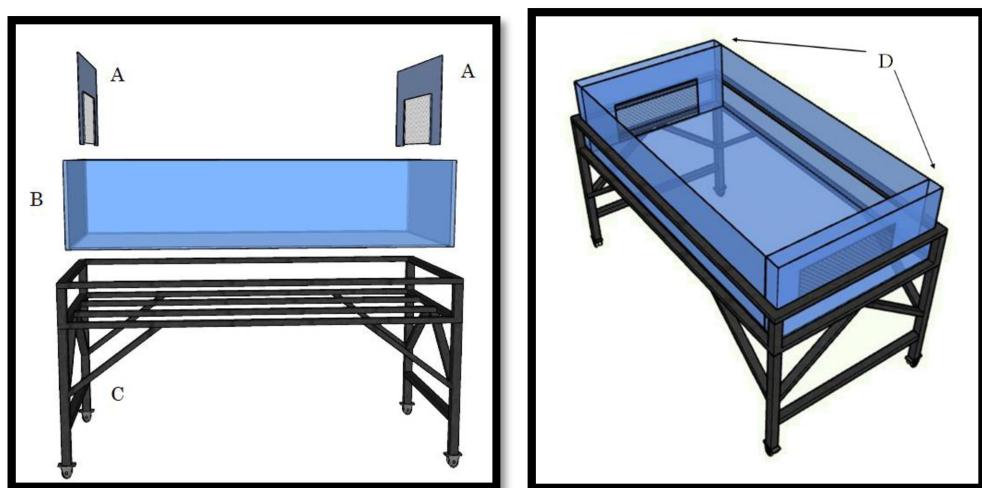
A estrutura de sustentação, que tem a função de suportar o tanque de acrílico e o aquífero experimental em si, foi construída com cantoneiras de aço, com aplicação de duas camadas de esmalte sintético (preto fosco) para proteção contra corrosão. Foram utilizadas barras com perfil L (11/2" x 11/2" - espessura 4 mm) e metalon de aço (espessura 4 mm). Na base da estrutura, previu-se a colocação de rodízio, permitindo o deslocamento do aparato dentro do Laboratório de Hidráulica. Apesar dessa possibilidade de mobilidade, o deslocamento do aparato somente

deve ser realizado com o tanque vazio, sem água e sem a matriz porosa. Para reforçar o travamento das placas laterais de acrílico, foi instalada uma cinta de cantoneira metálica (aço).

Internamente ao tanque, perpendicularmente às paredes de maior comprimento e em ambos os lados, foram colocadas placas de acrílico removíveis (1m x 0,5 m e 12 mm de espessura). Essas placas são removíveis, desde que o tanque não esteja preenchido com o meio poroso, e foram alocadas a 10 cm da parede externa. Sua função é limitar os canais laterais de alimentação de água, separando-os da matriz porosa que ocupará o espaço interno do tanque. Foram confeccionados dois pares de placas. O primeiro par é composto de paredes totalmente impermeáveis, com placas de acrílico sem furos e, portanto, sem comunicação com o meio poroso. Esse conjunto deverá ser utilizado quando o objetivo é simular contornos impermeáveis. O outro par foi construído com telas de aço inoxidável, com malha de 0,75 mm, permitindo comunicação hidráulica entre a parte interna do tanque, preenchida por material poroso, e o canal. Essa malha de aço tem dimensões de 0,67 m x 0,30 m. Esse conjunto de placas deve ser utilizado quando se deseja comunicar os canais laterais de alimentação com o aquífero experimental simulando, por exemplo, corpos de água superficiais conectados com a água subterrânea.

Um esquema geral do tanque é ilustrado pela Figura 8.

Figura. 8 – Esquema de tanque acrílico



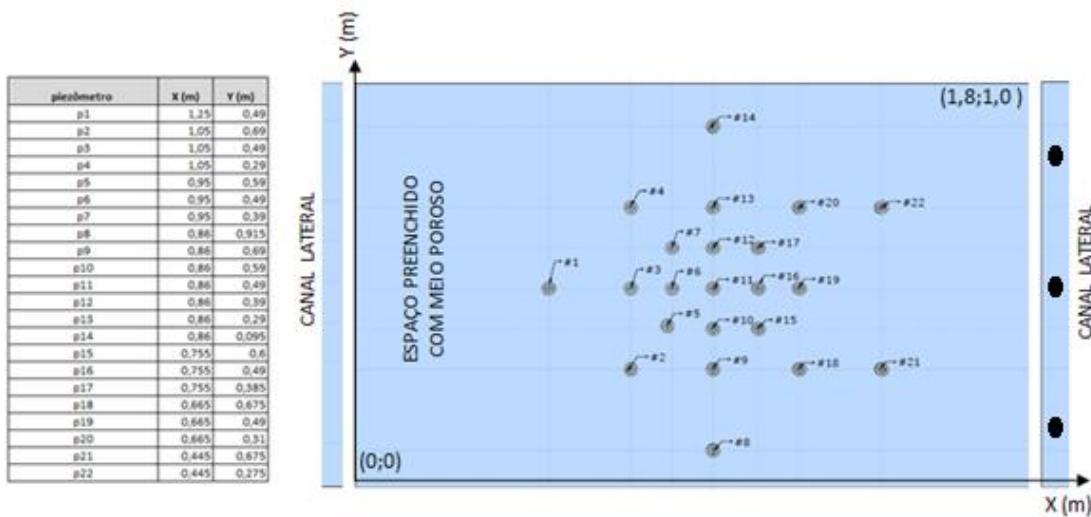
(A) Placas de acrílico removível; (B) Tanque de acrílico; (C) Base metálica; (D) Canais laterais.

Fonte: Autor (2020)

Na base de um dos canais laterais foram confeccionados três furos e instaladas válvulas de descarga. Assim, utilizaram-se três registros de esfera de  $\frac{3}{4}$ ", para descarte de fundo. A abertura dos mesmos possibilita o esvaziamento do tanque, na necessidade de troca de material poroso e limpeza.

Na base do tanque foram perfurados 22 furos, para a instalação de 22 tubos de PVC, linha Aquaterm, que desempenharão a função de piezômetros e estão localizados conforme ilustra a Figura 9, cada um destes tubos tem um diâmetro externo de 15 mm e interno de 11,18 mm e um comprimento de 50 cm.

Figura. 9 - Posição dos 22 piezômetros instalados no protótipo



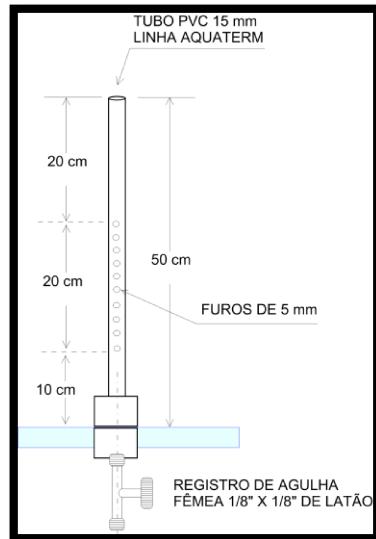
Fonte: Autor (2020)

Um conjunto de furos laterais foram realizados a 10 cm da base inferior dos tubos. Tais furos, com 5 mm de diâmetro efetivo, têm a função de permitir a passagem da água para dentro dos piezômetros, como é ilustrado na Figura 10. Para cada piezômetro, os furos alternam-se em 4 alinhamentos verticais de 20 cm de extensão. Em média, cada piezômetro conta com 34 furos laterais.

Ao longo de toda extensão lateral ocupada pelos furos, cada piezômetro foi coberto com filme permeável (TNT, fabricado com fibras de viscose e poliéster, correntemente conhecido como “não tecido”), o qual cumpre a função do filtro, impedindo a passagem de partículas finas do

aquífero e sua consequente entrada no interior dos piezômetros. A sedimentação de areia fina dentro dos tubos poderia danificar as válvulas inferiores (registros de agulha), com o passar do tempo.

Figura. 10 – Esquema geral de um piezômetro



Fonte: Autor (2020)

Acopladas às bases dos piezômetros, já na parte externa do tanque, foram instaladas 22 válvulas de agulha confeccionadas em latão, com 1/8" de diâmetro (Figura 11). Essas válvulas foram selecionadas por permitirem regulagem fina de vazão. Assim, a abertura das mesmas permite inicialmente o esgotamento de água de dentro dos tubos, incitando a movimentação de água dentro do aquífero experimental, com fluxos concêntricos em direção aos piezômetros.

Figura 11 - Válvulas de agulha instaladas nas bases dos piezômetros



Fonte: Autor (2020)

Dentro de cada piezômetro foi colocado um medidor flutuante de nível de água (Figura 12). Esse medidor foi confeccionado com canudos de plástico, com diâmetro de 6 mm, suficiente para propiciar sua movimentação vertical dentro dos tubos, cujo diâmetro interno é de 11,18 mm. Nesse caso, variações de nível de água dentro dos piezômetros resultam em movimentação vertical dos medidores, o que permite quantificar rebaixamentos da superfície piezométrica na posição dos tubos. Esses canudos plásticos foram escolhidos em função de sua leveza e foram conectados entre si para ter um comprimento igual a 50 cm, compatível com o comprimento total do piezômetro. Nessa etapa, vários testes foram realizados para encontrar o material que permitisse a flutuação deste medidor, os testes consistiram em acoplar diferentes materiais na base dos canudos e colocando estes dentro de cada piezômetro. Mediante um teste de rebaixamento, se observou se o medidor flutuava de acordo com a variação do nível dinâmico (ND), correspondente ao nível de água dentro de um piezômetro operando com válvula aberta. Nesse caso, o material que apresentou melhores resultados nos testes de flutuação foi a esfera de isopor de 10 mm de diâmetro, foi colada na base do medidor usando cola quente.

Figura 12 – Medidor flutuante



Fonte: Autor (2020)

Na lateral dos canudos plásticos (medidores flutuantes) foi colado um adesivo milimetrado para auxiliar na averiguação dos níveis de água.

### *3.1.2 Ensaios preliminares com a matriz porosa*

O meio poroso que foi utilizado é tipo arenoso (areia comercialmente classificada como grossa). Essa matriz porosa cumprirá a função do aquífero experimental. Para a construção do aquífero experimental, foi necessário transportar a areia, utilizando carrinho de mão, para o Laboratório de Hidráulica da Universidade Federal de Uberlândia, onde foi peneirado manualmente utilizando a peneira nº 14 (1,14 mm). O intuito desse procedimento foi obter um material mais homogêneo, eliminando possíveis heterogeneidades resultantes da presença de cascalhos, galhos, folhas, entre outros materiais grosseiros.

Três amostras desse material foram coletadas para a realizar diferentes ensaios de classificação de solos. O primeiro ensaio executado foi a análise granulométrica, segundo a norma NBR 7181. Nessa fase, durante o preenchimento do tanque com a areia, a cada camada de 10 cm foi coletada uma amostra. O material dessas amostras foi seco em estufa a 105°C e submetido ao conjunto de peneiras com malhas entre 0,075 e 9,5 mm. As curvas granulométricas resultantes desses ensaios são ilustradas no capítulo seguinte, intitulado Resultados.

O objetivo principal de se fazer análise de granulometria é que alguns parâmetros granulométricos são especialmente interessantes, pois apresentam relações empíricas com propriedades hidrogeológicas dos aquíferos. Dentre eles destaca-se o diâmetro efetivo ( $d_{10}$ ) e o coeficiente de uniformidade ( $U = d_{60} / d_{10}$ ).

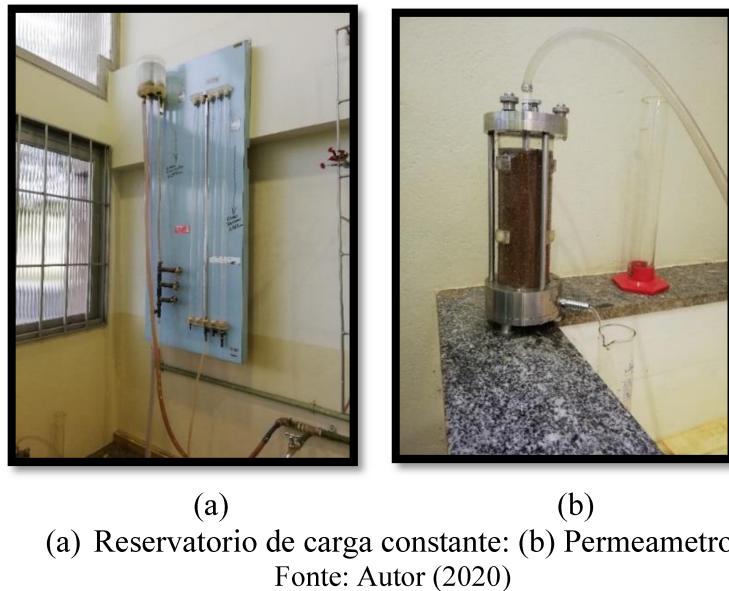
A condutividade hidráulica ( $K$ ) das amostras também foi estimada mediante o teste do permeâmetro de carga constante, como se mostra na Figura 13, seguindo a norma ASTM D2434-68. Nesse teste, a fórmula utilizada foi a seguinte (Equação 9):

$$K = \frac{V * L}{A * t * h} \quad (9)$$

Sendo  $K$  é a carga hidráulica (m/s),  $V$  é o volume de água descarregada ( $m^3$ );  $L$  distância entre a base superior e inferior do permeâmetro (m),  $t$  tempo (s),  $A$  área de base do cilindro ( $m^2$ ). Esse

este foi realizado com cada uma das amostras que foram coletadas e foi repetido três vezes para cada uma dessas amostras. Os resultados são apresentados no capítulo seguinte.

Figura 13 --Ensaio permeâmetro de carga constante



A porosidade ( $n$ ), porosidade efetiva ( $n_e$ ), peso específico da amostra seca (“bulk density”) ( $\rho_d$ ) também foram parâmetros cuja estimativa precedeu os testes de extração de água no aquífero experimental. Para o cálculo desses dados, cada amostra de areia foi colocada no forno por 24 horas e seu peso seco ( $W_d$ ) foi registrado. Posteriormente, o índice de vazios ou volume de vazios ( $V_v$ ) foi calculado. Para isto, a amostra de areia seca foi saturada com água, de forma que o volume total de água ( $V_a$ ) utilizado para saturar a amostra é equivalente ao volume de vazios. Em seguida, as amostras foram colocadas dentro do cubo de drenagem ou caixa drenante. Essa caixa drenante foi construída com os fragmentos de acrílico residual, que sobraram após a construção do tanque que contém o aquífero experimental. A caixa drenante, elaborada para quantificação da porosidade efetiva ( $n_e$ ), consiste na união de dois cubos de acrílico (0,225m x 0,23m x 0,28m), os quais estão divididos por uma malha de aço (aberturas de 0,75 mm) acoplada na base do cubo superior, como é ilustrado na Figura 14.

Figura 14 – Cubo drenante



Fonte: Autor (2020)

O volume total ( $V_t$ ) das amostras foi estimado conhecendo as dimensões do cubo e a altura de cada amostra dentro do mesmo. O volume total de água ( $V_a$ ), suficiente para saturação da amostra seca, o qual equivale ao volume de vazios intergranulares ( $V_v$ ) foi medido a partir de adições fracionadas de água com um Becker. Essa saturação inicial ocorreu em um recipiente impermeável (balde), preliminarmente à colocação da amostra na caixa drenante. Com a transferência da areia saturada para a caixa drenante, cada amostra ficou sujeita à drenagem por gravidade por 24 horas. Após esse período, foi calculada a quantidade de volume de água drenada ( $V_d$ ), coletada no cubo inferior. Esse procedimento geral permitiu calcular não só a porosidade efetiva ( $n_e$ ) do meio, como também a porosidade total ( $n$ ), conforme suas próprias definições:

$$n_e = V_d / V_t \quad (10)$$

$$n = V_a / V_t = V_v / V_t \quad (11)$$

Os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade e de drenagem são apresentados no capítulo seguinte (Resultados).

A importância dos ensaios preliminares (granulometria, permeabilidade e drenagem) é que os parâmetros, deles obtidos, servirão para nortear valores numéricos coerentes para os testes de aquífero que foram realizados em fase subsequente.

### 3.1.3 O aquífero experimental – testes de rebaixamento

O interior do tanque foi preenchido com deposição manual da areia, em baldes de 20 L, obtendo-se uma espessura total de 35 cm (Figura 15).

Figura 15 —Modelo de aquífero experimental



Fonte: Autor (2020)

De uma forma geral, os testes de rebaixamento, aplicados ao modelo físico, resumem-se em extraír água de um poço e medir o decaimento temporal dos níveis de água nos piezômetros vizinhos. A retirada de água do poço ativo consiste simplesmente em abrir totalmente o registro de agulha inferior, deixando a drenagem ocorrer por gravidade. Por outro lado, os poços de observação permanecem com as válvulas inferiores fechadas durante todo o teste.

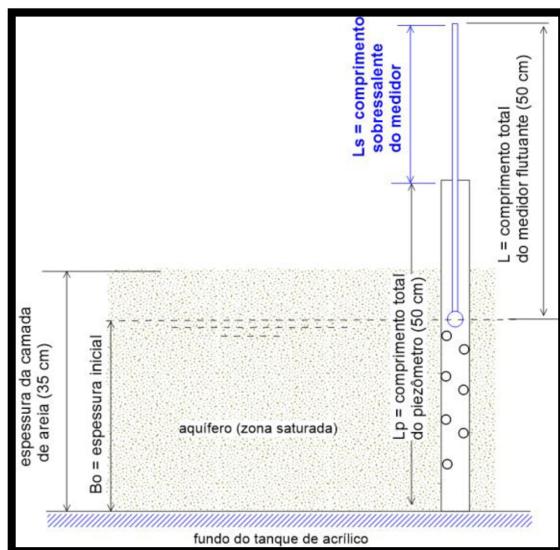
Antes de iniciar os testes de rebaixamento, o aquífero artificial é recarregado colocando uma mangueira nas áreas de recarga do aquífero experimental. Estas correspondem aos canais laterais que estão localizados nas laterais do tanque, sendo separados do aquífero por meio de placas de acrílico com tela. Uma vez recarregado, se registra a leitura do nível estático (*NE*). Esse nível de água é atingido com altura menor que os 35 cm pré fixados como a espessura total da camada de areia. Nesse sentido, forma-se um aquífero experimental do tipo não confinado, cuja espessura inicial é calculada como a diferença entre o nível de água nos piezômetros e o fundo do tanque de acrílico. Este fundo foi fixado como rigorosamente horizontal, com conferência com prumo de bolha.

A retirada de vazão do poço ativo ocorre pela abertura total do registro de agulha acoplado na base do mesmo. Essa água é coletada por uma proveta com graduação de volume, cujos tempos

e volumes de preenchimento são cronometrados e registrados. Quando uma proveta é preenchida, ela é substituída por outra vazia e esse procedimento segue, em alternância, até o tempo final do experimento.

Em termos de operação dos experimentos, um passo fundamental para a medição dos rebaixamentos em cada piezômetro consiste em detectar o comprimento sobressalente do medidor flutuante ( $L_s$ ). Esse comprimento é aqui definido como a extensão do medidor que é visível acima da extremidade superior dos tubos (Figura 16). Leia-se, como comprimento sobressalente, aquela dimensão do medidor situada fora do piezômetro.

Figura 16 – Variáveis métricas do experimento, com destaque para o comprimento sobressalente do medidor flutuante



Fonte: Autor (2020)

À medida que o nível freático do aquífero sofre rebaixamento ( $reb=s$ ), o comprimento sobressalente do medidor diminui. Esse decaimento pode ser linearmente relacionado com o rebaixamento da superfície freática verificado nos piezômetros. Sendo  $Ls^{n=0}$  o comprimento sobressalente inicial, registrado antes de acionar o poço ativo (antes da abertura do registro de agulha) e  $Ls^n$  o comprimento sobressalente verificado em um instante  $t^n$  (nível de tempo  $n$ ) qualquer, o rebaixamento da superfície piezométrica, registrado na posição de cada piezômetro  $i$ , pode ser calculado como na equação 12:

$$reb_i^n = s_i^n = Ls_i^{n=0} - Ls_i^n \quad (12)$$

A vantagem de se utilizar o comprimento sobressalente é que o mesmo pode ser filmado, o que possibilita a determinação de rebaixamentos em qualquer instante entre o início e o fim do experimento.

Os testes foram realizados com horizonte de tempo mínimo de 15 minutos. Durante esse tempo, foram tomadas as medições da variação do nível da água em todos os piezômetros e do volume de água retirada, utilizando provetas de 1000 mL. Essas medições foram feitas usando quatro câmeras, três delas filmando diferentes ângulos do aquífero para capturar a variação do rebaixamento em função do tempo através das leituras dos medidores flutuantes (Figura 13) e uma câmera foi colocada ao nível do piso, para monitorar o volume de água retirada durante o tempo de duração do teste. (Figura 17)

Figura 17 – Filmagem do teste de rebaixamento

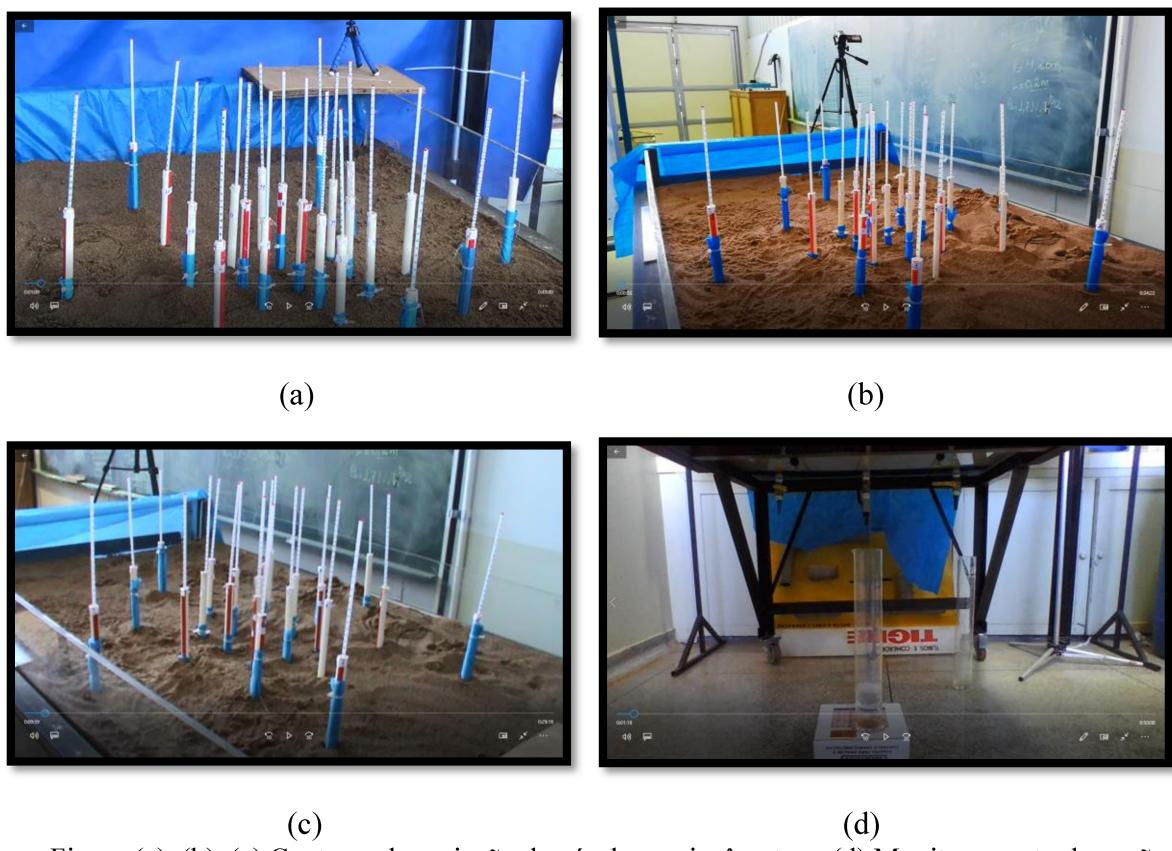
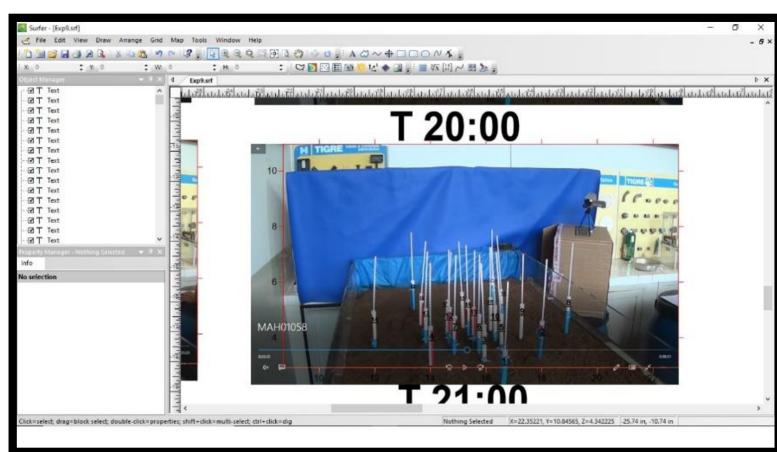


Figura (a), (b), (c) Capturas de variação do nível nos piezômetros; (d) Monitoramento da vazão de retirada

Com essas gravações, foram capturadas imagens em diferentes instantes de tempo, essas imagens foram analisadas no software *Surfer*, a fim de calcular o rebaixamento ( $s = reb$ ) em cada um dos piezômetros (Figura 18). Salienta-se que, embora houvesse colagem de um adesivo

milimetrado em cada medidor, este pouco ajudou na medição dos rebaixamentos. Um dos motivos é que as câmeras não possuem precisão de imagem para capturar essas variações milimétricas em todos os piezômetros ao mesmo tempo. Outro motivo, talvez mais determinante, é que esses adesivos tenderam a sofrer descolamento com o tempo, emperrando o medidor flutuante dentro dos tubos. Na maioria dos testes, principalmente dos derradeiros, esses adesivos foram retirados completamente e apenas registrou-se, via filmagem, a diminuição dos comprimentos sobressalentes ( $L_s$ ).

Figura 18 –Captura de imagem para um instante específico e sua inclusão no software Surfer



Fonte: Autor (2020)

Nesse aspecto, o primeiro passo consiste em capturar e afixar, no programa de análise de imagens, a situação inicial, que precede a abertura da válvula do piezômetro ativo. Com isso, é estabelecida, para cada piezômetro, uma relação linear entre o comprimento sobressalente inicial real ( $L_s^{n=0}$ ) e o comprimento de um segmento linear, traçado como simples elemento de desenho, em toda a extensão visível do medidor. Essa relação permite quantificar a escala do comprimento sobressalente na imagem capturada. Nas etapas que se sucedem, com imagens capturadas após abertura do registro de agulha, basta que se meça a dimensão do segmento que liga o topo do piezômetro ao topo do medidor. Com a relação de escala estabelecida, pode-se obter o comprimento sobressalente real para aquele instante genérico ( $L_s^n$ ). Finalmente, aplicando-se a equação (12), podem-se obter os rebaixamentos em cada um dos piezômetros.

Abre-se aqui um parêntese. Esse procedimento não é exclusividade do programa Surfer, mas pode ser aplicado em qualquer programa que assimile uma imagem capturada como figura e que tenha elementos de desenho, como segmentos de reta. Essa habilidade também pode ser

verificada em softwares como o, Power Point, por exemplo. Nesse caso, desde que sejam estabelecidas proporções entre o comprimento sobressalente do medidor e suas dimensões na figura do programa, o procedimento é aplicável.

Os dados obtidos no Surfer foram transportados para uma planilha de Excel, onde o valor de rebaixamento foi calculado, para cada piezômetro, para cada instante.

### 3.2 MODELOS MATEMÁTICOS

Nesta seção discute-se a metodologia para criar o modelo matemático de escoamento subterrâneo, bem como acerca do modelo analítico para viabilizar obtenção dos parâmetros hidrogeológicos a partir de testes de aquífero. Esses modelos foram programados na linguagem VBA (*Visual Basic for Applications*), com base em uma solução numérica e analítica para a quantificação de rebaixamentos decorrentes da extração pontual de água em poços.

#### 3.2.1 *Modelo analítico e o teste de aquífero*

Para calcular o rebaixamento ( $s$ ) da superfície piezométrica no aquífero, na posição dos piezômetros, foi utilizado o método de Neuman (1974). Este método é uma solução analítica para fluxo transiente de água subterrânea, induzida pela extração de água de um poço que penetra total ou parcialmente um aquífero anisotrópico não confinado. A anisotropia considerada por essa solução baseia-se na possibilidade das condutividades hidráulicas horizontal e vertical serem diferentes, o que é amplamente comum em aquíferos reais. Todavia, em função de sua análise estender-se apenas em uma direção, aquela que separa o poço ativo do poço de observação, não se considera, ao menos individualmente, a anisotropia horizontal. Como hipótese simplificadora, esse modelo parte do princípio de que, entre os dois poços, o aquífero apresenta-se homogêneo. O modelo não é aplicável para aquíferos confinados ou semiconfinados, apenas para aquíferos livres.

Nesse contexto, o método de Neuman apresenta na equação (13) para calcular o rebaixamento ( $s$ ) em um ponto qualquer, situada a uma distância não nula do poço ativo:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_0^\infty 4y J_0(y\sqrt{\beta}) \left[ u_0(y) + \sum_{n=1}^{\infty} u_n(y) dy \right] \quad (13)$$

$$u_0(y) = \frac{[1 - \exp(-t_s \beta(y^2 - \gamma_0^2))] \cosh(\gamma_0 z_D)}{\left[y^2 + (1 + \sigma)\gamma_0^2 - \frac{y^2 - \gamma_0^2}{\sigma}\right] \cosh(\gamma_0)} \\ \cdot \frac{\sinh(\gamma_0(1 - d_D)) - \sinh(\gamma_0(1 - l_D))}{(l_D - d_D) \sinh(\gamma_0)} \quad (14)$$

$$u_n(y) = \frac{[1 - \exp(-t_s \beta(y^2 - \gamma_n^2))] \cos(\gamma_n z_D)}{\left[y^2 + (1 + \sigma)\gamma_n^2 - \frac{y^2 - \gamma_0^2}{\sigma}\right] \cos(\gamma_n)} \\ \cdot \frac{\sin(\gamma_0(1 - d_D)) - \sin(\gamma_0(1 - l_D))}{(l_D - d_D) \sin(\gamma_n)} \quad (15)$$

E para poços parcialmente penetrados

$$u_0(y) = \frac{[1 - \exp(-t_s \beta(y^2 - \gamma_0^2))] [\sinh(\gamma_0 z_{2D}) - \sinh(\gamma_0 z_{1D})]}{\left[y^2 + (1 + \sigma)\gamma_0^2 - \frac{(y^2 + \gamma_0^2)^2}{\sigma}\right] \cosh(\gamma_0)} \\ \cdot \frac{\sin(\gamma_0(1 - d_D)) - \sin(\gamma_0(1 - l_D))}{(z_{2D} - z_{1D})(l_D - d_D) \sinh(\gamma_0)} \quad (16)$$

$$u_n(y) = \frac{[1 - \exp(-t_s \beta(y^2 - \gamma_n^2))] [\sin(\gamma_n z_{2D}) - \sin(\gamma_n z_{1D})]}{\left[y^2 + (1 + \sigma)\gamma_n^2 - \frac{(y^2 + \gamma_n^2)^2}{\sigma}\right] \cos(\gamma_n)} \\ \cdot \frac{\sin(\gamma_n(1 - d_D)) - \sin(\gamma_n(1 - l_D))}{(z_{2D} - z_{1D})(l_D - d_D) \sin(\gamma_n)} \quad (17)$$

$$\beta = \frac{r^2 K_z}{b^2 K_r} \quad (18)$$

$$\sigma = \frac{S}{S_y} \quad (19)$$

$$t_s = \frac{Tt}{Sb^2} \quad (20)$$

Nas equações (20) e (21), os termos  $\gamma$  são as raízes das seguintes expressões:

$$\sigma\gamma_0 \sinh(\gamma_0) - (y^2 - \gamma_n^2) \cosh(\gamma_0) = 0, \gamma_0^2 < y^2 \quad (21)$$

$$\sigma\gamma_0 \sin(\gamma_n) + (y^2 - \gamma_n^2) \cos(\gamma_n) = 0 \quad (22)$$

$$(2n - 1)(\pi/2) < (\gamma_n) < n\pi, n > 1 \quad (23)$$

Em breve análise, percebe-se que a equação (13), embora aparentemente diminuta, exige integração numérica, solução de funções especiais, como a de Bessel de primeira espécie e ordem zero ( $J_0$ ), a qual é aproximada por séries infinitas que exigem truncamento. Além disso, são necessárias soluções recursivas para se encontrar os zeros das funções  $u_0$  e  $u_n$ . Resumindo, a referida solução analítica demanda, obrigatoriamente, cálculo numérico e computacional.

Em termos de cálculo, um teste de aquífero consiste em encontrar os parâmetros hidrogeológicos ( $K$ ,  $S$ ,  $S_y$ , entre outros) que produzam o melhor ajuste entre a curva teórica e a curva efetivamente medida de rebaixamento. Essa curva teórica normalmente é uma solução analítica adequada para rebaixamentos, como exemplo da equação (13), válida apenas para aquíferos livres. Para aquíferos confinados e semiconfinados, outras equações devem ser utilizadas. Os parâmetros obtidos por esse procedimento de calibração correspondem aos valores médios no alinhamento que separa o poço bombeado (ativo) do poço de observação considerado. A vantagem dos testes de aquífero consiste na sua aplicação em campo, sem necessidade de retirada de amostras que teriam sua estrutura destruída e que, por isso, perderiam suas características verificadas no subsolo saturado e compactado. Os parâmetros hidrogeológicos obtidos por testes de aquífero relacionam-se mais adequadamente com o comportamento hidrodinâmico da água subterrânea, ao percolar nesses meios. Daí a importância da aplicação dos testes em aquíferos reais.

No caso específico deste trabalho, os testes de aquífero foram aplicados no modelo físico. Dessa forma, a calibração da curva teórica de rebaixamentos, calculada pela equação (13), teve o objetivo de mapear os parâmetros hidrogeológicos dentro do sistema experimental. Os parâmetros envolvidos nessa calibração foram:  $K_r$  (condutividade hidráulica radial),  $K_v$

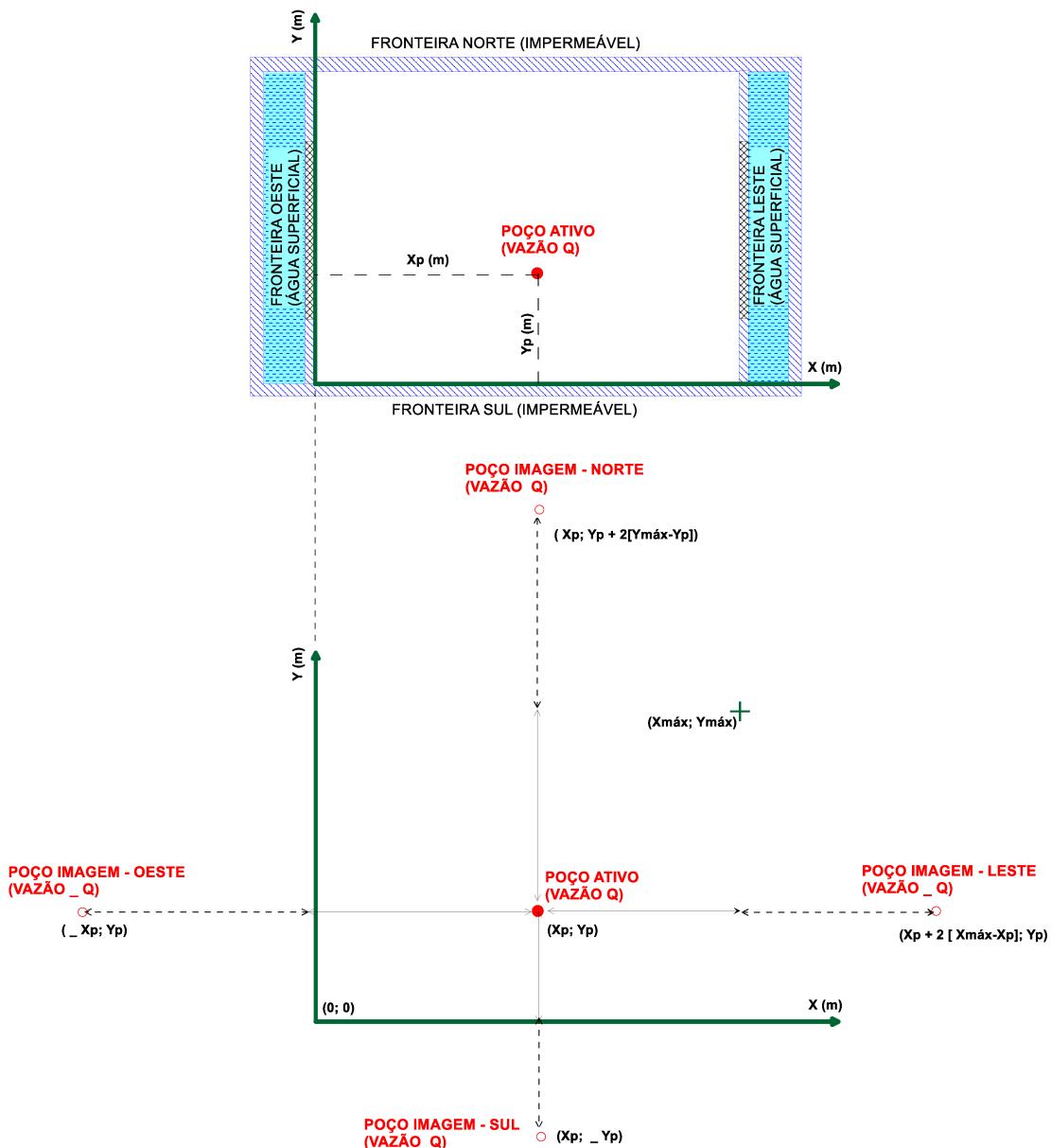
(condutividade hidráulica vertical),  $S_y$  (rendimento específico) e  $E_{meio}$  (coeficiente de compressibilidade do meio poroso). Embora este último não apareça diretamente como parâmetro das equações de cálculo de rebaixamento, nem nas equações diferenciais para cômputo da carga hidráulica, a compressibilidade do meio ( $E_{meio}$ ) é relacionada com o coeficiente de armazenamento ( $S$ ), de acordo com a equação (24):

$$S = \rho \cdot g \cdot (\alpha + n \cdot \beta) \cdot b \quad (24)$$

Onde  $S$  é o coeficiente de armazenamento do aquífero (adimensional),  $\rho$  é massa específica da água (tomada como  $1000 \text{ kg/m}^3$ ),  $n$  é a porosidade total do meio e  $b$  é a espessura do aquífero. Ainda nessa equação,  $\beta$  é o coeficiente de compressibilidade da água ( $4,4 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$ ) e  $\alpha = E_{meio}$  é a compressibilidade do meio poroso ( $\text{m}^2/\text{N}$ ).

Para calibração dos dados hidrogeológicos do aquífero experimental, os dados de rebaixamentos observados nos piezômetros foram confrontados com os rebaixamentos calculados analiticamente. Para isto utilizou-se um programa piloto para análise de testes de aquíferos livres. Esse programa foi construído em planilha Excel, codificado em linguagem *Visual Basic for Applications* e encontra-se em estado de desenvolvimento. O intuito do autor é que ele seja um adendo de outro programa mais geral, o *Aquiferz* (ALAMY FILHO, 2019), em cujo módulo hidrodinâmico permite-se a simulação numérica dos campos de carga hidráulica em evolução transiente. Esse aplicativo piloto permite tratar testes de aquífero, considerando condições de contorno nas bordas externas do aquífero. Trata-se de um avanço em relação à pura aplicação da equação (13) que é válida apenas para aquíferos de extensões infinitas, quando fronteiras impermeáveis ou corpos de água superficiais estão distantes da zona de teste. No caso do programa utilizado, as fronteiras impermeáveis de acrílico, nas bordas sul e norte, bem como a interconexão hidráulica dos canais laterais, nas bordas leste e oeste, podem ser consideradas graças à aplicação da teoria de poços imagem e da superposição de efeitos. Nesses casos, o efeito das fronteiras do aquífero experimental é simulado virtualmente pela adição de 4 poços virtuais (imagens). Para efeito de cálculo, o problema real em que há apenas um poço ativo é substituído em outro problema equivalente, sem fronteiras, porém com 5 poços ativos (1 real + 4 virtuais) (Figura 19).

Figura 19 – Poço real e poços imagem adicionados para solução analítica dos rebaixamentos



Fonte: Autor (2020)

Note-se que os poços imagem das fronteiras leste e oeste atuam com a mesma vazão do poço ativo (real), porém com valor negativo. Isto sugere que os mesmos injetam água no aquífero, modelando o efeito de recarga pelos canais laterais. As imagens ao norte e sul atuam rigorosamente com a mesma vazão do poço real, retirando água do sistema, de forma a induzir crescimento de rebaixamentos provocados por fronteiras impermeáveis. Assim, com a aplicação da superposição de efeitos, o rebaixamento teórico, em um ponto (piezômetro) qualquer, situado a uma distância  $r$  do poço ativo, pode ser calculado como:

$$s(r, t) = s(r, t)_{ativo} + s(r_{im\ norte}, t)_{im\ norte} + s(r_{im\ sul}, t)_{im\ sul} + \\ s(r_{im\ leste}, t)_{im\ leste} + s(r_{im\ oeste}, t)_{im\ oeste} \quad (25)$$

Na equação (25),  $s(r,t)$  é o rebaixamento resultante no piezômetro considerado. Este é computado como a soma dos rebaixamentos induzidos pelos 5 poços do sistema, considerando as vazões de cada poço (real ou imagem) e suas distâncias em relação ao piezômetro. Cada parcela do segundo membro é obtida a partir da aplicação isolada da equação (13).

Para se obter os parâmetros hidrogeológicos que melhor conduzem ao comportamento observado (experimental) para os rebaixamentos, foram utilizadas duas variáveis de calibração: o coeficiente de eficiência de Nash–Sutcliffe ( $NSE$ ) (Equação 26) e o percentual de tendência ( $Pbias$ ) (Equação 27). De uma forma geral, essas variáveis medem a aproximação ou o distanciamento da solução teórica com os resultados verificados no experimento. Essas variáveis devem ser calculadas para cada poço de observação e são definidas como:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (s_{calc}^t - s_{obs}^t)^2}{\sum_{t=1}^T (s_{calc}^t - \bar{s}_0)^2} \quad (26)$$

$$Pbias = \frac{\sum_{t=1}^N (s_{calc}^t - s_{obs}^t)}{\sum_{t=1}^T (s_{obs}^t)} * 100 \quad (27)$$

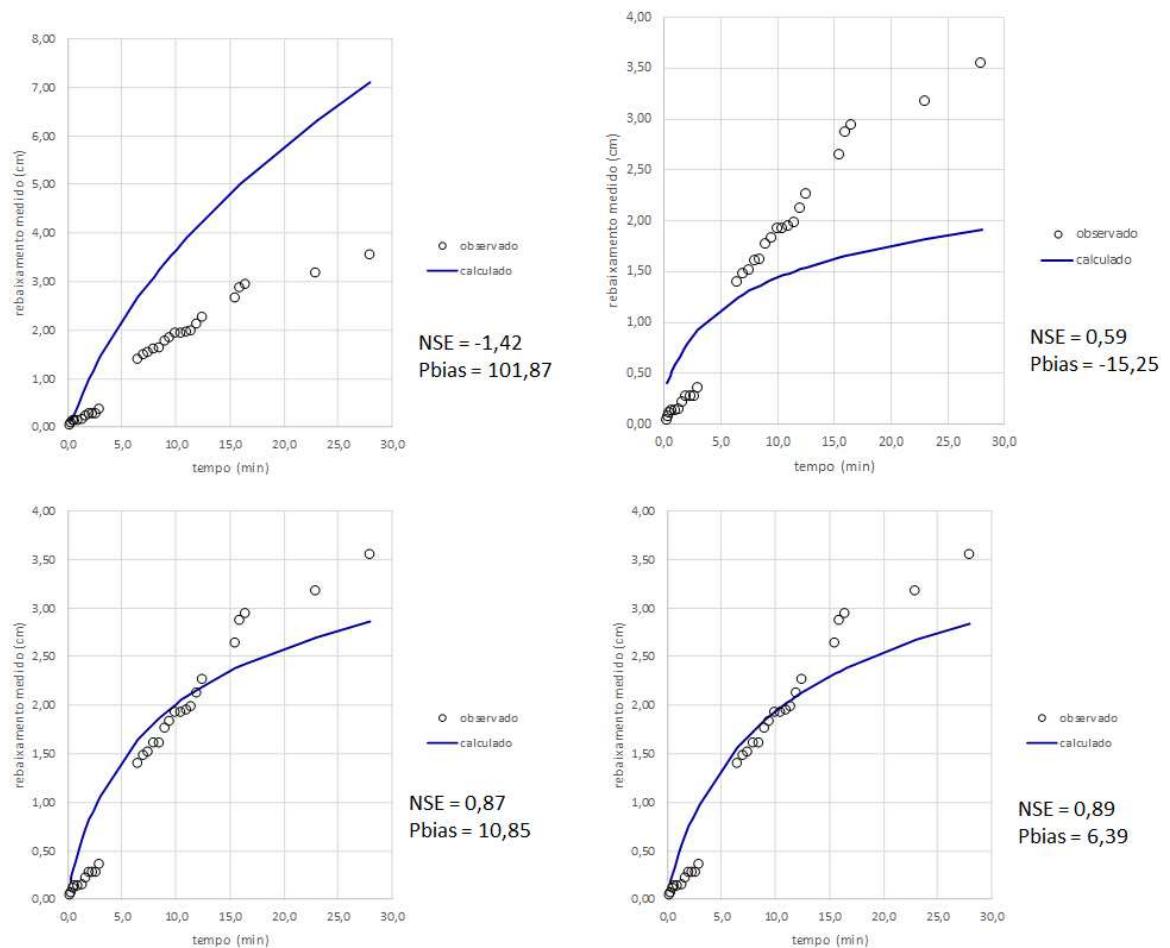
Na equação (26),  $s_{calc}^t$  é o rebaixamento calculado (modelado), no poço de observação, para o instante  $t$ ;  $s_{obs}^t$  é o rebaixamento medido experimentalmente, no mesmo poço de observação, para o mesmo instante  $t$ . O NSE deverá estar entre os valores de  $-\infty < NSE \leq 1$ . Se  $NSE=1$ , tem-se um ajuste perfeito entre os resultados simulados e os resultados observados. Uma eficiência de  $NSE = 0$  indica que os rebaixamentos calculados são tão precisos quanto a média dos rebaixamentos observados; enquanto uma eficiência menor que zero ( $NSE < 0$ ) indica que a média dos rebaixamentos observados é melhor preditor que o modelo ou, em outras palavras, o modelo teórico (matemático) apresenta desempenho ruim. Enfim, tomando por base o NSE, é desejável que esse valor se aproxime de 1.

O  $Pbias$ , calculado pela equação (27), avalia a tendência média dos valores simulados serem maiores ou menores que os valores observados. O valor ideal do  $Pbias$  é “0”, indicando ajuste preciso entre os rebaixamentos modelados e observados. Valores  $Pbias>0$  significam que os

rebaixamentos simulados estão superestimados em relação aos medidos. Por outro lado,  $Pbias < 0$  indica que o modelo teórico está subestimando os rebaixamsntos. Nesse sentido, é desejável que o  $Pbias$  tenha valor absoluto (módulo) mais próximo de zero.

A Figura 20 ilustra alguns diagramas de rebaixamento versus tempo, destacando a posição da curva simulada para diferentes  $NSE$  e  $Pbias$ . Note-se que a curva modelada aproxima-se da observada quanto mais  $NSE$  tende a 1 e quanto menor for o módulo de  $Pbias$ .

Figura 20 – Curvas de rebaixamento para diferentes parâmetros de calibração

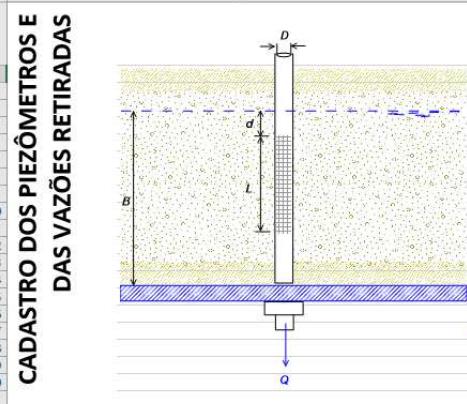


Fonte: Autor (2020)

A utilização do programa de teste de aquífero demanda algumas operações do usuário, no tocante à entrada de dados e acionamento das simulações. Essas operações, conforme se relatou, são feitas em planilhas eletrônicas. O primeiro passo consiste em cadastrar as características dos piezômetros (Figura 21). Nesse caso, devem ser anexados à planilha, dados como coordenadas, espessura saturada inicial do aquífero, dados de penetração do filtro no aquífero,

diâmetro interno do piezômetro e seu tipo. O tipo refere-se aos padrões “ativo” (usa-se índice igual a 1) para poço de onde se extrai vazão e “observação” (usa-se índice igual a 0) para poços onde a válvula permanece fechada durante o experimento. Também deve ser cadastrada a variação temporal de vazão retirada do poço ativo.

Figura 21 - Planilha para cadastro dos piezômetros

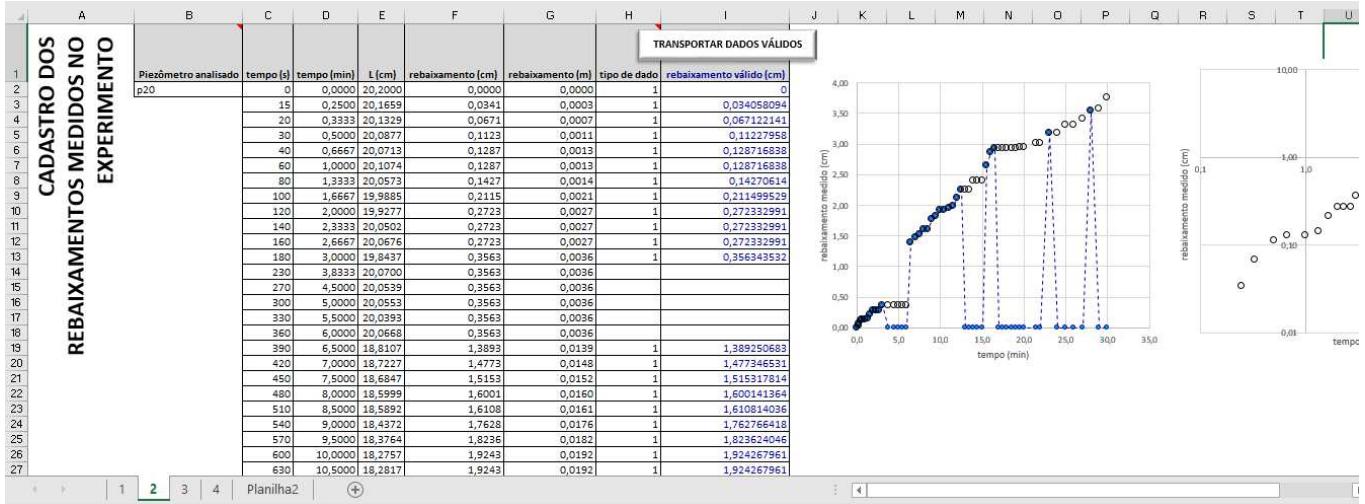


**CADASTRO DOS PIEZÔMETROS E DAS VAZÕES RETIRADAS**

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	piezômetro (identificação)	X (m)	Y (m)	B (m)	d (m)	L (m)	D (mm)	tipo	t (min)	t (s)	Q (mL/s)	Q (L/s)	Qmédia (L/s)	
1	p1	1,25	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	0	4,08333	245	3,87755	0,00388	0,00367352	1
2	p2	1,05	0,69	0,33	0,03	0,2	1,15	0	8,8	528	3,78092	0,00378		0,9
3	p3	1,05	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	0	12,7667	766	3,86555	0,00387		0,8
4	p4	1,05	0,29	0,33	0,03	0,2	1,15	0	17	1020	3,74016	0,00374		0,7
5	p5	0,95	0,59	0,33	0,03	0,2	1,15	0	21,1667	1270	3,68	0,00366		0,6
6	p6	0,95	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	0	25	1500	3,69565	0,0037		0,5
7	p7	0,95	0,39	0,33	0,03	0,2	1,15	0	29,8333	1790	3,62069	0,00362		0,4
8	p8	0,86	0,915	0,33	0,03	0,2	1,15	0	33,5	2010	3,59091	0,00359		0,3
9	p9	0,86	0,69	0,33	0,03	0,2	1,15	0	38	2280	3,51852	0,00352		0,2
10	p10	0,86	0,59	0,33	0,03	0,2	1,15	0	42,3333	2540	3,46154	0,00346		0,1
11	p11	0,86	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	0	44,3833	2663	3,57724	0,00358		0
12	p12	0,86	0,39	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
13	p13	0,86	0,29	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
14	p14	0,86	0,095	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
15	p15	0,755	0,6	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
16	p16	0,755	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	1						
17	p17	0,755	0,385	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
18	p18	0,665	0,675	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
19	p19	0,665	0,49	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
20	p20	0,665	0,31	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
21	p21	0,445	0,675	0,33	0,03	0,2	1,15	0						
22	p22	0,445	0,275	0,33	0,03	0,2	1,15	0						

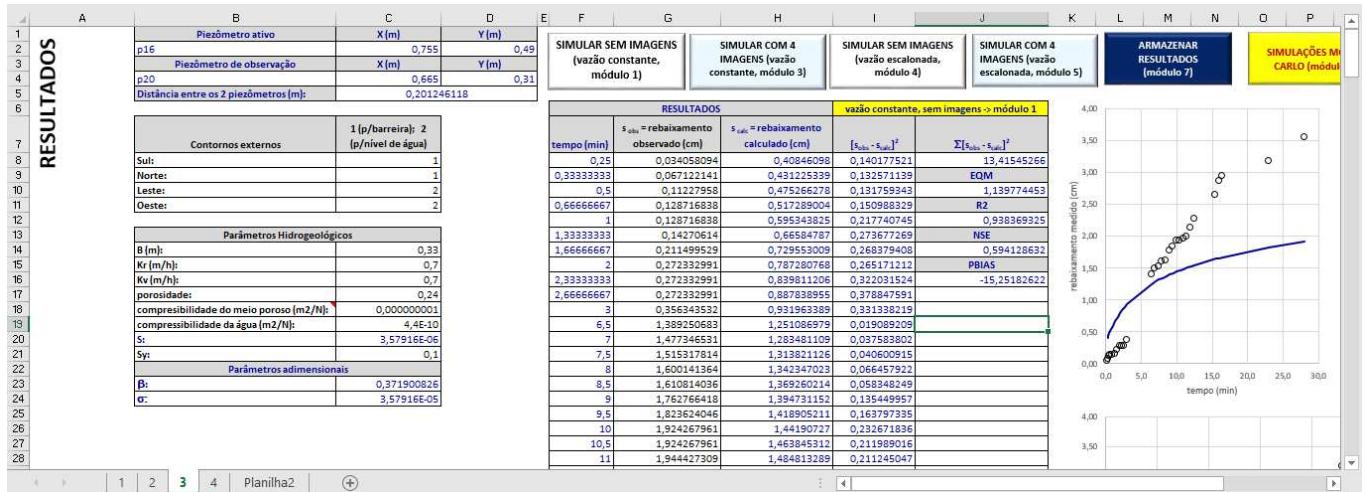
Na etapa seguinte, são cadastrados os dados experimentais de rebaixamentos (Figura 22). Nesse caso, deve-se destacar o nome do piezômetro ativo, os pares de valores rebaixamento x tempo e o tipo de dado alocado em cada linha. O tipo de dado é indicado como 1 (para dado válido) ou 0 (para dado descartado em função de eventual falha na medição). Esse descarte foi necessário em muitos casos, quando notou-se que os medidores flutuantes não se deslocaram durante alguns intervalos de tempo. Finalmente, os dados válidos dos pares  $s$  x  $t$  devem ser transportados para a planilha seguinte, de onde são acionados os cálculos propriamente ditos.

Figura 22 - Planilha para cadastro dos rebaixamentos medidos



O acionamento dos cálculos é feito na terceira planilha (Figura 23). Nela podem ser realizadas simulações isoladas, permitindo calibração puramente manual, ou simulações múltiplas. Essas últimas perfazem o procedimento de calibração semi-automática, que foi utilizado neste trabalho.

Figura 23 – Planilha de acionamento dos testes de aquífero



A planilha 3 (Figura 23) exige alguns dados mínimos de entrada. Dentre eles, estão os tipos de fronteiras que limitam o aquífero. Nesses tipos, deve-se indicar se as bordas sul, norte, leste e oeste são impermeáveis (índices iguais a 1) ou permeáveis (conexões com água superficial, cujos índices são iguais a 2). Também devem ser fornecidos valores iniciais para os parâmetros hidrogeológicos B(espessura do aquífero), Kr (condutividade hidráulica radial horizontal), Kv

(condutividade hidráulica vertical),  $E_{meio}$  (coeficiente de compressibilidade do meio poroso),  $\alpha = E_{água}$  (coeficiente de compressibilidade do fluido percolante),  $n$  (porosidade total do meio poroso) e  $Sy$  (rendimento específico do aquífero). Esses valores iniciais servirão como guias das ordens de grandeza dos parâmetros das diversas simulações realizadas. Explica-se. O modelo computacional trabalha com imposição de valores aleatórios de 4 parâmetros ( $Kr$ ,  $Kv$ ,  $E_{meio}$  e  $Sy$ ), calculando as variáveis de calibração NSE e Pbias. Nesse sentido são realizadas quantidades massivas de simulações, verificando quais conduzem a NSE e Pbias mais favoráveis. No entanto, é preciso limitar os intervalos de variação desses parâmetros. Sem essas restrições, o modelo faria muitas simulações inócuas, com parâmetros hidrogeológicos muito distantes dos reais. Por isso que o conhecimento prévio da ordem de grandeza desses parâmetros é importante. Conforme já foi descrito, testes preliminares de granulometria, permeâmetros e de caixas drenantes podem explicitar tais ordens de grandeza. De uma forma geral, as faixas de variação aleatória, utilizadas para o aquífero experimental em questão foram:

- $Kr = 0,10$  a  $1\text{ m/h}$  (ordem de grandeza conduzida por ensaios em permeâmetro)
- $Kv = 0,05$  a  $1\text{ m/h}$  (ordem de grandeza conduzida por ensaios em permeâmetro)
- $Sy = n_e = 0,08$  a  $0,11$  (ordem de grandeza conduzida por ensaios em caixa drenante)
- $E_{meio} = 10^{-7}$  a  $10^{-9}\text{ m}^2/\text{N}$  (ordem de grandeza sugerida na literatura para meios arenosos)
- $n = 0,299$  (valor fixo obtido da média dos ensaios prévios em caixa drenante)
- $\alpha = E_{água} = 4,4 \cdot 10^{-10}\text{ m}^2/\text{N}$  (valor fixo de conhecimento geral)

No contexto dos testes, utilizou-se a vazão média verificada ao longo do horizonte do experimento. Essa aproximação revelou-se satisfatória, haja vista que, durante os intervalos escalonados de medição das provetas, não houve grande variação de vazão.

O procedimento de otimização ou de calibração utiliza princípios das Simulações Monte Carlo e do método de Luus-Jaakola. De uma forma geral, as Simulações Monte Carlo consistem na imposição de valores aleatórios para os parâmetros hidrogeológicos, obtendo uma quantidade massiva de resultados, verificando-se aquele que conduz a valores mais ótimos de NSE e Pbias. No contexto do presente trabalho, para cada piezômetro, foram executadas de 250 a 300 simulações, obtendo pares de valores de rebaixamento *versus* tempo. Ao final desse processo, normalmente são obtidos dois conjuntos de parâmetros ( $Kr$ ,  $Kv$ ,  $E_{meio}$ ,  $Sy$ ): aqueles que conduzem ao NSE mais próximo da unidade e aqueles que conduzem ao Pbias mais próximo

de zero. Nessa situação, utilizam-se as ideias do método de Luus-Jaakola, pois o espaço de busca é refinado (reduzido) entre esses dois conjuntos de parâmetros e novo conjunto de 100 simulações é realizado. Esse procedimento é semi-automático, ou seja, a um comando de botão, o usuário pode interromper as simulações quando bem entender e/ou realizar novas reduções do espaço de busca. No final dos cálculos, verifica-se finalmente quais são os parâmetros hidrogeológicos que conduziram ao melhor ajuste entre o modelo analítico (equações (25) com (13)) e os resultados medidos no experimento. Nessa circunstância, considera-se que o modelo foi calibrado. O diagrama ilustrado pela Figura 24 apresenta a evolução desse procedimento de busca. Na Figura 25, apresenta-se o diagrama equivalente de rebaixamento x tempo, com os parâmetros calibrados. Utilizaram-se, no caso, valores médios do melhor teste de NSE e do melhor teste de Pbias.

Figura 24 – Diagrama de NSE e Pbias obtidos durante procedimento de otimização/calibração

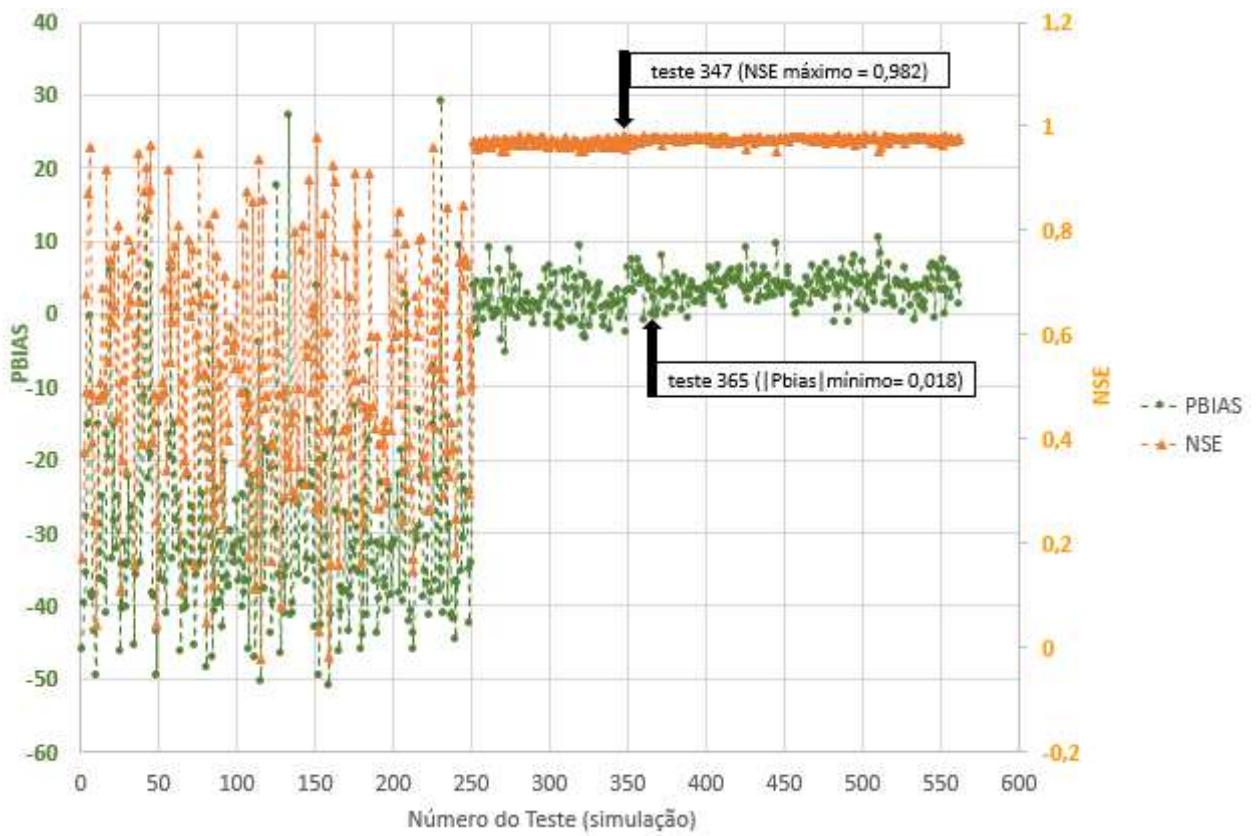
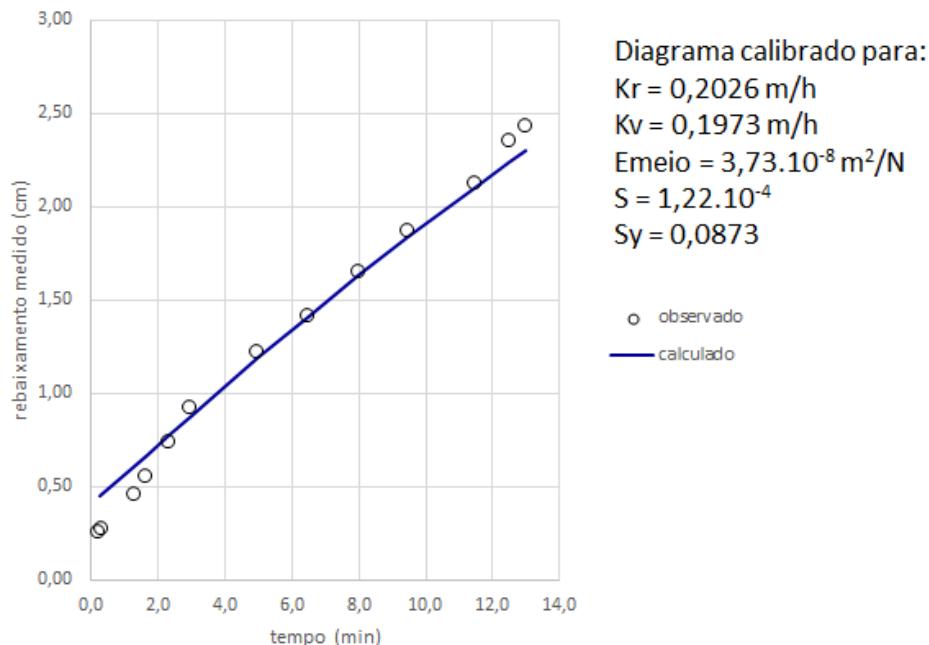


Figura 25 – Diagrama de rebaixamento com parâmetros hidrogeológicos calibrados



Teoricamente, os parâmetros hidrogeológicos calibrados referem-se a valores médios, na espessura aquífera que separa o poço bombeado (ativo) do poço de observação considerado. Esses valores podem ser interpolados no domínio do aquífero experimental, conduzindo ao mapeamento dos parâmetros – “tomografia” do aquífero. Esse procedimento foi realizado com o programa *Surfer*.

### 3.2.2     Modelo numérico para equação da carga hidráulica integrada na vertical (2DH)

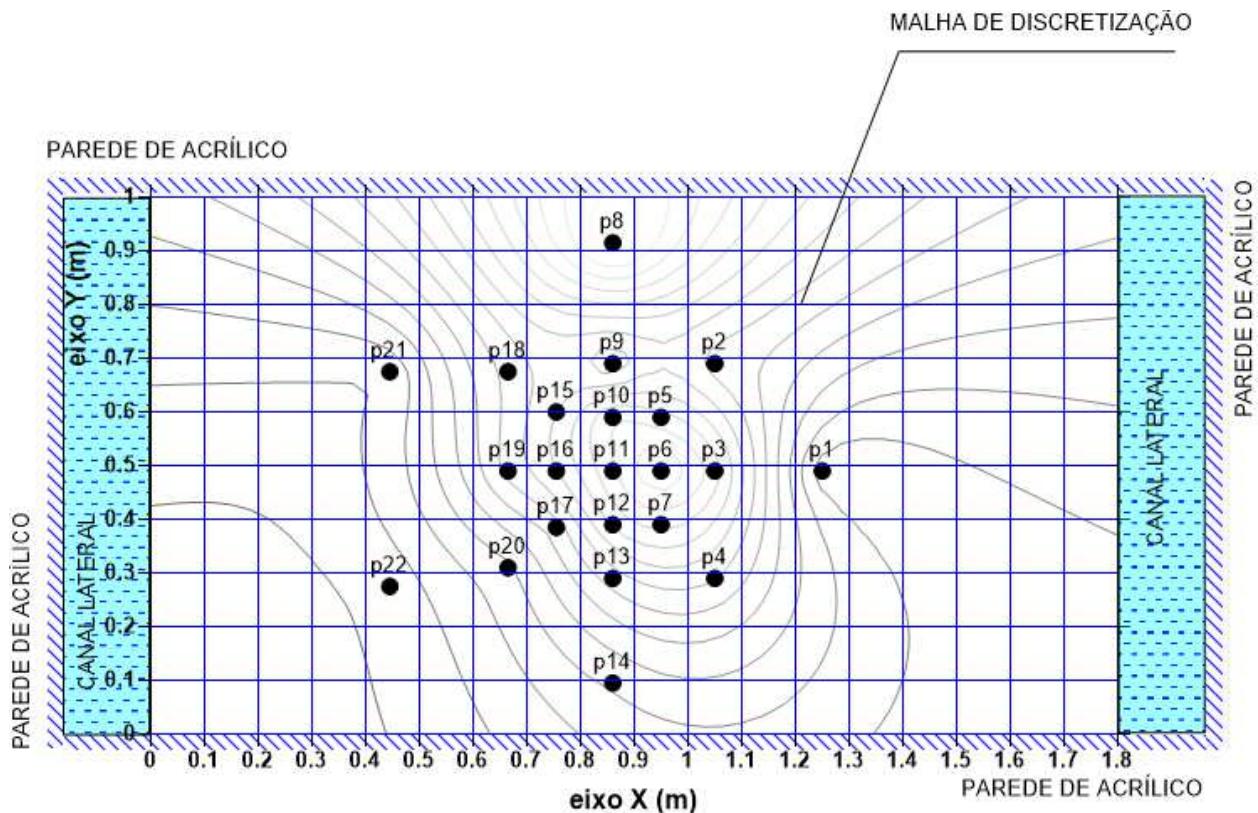
Os modelos numéricos são formas de aproximação da equação diferencial parcial governante que abordam satisfatoriamente a heterogeneidade e anisotropia dos aquíferos, o que permite o estudo em nível regional. No presente trabalho, o modelo numérico usado é bidimensional, integrado ao longo da espessura saturada do aquífero (modelo 2DH) e a equação governante da carga hidráulica é baseada no Princípio de Conservação de Massa. Nesse contexto, a equação diferencial, para modelo bidimensional integrado na vertical, em um aquífero não confinado é a seguinte (Equacao 28):

$$S_y \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x b \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y b \frac{\partial h}{\partial y} \right) + g \quad (28)$$

Onde  $S_y$  é o rendimento específico do aquífero,  $h$  é a carga piezométrica (carga hidráulica),  $K_x$  e  $K_y$  são condutividades hidráulicas nas direções horizontais X e Y. Isto significa que é possível trabalhar com aquíferos anisotrópicos. Ainda nessa equação,  $b$  representa a espessura saturada do aquífero livre, a qual é dependente da cota do nível freático e, portanto, variável no tempo e no espaço.

A solução da equação (28) é obtida utilizando o método das diferenças finitas, que fornecerá valores para um número predeterminado de pontos que estão dentro do domínio estabelecido. Considerando que existe um número de nós a serem resolvidos, a aplicação do método das diferenças finitas fornece o valor estimado do nível piezométrico nos diversos nós de uma malha de discretização cartesiana. No protótipo de aquífero estudado, um esquema ilustrativo de malha de 19 x 11 (209 nós), é apresentado na Figura 26. Nesse esquema, as curvas de nível ilustram distribuição de condutividade hidráulica horizontal ( $K_x$ ). Também é apresentada a distribuição dos 22 piezômetros do protótipo.

Figura 26 – Esquema de malha numérica no aquífero experimental



Neste estudo, todas as derivadas espaciais serão aproximadas por diferenças centradas de segunda ordem:

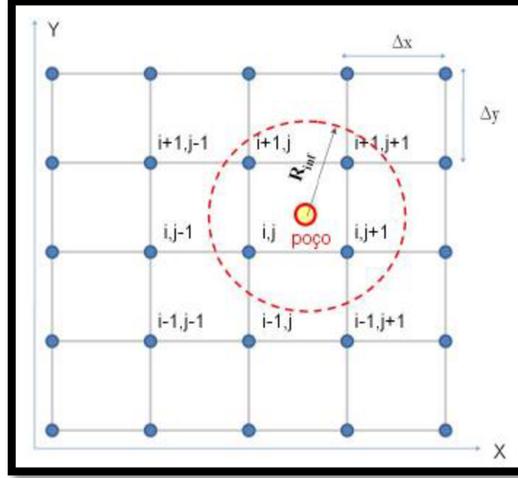
$$\frac{\partial}{\partial x} \Big|_{i,j} = (K_X B)_{i,j} \left( \frac{h_{i,j+1} - 2h_{i,j} + h_{i,j-1}}{\Delta x^2} \right) \quad (29)$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \Big|_{i,j} = (K_Y B)_{i,j} \left( \frac{h_{i+1,j} - 2h_{i,j} + h_{i-1,j}}{\Delta y^2} \right) \quad (30)$$

$$g|_{i,j} = \frac{-Qret_{i,j}}{A_{inf}} \quad (31)$$

O termo fonte/sumidouro  $g$  (equação (31)) indica a vazão retirada por unidade de área horizontal do aquífero. Essa área de influência foi definida como:  $fator \cdot \Delta x \cdot \Delta y$ , com  $fator=1$ . Salienta-se que, quando o poço retira água, tem-se o termo  $g < 0$ . Ou seja, a vazão é considerada positiva quando modela extração. Nos casos em que o interesse é modelar injeção de água por poços (recarga artificial pontual, remediação de aquíferos), a vazão deve entrar negativa. Ainda na equação (31),  $Qret_{i,j}$  é uma matriz que indica a vazão retirada de cada nó. Em sistema de bombeamento por poços, essa vazão somente deve ser diferente de zero na posição do poço ativo. Todavia, a aproximação por diferenças finitas define apenas a solução nos nós  $i,j$  da malha de discretização. Como a posição dos poços não coincide exatamente com esses nós, a vazão do poço é interpolada para os 4 vértices (4 nós) da célula que contém o poço (Figura 27). Nesse procedimento utiliza-se, como peso de ponderação, o inverso das distâncias entre o nó e o poço. Com isso, nós mais próximos do poço ativo recebem maior parcela de vazão. Os nós situados fora dessa célula apresentam valores nulos para  $Qret_{i,j}$ .

Figura 27 – Zona de interpolação da vazão retirada do poço para os vértices da célula que o contém



Na equação governante (28), esquema totalmente implícito foi usado para tratar a derivada temporal. Nesse sentido, a derivada temporal foi calculada segundo a seguinte equação:

$$\begin{aligned}
 & S_{i,j}^{n+1} \left( \frac{h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n}{\Delta t} \right) \\
 &= \left( \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} \right) (h_{i,j+1}^{n+1} - 2h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}) + \left( \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} \right) (h_{i+1,j}^{n+1} - 2h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}) \\
 &+ g_{i,j}^{n+1} \tag{32}
 \end{aligned}$$

Rearranjando a equação (32):

$$\begin{aligned}
 \frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} h_{i,j}^{n+1} - \frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} h_{i,j}^n &= \left( \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} h_{i,j+1}^{n+1} - 2 \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} h_{i,j}^{n+1} + \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} h_{i,j-1}^{n+1} \right) + \left( \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} h_{i+1,j}^{n+1} - \right. \\
 &\quad \left. 2 \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} h_{i,j}^{n+1} + \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} h_{i-1,j}^{n+1} \right) + g_{i,j}^{n+1} \tag{33}
 \end{aligned}$$

Agrupando os termos da equação (33):

$$-\frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} h_{i,j}^n - g_{i,j}^{n+1} = \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} h_{i,j-1}^{n+1} + \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} h_{i-1,j}^{n+1} + \left[ -\frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} - 2 \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} - 2 \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} \right] h_{i,j}^{n+1} + \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} h_{i+1,j}^{n+1} + \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} h_{i,j+1}^{n+1} \quad (34)$$

Tem-se, enfim, um sistema linear onde as incógnitas são os valores de carga hidráulica a serem calculadas no nível de tempo imediatamente futuro ( $n+1$ ). A equação geral do sistema linear pode-se simplificar desta forma:

$$d = A_2 h_{i-1,j}^{n+1} + A_1 h_{i-1,j}^{n+1} + A_3 h_{i-1,j}^{n+1} + A_5 h_{i-1,j}^{n+1} + A_4 h_{i-1,j}^{n+1} \quad (35)$$

$$A_1 = A_5 = \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} \quad (35a)$$

$$A_2 = A_4 = \frac{(K_x B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} \quad (35b)$$

$$A_3 = \left[ -\frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} - 2 \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta x^2} - 2 \frac{(K_y B)_{i,j}^n}{\Delta y^2} \right] \quad (35c)$$

$$d = -\frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} h_{i,j}^n - g_{i,j}^{n+1} \quad (35d)$$

A equação que define o sistema linear deve ser utilizada para nós internos, distantes de singularidades como poços ativados, fronteiras impermeáveis e a fronteiras com zonas de recarga por rios/canais/lagos. No caso do aquífero experimental, a fronteira impermeável são as bordas do tanque, no qual os nós se encontram próximos das paredes de acrílico sul e norte. Nessas condições especiais, as seguintes particularidades podem ser aplicadas:

- Para nós próximos a poços ativos, se deve seguir exatamente equação original do sistema linear equação (35). Nesses casos, o termo  $g_{i,j}^{n+1}$  é diferente de zero.

- Para nós diretamente conectados à água superficial, os valores  $A_1; A_2; A_4; A_5$  são iguais a “0” e  $A_3$  teria um valor igual a “1”,  $d$  na equação (35) seria igual a equação (36):

$$d = NA_{i,j}^{n+1} = NA_{i,j}^{n+1} \quad (36)$$

Onde  $NA$  é o nível de água superficial verificado no rio/canal/lago.

- Para nós vizinhos de meios impermeáveis  $Kx$ ,  $Ky$  e  $S$  é igual a “0”, mas se o valor adotado fosse rigorosamente nulo o cálculo de  $h_{i,j}$  seria prejudicado na matriz, pois seria multiplicado por um coeficiente nulo, a alternativa em este caso seria utilizar valores pequenos que estejam perto de “0” para esses três parâmetros.
- Para os nós vizinhos de bordas externas impermeáveis, optou-se por anular o fluxo de massa de água nesses contornos, de forma que a equação do sistema linear (35) pode-se reescrever, dependendo da localização dessas bordas:
  - Norte:

$$d = A_2 h_{i,j-1}^{n+1} + A_1 h_{i-1,j}^{n+1} + (A_3 + A_5) h_{i,j}^{n+1} + A_4 h_{i,j+1}^{n+1} \quad (37)$$

- Sul:

$$d = A_2 h_{i,j-1}^{n+1} + (A_3 + A_1) h_{i,j}^{n+1} + A_5 h_{i+1,j}^{n+1} + A_4 h_{i,j+1}^{n+1} \quad (38)$$

- Leste

$$d = A_2 h_{i,j-1}^{n+1} + A_1 h_{i-1,j}^{n+1} + (A_3 + A_4) h_{i,j}^{n+1} + A_5 h_{i+1,j}^{n+1} \quad (39)$$

- Oeste:

$$d = A_1 h_{i-1,j}^{n+1} + (A_3 + A_2) h_{i,j}^{n+1} + A_5 h_{i+1,j}^{n+1} + A_4 h_{i,j+1}^{n+1} \quad (40)$$

A solução numérica do problema utilizou o código *Aquiferz* (ALAMY FILHO, 2019), no seu módulo hidrodinâmico. O referido modelo computacional resolve o sistema linear pelo método de Gradiientes Bi-conjugados Estabilizado (PBiCGStab) com pré-condicionador de Point Jacobi. Embutida no código, está uma técnica de armazenamento esparsa da matriz de coeficientes ( $A_{i=1,2,3,4,5}$ ). Esse armazenamento esparsa é necessário para economizar memória e tempo de processamento, permitindo solução para malhas mais refinadas, com grande número de nós. No contexto deste trabalho, utilizou-se malha de 100x100 (10.000 nós).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da operação do modelo experimental e da simulação do modelo matemático/numérico.

Durante a pesquisa realizou-se o total de 12 experimentos no aquífero experimental, nos quais foi utilizado o mesmo tipo de meio poroso e mesmo volume de areia. As variações entre cada experimento foram a espessura  $b$  do aquífero (que depende da posição inicial do nível de água em cada experimento) e o piezômetro escolhido para a extração (piezômetro ativo). O último teste operou com mais de um piezômetro no qual a extração estava sendo feita. Durante a análise desses experimentos, alguns problemas de ordem prática foram encontrados, sendo os mais significativos os seguintes:

- Medidores flutuantes:

Como explicado no capítulo anterior, cada um dos piezômetros possui um medidor flutuante, isso marcará a variação do nível da água em cada um deles durante o tempo dos testes de rebaixamento. O primeiro problema encontrado foi na seleção do material que permitiria que o medidor flutuasse livremente; o primeiro material escolhido foi um silicone transparente da marca "Sista", usado para selar o orifício do canudo que iria, na extremidade inferior que entra em contato com a água. Essa opção foi descartada, pois, após o tempo de secagem, restaram microespaços vazios que permitiam a passagem da água que, consequentemente, fazia o canudo afundar. Como segunda opção, aplicou-se uma espécie de pasta feita utilizando silicone transparente e pedaços pequenos de isopor, este teve tempos de secagem muito longo e também permitiu a entrada de água no medidor, portanto essa opção também foi descartada. O material que deu o melhor resultado foi uma esfera isopor, acoplada com cola quente, devido a essa característica geométrica, notou-se que o medidor conseguia flutuar de maneira mais vertical, o que favoreceu no momento da análise das imagens.

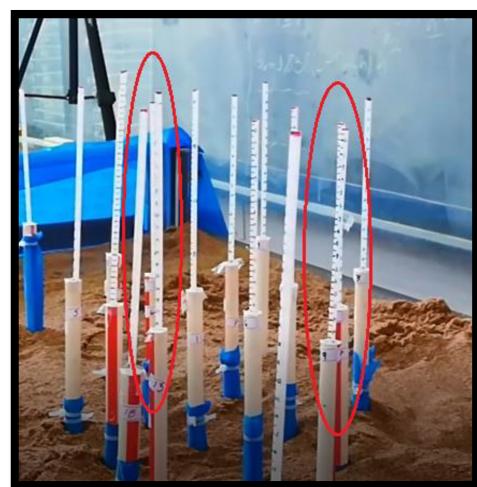
Outro problema que se deduz ter surgido foi que, durante a condução do experimento, um pequeno bolsão de ar foi criado em alguns casos quando o nível da água descia dentro do piezômetro. Isto fez com que o medidor permanecesse estático por longos períodos de tempo, esse problema foi resolvido realizando furos de 1mm de diâmetro, utilizando uma

agulha quente, esses furos permitiram passagem de ar aprisionado, reduzindo a ocorrência desse fenômeno.

- Análise de Imagem:

O primeiro problema encontrado foi com o posicionamento mais adequado para as câmeras. Inicialmente procuraram-se ângulos nos quais as câmeras pudessem capturar cada um dos medidores sem nenhuma interrupção. Infelizmente, em alguns experimentos, ambas as câmeras não permitiram capturar o medidor corretamente devido à posição em que estavam., esse erro foi identificado no momento da análise das imagens, pois, em alguns instantes do experimento os medidores estavam no mesmo ângulo visual, o que não permitia ler a variação do nível da água (FIGURA 28).

Figura 28 – Sobreposição dos medidores nas imagens devido ao ângulo de posicionamento das câmeras (destaque em vermelho)



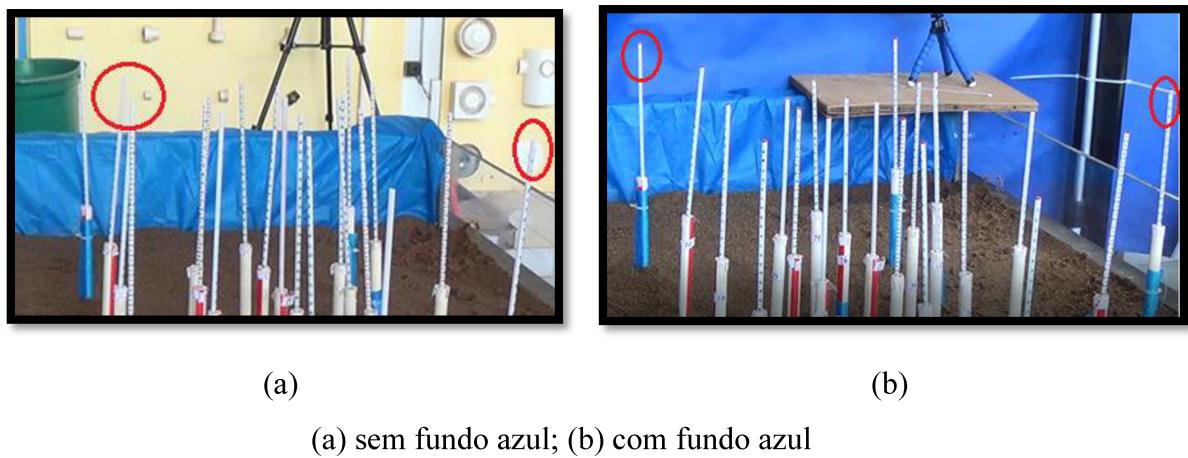
Fonte: Autor (2020)

Esse problema foi resolvido por tentativa e erro, alterando as câmeras de posição e colocando as imagens com menos resolução focadas em determinados piezômetros.

Em alguns testes, no momento da medição da parte superior do medidor mediante a captura de tela, não foi possível obter uma imagem nítida, pois, devido à coloração branca do medidor, não foi possível distinguir sua extremidade superior, devido à cor branca da parede.

Nesse sentido, optou-se por colocar um fundo de cor azul, de modo que a cor branca de cada medidor se destacasse e os resultados fossem mais precisos (FIGURA 29).

Figura 29 – Comparação entre a qualidade de imagem através da mudança de plano de fundo, em piezômetro #8 e piezômetro #22 (destaque em vermelho)



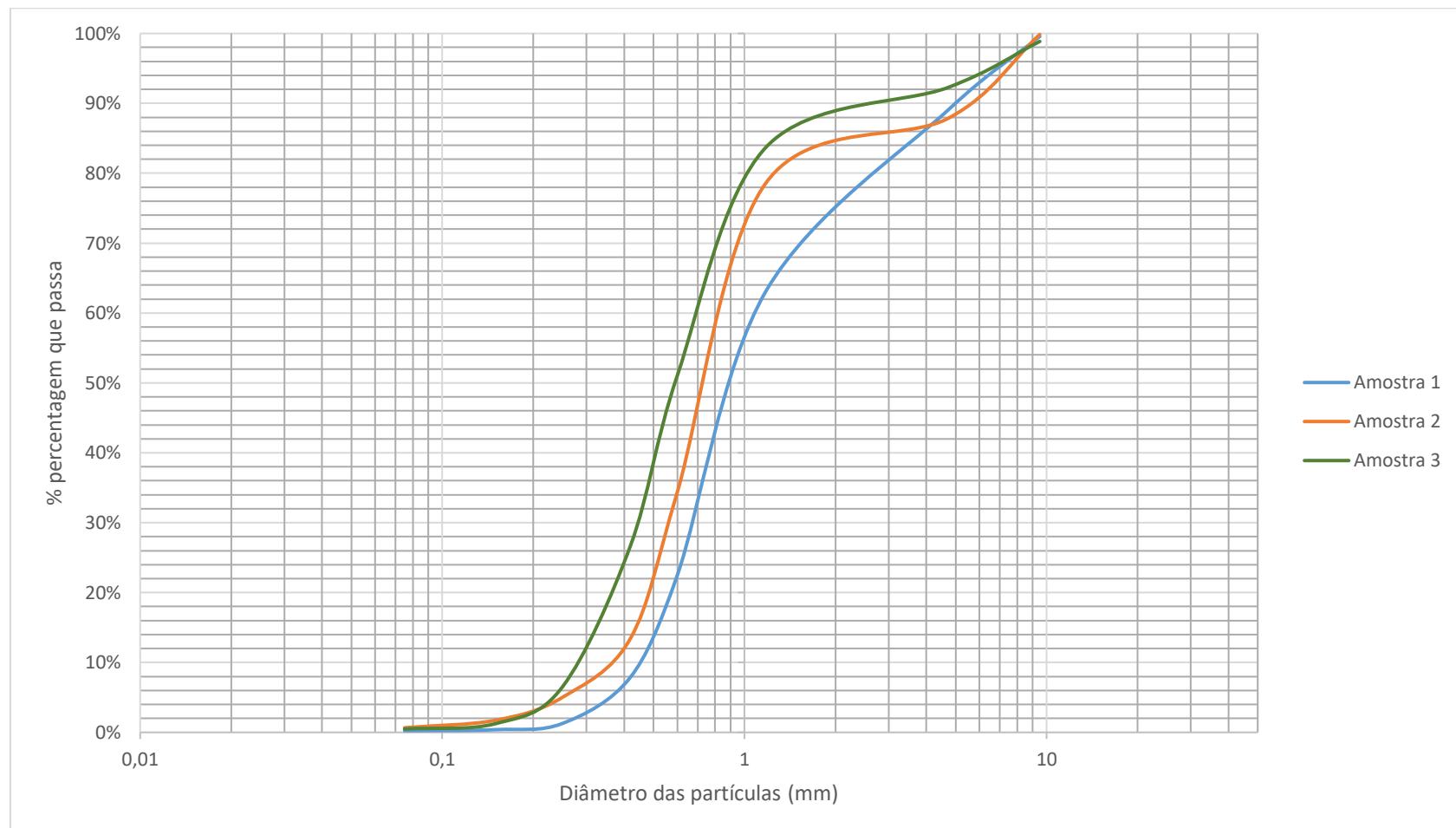
Fonte: Autor (2020)

Devido a esses problemas de ajustes, optou-se por excluir alguns experimentos (testes) dessa dissertação. Apresentam-se aqui os experimentos onde esses imprevistos surgiram em menor número. Estes foram os experimentos # 9, # 10 e # 12. Nesses experimentos foi possível resolver a maioria dos problemas e, como em cada um deles, foi possível utilizar a maioria dos dados obtidos na leitura dos medidores em cada piezômetro.

#### 4.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica foi realizada conforme descrito no item 3.1.2, seguindo as indicações da norma brasileira NBR 7181 (1984). Com os resultados obtidos pela análise de três amostras, retiradas durante o preenchimento do aquífero experimental em camadas de 10 cm de espessura, foi traçada a curva granulométrica, a fim de se obter diâmetros característicos dos grãos de areia (GRÁFICO 1)

Gráfico 1 – Curva granulométrica



Fonte: Autor (2020)

Com base no gráfico 1, foi possível definir os valores de  $d_{10}$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  para calcular o coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ) e o coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) (TABELA 2).

Tabela 2 - Valores de  $d_{10}$ ;  $d_{30}$ ;  $d_{50}$ ;  $d_{60}$ ;  $C_u$ ;  $C_c$

	<b>Amostra 1</b>	<b>Amostra 2</b>	<b>Amostra 3</b>	<b>Valor médio</b>
<b><math>d_{10}</math> (mm)</b>	0,467	0,367	0,282	0,372
<b><math>d_{30}</math> (mm)</b>	0,670	0,560	0,460	0,563
<b><math>d_{50}</math> (mm)</b>	0,870	0,725	0,590	0,728
<b><math>d_{60}</math> (mm)</b>	1,110	0,816	0,690	0,872
<b><math>C_u</math></b>	2,377	2,223	2,447	2,349
<b><math>C_c</math></b>	0,866	1,047	1,087	1,000

Fonte: Autor (2020)

Seguindo o sistema de unificado de classificação do solo (USCS), pode-se definir que trata-se de um material do tipo SP (material praticamente limpo de finos, pouco graduado). Esses tipos de solo têm aparência uniforme ou predominam de um tamanho, com alguns intermediários ausentes. Com esses indicadores granulométricos, podem-se aplicar algumas fórmulas empíricas que estimam, de maneira expedita, os valores de condutividade hidráulica ( $k$ ), conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Valores possíveis de condutividade hidráulica usando métodos empíricos

	<b><math>k_{min}</math> (cm/s)</b>	<b><math>k_{max}</math> (cm/s)</b>	<b><math>k_{min}</math> (m/h)</b>	<b><math>k_{max}</math> (m/h)</b>
<b>HAZEN</b>	7,95E-04	3,27E-03	0,0286	0,1178
<b>KOZENY</b>	4,92E-04	2,77E-03	0,0177	0,0999
<b>SHEPPERD</b>	1,43E-02	3,85E-02	0,5159	1,3857
<b>SLITCHER</b>	2,96E-02	8,12E-02	1,0662	2,9240

Fonte: Autor (2020)

Com os resultados obtidos usando as fórmulas empíricas, estima-se que a condutividade hidráulica do meio que compõe o aquífero experimental deve estar em 0,0177 e 2,92 m/h. Note-se que essa faixa pressupõe variações em duas ordens de grandeza. Por isso, embora fórmulas baseadas na granulometria auxiliem na identificação da magnitude da condutividade hidráulica, elas não são os estimadores mais precisos para isto.

## 4.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Os testes de permeabilidade foram realizados seguindo a norma ASTM D2434-68, utilizando o permeâmetro de carga constante. As amostras analisadas foram as coletadas durante o peneiramento da areia e o enchimento do tanque de acrílico, conforme explicado no item 3.1.2. Foram realizados nove ensaios (três ensaios por amostra) e os resultados são ilustrados na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados do teste do permeâmetro de carga constante.

	ENSAIO 1		ENSAIO 2		ENSAIO 3		Valor médio por amostra $k$ (m/h)
	$k$ (cm/s)	$k$ (m/h)	$k$ (cm/s)	$k$ (m/h)	$k$ (cm/s)	$k$ (m/h)	
<b>Amostra 1</b>	3,54E-02	1,276	3,54E-02	1,274	3,51E-02	1,263	1,271
<b>Amostra 2</b>	3,34E-02	1,201	3,33E-02	1,199	3,34E-02	1,202	1,201
<b>Amostra 3</b>	2,79E-02	1,005	2,89E-02	1,042	2,87E-02	1,033	1,026

Fonte: Autor (2020)

Com os resultados obtidos pelo teste do permeâmetro, verifica-se que o valor de  $k$  médio é de 1,16 m/h. Em relação aos cálculos baseados na granulometria, entende-se que este valor é mais confiável, devido ao fato da condutividade ter sido levantada via definição, como parâmetro de proporcionalidade entre a velocidade aparente de percolação e o gradiente de carga hidráulica, conforme preconiza a Lei de Darcy. Todavia, conforme será visto adiante, nem sempre os ensaios em permeâmetro são utilizados como preditores de  $k$ , em análises de aquíferos. De fato, estes ensaios revelaram que a condutividade hidráulica deverá ter ordem de grandeza de  $10^{-1}$  a  $10^0$  m/h, constituindo importante balizador para os testes de aquífero futuros.

## 4.3 CÁLCULO DE POROSIDADES

O cálculo da porosidade foi realizado utilizando a caixa de drenagem, conforme explicado no item 3.1.2. Para este teste foram utilizadas as mesmas 3 amostras de areia coletadas durante o enchimento do tanque de acrílico. Foi colocada cada amostra no forno a uma temperatura de 110°C por 24 horas. No final do processo de secagem, cada uma dessas amostras foi saturada, provetas de 1000mL foram utilizadas para manter registro da quantidade de água necessária para a saturação, o volume total de água usada será considerado como o volume de vazios ( $V_v$ ). Posteriormente, cada amostra foi colocada dentro da caixa de drenagem (FIGURA 30). conhecendo as dimensões da amostra, o volume total foi calculado ( $V_t$ ). Esperava-se um

período de 24 horas para permitir que a água drenasse por gravidade ( $Vd$ ), os valores obtidos foram os seguintes (TABELA 5).

Figura 30 – Drenagem por gravidade (caixa de drenagem)



Fonte: Autor (2020)

Com a obtenção desses volumes, foi possível calcular qual é a porosidade total “ $n$ ” e a porosidade efetiva “ $n_e$ ”. Deve-se lembrar que os valores de porosidade efetiva também equivalem ao rendimento específico ( $Sy$ ) para aquíferos livres, os resultados se mostram na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de  $Wd$ ;  $Vv$ ;  $Vt$ ;  $Vd$ ;  $n$ ;  $ne$  para cada amostra.

	<b>unidade</b>	<b>Amostra 1</b>	<b>Amostra 2</b>	<b>Amostra 3</b>
<b>wd</b>	g	4253,80	3526,20	3983,40
<b>Vv=Va</b>	cm <sup>3</sup>	1300,00	1120,00	1080,00
<b>Vt</b>	cm <sup>3</sup>	3220,28	2990,26	3220,28
<b>Vd</b>	cm <sup>3</sup>	230,02	276,02	299,03
<b>n</b>	-	0,404	0,375	0,335
<b>ne</b>	-	0,071	0,092	0,093

Fonte: Autor (2020)

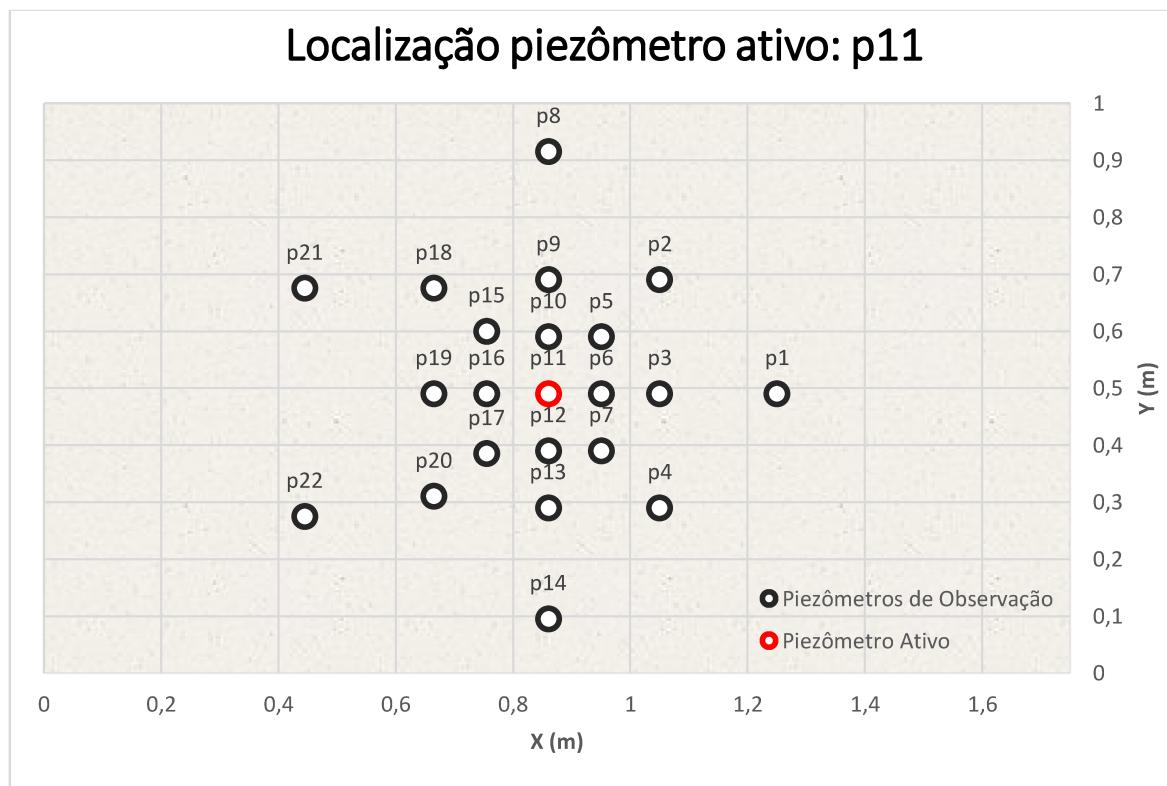
O rendimento específico é um parâmetro de importância vital para modelos de fluxo subterrâneo transitório, em aquíferos livres esse valor define o volume de água que pode ser liberado do armazenamento por unidade de área por unidade de declínio do nível freático.

#### 4.4 EXPERIMENTO NÚMERO 9

A partir deste item, são abordados os resultados obtidos para o modelo físico de aquífero, no que tange ao comportamento da sua superfície freática diante da extração de água em um piezômetro. Na etapa preliminar deste experimento, o aquífero foi recarregado a partir dos canais laterais. O nível da água foi estabilizado por uma hora, obtendo assim uma espessura inicial do aquífero ( $b$ ) de 0,274 m.

O piezômetro ativo (piezômetro no qual a extração foi feita) neste experimento foi o número 11 (Figura 31). Este foi escolhido por estar localizado no centro do tanque. Durante a realização do teste de rebaixamento, as variações do nível da água puderam ser observadas na maior parte dos piezômetros vizinhos. Posteriormente, foi realizada a leitura nível inicial ( $N_i$ ) do comprimento sobressalente inicial ( $L_s$ ) de cada um dos 22 medidores flutuantes (TABELA 6), servindo de referência para a obtenção de valores de rebaixamentos em diversos instantes, na situação de análise da imagem.

Figura 31 – Experimento # 9; Localização do piezômetro ativo.



Fonte: Autor (2020)

Tabela 6 - Leitura dos medidores Experimento # 9 antes do início de extração de água no poço ativo (piezômetro 11)

Piezômetro	<i>Ni</i> (cm)	Piezômetro	<i>NI</i> (CM)
<b>1</b>	23,9	12	24,2
<b>2</b>	24,5	13	24,5
<b>3</b>	23,9	14	23,3
<b>4</b>	24	15	24
<b>5</b>	25,6	16	25,4
<b>6</b>	24,3	17	23
<b>7</b>	25	18	24,1
<b>8</b>	24,3	19	24,1
<b>9</b>	23,2	20	25
<b>10</b>	25,6	21	25,6
<b>11</b>	25,7	22	25

Fonte: Autor (2020)

O experimento teve uma duração total de 33 minutos e 38 segundos. Durante esse período, três câmeras filmaram a variação do comprimento sobressalente dos medidores flutuantes, enquanto uma câmera adicional capturou o volume de água extraída durante o teste, para calcular a vazão de retirada pelo poço, a qual resultou um valor médio de  $Q_{média}$  igual a 0,003340 L/s (3,34 mL/s ou 12,024 L/h).

Usando as gravações das outras três câmeras, foram feitas 41 capturas de tela em diferentes intervalos de tempo, com as quais foi calculada a variação do nível da água em cada piezômetro. Conforme já se comentou, tal cálculo foi feito usando a ferramenta “Surfer”, na qual foi ajustado um mapa de contorno que se colocava sobre essas imagens, com intuito de impor coordenadas para cada ponto da figura. Utilizando a função "digitize", foram obtidas as coordenadas da parte inferior e superior do medidor flutuante; estas coordenadas foram analisadas no Microsoft Excel para estabelecer a distância entre esses dois pontos. Os resultados do rebaixamento deste experimento se apresentam na Tabela 7.

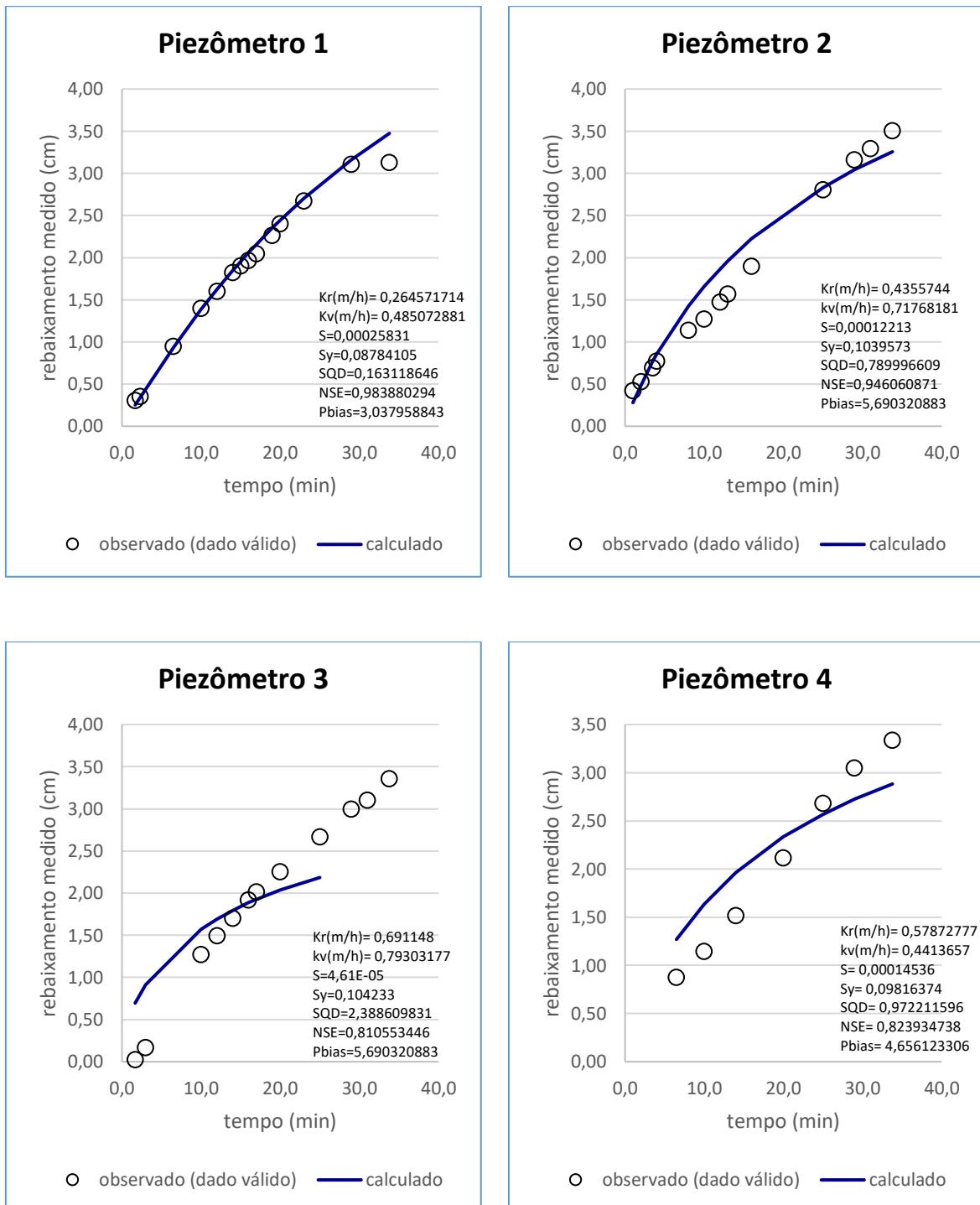
A calibração dos parâmetros hidrogeológicos foi realizada no Microsoft Excel, via código *Visual Basic for Applications* (VBA) que utiliza a solução analítica de Neuman e a teoria dos poços imagem. Devido a certos erros durante o cálculo dos rebaixamentos nos medidores dos piezômetros p5 e p18, estes poços de observação foram excluídos da análise. Os resultados obtidos nesta simulação são apresentados no Gráfico e Tabela 8.

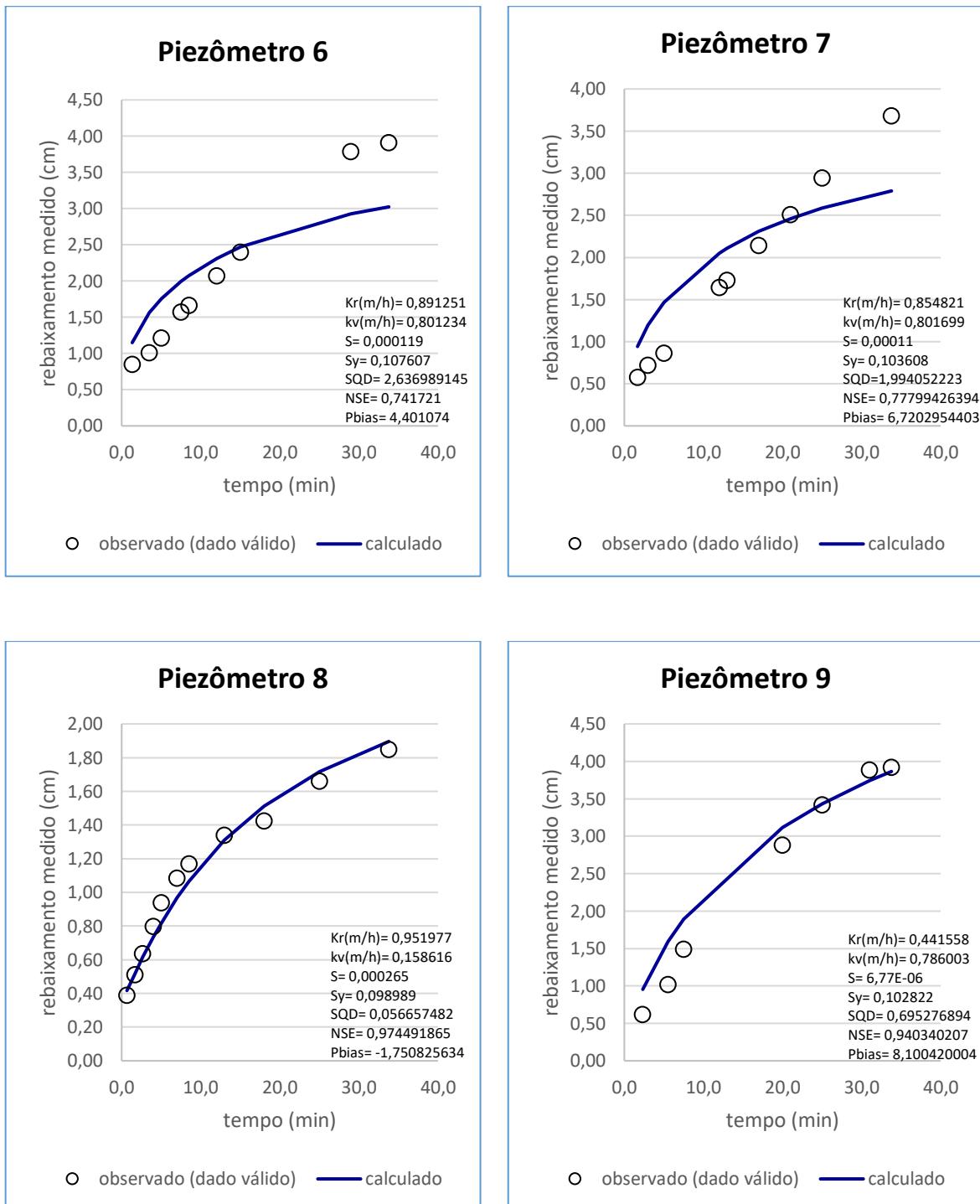
Tabela 7 - Rebaixamento medido, experimento # 9

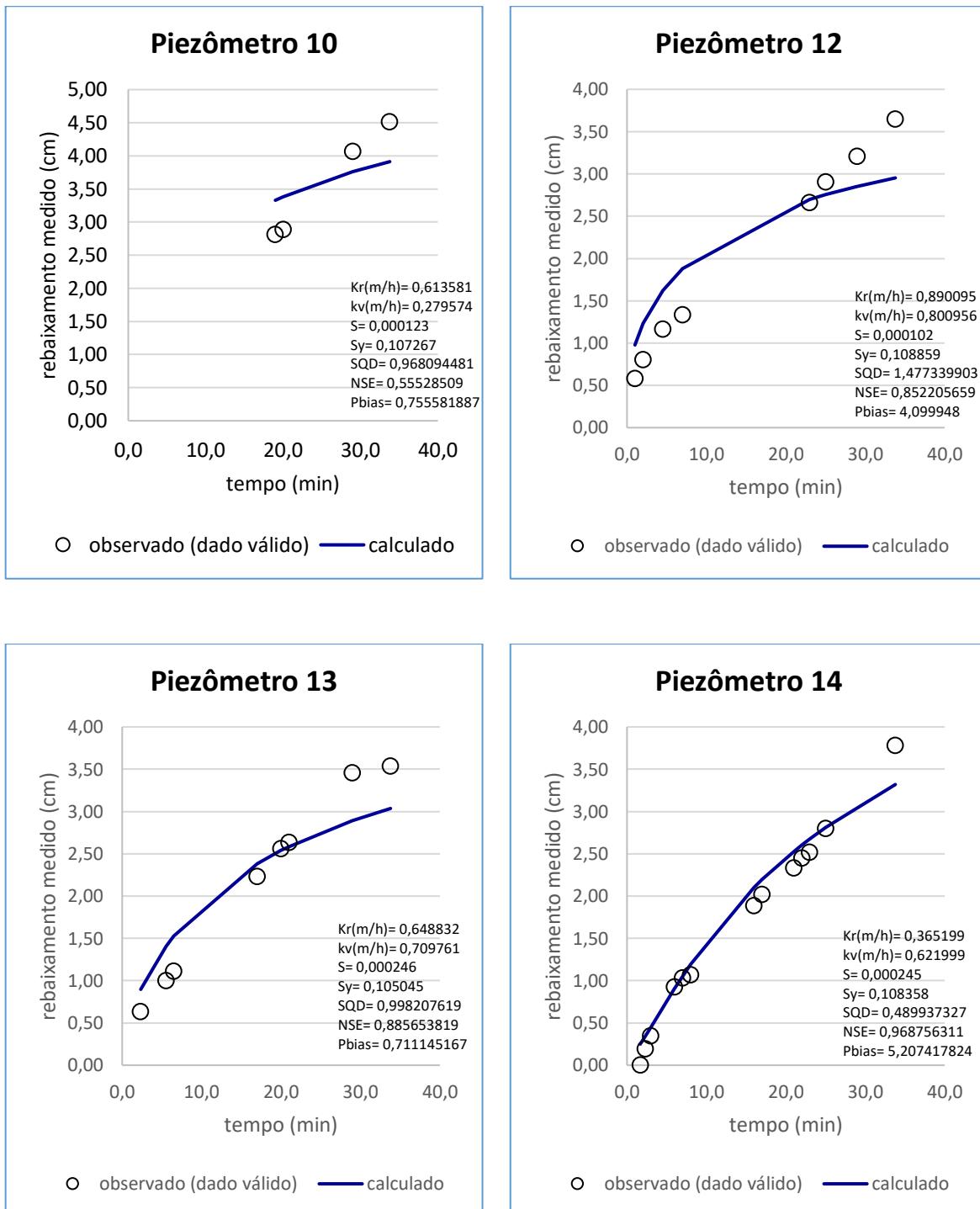
t (min)	Rebaixamento "s" (cm)																					
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P19	P20	P21	P22	
0,33	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,3614	0,1132	0,0769	0,0000	0,0000	0,7670	0,1364	0,0000	0,0000	0,2374	0,2037	0,0853	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
0,67	0,0887	0,0000	0,0000	0,0000	0,0388	0,4872	0,2214	0,3859	0,0000	0,0000	1,0518	0,3100	0,0000	0,0000	0,4756	0,4748	0,6663	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
1,00	0,3008	0,4206	0,0000	0,0000	0,0388	0,6019	0,3467	0,5103	0,5235	0,0000	1,2913	0,5825	0,0000	0,0000	0,4756	0,4748	0,6663	0,1348	0,1299	0,0000	0,0342	
1,33	0,3008	0,5261	0,0000	0,0000	0,0388	0,8452	0,4731	0,5103	0,5831	0,0000	1,4364	0,6599	0,0000	0,0000	0,9992	0,6948	0,6663	0,1348	0,3085	0,0000	0,0342	
1,67	0,3026	0,5261	0,0220	0,0000	0,0388	0,8672	0,5752	0,5103	0,5831	0,0000	1,4364	0,6599	0,0000	0,0000	0,9992	0,7410	0,6692	0,1348	0,4235	0,0000	0,0342	
2,00	0,3544	0,5261	0,0376	0,0000	0,0388	0,8672	0,6040	0,5103	0,5831	0,0000	1,4364	0,8045	0,4949	0,0888	0,9992	0,7410	0,6692	0,2197	0,4235	0,0000	0,0342	
2,33	0,3544	0,5336	0,0781	0,0000	0,0388	0,8672	0,6040	0,5103	0,6165	0,0000	1,4364	0,8060	0,6317	0,1919	0,9992	0,7410	0,7995	0,2292	0,4235	0,0000	0,0342	
2,67	0,3836	0,5336	0,0781	0,0047	0,0593	0,8754	0,6370	0,6335	0,6689	0,0042	1,4594	0,8060	0,6317	0,1919	0,9992	0,8376	0,8227	0,4032	0,4235	0,0000	0,0342	
3,00	0,3897	0,5336	0,1652	0,0047	0,0593	0,8754	0,7180	0,6335	0,6689	0,0042	1,4594	0,8473	0,6588	0,3456	0,9992	0,8752	0,8227	0,4992	0,4235	0,0000	0,1966	
3,50	0,4118	0,6892	0,1689	0,1166	0,0593	1,0081	0,7180	0,7960	0,7674	0,0140	1,4863	1,0793	0,6588	0,3456	0,9992	0,8752	0,8884	0,6102	0,4667	0,0000	0,3890	
4,00	0,4118	0,7724	0,1689	0,1166	0,0593	1,0081	0,7180	0,7960	0,7841	0,0140	1,4863	1,0793	0,6588	0,3456	0,9992	1,0148	1,1390	0,8091	0,4818	0,0345	0,3890	
4,50	0,4412	0,7724	0,1689	0,1166	0,0593	1,0081	0,7180	0,9375	0,9042	0,0140	1,7141	1,1637	0,7243	0,3456	0,9992	1,1406	1,3193	0,8649	0,5883	0,0524	0,3890	
5,00	0,4690	0,7724	0,1689	0,1166	0,0593	1,2094	0,8634	0,9375	0,1012	0,0140	1,7536	1,1637	0,7243	0,4467	0,9992	1,1647	1,3193	0,8649	0,5883	0,1953	0,3890	
5,50	0,4690	0,7724	0,1689	0,1658	0,0973	1,2101	0,8634	1,0368	1,0152	0,0140	1,8378	1,1637	0,9987	0,9200	1,1039	1,1974	1,6171	0,8649	0,5883	0,1953	0,5476	
6,00	0,4690	1,1377	0,9414	0,1658	0,1246	1,2427	0,9244	1,0368	1,0407	0,0140	2,2907	1,2345	0,9987	0,9200	1,3485	1,1974	1,6500	1,0631	0,6703	0,2566	0,5476	
6,50	0,9478	1,1377	1,1976	0,8731	0,1246	1,3246	0,9760	1,0688	0,0140	2,2907	1,3014	1,1105	1,0271	1,4320	1,1974	1,8090	1,1673	1,2583	0,3663	0,9405		
7,00	1,0818	1,1377	1,1976	0,8731	0,1246	1,4653	0,9914	1,0819	1,3009	0,2238	2,2907	1,3353	1,1105	1,0271	1,4320	1,2674	1,8126	1,2167	1,2583	0,3663	1,0947	
7,50	1,0818	1,1377	1,1976	0,8731	0,1246	1,5708	1,0133	1,0819	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0271	1,4320	1,4580	1,8577	1,2354	1,2583	0,3808	1,0947	
8,00	1,1059	1,1377	1,1976	0,8731	0,1246	1,5708	1,0133	1,0819	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0660	1,4320	1,4580	1,9682	1,2479	1,2583	0,3808	1,0947	
8,50	1,2117	1,1377	1,1976	0,8803	0,1246	1,6650	1,0887	1,1671	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0660	1,4320	1,4580	1,9682	1,3637	1,2583	0,3808	1,0947	
9,00	1,3995	1,1377	1,1976	0,9262	0,1246	1,6812	1,0887	1,1671	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0660	1,4320	1,4580	1,9682	1,3637	1,3481	0,3808	1,0949	
10,00	1,3995	1,2690	1,2664	1,1404	0,1246	1,6986	1,0887	1,3182	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0660	1,6596	1,5580	2,1478	1,3637	1,4617	0,7172	1,1004	
11,00	1,5479	1,2690	1,2664	1,1404	0,3754	1,6986	1,0887	1,3182	1,4835	0,2238	2,3215	1,3353	1,1105	1,0660	1,6596	1,5580	2,1478	1,3637	1,4617	0,7172	1,1004	
12,00	1,5968	1,4698	1,4894	1,3079	1,4849	2,0683	1,6395	1,3182	1,8604	0,2238	2,6925	1,5937	1,4712	1,0660	2,0819	1,7882	2,3092	1,5273	1,5745	0,7172	1,5172	
13,00	1,6291	1,5652	1,4894	1,4091	1,5984	2,0683	1,7278	1,3363	1,8604	0,2238	2,6925	1,5937	1,4712	1,0660	2,2083	2,0682	2,4849	1,6564	1,5745	0,7430	1,6864	
14,00	1,8228	1,5652	1,6975	1,5129	1,7209	2,1380	1,7278	1,3363	1,9716	0,2304	2,9954	1,5937	1,4712	1,0660	2,2083	2,0682	2,4849	1,7692	1,9028	0,7503	1,6864	
15,00	1,9016	1,7368	1,7637	1,5129	1,7710	2,3973	1,7884	1,3363	1,9716	0,2304	2,9954	1,5937	1,5666	1,4388	2,2083	2,0682	2,4849	1,7692	1,9028	1,1830	1,6864	
16,00	1,9648	1,8965	1,9162	1,5129	1,9392	2,3973	1,7884	1,3363	2,2477	0,2304	3,3997	1,5937	1,5666	1,8811	2,2083	2,2202	2,6400	1,7692	1,9902	1,1830	1,7114	
17,00	2,0460	1,8965	2,0082	1,5129	2,0651	2,4715	2,1404	1,3363	2,2477	0,2408	3,3997	1,6357	2,2292	2,0139	2,6256	2,2202	2,6400	1,7692	2,1162	1,3009	1,7114	
18,00	2,1256	1,8965	2,0280	1,7782	2,3265	2,4715	2,1404	1,4231	2,2985	0,2882	3,3997	1,6802	2,2292	2,0139	2,6256	2,4942	2,6632	1,7692	2,2944	1,3114	1,9538	
19,00	2,2633	1,8965	2,1134	1,9591	2,3265	2,4715	2,2087	1,4231	2,6291	2,8132	3,6832	1,6802	2,4364	2,1198	2,6256	2,4942	2,7860	1,7692	2,2944	1,6697	2,0418	
20,00	2,4018	1,8965	2,2500	2,1103	2,3500	2,5272	2,3390	1,4231	2,8797	2,8837	3,7448	1,6802	2,5586	2,2859	2,6256	2,6224	2,9283	1,7692	2,2944	1,6915	2,0763	
21,00	2,4457	1,9603	2,2819	2,1800	2,3753	2,5272	2,5062	1,4231	2,8797	2,9131	3,7448	1,6802	2,6319	2,3301	2,6805	2,7682	2,9283	1,7692	2,2944	1,7792	2,0763	
22,00	2,5272	1,9603	2,2819	2,2027	2,4889	2,5272	2,5794	1,4231	3,0298	2,9947	3,8774	1,8329	2,6319	2,4477	2,6805	3,1174	3,0417	1,7692	2,5415	1,8225	2,0763	
23,00	2,6703	1,9603	2,3013	2,5327	2,5907	2,5272	2,6662	1,4231	3,0298	2,9947	3,8977	2,6618	2,6319	2,5158	2,6805	3,2216	3,2651	1,7692	2,5701	1,8524	2,1228	
25,00	3,0167	2,8059	2,6651	2,6782	2,9271	3,1905	2,9412	1,6588	3,4121	3,0487	4,1509	2,9038	2,8399	2,7985	3,2126	3,2697	3,3405	2,8967	3,1593	2,2597	3,1226	
29,00	3,1043	3,1606	2,9918	3,0470	3,3879	3,7839	3,2688	1,8477	3,6485	4,0633	4,6775	3,2098	3,4521	3,7085	3,7565	3,7192	3,4140	3,3487	3,3560	2,4686	3,2240	
31,00	3,1235	3,2905	3,0989	3,2926	3,3879	3,8328	3,6774	1,8477	3,8787	4,5133	4,9361	3,2098	3,4602	3,7727	3,8130	3,9098	4,2175	3,3487	3,5840	2,6312	3,2290	
33,78	3,1268	3,5066	3,3536	3,3327	3,5294	3,9104	3,6774	1,8477	3,9157	4,5133	4,9361	3,6460	3,5349	3,7755	3,9369	3,9098	4,2175	3,6389	3,5840	2,8273	3,4641	

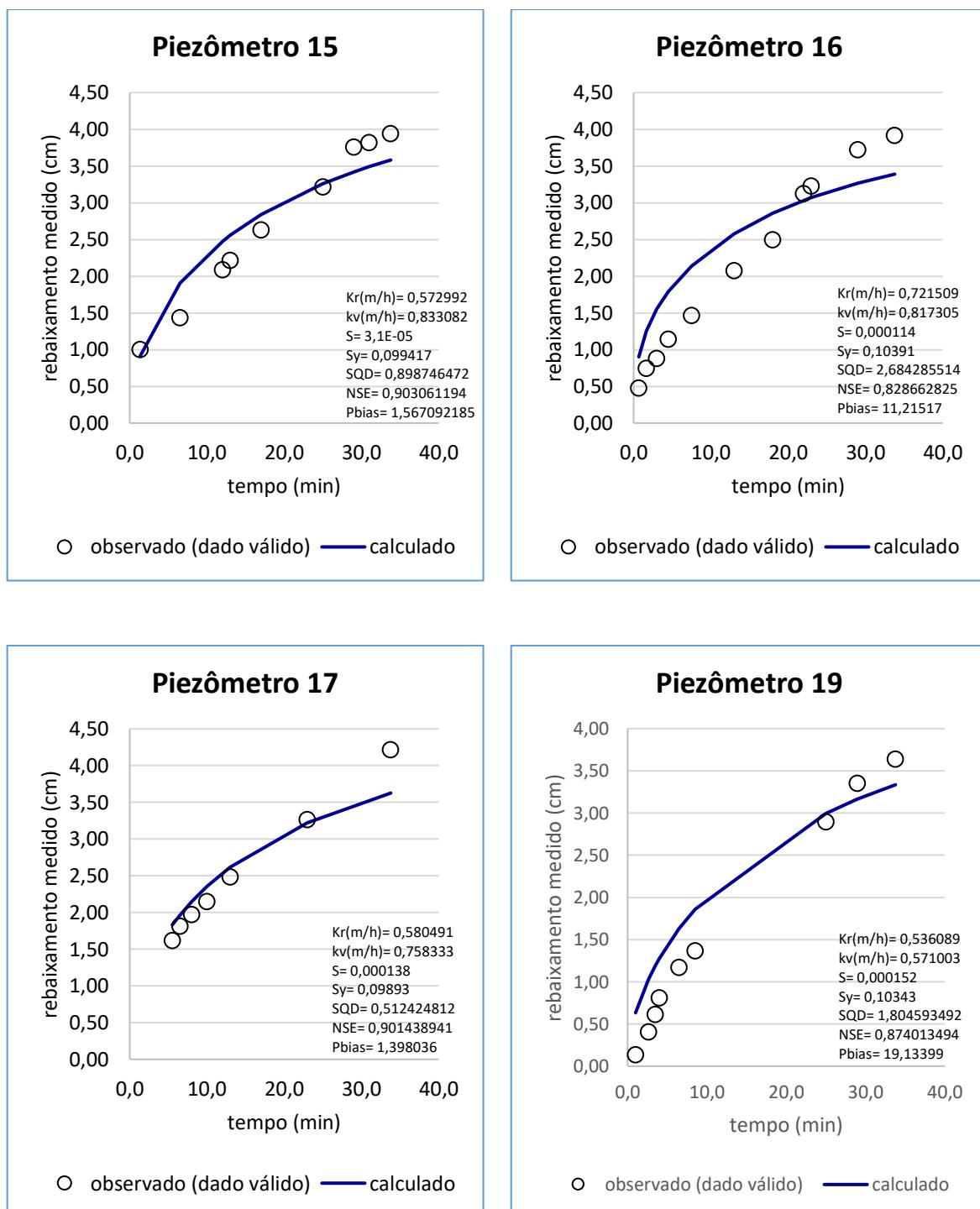
Fonte: Autor (2020)

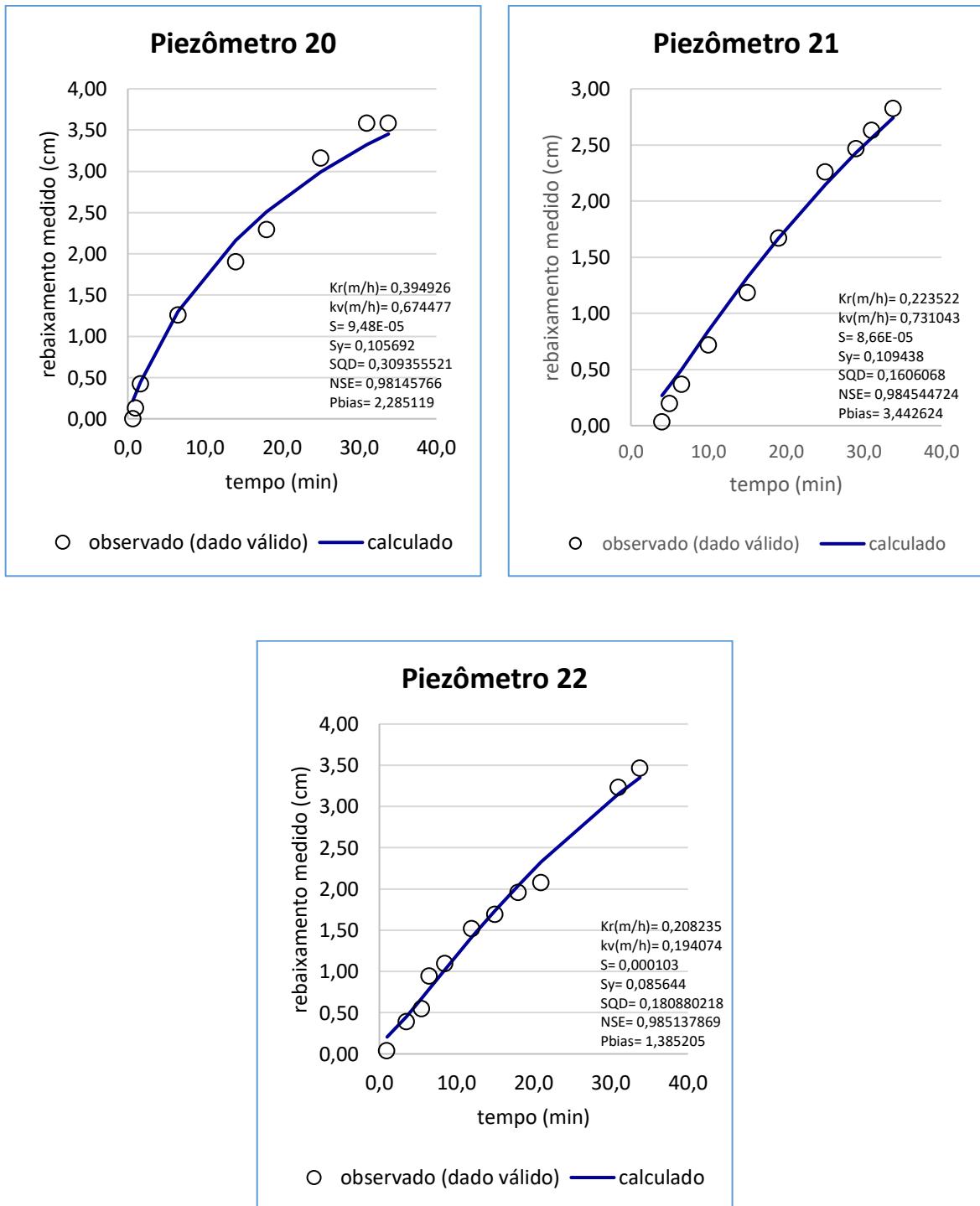
Gráfico 2 – Rebaixamentos medidos e simulados após calibração, Experimento # 9.











Fonte: Autor (2020)

Tabela 8. Resumo dos valores calibrados do Experimento #9

<b>Piezômetro</b>	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>Kr (m/h)</b>	<b>kv (m/h)</b>	<b>S</b>	<b>Sy</b>
p1	1,25	0,49	0,264572	0,48507288	0,000244	0,087841
p2	1,05	0,69	0,435574	0,71768181	0,000122	0,103957
p3	1,05	0,49	0,691148	0,79303177	4,61E-05	0,104233
p4	1,05	0,29	0,578728	0,4413657	0,000145	0,098164
p6	0,95	0,49	0,891251	0,80123357	0,000119	0,107607
p7	0,95	0,39	0,854821	0,801699	0,00011	0,103608
p8	0,86	0,915	0,951977	0,15861616	0,000265	0,098989
p9	0,86	0,69	0,441558	0,78600309	6,77E-06	0,102822
p10	0,86	0,59	0,613581	0,27957354	0,000123	0,107267
p12	0,86	0,39	0,890095	0,80095602	0,000102	0,108859
p13	0,86	0,29	0,648832	0,70976104	0,000246	0,105045
p14	0,86	0,095	0,365199	0,62199886	0,000245	0,108358
p15	0,755	0,6	0,572992	0,83308157	3,1E-05	0,099417
p16	0,755	0,49	0,721509	0,81730484	0,000114	0,10391
p17	0,755	0,385	0,580491	0,75833349	0,000138	0,09893
p19	0,665	0,49	0,536089	0,57100269	0,000152	0,10343
p20	0,665	0,31	0,394926	0,67447726	9,48E-05	0,105692
p21	0,445	0,675	0,223522	0,73104344	8,66E-05	0,109438
p22	0,445	0,275	0,208235	0,19407414	0,000103	0,085644

Fonte: Autor (2020)

Com base nos resultados obtidos pelo modelo Neuman (teste de aquífero), os valores médios dos parâmetros de  $Kr$ ,  $S$  e  $Sy$  foram calculados e comparados com os valores médios levantados nos ensaios preliminares em permeâmetro e na caixa drenante (TABELA 9).

Tabela 9 - Comparaçāo entre dos valores simulados (calibrados) e medidos ( $K$ ,  $S$  e  $Sy$ )

	Valores simulados médios	Valores medidos médios
$Kr$ (m/h)	0,5718	1,1659 (em permeâmetro)
$Sy$	1,023E-01	8,553E-02 (em caixa drenante)

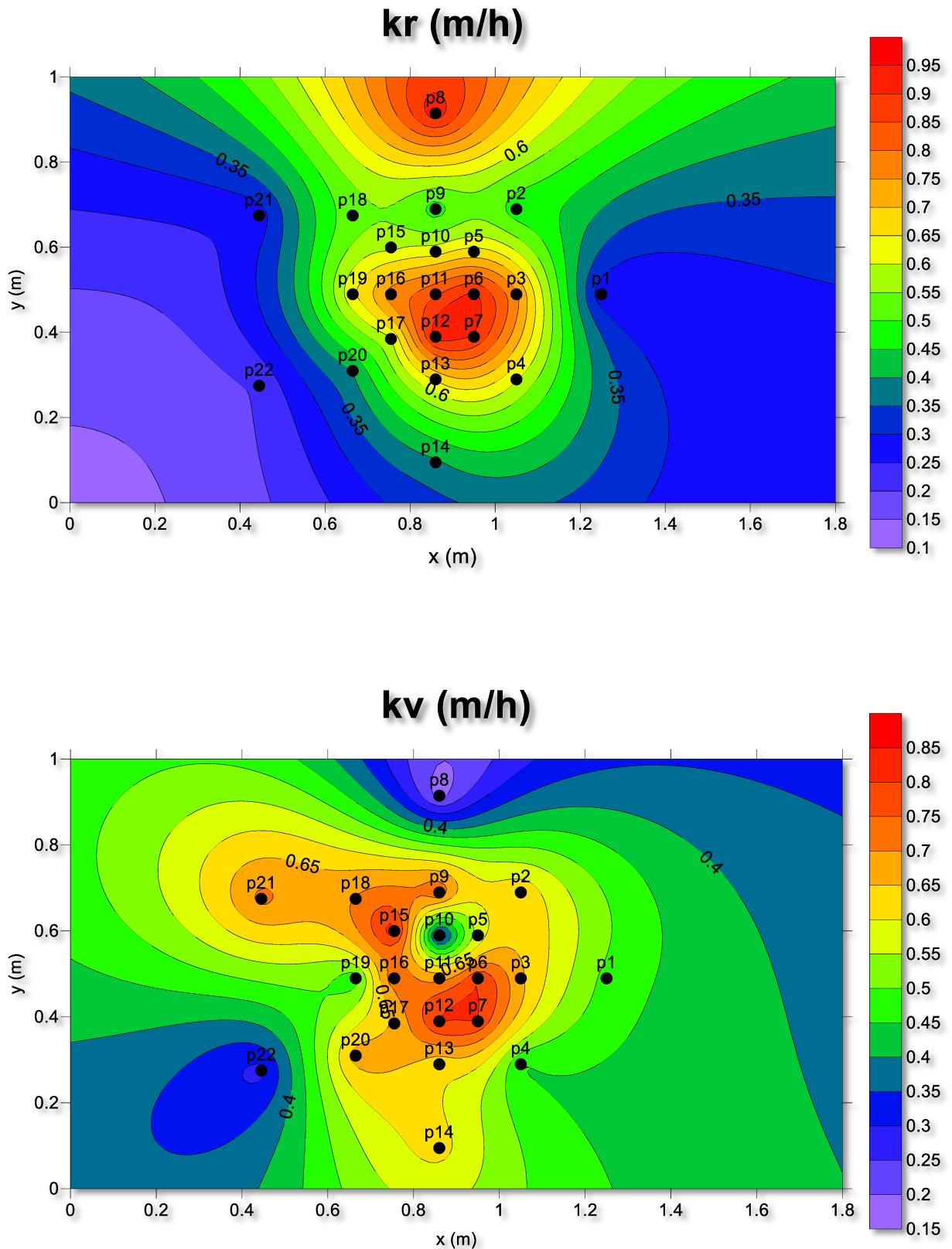
Fonte: Autor (2020)

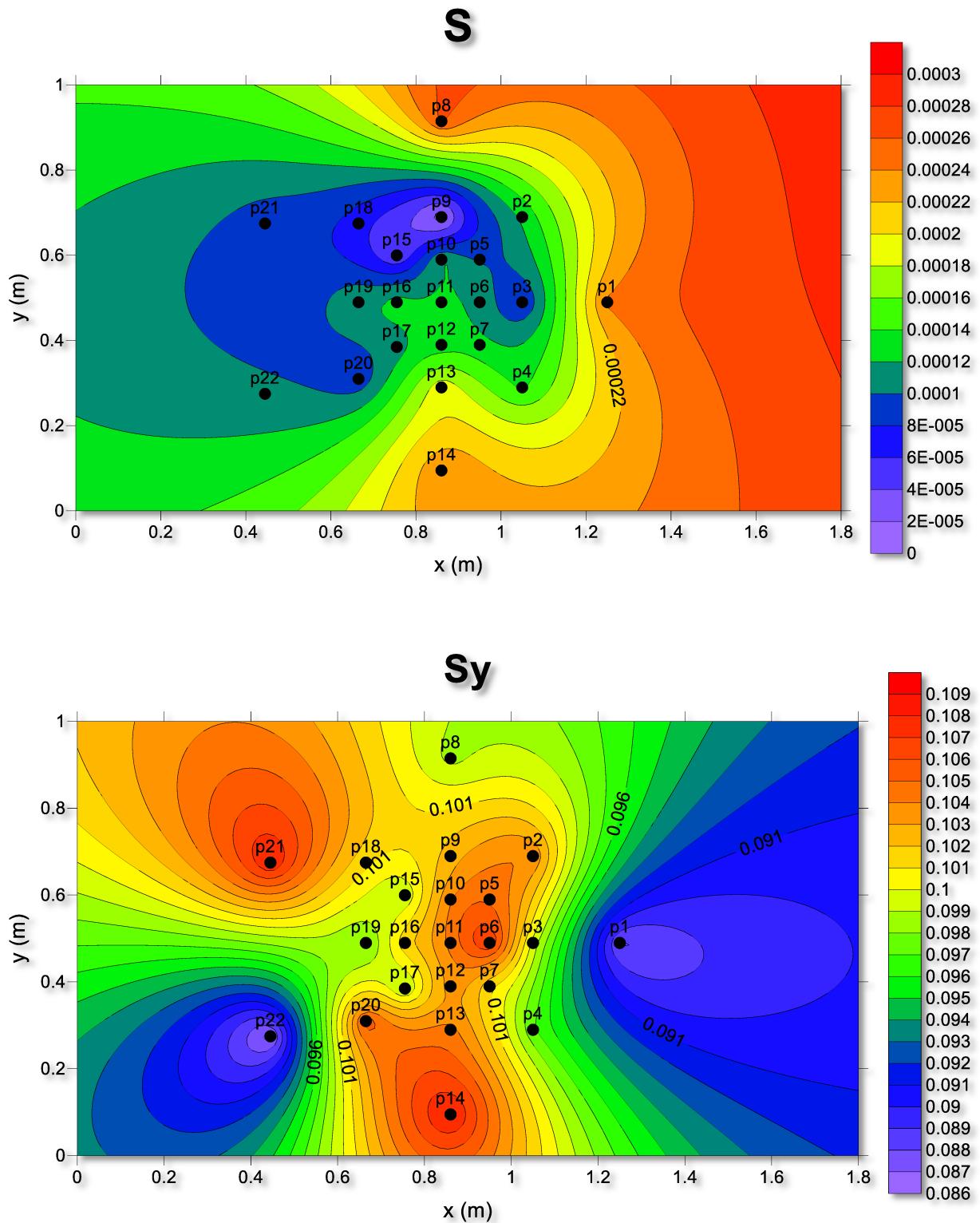
Seja no teste de aquífero ou na caixa drenante as médias de  $Sy$  são próximas. Entre o teste de aquífero e o ensaio em permeâmetro, os valores de  $K$  sofrem uma variação. Em termos médios, o permeâmetro resultou em condutividade média duas vezes maior do que a média dos testes no protótipo. Por outro lado, como estes testes foram realizados em vários piezômetros, eles permitem mapear a distribuição dos parâmetros hidrogeológicos, gerando uma espécie de “tomografia” do aquífero. Isto possibilita a identificação de heterogeneidades que são tamponadas pela mera aplicação de parâmetros médios.

Nesse sentido, realizou-se mapeamento dos parâmetros de condutividade hidráulica radial ( $kr$ ), condutividade hidráulica vertical ( $kv$ ), coeficiente de armazenamento ( $S$ ) e rendimento específico ( $Sy$ ). Para isso foi utilizado a ferramenta *countour map* do software "Surfer", com interpolação por krigagem. Esses mapas são apresentados na Figura 32. Conceitualmente, os parâmetros hidrogeológicos estimados, via teste de aquífero, representam valores médios, ao longo da espessura saturada, no alinhamento entre o poço ativo e o poço de observação. Para efeito de interpolação espacial, adotou-se aqui uma simplificação: os parâmetros foram alocados nas coordenadas dos piezômetros de observação.

Os resultados desse teste revelaram que o aquífero experimental possui características heterogêneas, portanto, os valores de  $kx$  e  $ky$  variam nos diferentes pontos do protótipo.

Figura 32 – Mapeamento de parâmetros  $kr$ ,  $kv$ ,  $S$  e  $Sy$ ; Experimento 9

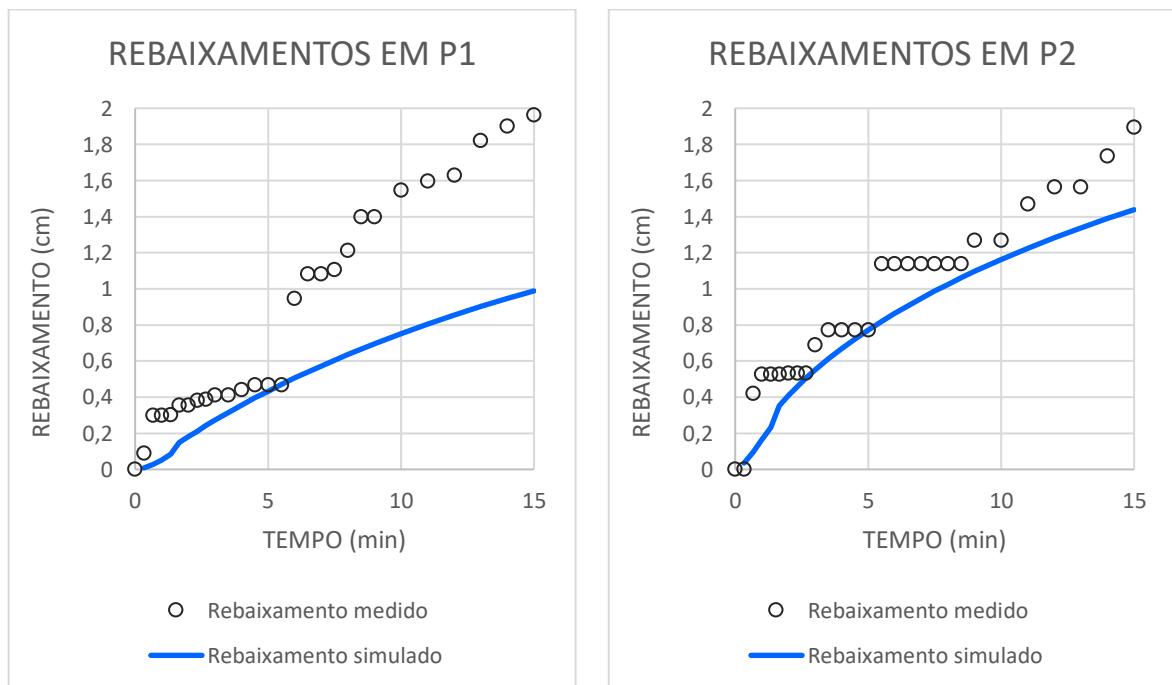


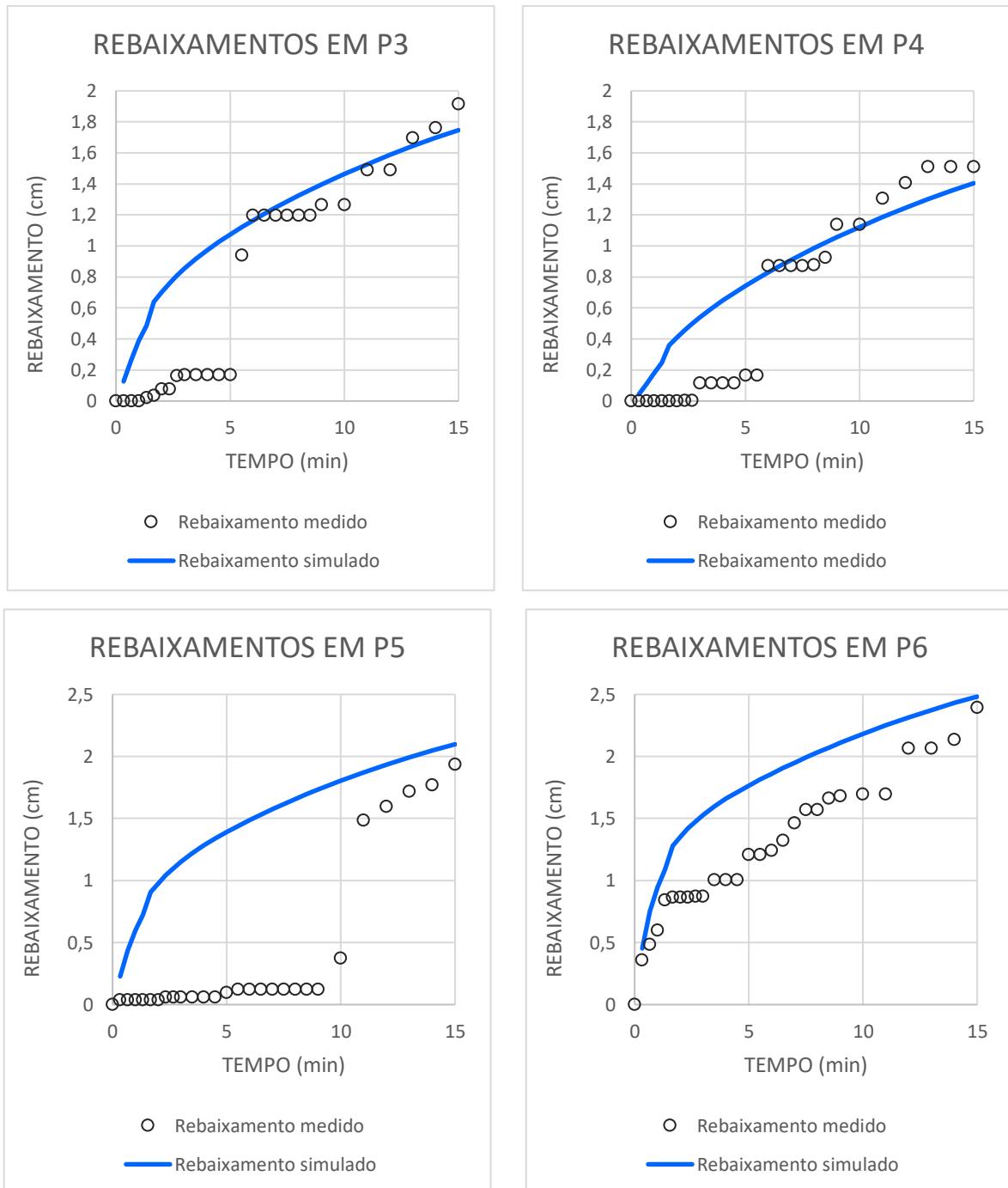


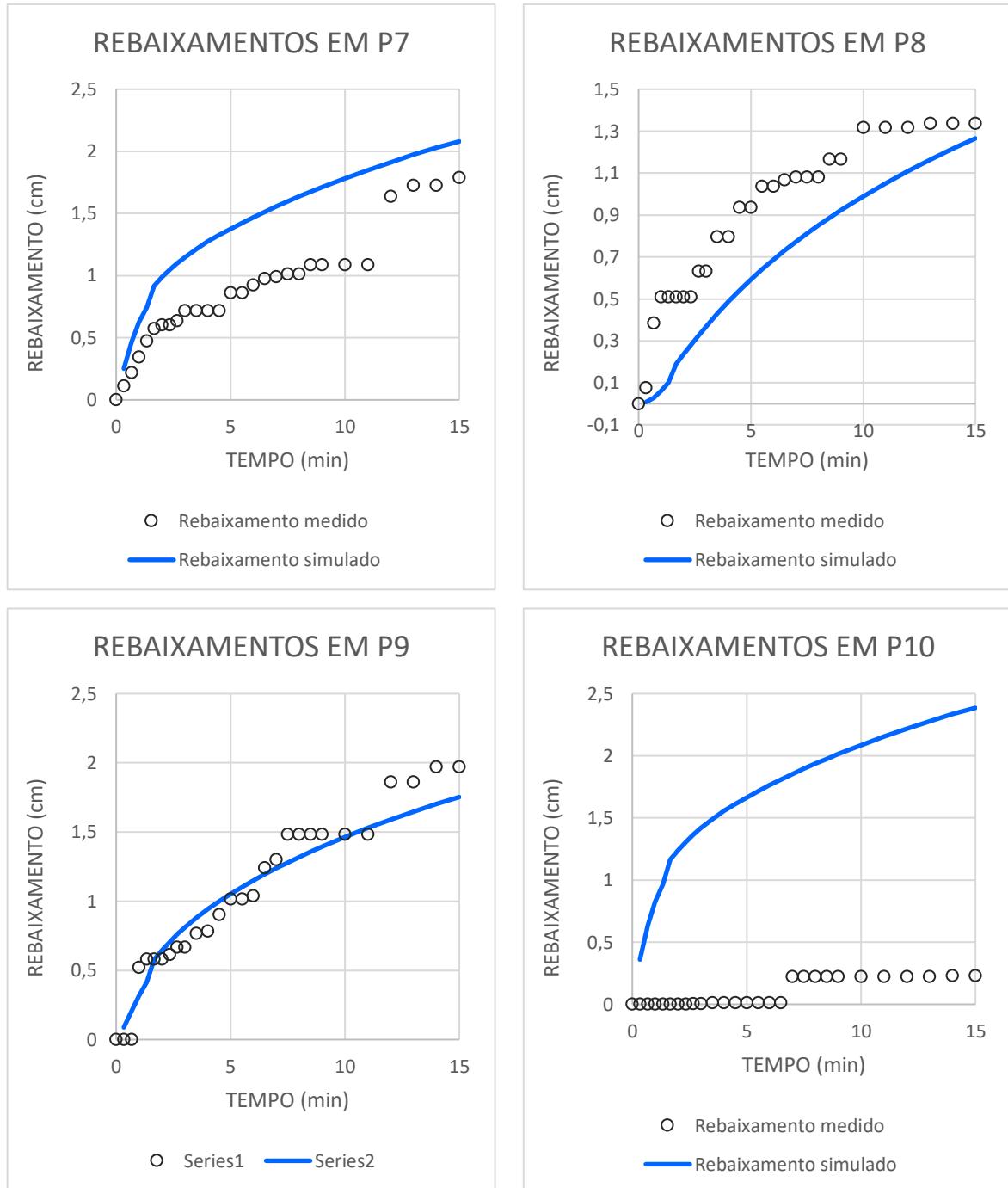
Fonte: Autor (2020)

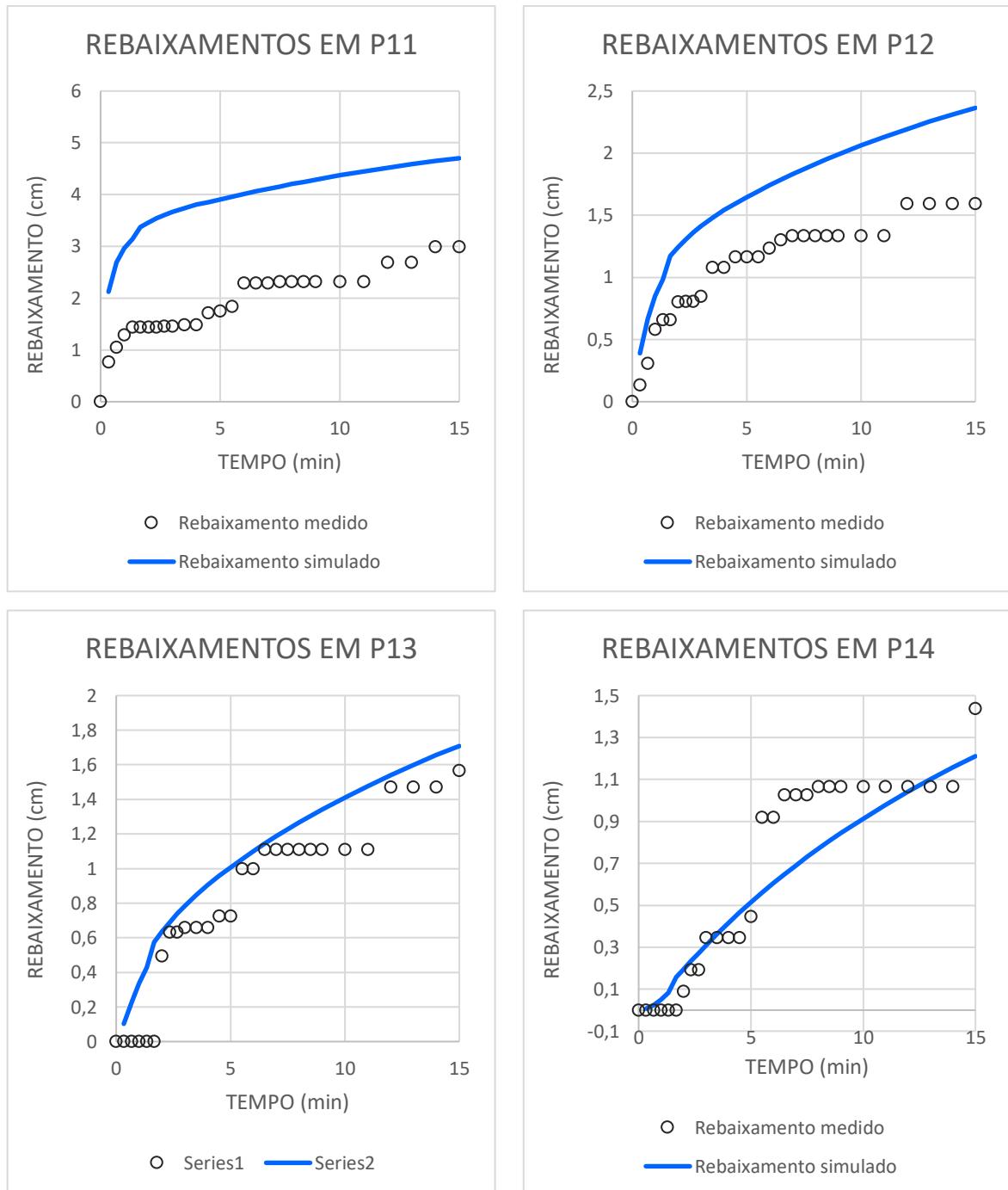
Diante da distribuição dos parâmetros hidrogeológicos no aquífero, buscou-se comparar os resultados mensurados com aqueles obtidos pela simulação numérica. Vale lembrar que o modelo numérico resolve a equação diferencial parcial da carga hidráulica, utilizando o método de diferenças finitas em um esquema totalmente implícito. Aplicou-se malha uniforme de 100x100 (10.000) pontos e os resultados desta simulação foram projetados para um ensaio de rebaixamento com horizonte de 15 minutos. O conjunto de gráficos a seguir (GRÁFICO 3) ilustra a resposta da solução numérica, em linha contínua, confrontando-a com os rebaixamentos medidos em cada piezômetro.

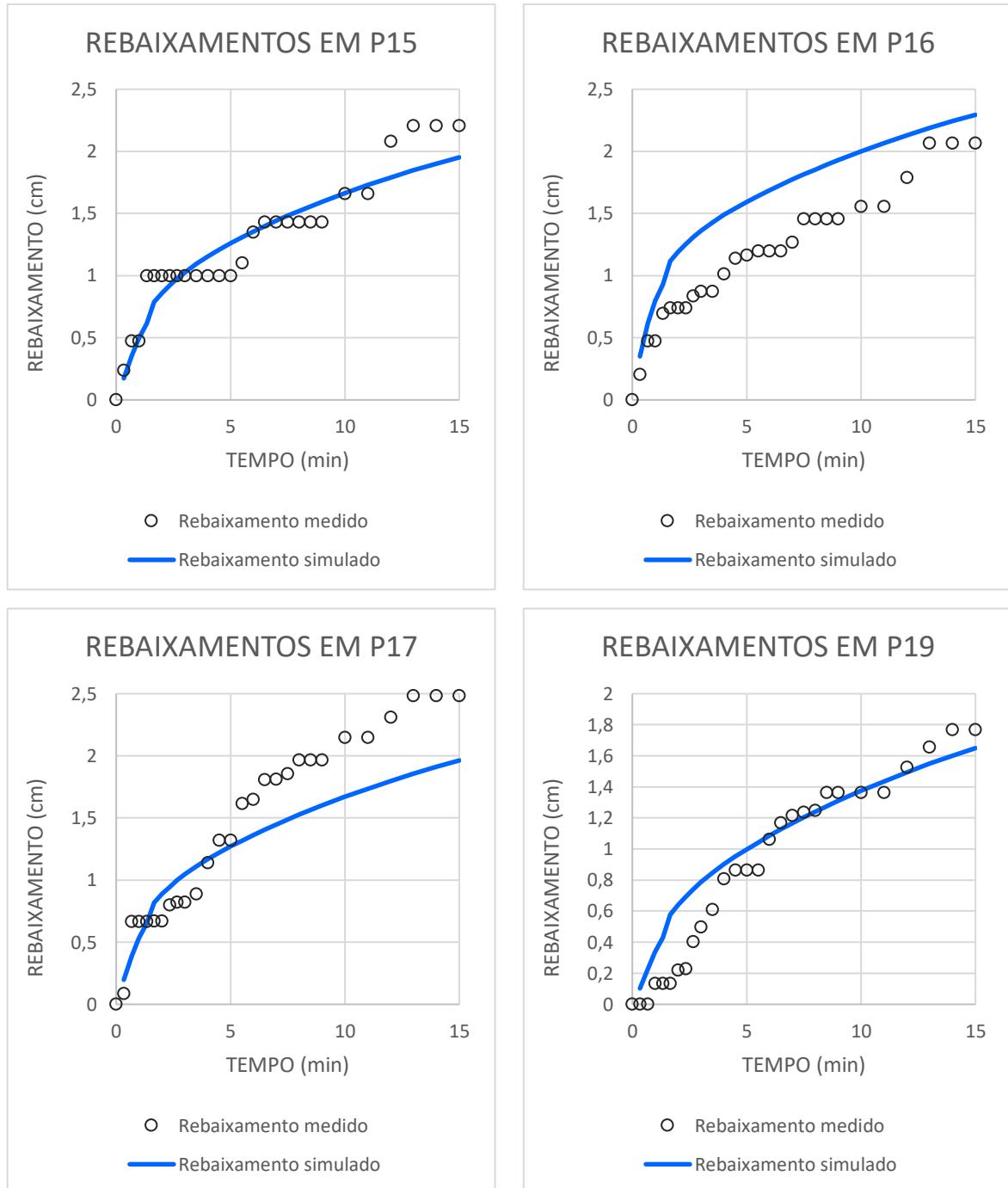
Gráfico 3 – Rebaixamentos medidos e simulados numericamente; Experimento 9

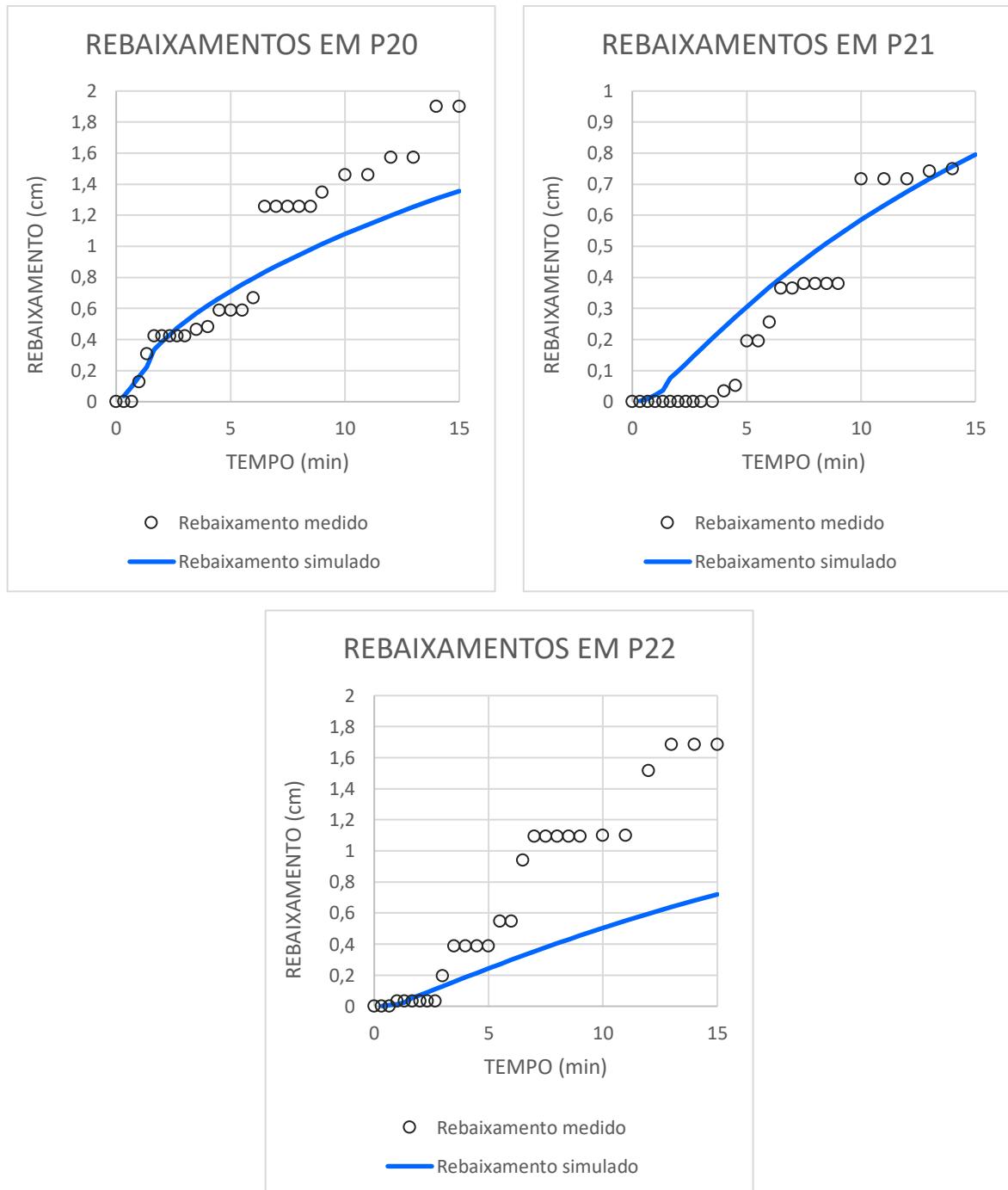












Fonte: Autor (2020)

Como particularidade, pode-se ver que o rebaixamento medido em alguns piezômetros (exemplo p5 e p10) estaciona-se com mesmas leituras durante determinados intervalos de tempo. Isto ocorreu porque o medidor flutuante permaneceu estático durante esse período de tempo, provocando um erro de medição. Deduz-se que tal fenômeno tenha sido causado pelo ar retido entre o medidor e o nível da água dentro do piezômetro. Outra hipótese é que uma leve inclinação do medidor possa tê-lo emperrado momentaneamente dentro do piezômetro. O

piezômetro p18 não foi considerado nesta análise, pois tinha um medidor danificado. Nos demais casos, onde os medidores não apresentaram falhas significativas, notou-se que o modelo numérico não foi bom estimador dos rebaixamentos na posição do poço ativo (p11, neste teste).

A soma dos quadrados das diferenças (SQD) foi o parâmetro utilizado para analisar as melhores estimativas. O SQD pode ser definido como (Equação 41):

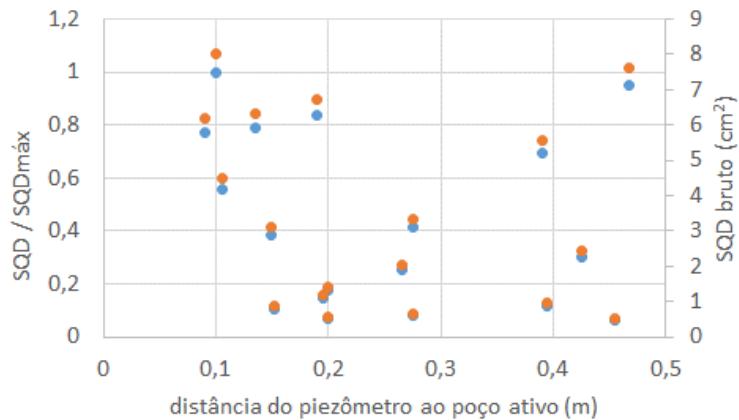
$$SQD = \sum (s_{simulado} - s_{observado})^2 \quad (41)$$

O ideal é que SQD seja próximo de zero, mas esse valor não tem um limite superior e pode sofrer variações para os diferentes piezômetros. Essas variações não dependem apenas dos rebaixamentos simulados, mas também da consistência dos rebaixamentos medidos (observados). Por isso, optou-se por adimensionalizar esse parâmetro, normalizando-o com o maior SQD válido observado. Nesse caso, excluem-se os SQD dos piezômetros p11, p18, p5 e p10, por motivos previamente comentados. Com isto, o maior SQD foi observado para p12 ( $SQD_{máx} = 8,008$ ), sendo este valor usado para normalização conforme a equação (42):

$$SQD' = \frac{SQD}{SQD_{máx}} \quad (42)$$

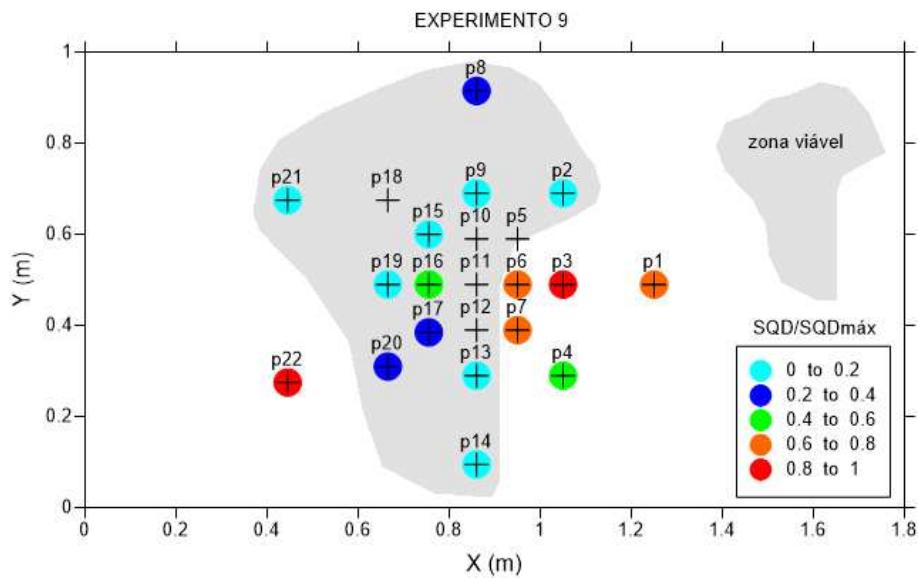
Nessa equação,  $SQD'$  é a soma do quadrado das diferenças normalizada (adimensionalizada) que fica, portanto, limitada entre 0 e 1. Assim, as melhores concordâncias entre os resultados simulados e experimentais devem resultar em  $SQD'$  pequenos. O Gráfico 4 ilustra a distribuição desses valores em relação à distância ao piezômetro ativo. Nessa breve análise, nota-se que não há relação bem estabelecida, nem tendências claras de variação. Conclui-se que a qualidade da simulação numérica, indicada por baixos  $SQD'$ , não sofreu influência da distância ao poço ativo.

Gráfico 4 – SQD normalizado para Experimento 9



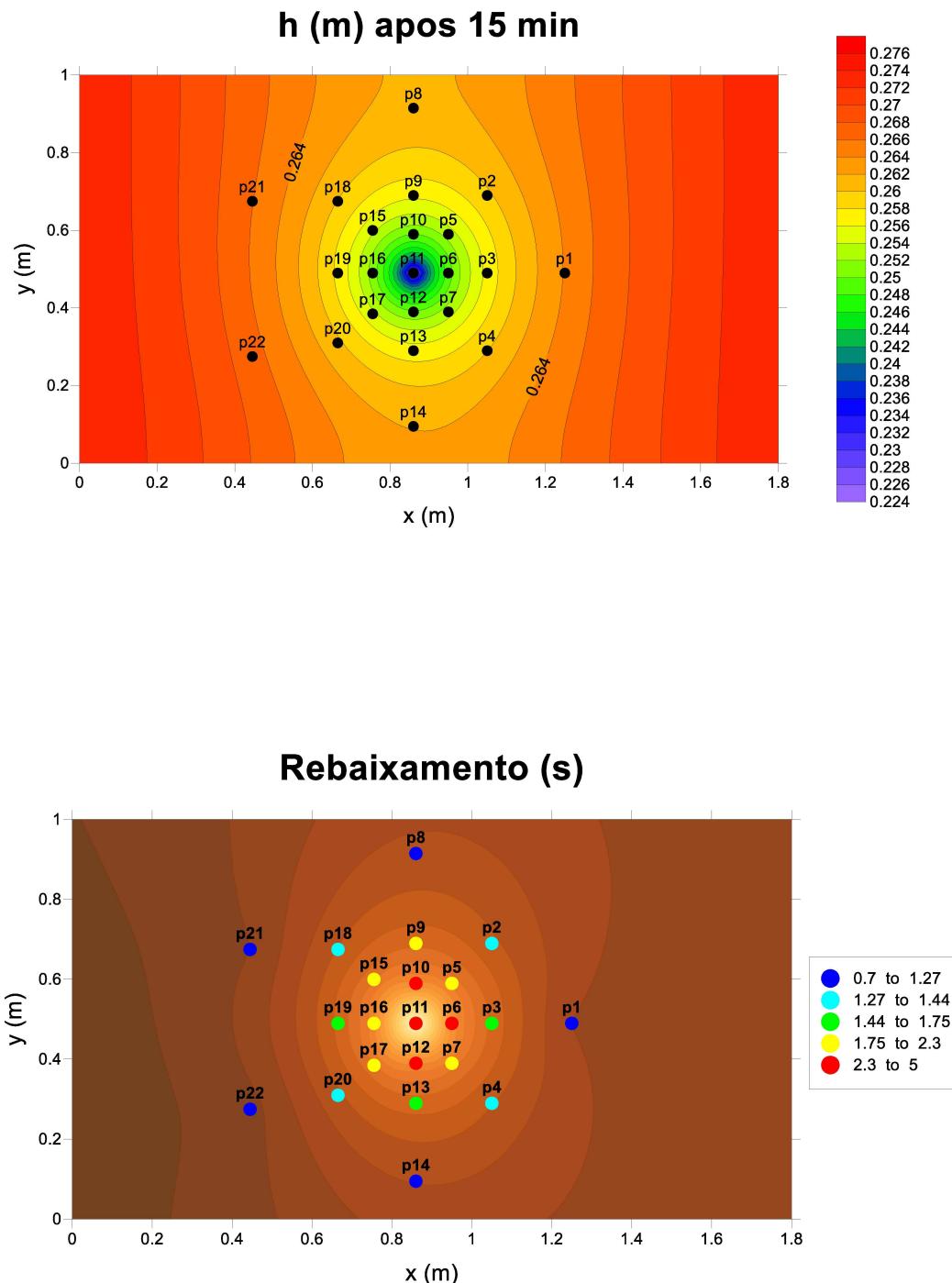
Essa conclusão é evidenciada quando os resultados de SQD' são espacializados (FIGURA 33). Essa distribuição espacial revela, todavia, zonas de direções viáveis, onde os valores normalizados são inferiores a 0,5. Essas zonas viáveis são identificadas visualmente na Figura 33. Tomando o poço ativo p11 como epicentro, percebe-se que há uma zona que estende-se de sul a nordeste (em sentido horário), onde o modelo numérico conduziu a boas previsões. De fato, essa região viável abrange 11 dos 17 piezômetros analisados.

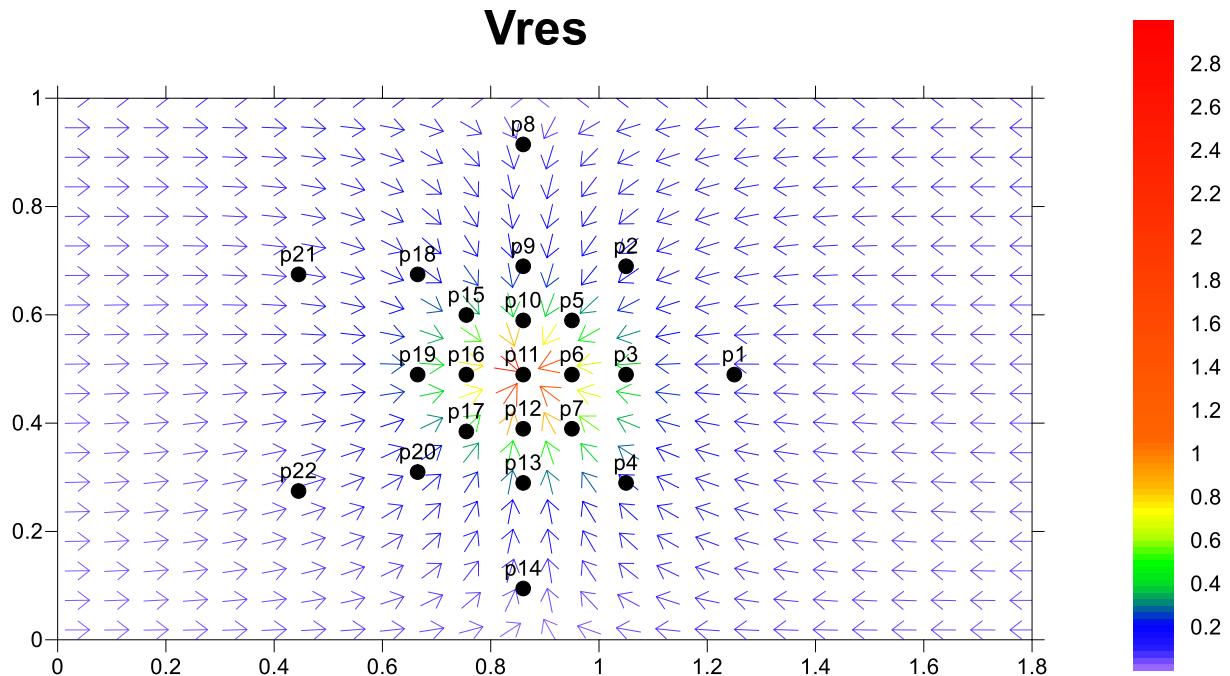
Figura 33 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 9



Com os resultados obtidos na simulação numérica, foi possível construir mapas mostrando as distribuições de carga hidráulica, rebaixamentos e os vetores de velocidade resultante ( $v_{res}$ ) após o programa atingir o horizonte de simulação especificado (FIGURA 34).

Figura 34 – Mapeamento de parâmetros  $h$  (m),  $s$  (cm) e  $v_{res}$  (m/h) após 15 min de simulação;  
Experimento 9



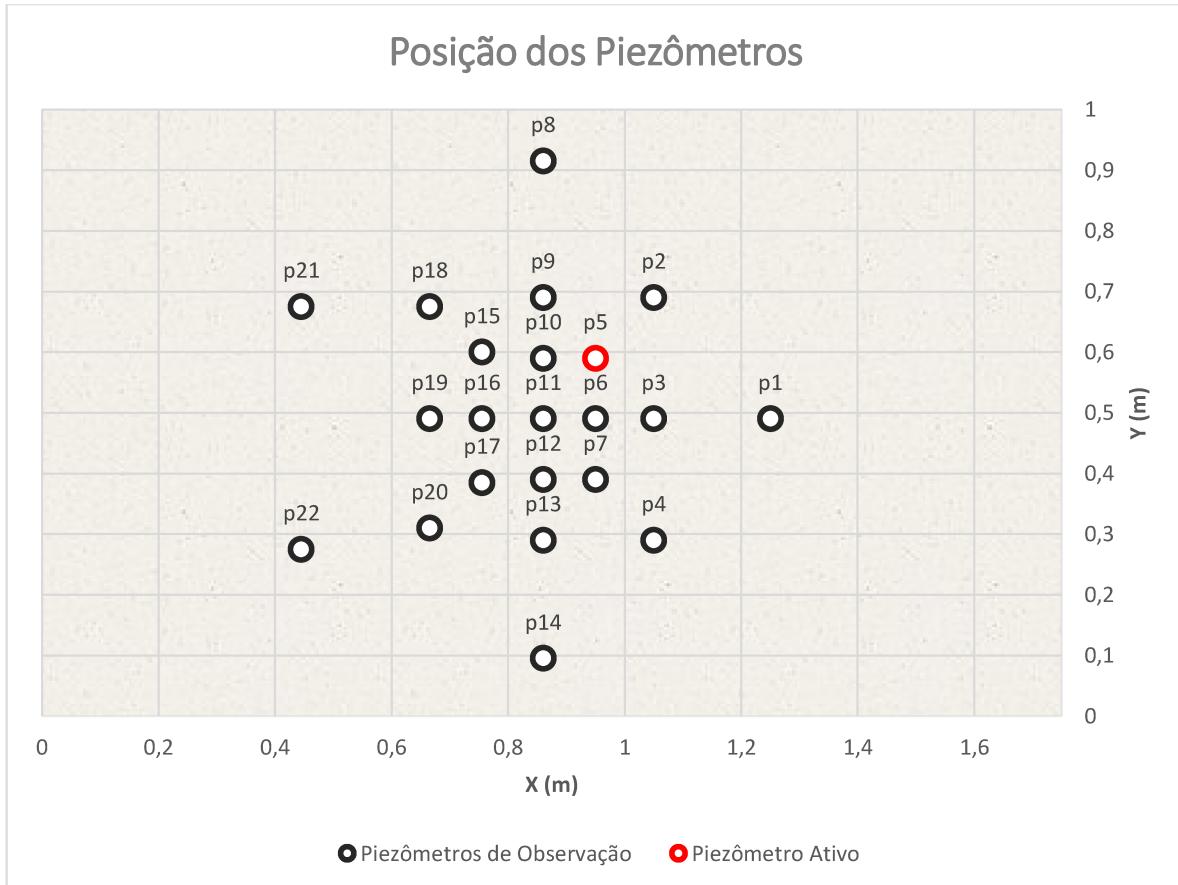


Fonte: Autor (2020)

## 4.5 EXPERIMENTO NÚMERO 10

Esta experiência foi realizada da mesma maneira que a experiência 9, descrita no item 4.4. O meio poroso que constitui o aquífero foi o mesmo. As variantes deste experimento com o anterior foram a espessura do aquífero, que neste caso foi igual a  $b = 0,29$  m, duração do experimento  $t = 32,68\text{min}$ , vazão de retirada média  $Q_{média} = 0,004408092 \text{ L/s} = 4,41 \text{ mL/s}$  e o piezômetro ativo p5 (FIGURA 35).

Figura 35– Experimento # 10; Localização do piezômetro ativo



Fonte: Autor (2020)

O rebaixamento foi calculado através da captura de tela das filmagens, as quais foram analisadas utilizando Surfer e Microsoft Excel, da mesma forma que no experimento anterior, cujos resultados medidos são mostrados na Tabela 10. Da mesma forma que a simulação analítica foi realizada calibração dos parâmetros hidrogeológicos, gráficos de rebaixamento por tempo (GRÁFICO 5), resumo do resultados após calibração (TABELA 11) e mapas (FIGURA 36) foram criados seguindo o mesmo padrão do experimento 9.

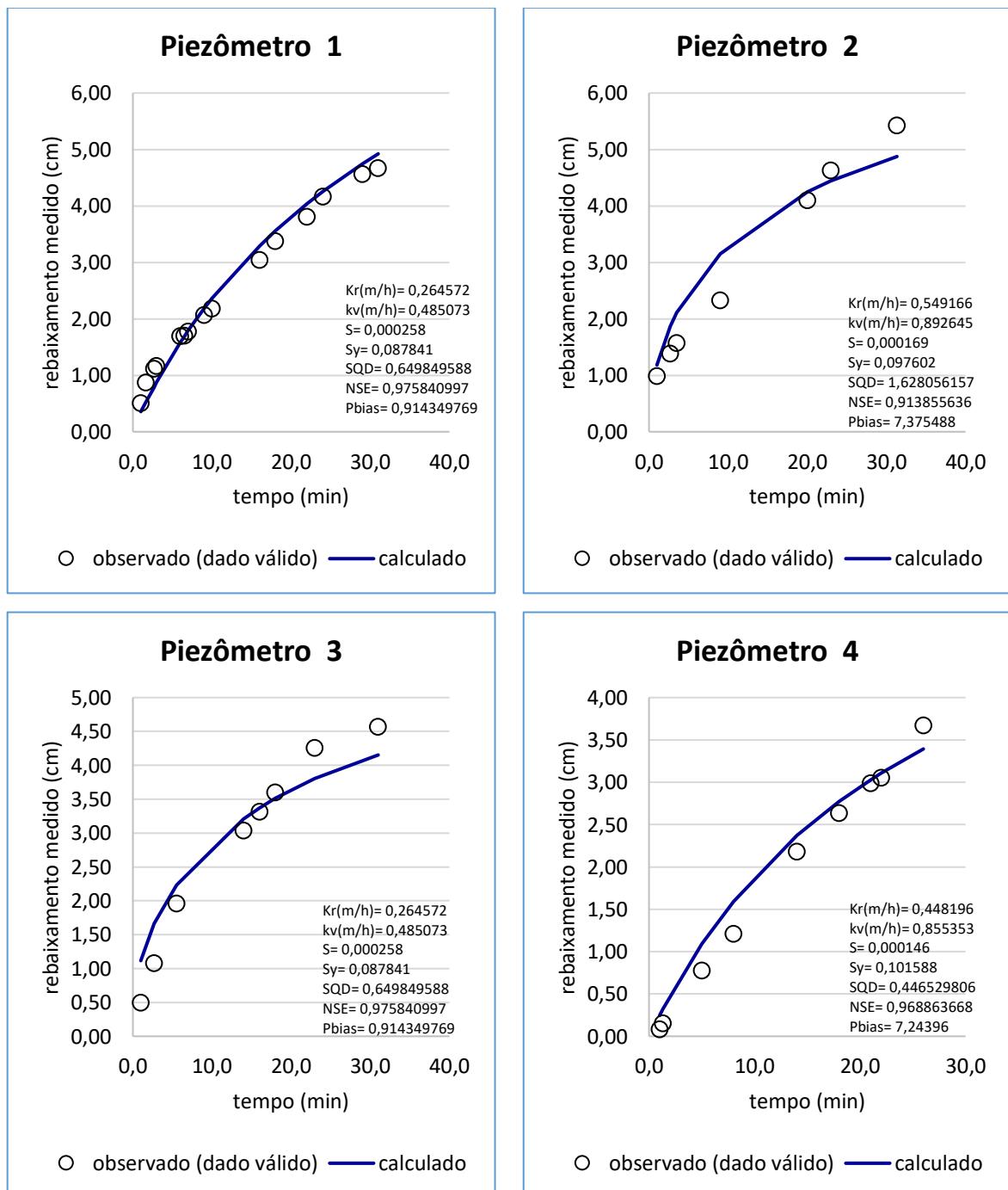
Tabela 10. Rebaixamento medido, Experimento # 10

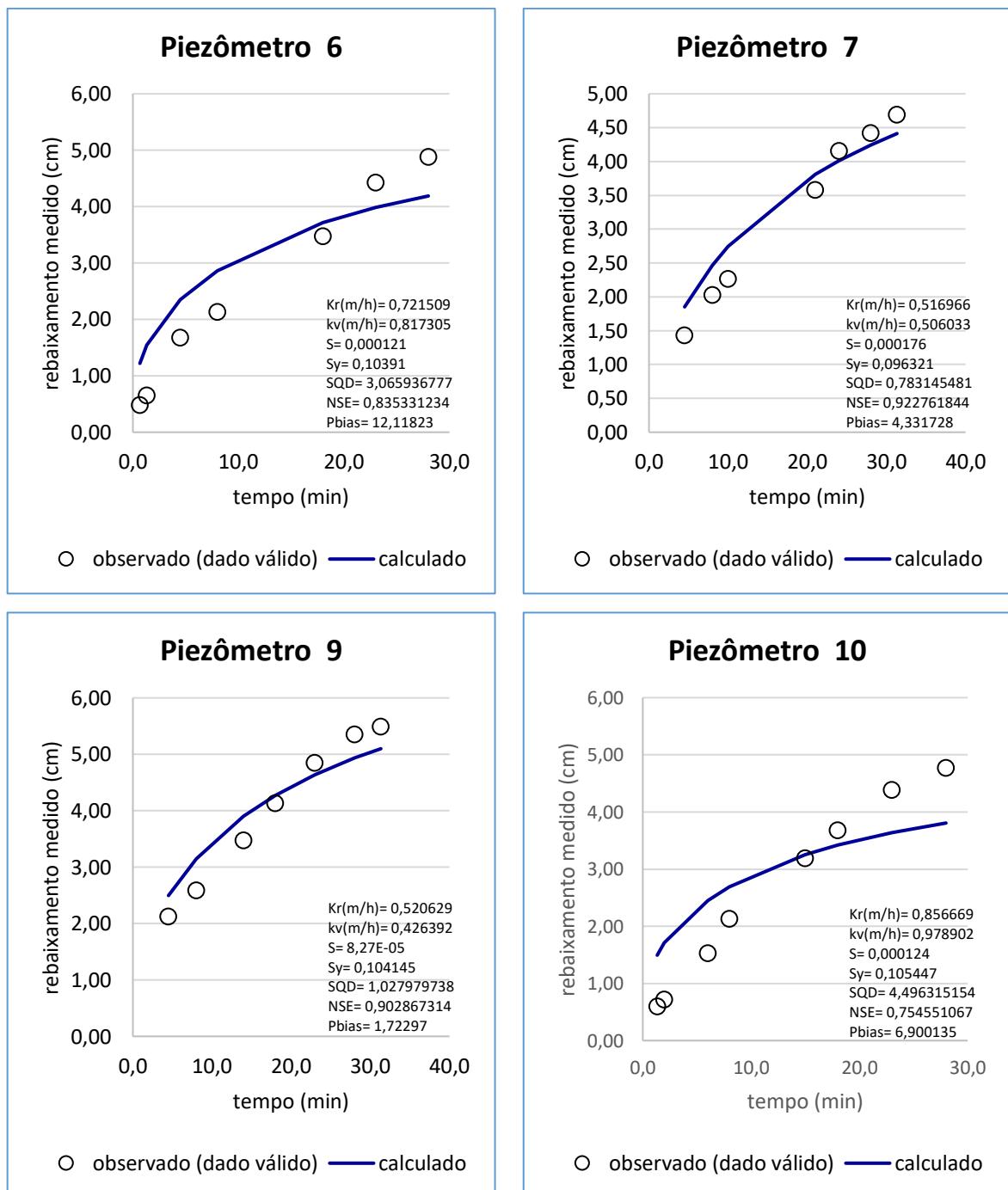
Rebaixamento "s" (cm)																					
t (min)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P9	P10	P11	P12	P13	P15	P16	P18	P19	P20	P21	P22		
0,33	0,1357	0,4208	0,3159	0,0012	1,4603	0,3993	0,0419	0,0000	0,5382	0,5199	0,0000	0,0000	0,1306	0,1811	0,0000	0,2073	0,0000	0,0000	0,1060		
0,67	0,5013	0,9649	0,4174	0,0607	1,6524	0,4779	0,0419	0,0355	0,5382	0,6101	0,0633	0,0092	0,4347	0,3627	0,0000	0,3620	0,0000	0,0000	0,1907		
1,00	0,5013	0,9795	0,4882	0,0806	1,6524	0,4779	0,1137	0,0355	0,5382	0,8868	0,0633	0,0092	0,7180	0,5347	0,0000	0,4195	0,0000	0,0000	0,1907		
1,33	0,8622	1,0789	0,7234	0,1479	1,7584	0,6530	0,1828	0,1075	0,5988	1,0407	0,1354	0,0092	0,8052	0,7559	0,1641	0,4450	0,0708	0,1406	0,4008		
1,67	0,8622	1,0789	0,7234	0,1479	1,7584	0,6530	0,1828	0,1075	0,5988	1,0407	0,1354	0,0092	0,8052	0,7559	0,1641	0,4450	0,0708	0,1406	0,4008		
2,00	0,8622	1,2044	0,7234	0,1479	2,0538	0,6530	0,1828	0,1075	0,7193	1,0407	0,1354	0,0511	0,8052	0,7715	0,1641	0,7931	0,2343	0,1406	0,4408		
2,33	1,0434	1,3080	0,8675	0,1479	2,0667	0,6530	0,1828	0,1075	0,7193	1,0514	0,1354	0,0511	1,0462	0,8499	0,1641	0,7931	0,2343	0,2267	0,4408		
2,67	1,1092	1,3754	1,0764	0,1882	2,1589	0,6530	0,2746	0,1075	0,7193	1,0514	0,1354	0,0941	1,0462	0,8549	0,1641	0,7931	0,2343	0,3085	0,4408		
3,00	1,1622	1,5458	1,0764	0,1882	2,1690	0,6530	0,2746	0,1075	0,7193	1,1353	0,2591	0,0941	1,1451	0,8549	0,1641	0,7931	0,2343	0,3404	0,4560		
3,50	1,1942	1,5634	1,1556	0,1882	2,1690	0,6530	0,3074	0,1294	0,7193	1,1353	0,2591	0,0941	1,1544	0,8549	0,1641	0,8051	0,2343	0,3404	0,4560		
4,00	1,2498	1,5634	1,1556	0,1882	2,1690	0,6530	1,1989	0,1294	0,7193	1,4480	0,2591	0,0941	1,2205	0,8549	0,2343	0,8051	0,2343	0,3404	0,4855		
4,50	1,5265	1,6724	1,8643	0,7678	2,8656	1,6772	1,4329	2,1229	0,7193	1,5449	0,2591	0,0941	1,3327	0,8549	0,2439	0,8051	0,2343	0,3853	0,5447		
5,00	1,5794	1,6724	1,8693	0,7726	2,8919	1,6772	1,4329	2,1229	1,4144	1,8280	1,6711	0,9560	1,3579	1,4132	0,8732	1,2671	1,0006	0,9084	1,0764		
5,50	1,5794	1,7501	1,9531	0,7726	2,9509	1,6772	1,4329	2,1229	1,4144	1,8280	1,6711	0,9926	1,3902	1,4932	0,8732	1,3428	1,0932	0,9304	1,2879		
6,00	1,6904	1,8917	1,9531	0,7983	2,9509	1,7014	1,4391	2,1229	1,5299	1,8434	1,8159	1,0394	1,3902	1,5530	0,8732	1,3428	1,0932	1,0400	1,3084		
6,50	1,6981	1,9006	1,9779	0,8860	3,0345	1,7134	1,4813	2,1229	1,5299	1,8949	1,8159	1,0882	1,4193	1,5530	0,1059	1,3428	1,2454	1,0532	1,3084		
7,00	1,7713	1,9809	2,0303	0,8860	3,0345	1,8800	1,4907	2,1699	1,5299	1,9336	1,8159	1,0882	1,7227	1,5816	1,0599	1,3428	1,2454	1,2315	1,3084		
7,50	1,8093	1,9809	2,0451	0,9676	3,2700	1,8800	1,6778	2,2192	1,5299	2,0128	1,8494	1,0882	1,7227	1,5868	1,0599	1,5868	1,2454	1,2315	1,3084		
8,00	2,0589	2,1602	2,1560	1,2069	3,2700	2,1296	2,0267	2,5841	2,1312	2,0128	1,9764	1,2870	1,7424	1,5868	1,0828	1,5868	1,4557	1,4038	1,4697		
8,50	2,0589	2,1920	2,1560	1,2069	3,3381	2,1296	2,0267	2,5841	2,1312	2,1736	1,9764	1,3350	1,7809	1,5868	1,1026	1,5868	1,4897	1,4038	1,5051		
9,00	2,0589	2,3195	2,3529	1,2261	3,3902	2,1360	2,1079	2,5841	2,2242	2,1736	2,2313	1,3736	1,8913	1,5868	1,1886	1,6927	1,6239	1,4038	1,5615		
10,00	2,1793	2,3195	2,3529	1,2791	3,4712	2,1481	2,2612	2,6381	2,2894	2,1750	2,2313	1,3938	1,9657	1,5868	1,2388	1,9586	1,6239	1,4397	1,5902		
11,00	2,1793	2,4128	2,3712	1,4318	3,5377	2,2595	2,2612	2,6381	2,4624	2,1921	2,2313	1,3938	2,1592	1,5868	1,2498	1,9586	1,6239	1,4397	1,5902		
12,00	2,2431	2,5493	2,5022	1,5507	3,7360	2,4743	2,2897	2,9801	2,6384	2,1921	2,4000	1,4844	2,2137	1,5868	1,4941	2,1517	1,7859	1,4397	1,7285		
13,00	2,4582	2,7752	2,7670	1,6246	3,8674	2,6962	2,3241	3,0515	2,6955	2,2059	2,5034	1,4844	2,2500	1,5868	1,6914	2,1704	1,8469	1,4520	1,8452		
14,00	3,0386	3,0693	3,0329	2,1772	4,0091	2,8419	2,6198	3,4722	2,9846	3,1019	2,8163	2,0208	2,6441	2,6352	1,9614	2,4491	2,0256	2,1493	2,5133		
15,00	3,0386	3,0693	3,0781	2,1772	4,2515	2,8780	2,6198	3,4819	3,1887	3,1019	2,9488	2,0208	2,6441	2,6352	1,9614	2,5382	2,0256	2,1959	2,6387		
16,00	3,0386	3,1316	3,3085	2,1772	4,3595	2,9048	2,6198	3,5524	3,2788	3,3698	3,1094	2,3940	2,9426	2,8002	2,1341	2,6502	2,3851	2,1959	2,6620		
17,00	3,1300	3,3765	3,3564	2,3951	4,3595	3,2909	2,7351	3,7601	3,2821	3,7004	3,4744	2,7335	3,1060	3,5264	2,2066	3,0356	2,6535	2,3675	2,9220		
18,00	3,3702	3,4021	3,5930	2,6297	4,6414	3,4708	2,9684	4,1337	3,6809	3,9353	3,7041	2,8497	3,2074	3,6091	2,3353	3,2659	3,0875	2,9722	3,1144		
19,00	3,3742	3,4021	3,5930	2,6297	4,6414	3,4708	2,9684	4,1337	3,6809	3,9353	3,7167	2,8497	3,2169	3,6091	2,3353	3,2659	3,0875	2,9722	3,1144		
20,00	3,3742	4,0944	3,5930	2,7991	4,7894	3,5367	3,2293	4,1957	3,7122	3,9353	3,7167	2,8497	3,2169	3,6091	2,4604	3,2659	3,0875	2,9722	3,1144		
21,00	3,5887	4,1115	3,6744	2,9838	5,0831	3,6796	3,5780	4,2892	3,9617	3,9353	3,8140	2,8572	3,2246	3,6091	2,7603	3,4091	3,2545	3,3504	3,5702		
22,00	3,8057	4,1289	3,6821	3,0469	5,1831	3,8324	3,6505	4,2892	3,9617	3,9467	3,9422	2,8572	3,2985	3,6193	2,8286	3,4091	3,2545	3,3504	3,5702		
23,00	4,1626	4,6266	4,2518	3,6682	5,8220	4,4251	4,1537	4,8472	4,3858	4,4152	4,4732	3,3133	4,0417	4,1119	3,4312	3,9851	3,6615	3,4438	3,8395		
24,00	4,1626	4,6266	4,2518	3,6682	5,8220	4,4251	4,1537	4,8472	4,3858	4,4152	4,4732	3,3133	4,0417	4,1119	3,4312	3,9851	3,6615	3,4438	3,8395		
25,00	4,1626	4,6266	4,2778	3,6682	5,8220	4,4251	4,1537	4,8472	4,3870	4,4152	4,4732	3,3133	4,0417	4,1119	3,4312	3,9851	3,6615	3,4438	3,8395		
26,00	4,4408	4,6266	4,3228	3,6682	5,9053	4,4251	4,1537	4,9580	4,4293	4,4294	4,4732	3,3133	4,0417	4,3007	3,4312	4,0377	3,6615	3,5885	3,8395		
28,00	4,5540	4,9119	4,4709	3,6682	6,3340	4,8796	4,4173	5,3507	4,7710	4,8685	4,5374	3,3133	4,0417	4,3007	3,5735	4,2513	3,6615	4,0922	3,8564		
29,00	4,5540	4,9119	4,4709	3,6682	6,3340	4,8796	4,4173	5,3507	4,7710	4,8685	4,5374	3,3133	4,0417	4,3007	3,5735	4,2513	3,6615	4,0922	3,8564		
30,00	4,5816	5,0883	4,5230	3,6682	6,3340	4,8796	4,4173	5,3507	4,8154	4,8685	4,8844	4,0027	4,4025	5,0607	3,8032	4,4130	3,7458	4,0922	3,9316		
31,00	4,6648	5,2773	4,5643	3,6682	6,3699	4,8796	4,4261	5,3507	4,8154	4,8685	5,0009	4,1558	4,5260	5,3429	4,3163	4,4948	4,1958	4,5047	4,5761		
31,33	4,8992	5,4211	4,8581	3,6682	6,6098	4,8796	4,6927	5,4888	4,8154	5,0105	5,1399	4,3833	4,6293	5,3429	4,5762	4,8219	4,3978	4,6336	4,5867		

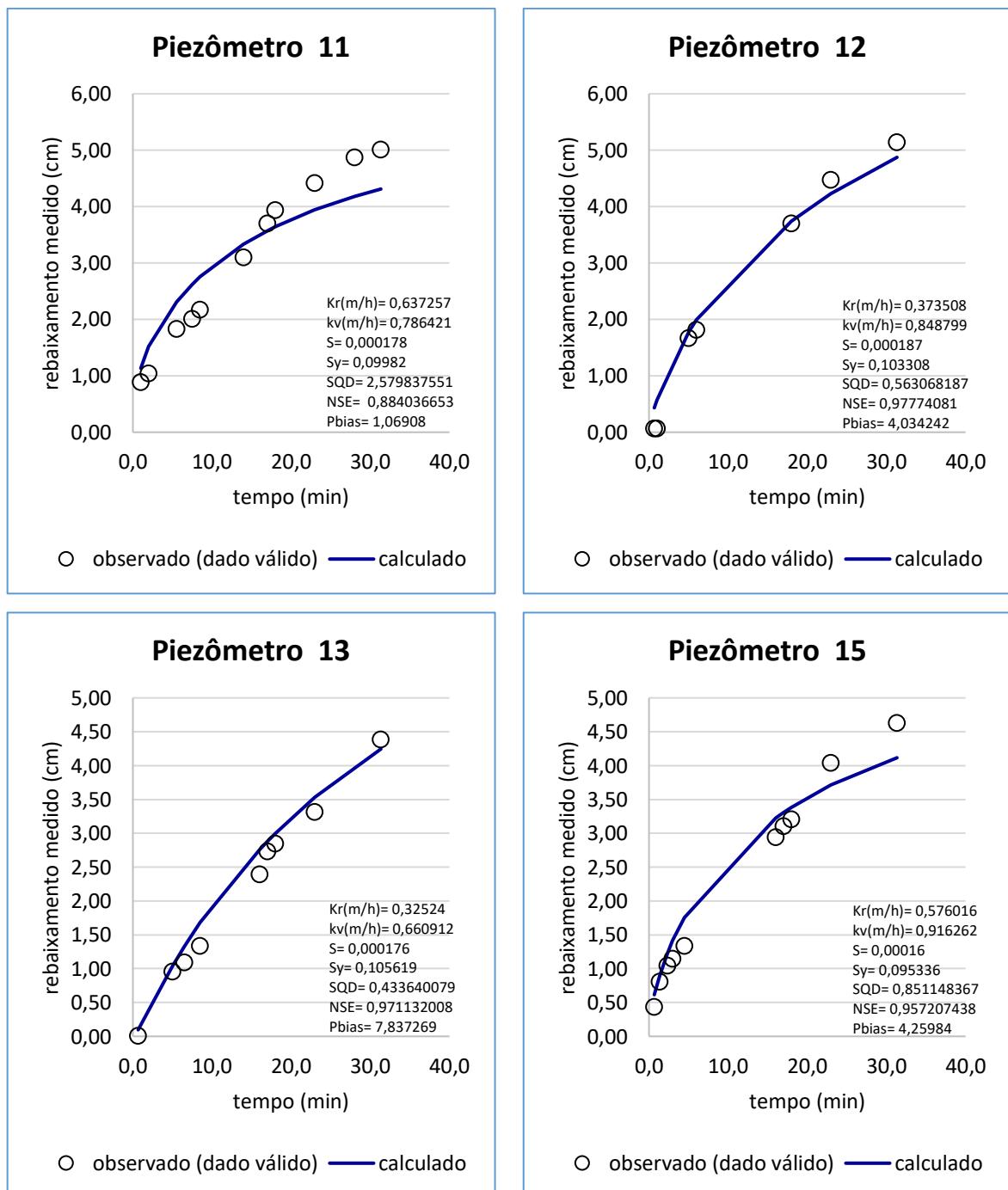
Fonte: Autor (2020)

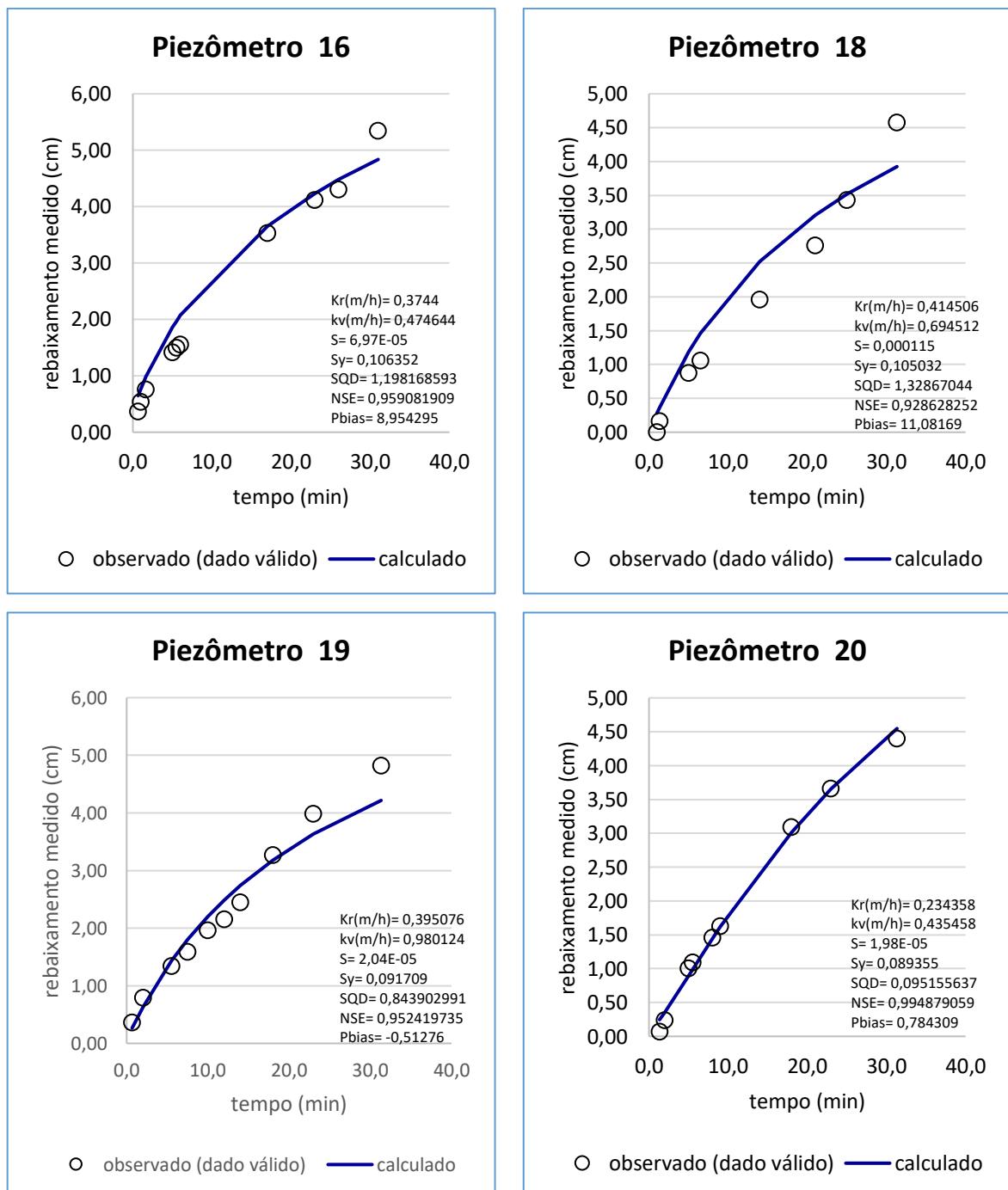
Devido a problemas com os medidores, os piezômetros p8, p14, p17 e p22 foram excluídos desta análise.

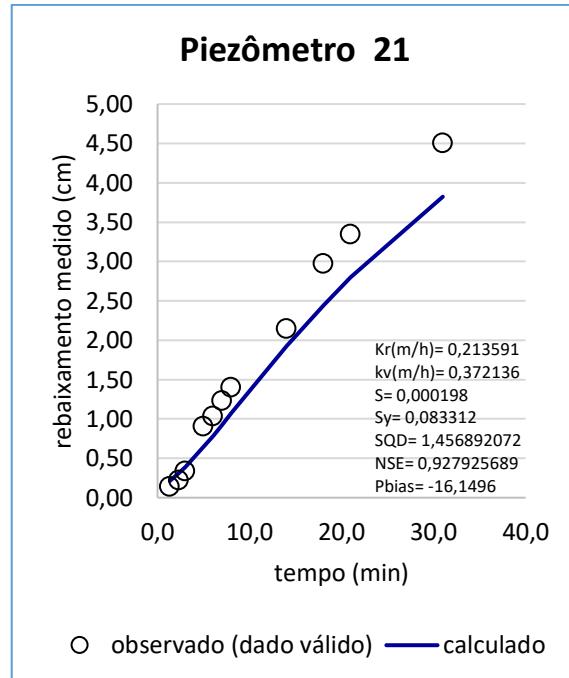
Gráfico 5 – Rebaixamento medido e simulado após calibração; Experimento 10.











Fonte: Autor (2020)

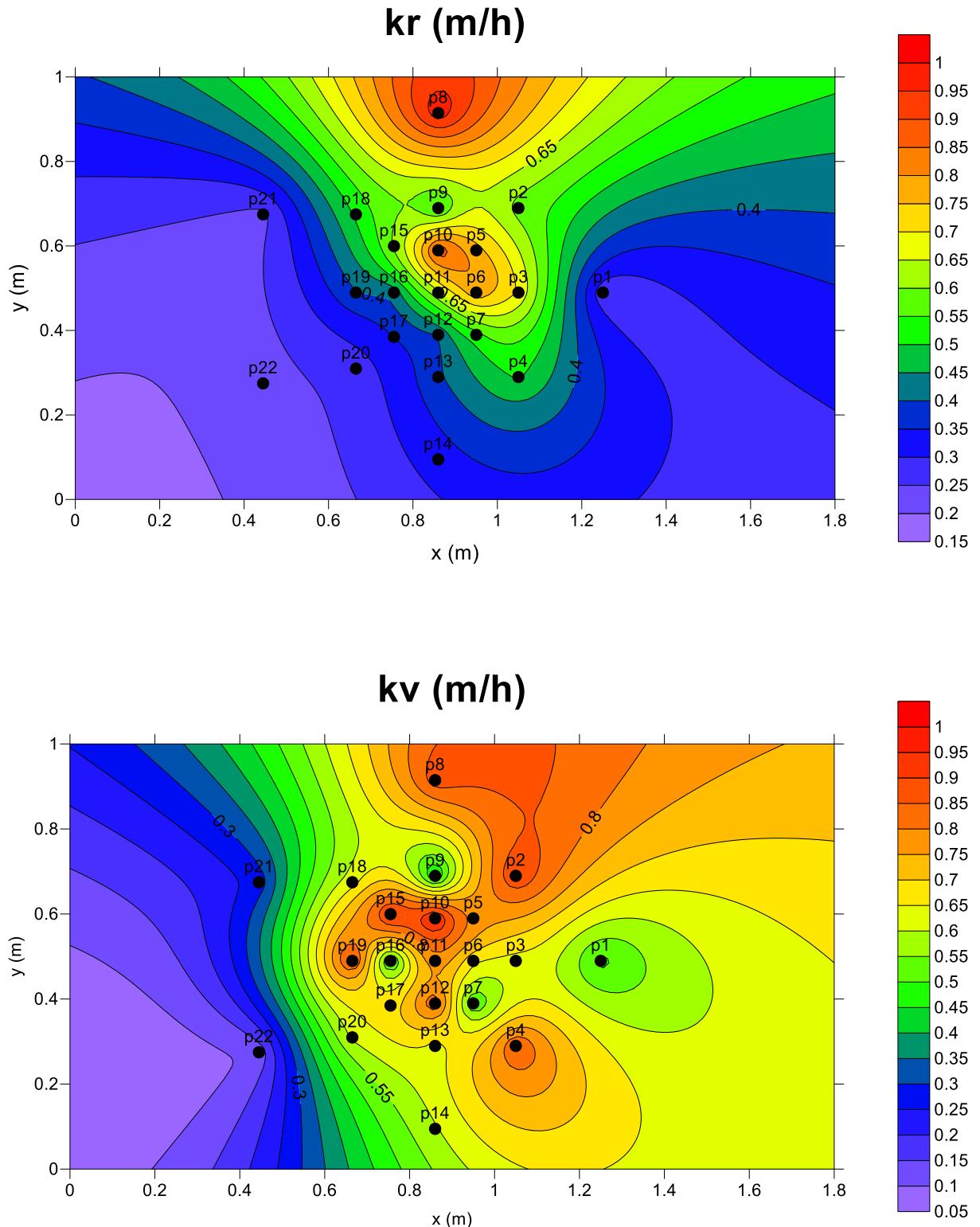
Tabela 11. Resumo dos valores simulados e calibrados do Experimento #10

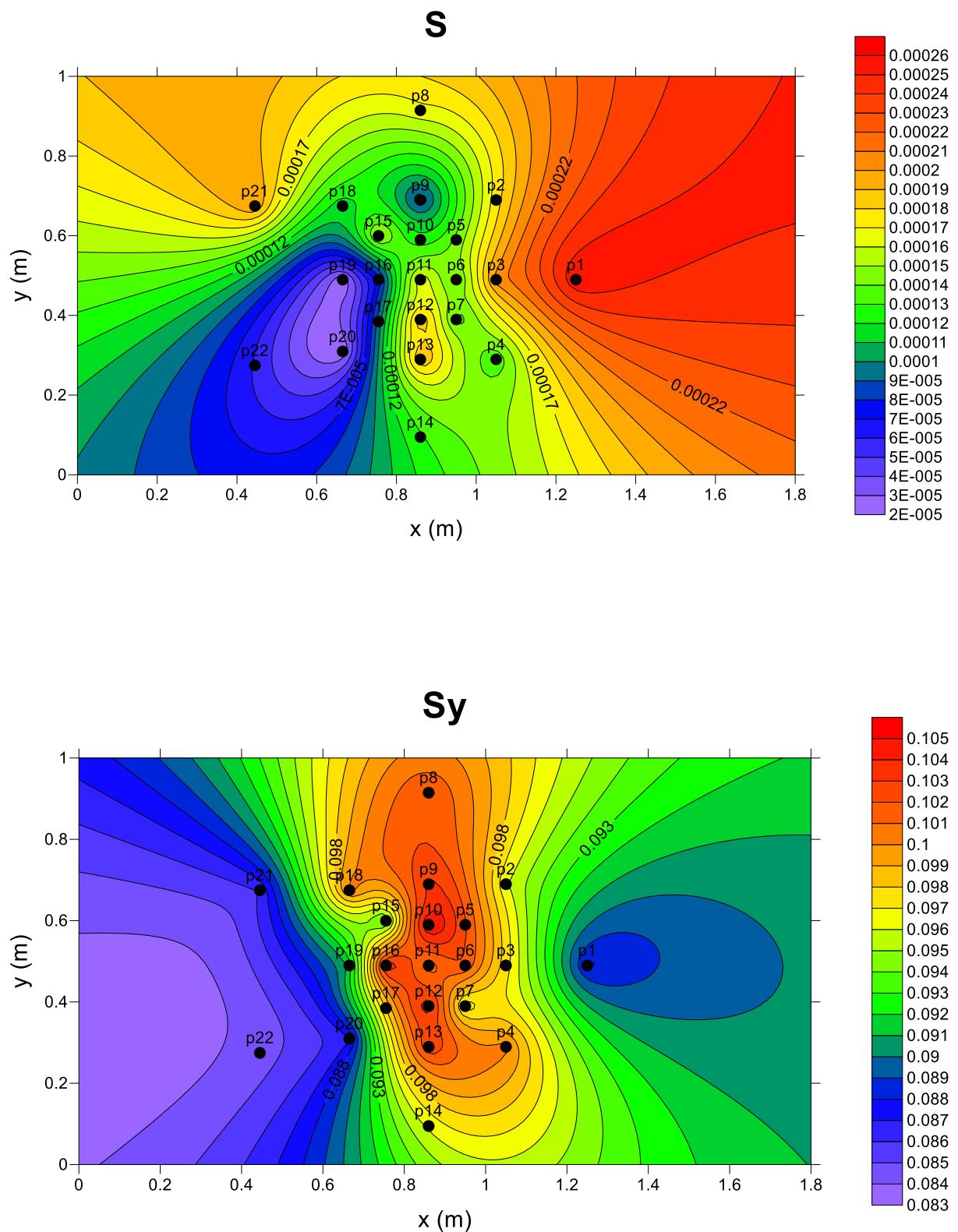
Piezômetro	X (m)	Y (m)	Kr (m/h)	kv (m/h)	S	Sy
p1	1,25	0,49	0,26457171	0,48507288	0,00025831	0,08784105
p2	1,05	0,69	0,54916614	0,8926454	0,00016918	0,09760204
p3	1,05	0,49	0,64883208	0,70976104	0,00026056	0,10504452
p4	1,05	0,29	0,44819555	0,8553527	0,00014552	0,10158777
p6	0,95	0,49	0,72150893	0,81730484	0,00012063	0,10391038
p7	0,95	0,39	0,51696598	0,5060326	0,00017595	0,09632127
p8	0,86	0,915	0,98362479	0,87851221	0,000167	0,10188233
p9	0,86	0,69	0,52062853	0,42639172	8,2744E-05	0,10414501
p10	0,86	0,59	0,85666922	0,9789017	0,00012432	0,10544696
p11	0,86	0,49	0,63725693	0,78642133	0,00017792	0,09981965
p12	0,86	0,39	0,37350822	0,8487992	0,00018732	0,10330753
p13	0,86	0,29	0,32523952	0,66091161	0,00017577	0,105619
p15	0,755	0,6	0,57601621	0,91626244	0,00016027	0,09533608
p16	0,755	0,49	0,37440028	0,47464357	6,9695E-05	0,10635154
p18	0,665	0,675	0,41450572	0,69451209	0,00011481	0,10503189
p19	0,665	0,49	0,39507613	0,98012404	2,0376E-05	0,09170874
p20	0,665	0,31	0,23435817	0,43545766	1,9834E-05	0,08935512
p21	0,445	0,675	0,21359096	0,37213617	0,00019827	0,08331161

Fonte: Autor (2020)

Neste experimento, os resultados da análise das imagens foram mais precisos, pois houve melhor flutuação dos medidores, de modo a obter uma melhor calibração dos parâmetros  $kr$ ,  $kv$ ,  $S$  e  $Sy$ .

Figura 36 – Mapeamento de parâmetros  $kr$ ,  $kv$ ,  $S$  e  $Sy$ ; Experimento 10



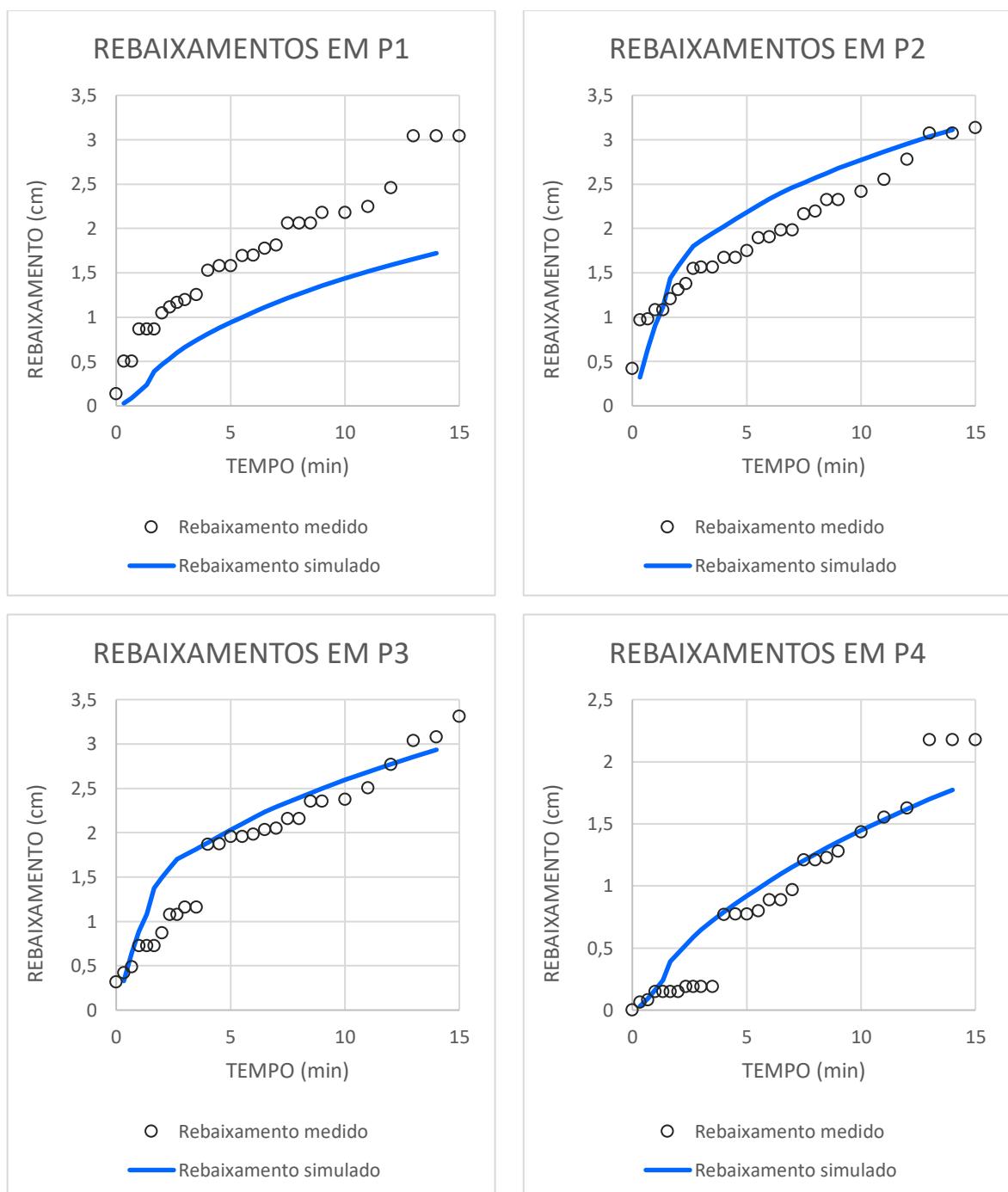


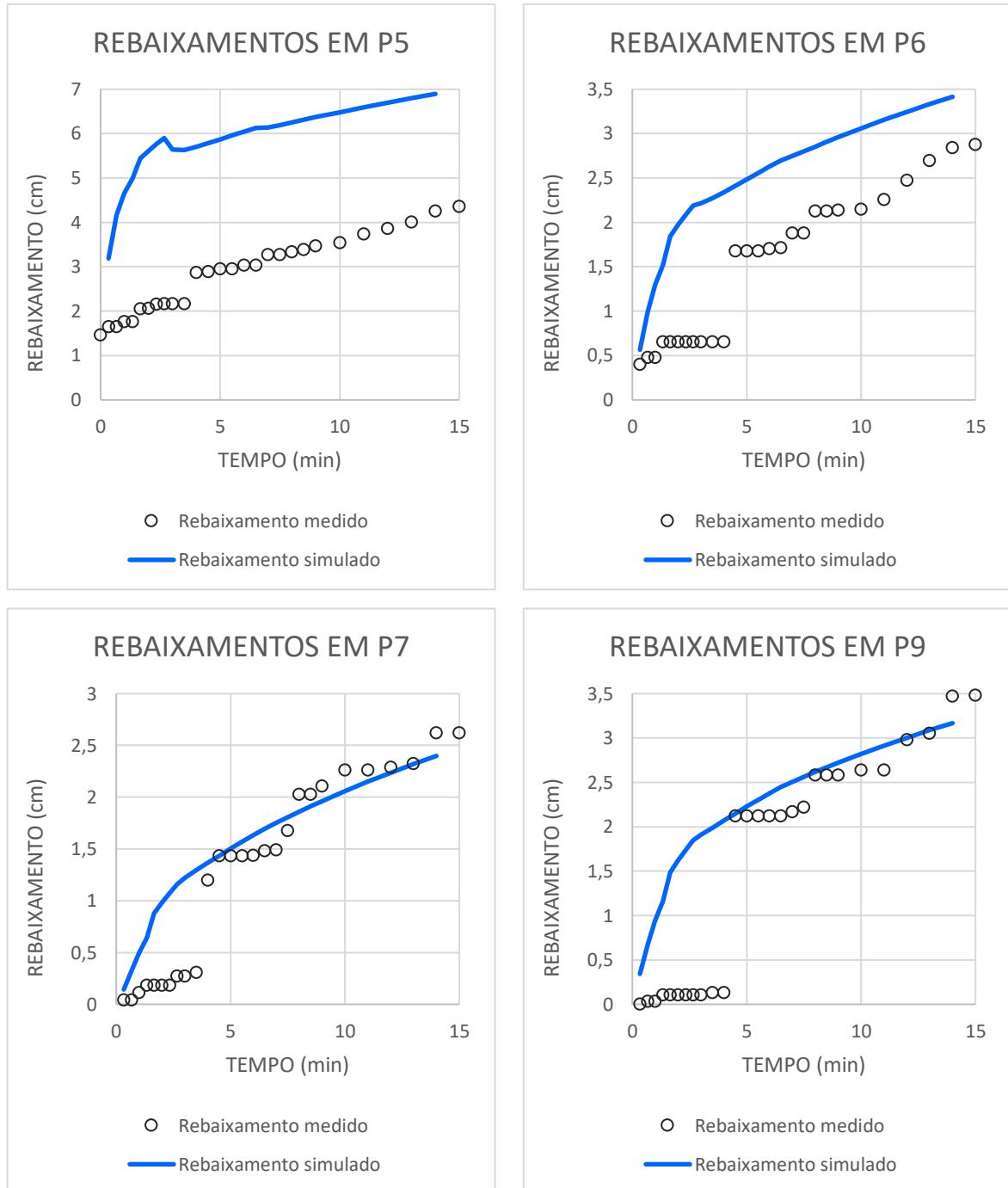
Fonte: Autor (2020)

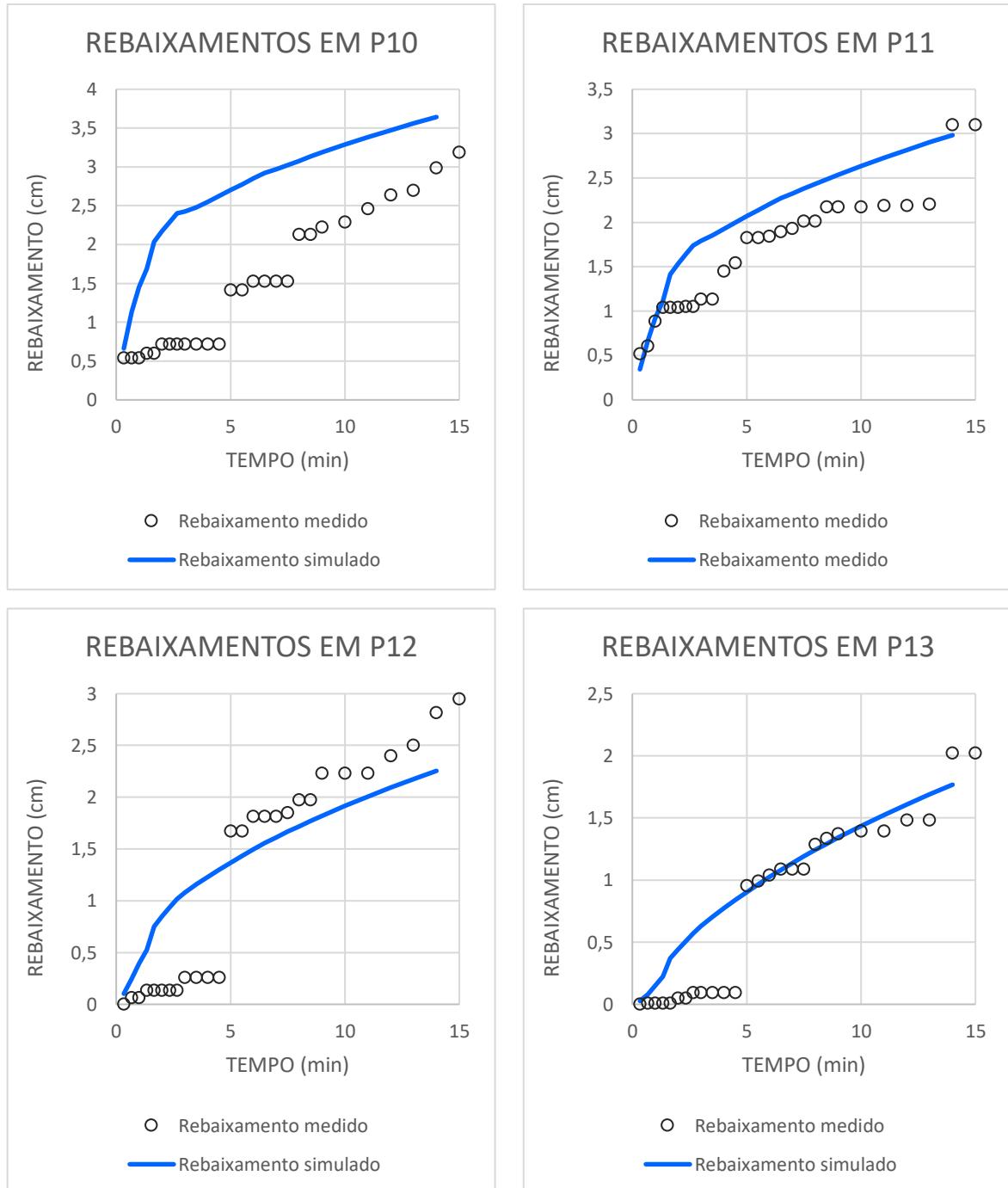
A simulação numérica (2DH) foi realizada seguindo os mesmos parâmetros utilizados na simulação do experimento número 9 (item 4.4), aplicando malha de 100x100 pontos (10.000

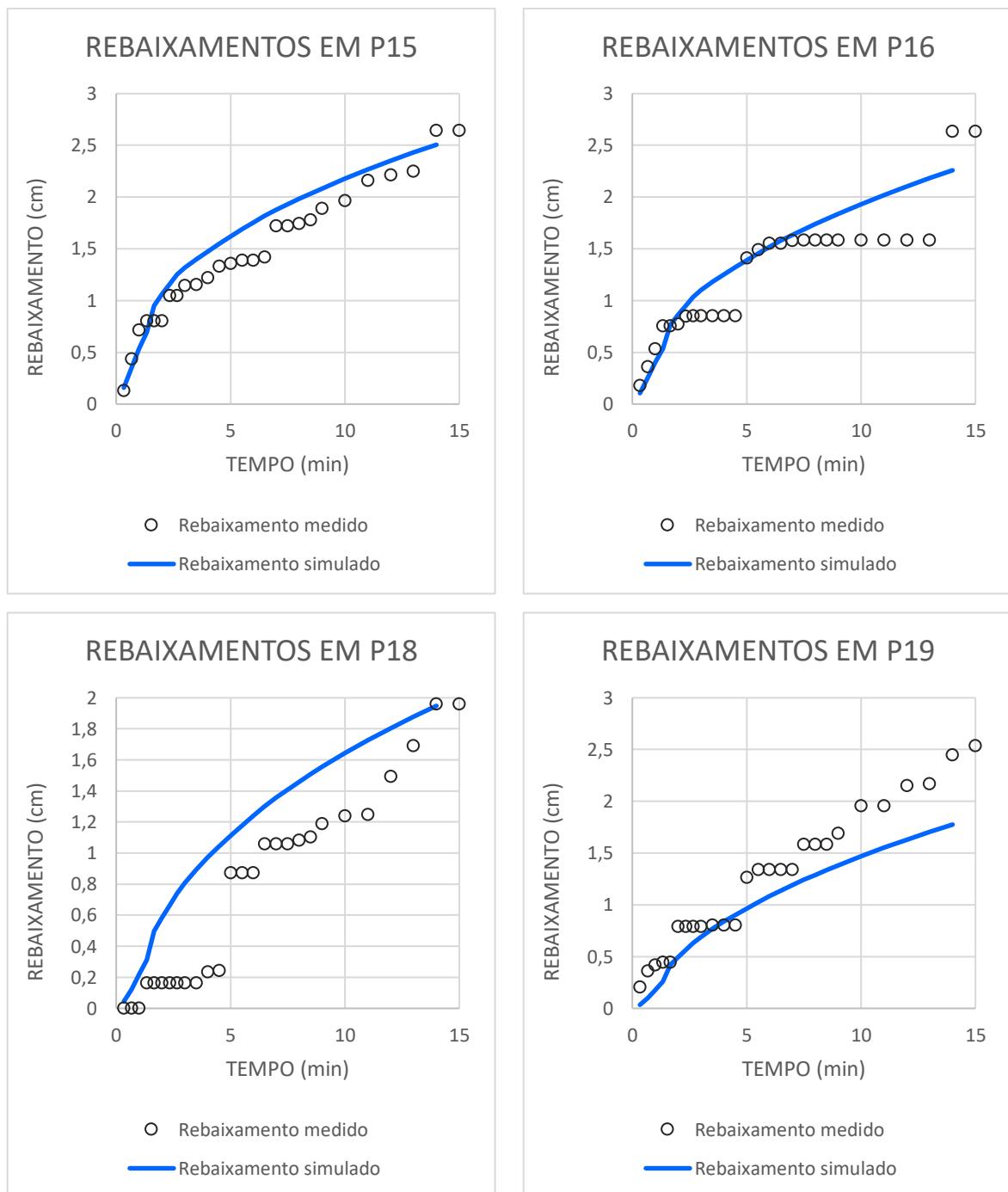
mós) e o horizonte total de simulação de 15 minutos. Os resultados são apresentados nos gráficos a seguir (GRÁFICO 6).

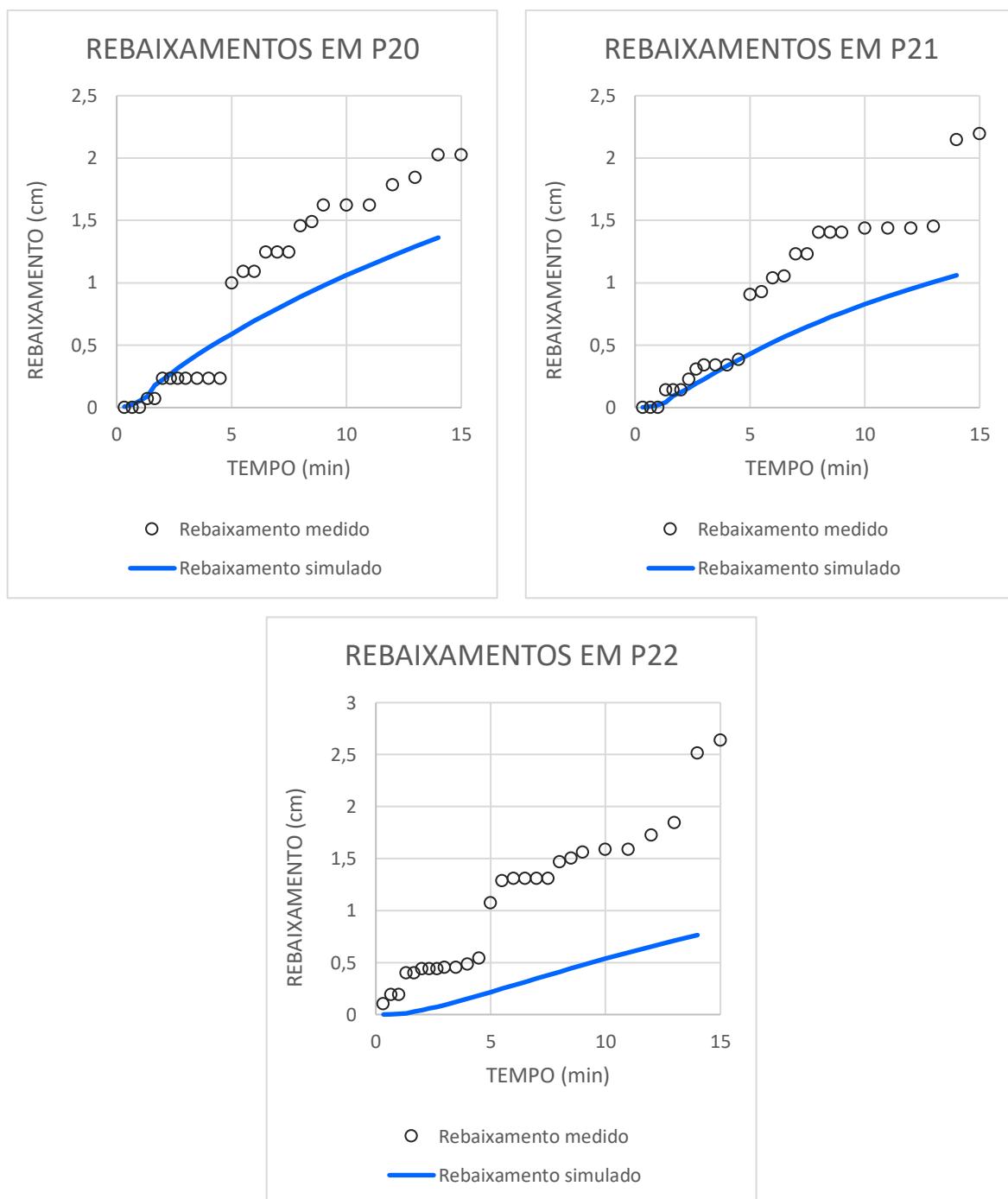
Gráfico 6 – Rebaixamentos medidos e simulados numericamente; Experimento 10











Fonte: Autor (2020)

A análise da soma dos quadrados dos desvios evidenciou  $SDQ_{máx} = 43,18 \text{ cm}^2$ , no piezômetro p10. Neste caso, foram descartados os piezômetros p8, p14, p17, por falhas de medição, além do piezômetro ativo p5. Também descartou-se o piezômetro P22, haja vista que a simulação numérica levou a resultados muito distantes dos mensurados. Neste experimento, a normalização obtida pela relação entre o  $SQD/SQD_{máx}$ , revelou que os menores adimensionais

$SQD'$  foram obtidos para distâncias além de 10 cm do poço ativo (Gráfico 7). Três poços com distâncias inferiores a este valor resultaram em  $SQD'$  maiores que 0,5 (p6, p9 e p10). Em todos os demais, esses valores foram menores que 0,4. A Figura 37 ilustra a distribuição espacial de SQD normalizado. Em síntese, em relação ao experimento 9, houve bons ajustes dos resultados simulados numericamente, os quais tiveram distribuição espacial mais abrangente, em todas as direções.

Gráfico 7 – SQD normalizado para Experimento 10

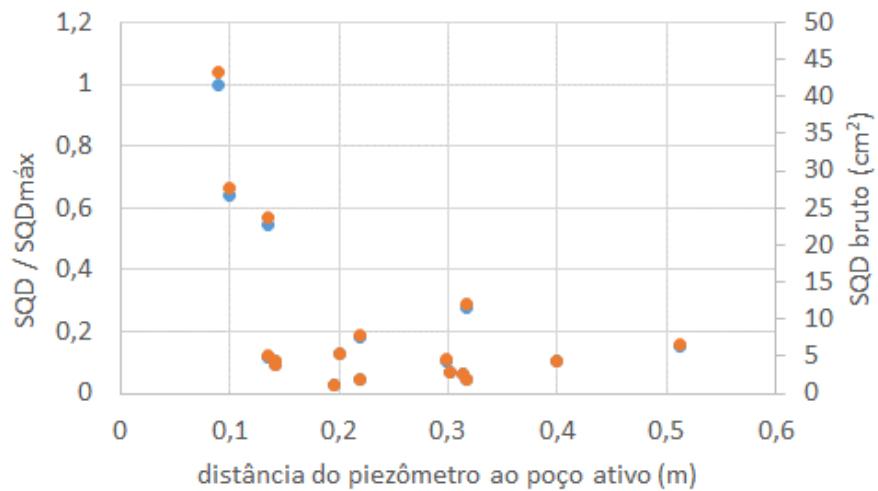
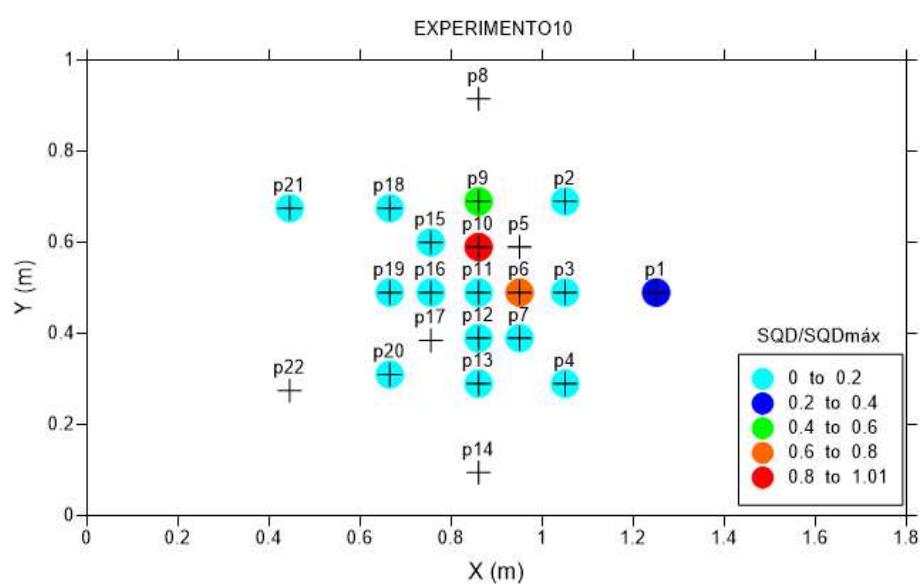
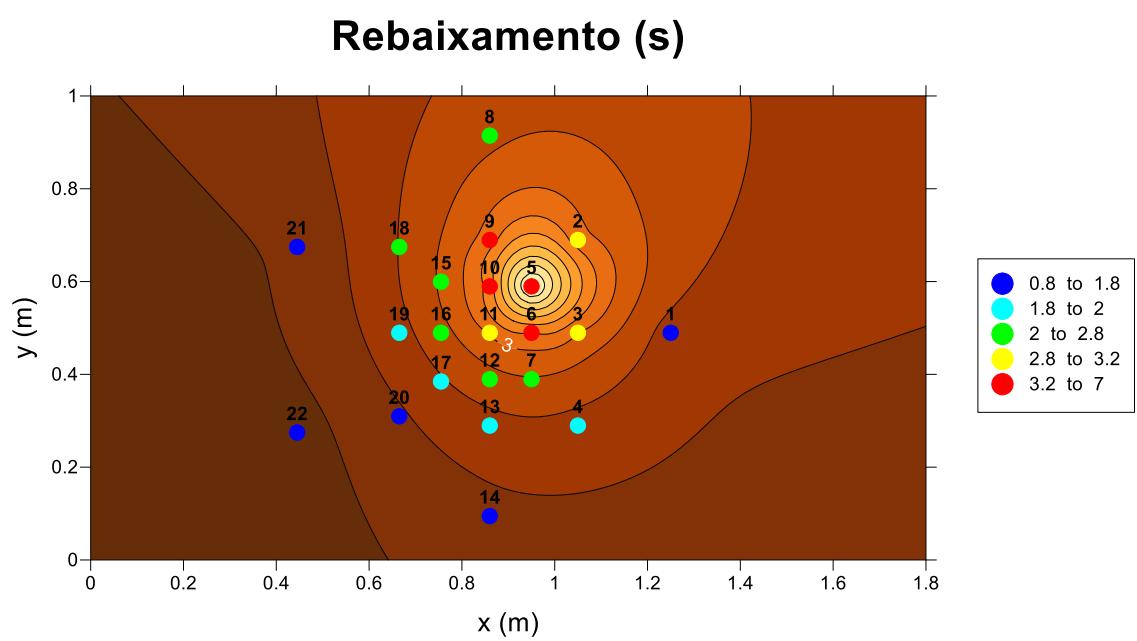
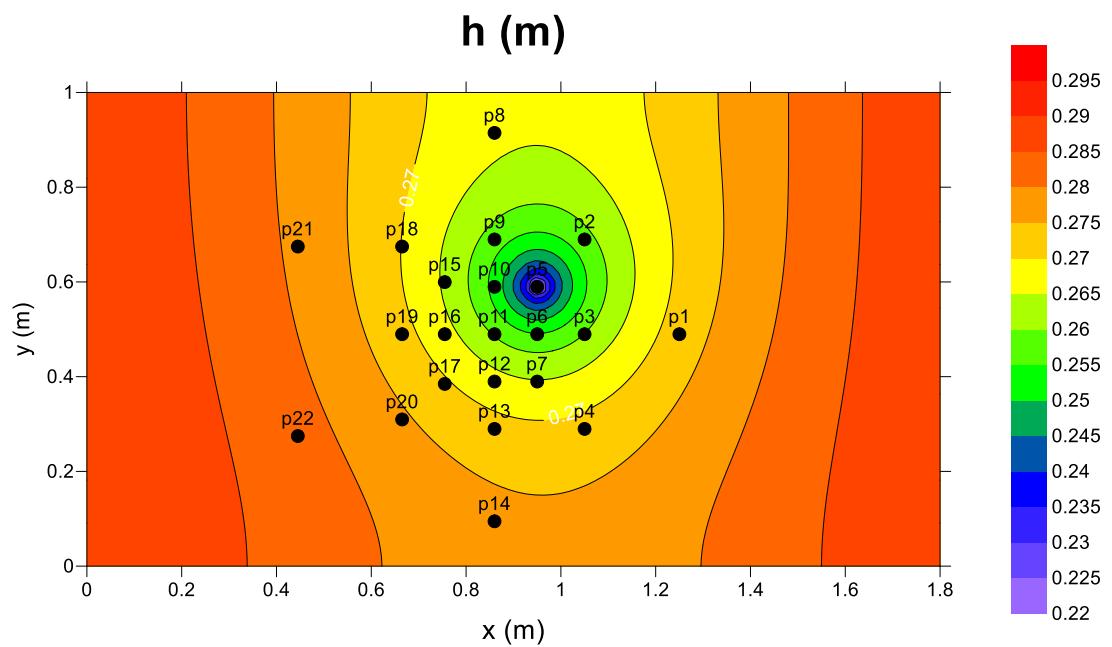


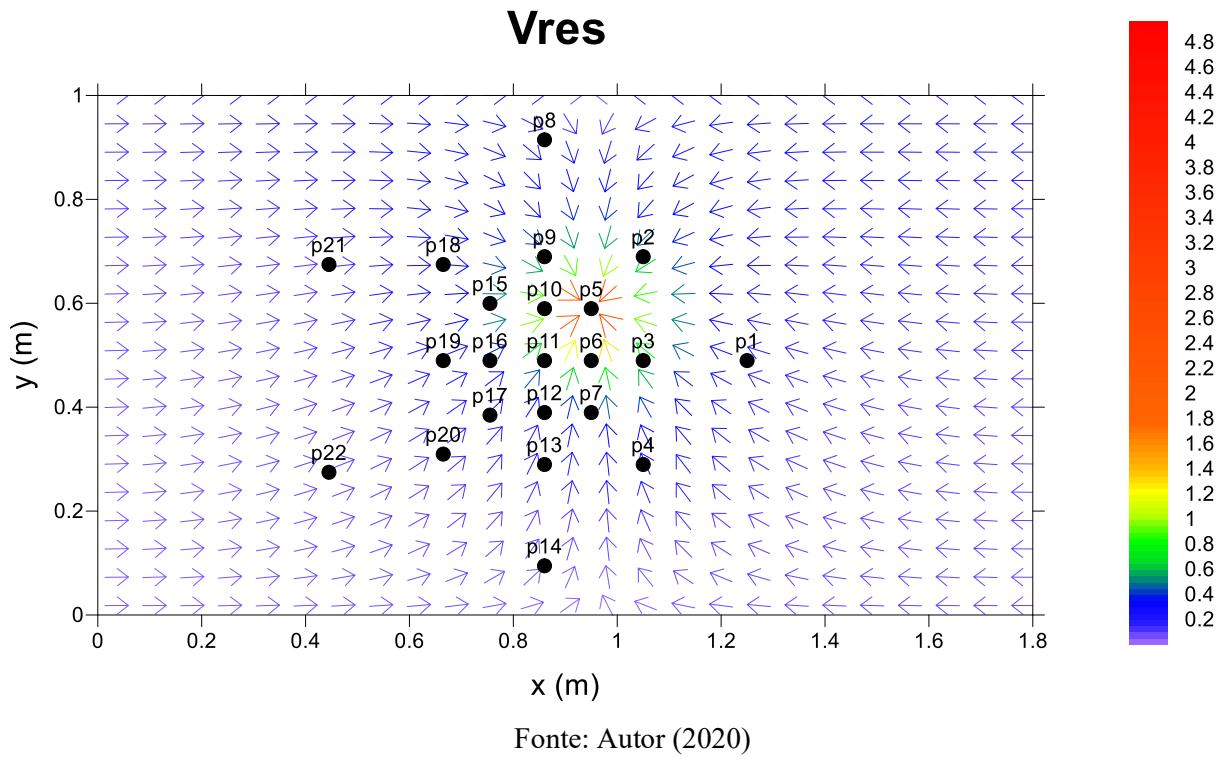
Figura 37 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 10



Após o horizonte de simulação, surge cone de depressão concêntrico ao piezômetro ativo, cuja distribuição é ilustrada pelo conjunto de mapas da Figura 38.

Figura 38 – Mapeamento de parâmetros  $h$  (m),  $s$  (cm) e  $v_{res}$  (m/h) após 15 min de simulação;  
Experimento 10





#### 4.6 EXPERIMENTO NÚMERO 12

Nesse experimento, foram ativados três piezômetros em diferentes intervalos de tempo: piezômetro p5, início do teste; piezômetro p12, 6 min após o início do teste; e piezômetro p19, 12 min após o início do teste. A duração máxima do teste foi de 31 min e o aquífero foi previamente recarregado com água até atingir espessura inicial  $b=0,28$  m. Durante esse tempo, foi feito o registro do volume de água retirada em cada piezômetro ativo, assim como feito nos experimentos 9 e 10, de maneira a obter a vazão de retirada de água. As vazões médias foram de:

- piezômetro p5,  $Q_{med} = 0,0040809$  L/s = 4,08 mL/s; ativado em  $t=0$ ;
- piezômetro p12,  $Q_{med} = 0,00337022$  L/s = 3,37 mL/s; ativado em  $t=6$  minutos;
- piezômetro p19,  $Q_{med} = 0,00354394$  L/s = 3,54 mL/s; ativado em  $t=12$  minutos.

A simulação numérica foi feita seguindo os mesmos padrões dos experimentos discutidos nas seções 4.4 e 4.5 (malha de 100x100; horizonte de simulação de 15 min). Os parâmetros hidrogeológicos que foram utilizados nesse experimento foram os valores médios encontrados nas calibrações dos experimentos 9 e 10, em cada nó da malha de 10.000 pontos. A título de

esclarecimento, a Tabela 12 apresenta os valores médios em cada um dos experimentos. Em relação a essas médias totais, não houve grandes discrepâncias entre os dois testes.

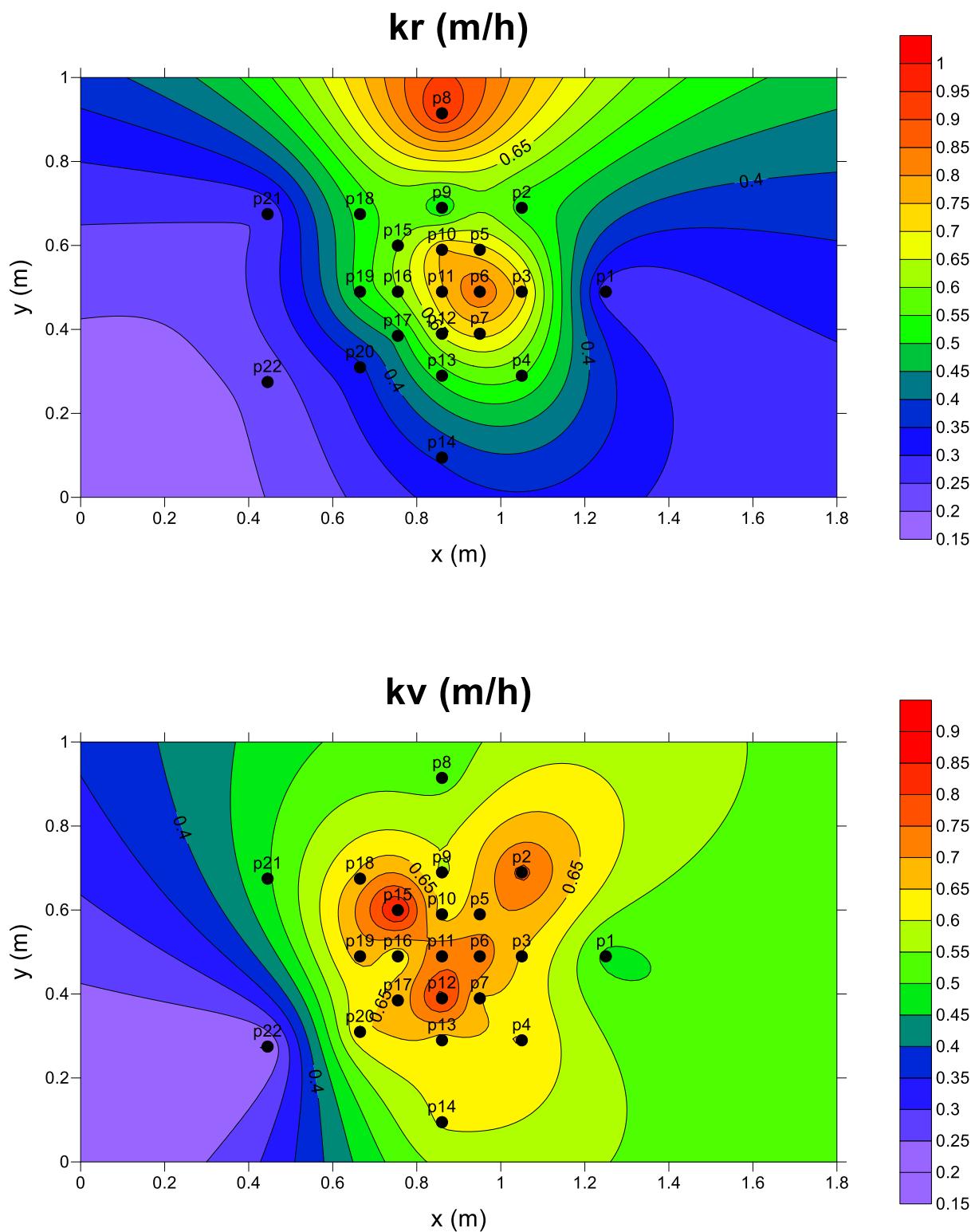
Tabela 12 – Valores médios de  $kr, kv, S$  e  $Sy$  entre os experimentos 9 e 10 (considerando todo o domínio do aquífero experimental)

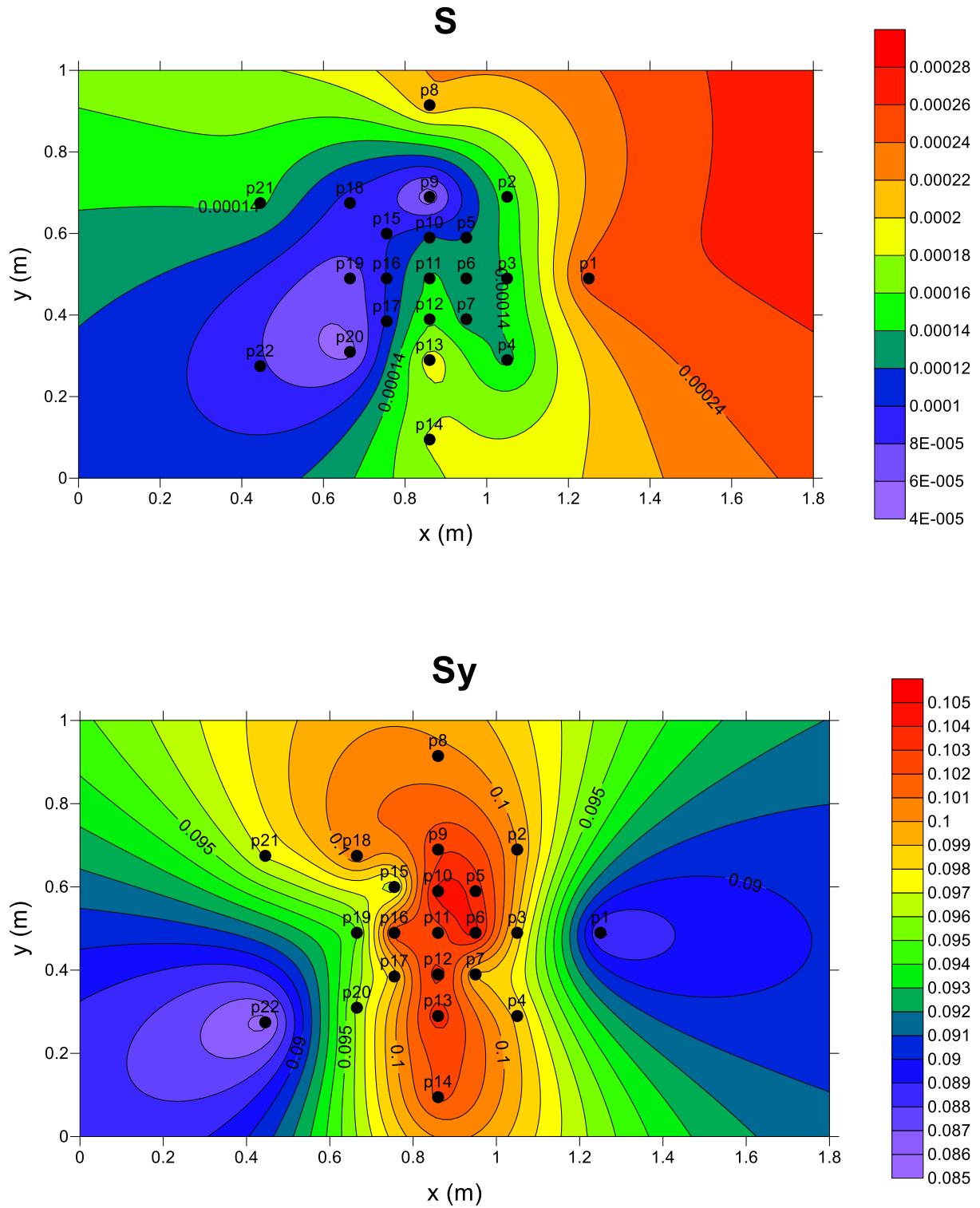
	<b>Valor médio Experimento 9</b>	<b>Valor médio Experimento 10</b>	<b>Média dos valores; Experimento 9 e 10</b>
<b>Kr (m/h)</b>	0,57185	0,50301	0,53743
<b>kv (m/h)</b>	0,63033	0,70662	0,66848
<b>S</b>	0,00013	0,00015	0,00014
<b>Sy</b>	0,10227	0,09909	0,10068

Fonte: Autor (2020)

Mas quando a média é tomada ponto a ponto, a heterogeneidade do aquífero continua saliente. Dessa forma, o experimento 12 baseou-se na distribuição de parâmetros ilustrada pela Figura 39. Os resultados de  $kr$  e  $kv$  continuaram revelando heterogeneidade, embora em os resultados de  $kr$  tivessem pouca variação entre cada um dos experimentos. Os parâmetros de armazenamento  $S$  apresentaram valores mais baixos na área perto de piezômetro p22, seguindo a mesma tendência dos experimentos anteriores.

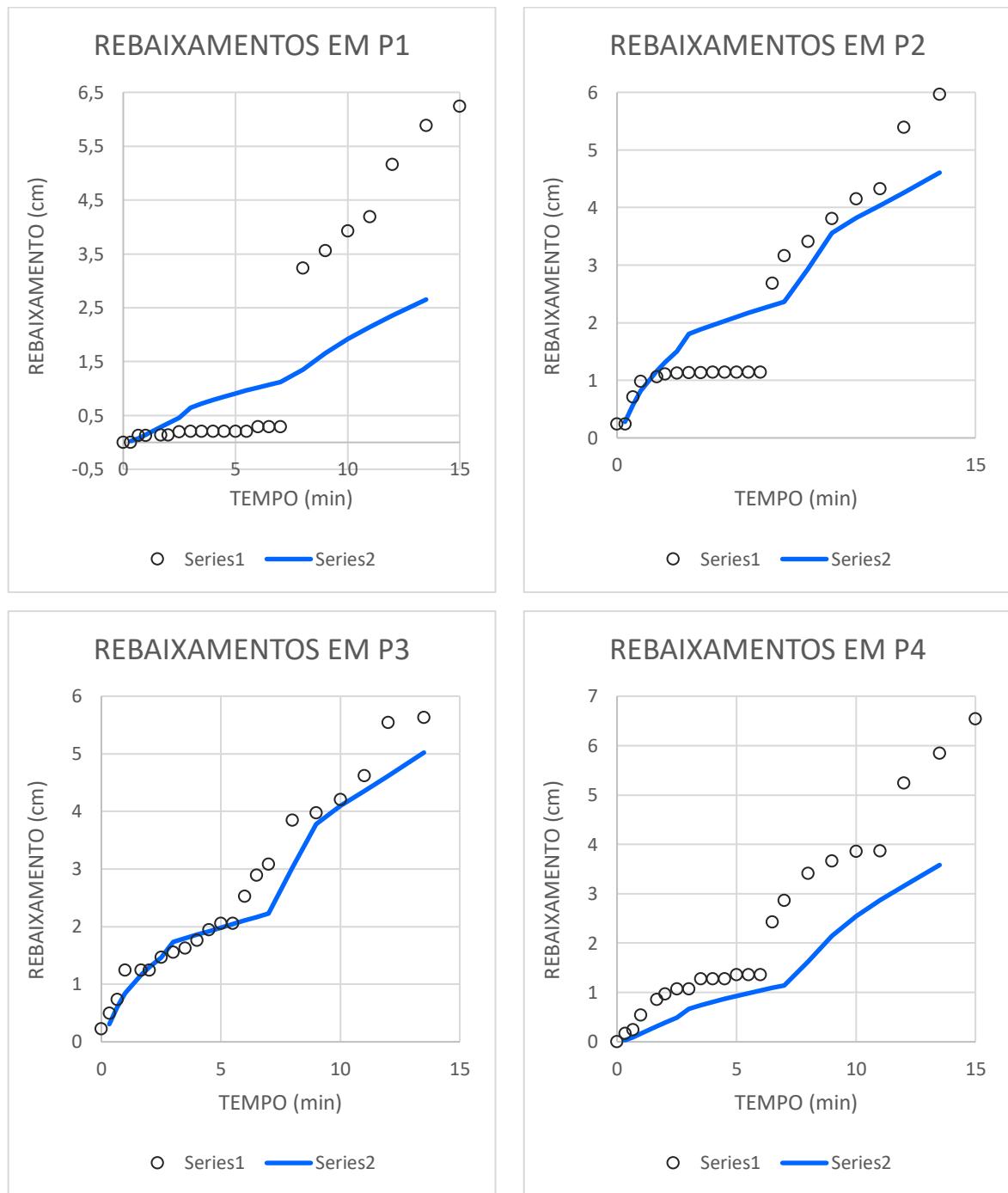
Figura 39 – Mapeamento de parâmetros  $kr$ ,  $kv$ ,  $S$  e  $Sy$ ; Experimento 12

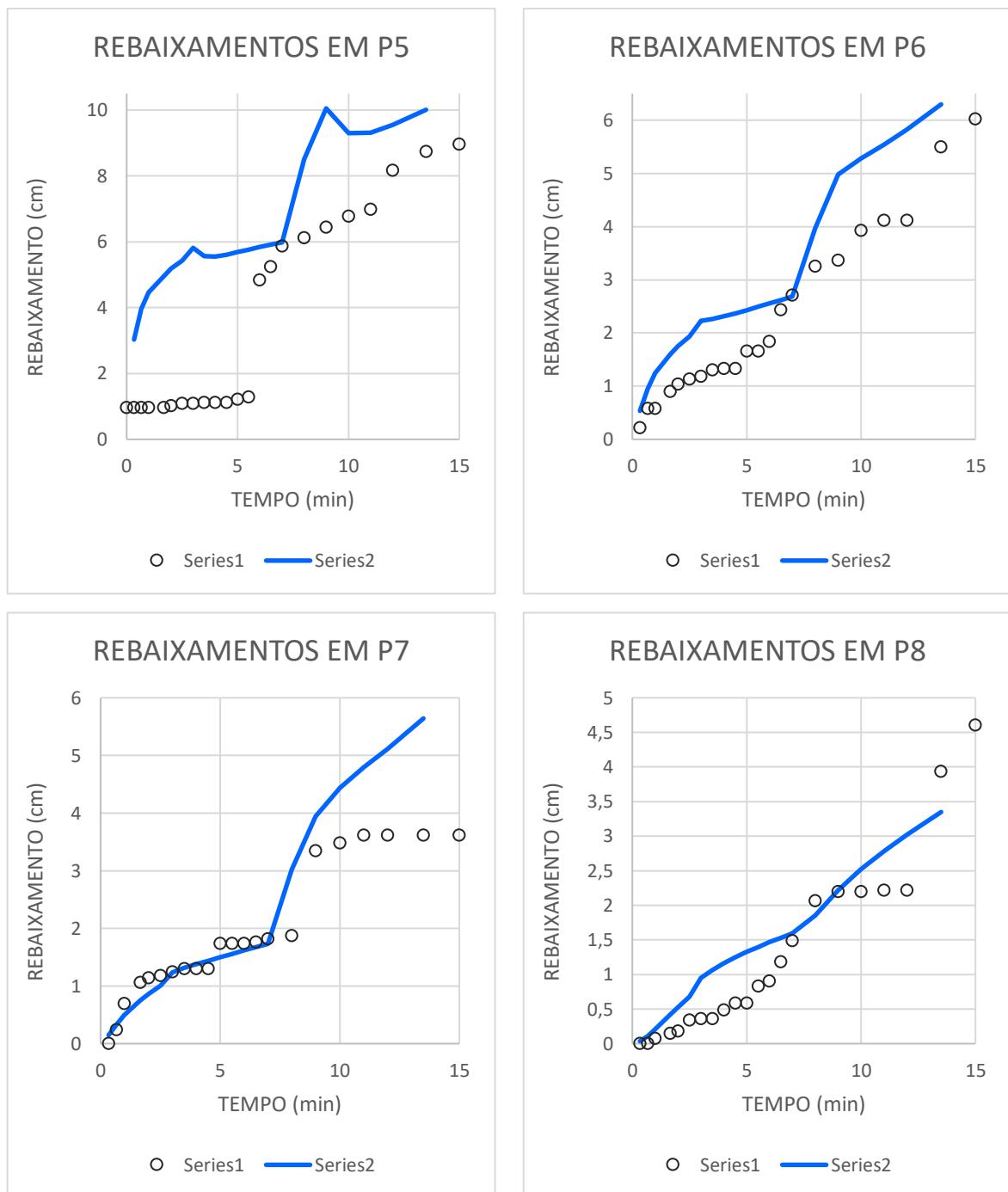


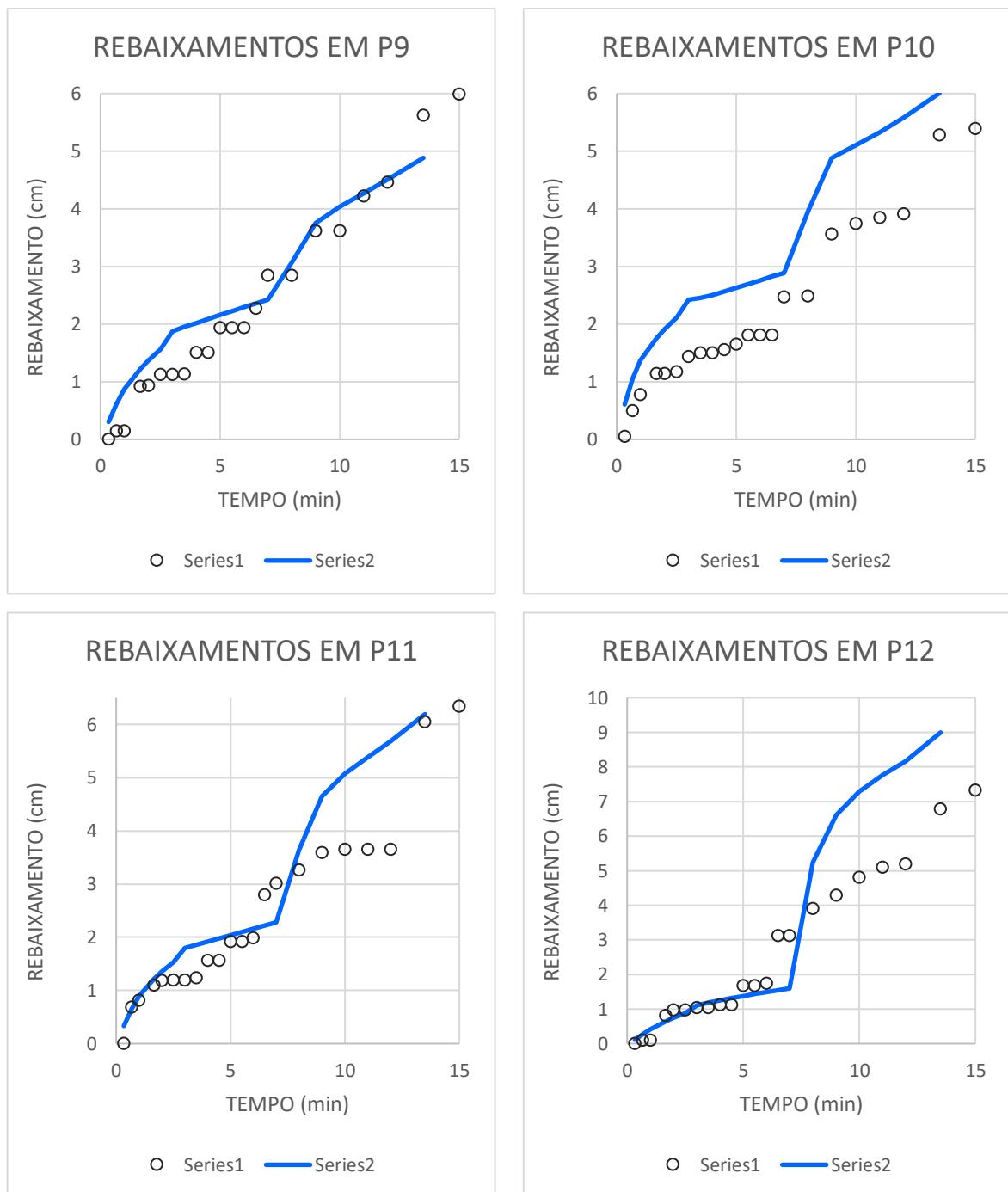


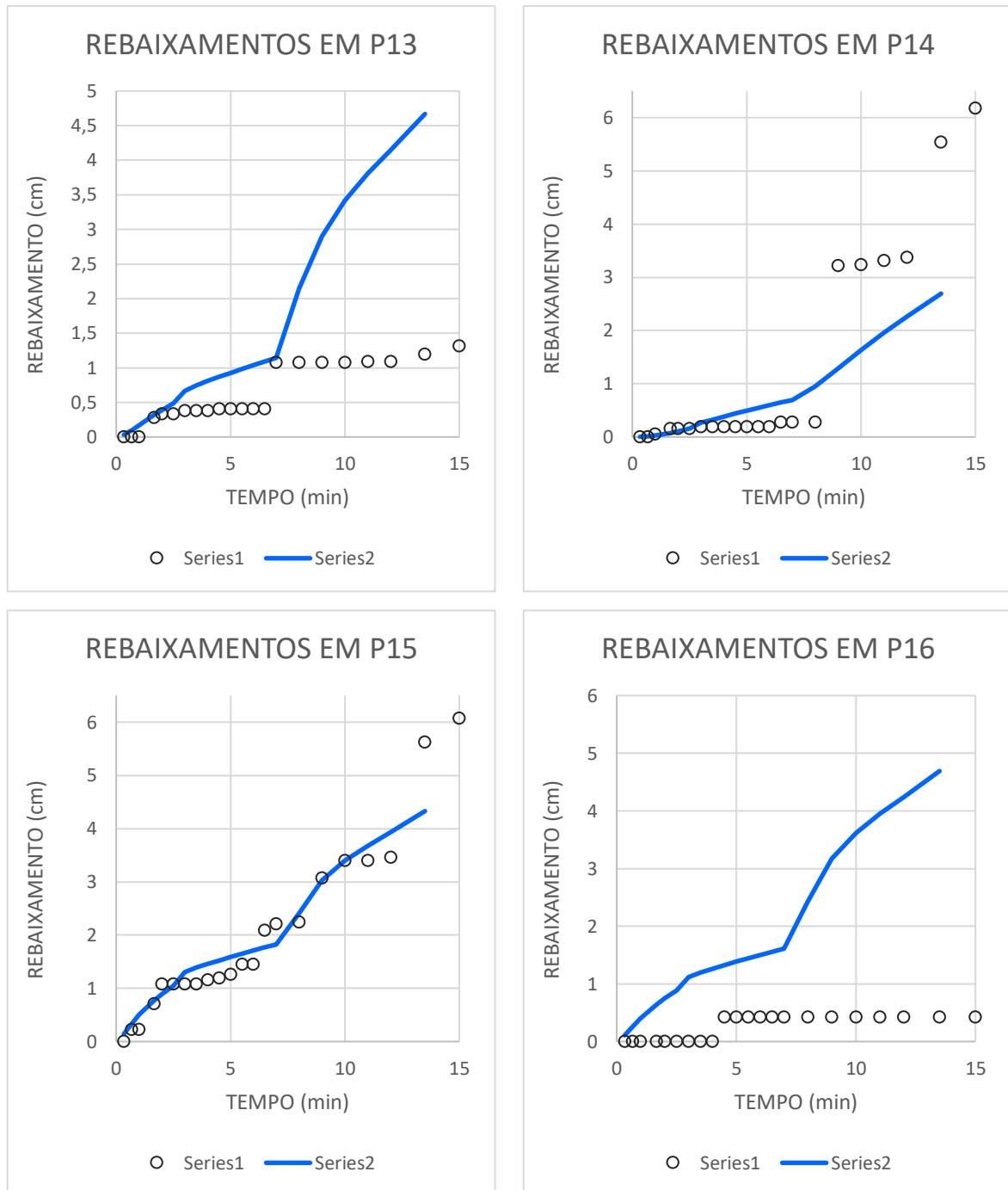
No tocante à aplicação do modelo numérico 2DH, os gráficos comparativos do rebaixamento (GRÁFICO 8) são mostrados abaixo. Na legenda destes, a série 1 se refere a rebaixamento medido e a série 2 a rebaixamento simulado.

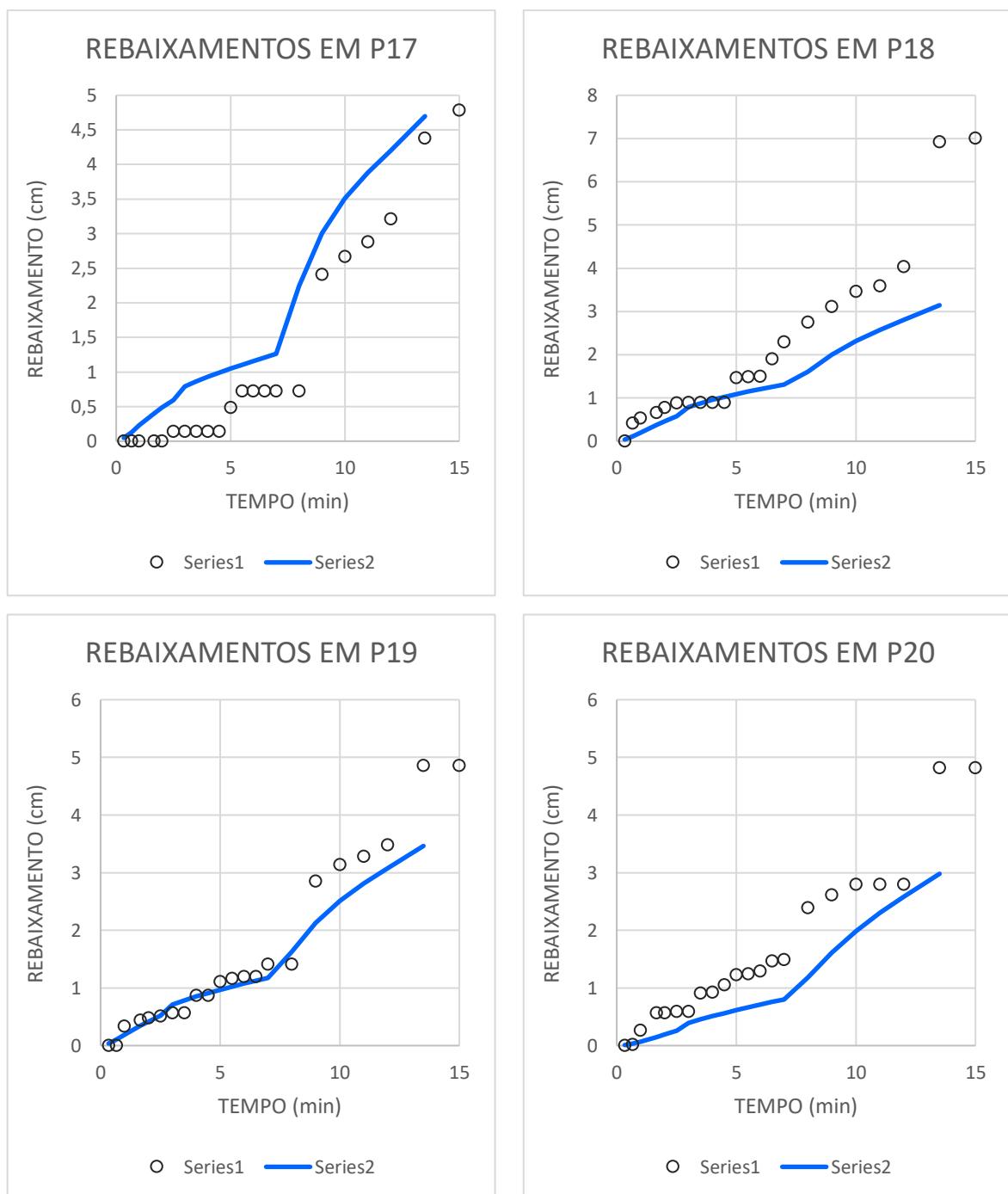
Gráfico 8– Rebaixamento medido (série 1) e simulado numericamente (série 2);  
Experimento 12

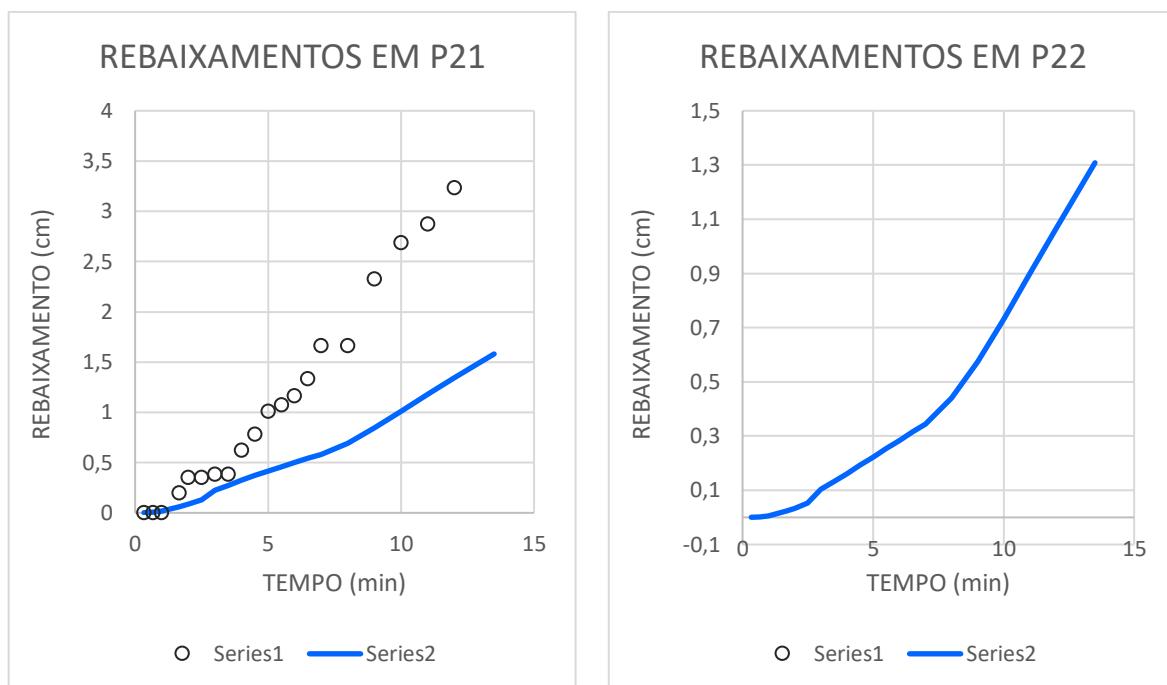












Fonte: Autor (2020)

Em alguns gráficos, como os dos piezômetros p5, p7, p9 e p10, pode-se perceber o tempo de ativação dos outros piezômetros, tendo em vista os picos de rebaixamento no tempo em que a válvula foi aberta (ativação do piezômetro 12); em seguida, percebe-se um comportamento normal que precede outro pico (ativação do piezômetro 19).

Nesta simulação com poços múltiplos, houve problemas de medição que podem ser identificados no conjunto de diagramas do Gráfico 8. No piezômetro p22, não foi possível obter medição durante o experimento. Muitos outros apresentaram intervalos em que o medidor não se movimentou. Citam-se p1 (travamento entre 2 e 7 minutos), p2 (travamento entre 2 e 6 minutos), p5 (travamento entre 0,33 e 5,5 minutos), p7 (travamento entre 11 e 15 minutos), p8 (travamento entre 9 e 12 minutos), p11 (travamento de 10 até 12 minutos), p13 (travamento a partir de 3 minutos, com deslocamento súbito em 6,5 minutos e novo travamento a partir desse instante); p14 (travamento entre 0,33 e 8 minutos), p16 (travamento total), p17 (travamento entre 0,33 e 4,5 minutos). Apesar disso, nesses mesmos pontos, vislumbra-se que a linha simulada apresenta tendência de crescimento com relativa proximidade das medições não duvidosas.

Contrabalançando essas falhas de deslocamento do medidor flutuante, nota-se que, ao longo dos 15 minutos considerados, os piezômetros p3, p4, p6, p9, p10, p12, p15, p18, p19, p20 e p21 apresentaram rebaixamentos crescentes, ou com estagnações curtas e menos comprometedoras.

Na análise de SQD, apresentam-se histogramas com valores brutos e adimensionalizados (GRÁFICOS 9 e 10). Neste caso, considerou-se, como  $SQD_{máx}=57,7 \text{ cm}^2$ , verificado para p13. Descartaram-se os poços p5 e p16, por apresentarem valores elevados ou inconsistentes. Explica-se: p16 apresentou travamento do medidor flutuante durante todo o experimento, por isso, não há veracidade nos rebaixamentos nele medidos; p5 foi o primeiro poço a ser ativado e, conforme já se verificou nas simulações anteriores, o modelo numérico tende a responder mal para estimativa de rebaixamentos nos poços ativos. Fora esses casos, p12 (o segundo piezômetro ativado em  $t=6$  minutos) apresentou um dos SQD mais elevados ( $47,1 \text{ cm}^2$ ). O piezômetro p19 foi ativado há 3 minutos antes do final da simulação (em  $t=12$  minutos) e, possivelmente por isto, não houve tempo para crescimento de seu SQD, o qual foi calculado em  $18,5 \text{ cm}^2$ .

Gráfico 9 – Histograma de SQD bruto; Experimento 12

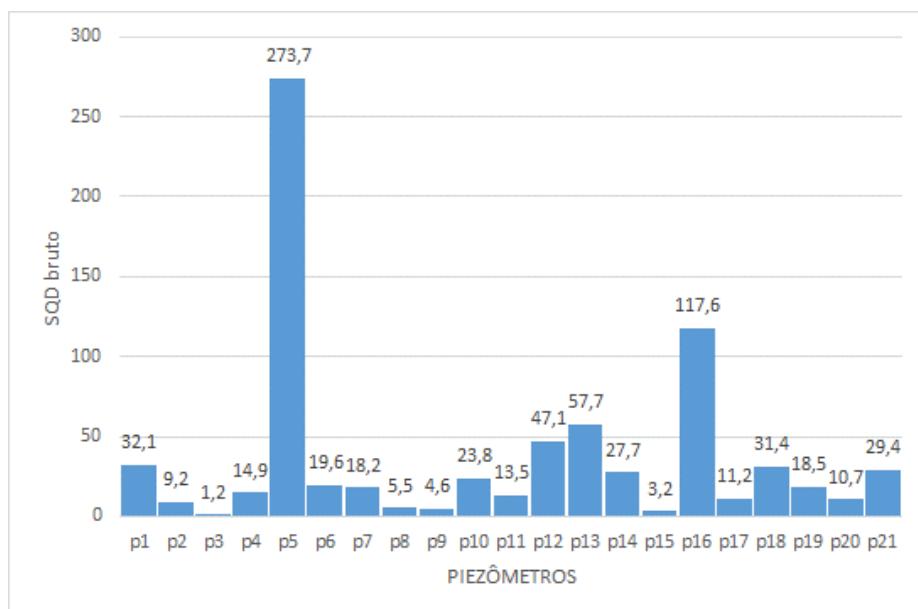
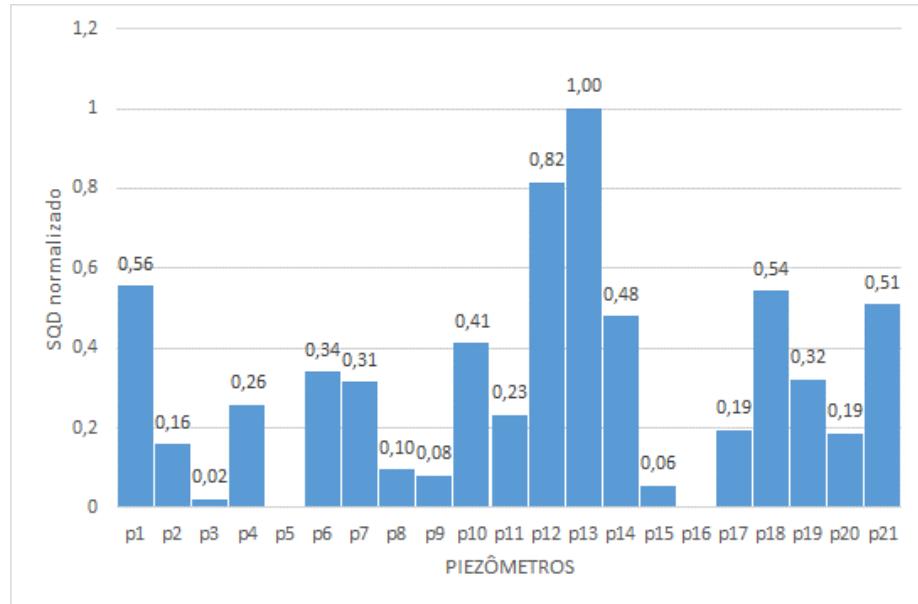
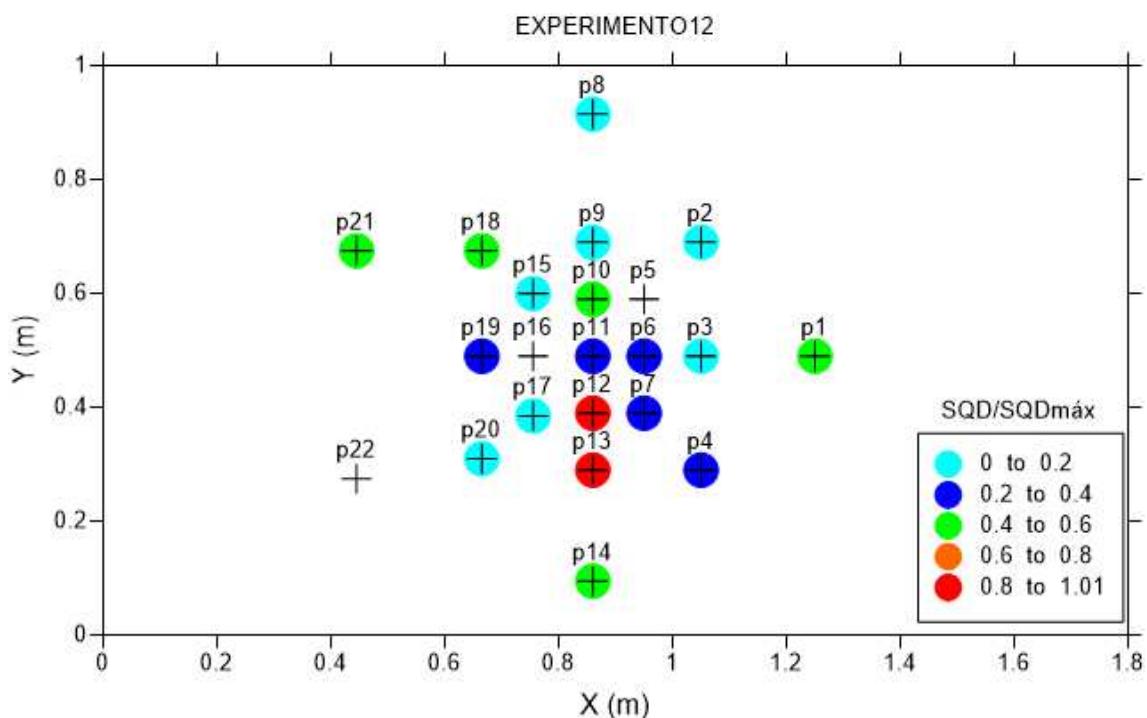


Gráfico 10 – Histograma de SQD normalizado ( $SQD'$ ); Experimento 12

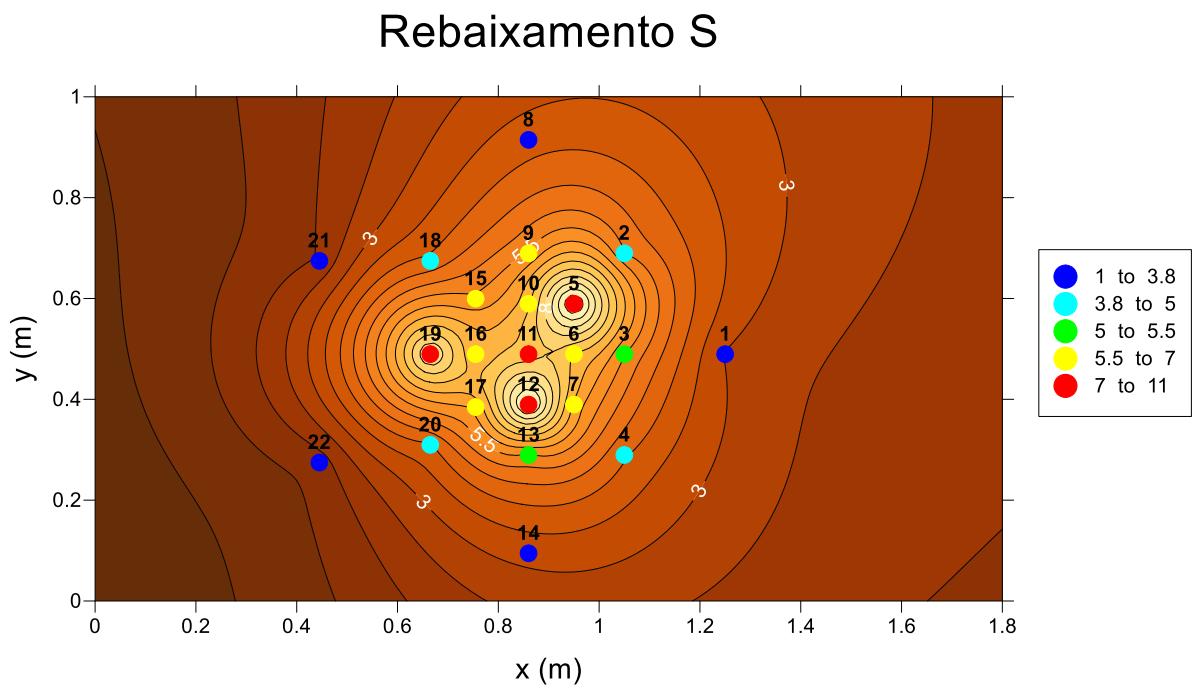
Nesse sentido, a distribuição espacial de  $SQD'$  é ilustrada na Figura 40. Com exceção de p1, p12, p13, p18 e p21, os valores mantiveram-se abaixo de 0,5 para os demais piezômetros. Repetindo a tendência observada no Experimento 10, não houve preferência direcional na distribuição dos melhores valores.

Figura 40 – Distribuição de SQD normalizado nos piezômetros do Experimento 12



Finalmente, para o horizonte de 15 minutos de simulação, a distribuição espacial de carga hidráulica, rebaixamento e dos vetores de velocidade são ilustradas pela Figura 41. A formação de três cones de depressão foi nitidamente capturada pela simulação, conforme pode-se observar no gráfico que ilustra a distribuição tridimensional da superfície freática (FIGURA 42).

Figura 41– Mapeamento de parâmetros  $h(m)$ ,  $s(cm)$ ,  $V_{res}(m/h)$  após 15 min de simulação;  
Experimento 12



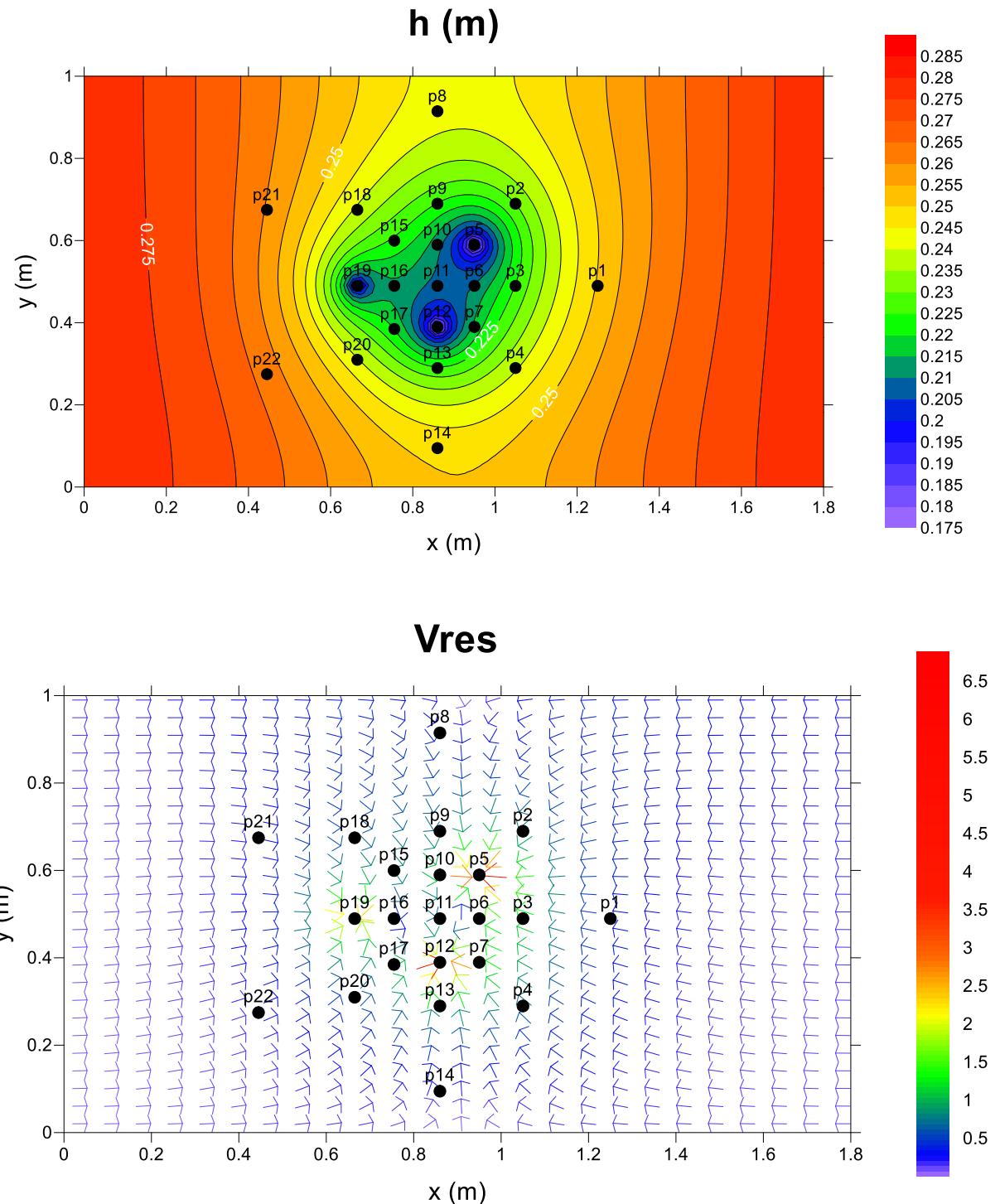
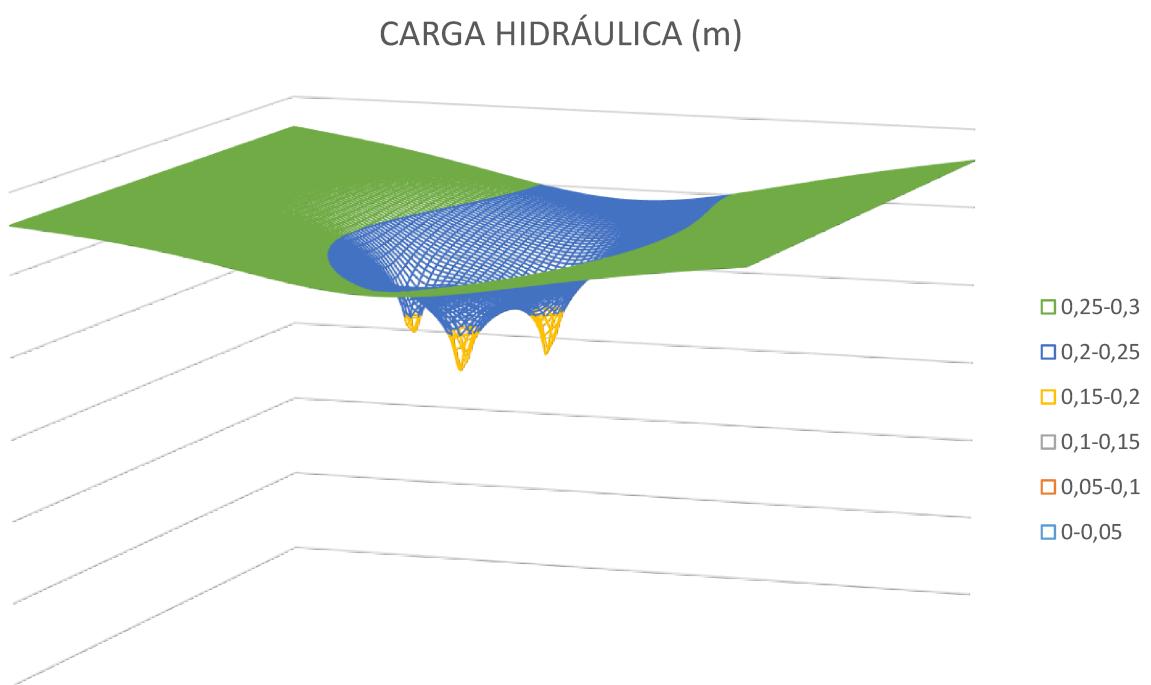


Figura 42 – Distribuição da superfície freática do aquífero experimental após 15 minutos de simulação



Fonte: Autor (2020)

Nos mapas de  $h$ ,  $s$  e  $V_{res}$ , é possível ver como os resultados continuam com a mesma tendência encontrada nos experimentos anteriores, em áreas próximas aos piezômetros ativados eles mostram valores mais altos de  $s$ . E nos resultados de  $V_{res}$ , os vetores são direcionados para pontos onde os piezômetros ativos estão posicionados. No mapa da carga hidráulica pode-se apreciar o cone de depressão que é provocado pelos rebaixamentos concêntricos a cada um dos três piezômetros ativos, observando que o cone maior (mais profundo) está no piezômetro p5 que foi ativado desde o início da simulação. Em decorrência da proximidade entre os piezômetros ativos, também capturou-se interferência entre os 3 cones.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os modelos experimentais sempre foram um método eficaz para a realização de estudos de vários fenômenos, uma vez que situações reais podem ser reproduzidas em um ambiente controlado. A qualidade desses estudos sempre dependerá da precisão na obtenção dos resultados. Por outro lado, os modelos matemáticos têm sido de grande ajuda no estudo do fluxo de águas subterrâneas, principalmente para prever cenários futuros, como a introdução de novos poços no aquífero, por exemplo. A ligação entre ambos é que os modelos físicos experimentais permitem averiguar a capacidade de predição dos modelos numéricos, quando seus resultados são confrontados em situações iniciais bem determinadas e com fronteiras conhecidas.

Conforme explicado nos capítulos anteriores, este estudo foi dividido em duas etapas, sendo a primeira a construção de um aquífero experimental livre, cujo objetivo foi a análise de baterias de testes, realizados a partir da extração de água em um ou mais piezômetros e consequente medição dos níveis dinâmicos de água nos piezômetros vizinhos.

Durante os experimentos, várias limitações foram encontradas, o que fez com que alguns dos testes fossem descartados. A principal limitação foi a análise das imagens capturadas nas filmagens feitas, por razões de qualidade na resolução das gravações; e os ângulos da câmera levaram a medições pouco precisas e à repetição dos testes. Dessa forma, recomenda-se que em estudos futuros sejam utilizadas câmeras com resolução superior a 12 megapixels, como foi usado nos últimos testes executados que fazem parte desta investigação.

Mesmo nos testes executados com câmeras de melhor resolução, houve problemas de flutuabilidade do medidores, muitos dos quais emperraram dentro dos piezômetros durante certos intervalos de tempo. A confirmação disso foi verificada por réplica de análise das imagens capturadas, realizada em todos os casos. Esse comportamento anômalo dos medidores prejudicou a medição nesses instantes e sua posterior comparação com os resultados oriundos do modelo numérico. Nesse contexto, sugere-se aplicar, em trabalhos futuros, mangueiras transparentes acopladas às bases dos piezômetros. Com isto, as válvulas inferiores devem permanecer abertas e cada piezômetro teria uma mangueira acoplada. O feixe de mangueiras seria agrupado em um painel vertical milimetrado, com identificação de cada piezômetro. Tem-

se, nesse caso, aplicação do princípio de vasos comunicantes, onde o nível de água na mangueira seria equivalente ao nível de água no piezômetro. Isto praticamente eliminaria erros de obtenção dos rebaixamentos, haja vista que não haveria necessidade de se utilizar procedimentos indiretos às imagens capturadas. De fato, uma única câmera de boa resolução, registrando o nível de água nas diversas mangueiras do painel, já possibilitaria a medição direta dos rebaixamentos. A despeito disso, não se poderia prescindir dos flutuadores. Eles ainda seriam necessários para medir rebaixamentos nos poços ativos, dos quais a retirada de água pela válvula inferior deve ser acumulada nas provetas. Em outros estudos mais específicos, como na avaliação do transporte de poluentes no aquífero, que fogem do escopo deste trabalho, a coleta de amostras de água dos piezômetros deve ser feita pela válvula inferior que, nesse caso, não poderia estar acoplada a uma mangueira.

Ensaios preliminares de granulometria, em permeâmetros e em caixa drenante, foram importantes para sugerir faixas de ordens de grandeza dos parâmetros hidrogeológicos do aquífero experimental ( $K_r$ ,  $K_v$ ,  $S$  e  $S_y$ ). Essas faixas atuaram como restrições ou limitantes no processo de busca (otimização) realizado pelos testes de aquífero, os quais compararam resultados experimentais com rebaixamentos teóricos computados pelo modelo analítico de Neuman. Salienta-se que esse cálculo considerou as fronteiras do aquífero, aplicando a teoria de poços imagem e superposição de efeitos. De uma forma geral, a calibração conduziu a boas aderências entre as curvas observadas e teóricas. Além disso, os testes de aquífero permitiram mapear a distribuição dos parâmetros no aquífero, revelando certa heterogeneidade do meio.

A aplicação do equacionamento da carga hidráulica, integrado na vertical (modelo 2DH) e sua posterior modelagem numérica em diferenças finitas, com avanço temporal totalmente implícito, consistiu na etapa final da pesquisa. Nesse caso, em linhas gerais, observou-se que, apesar das falhas de medição dos flutuadores, os rebaixamentos simulados apresentaram tendências observadas nas curvas medidas. Isto foi averiguado tanto no caso de poço ativo único, quanto no caso de poços ativos múltiplos. A análise da soma do quadrado das diferenças normalizada ( $SQD'$ ) revelou que, na maior parte dos piezômetros e independente da direção,  $SQD'$  inferiores a 0,5 foram obtidos. Isto traduz-se em relativa aproximação entre as curvas numéricas e experimentais. Há que se comentar que o  $SQD'$  também é afetado quando medições duvidosas são consideradas. Por isso, uma filtragem preliminar excluiu da análise aqueles piezômetros com registros experimentais anômalos.

Ao comparar os resultados da simulação dos três experimentos aqui apresentados e sua comparação com os valores observados nos piezômetros, pode-se inferir que o modelo desenvolvido tem potencial para ser utilizado com sucesso na análise de aquíferos livres. Apenas os rebaixamentos computados na posição do poço ativo, apresentaram, no geral, valores superiores aos medidos. Sugere-se, para a estimativa do rebaixamento no poço ativo, utilizar termos fontes mais elaborados, ou até mesmo o modelo analítico. Todavia, isto deve ser objeto de pesquisas posteriores.

Grande parte do tempo desta pesquisa foi consumida na construção do tanque, por isso não se avançou para análise de aquíferos confinados ou semi-confinados. Ficam estes estudos como sugestões para a continuidade dos trabalhos. Também foi possível demonstrar as aplicações do tanque de acrílico para simular um aquífero, recomendações para obtenção de resultados, erros mais frequentes e soluções para possíveis limitações. Isto apoiará pesquisas futuras.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAMY FILHO, José Eduardo. **Construção de um modelo computacional livre para simulação de escoamento e do transporte de poluentes em aquíferos utilizados no abastecimento de água.** Relatório final de projeto de pesquisa. Edital Chamada Universal – MCTI/CNPq n.14/2014. Processo 446659/2014-2. Uberlândia, Brasil, 2019.

ALAMY FILHO, José Eduardo; CONTIN NETO, Dante. **Determinação de rebaixamentos em sistemas de poços tubulares através da construção e aplicação de programa específico.** 2002. 196 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, sp, Brasil, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS. **Águas subterrâneas, o que são?** 2019. Disponível em: <<https://www.abas.org/aguas-subterraneas-o-que-sao/>> Acesso em: 07 set. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: SOLO-ANÁLISE GRANULOMÉTRICO.** Rio de Janeiro, rj, Br, 1984. 13 p.

BERG, Steven J.; ILLMAN, Walter A. Improved predictions of saturated and unsaturated zone drawdowns in a heterogeneous unconfined aquifer via transient hydraulic tomography: Laboratory sandbox experiments. **Journal of Hydrology**, [s.l.], v. 470-471, p.172-183, nov. 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.08.044>.

BOBERG, Jill. Freshwater Availability. In: BOBERG, Jill. **Liquid Assets: How Demographic Changes and Water Management Policies Affect Freshwater Resources.** Santa Monica, Ca, USA: Rand Corporation, 2005. Cap. 2. p. 15-28. <https://doi.org/10.7249/MG358>

DELLEUR, Jacques W. **The Handbook of Groundwater Engineering.** Boca Raton, Fl, usa: Crc Press Llc, 1999. 978 p. <https://doi.org/10.1201/9781315371801>

FALLICO, Carmine et al. Determinación de los parámetros hidrodispersivos de una falda acuífera mediante pruebas con trazadores. **Avances En Ciencias e Ingeniería**, [s.l.], v. 5, n. 1, p.22-30, 8 abr. 2013. Universidad San Francisco De Quito.  
<https://doi.org/10.18272/aci.v5i1.127>

FETTER, C.W. Applied Hydrogeology. New Jersey: Prentice Hall,4a ed., 2001.

FREEZER, Allan; CHERRY, John. **GROUNDWATER.** Englewood Cliffs, New Jersey, usa: Prentice-hall, 1979. 517 p.

HIRATA, Ricardo; SUHOGUSOFF, Alexandra Vieira. **Águas subterrâneas:** Um importante recurso que requer proteção. Disponível em:  
[<https://nossofuturoroubado.com.br/old/0907%20Protecao%20das%20aguas%20USP.htm>](https://nossofuturoroubado.com.br/old/0907%20Protecao%20das%20aguas%20USP.htm). Acesso em: 18 ago. 2019.

IGBOEKWE, Magnus.u.; ACHI, N. J. Finite Difference Method of Modelling Groundwater Flow. **Journal Of Water Resource And Protection**, [s.l.], v. 03, n. 03, p.192-198, 2011. Scientific Research Publishing, Inc., <http://dx.doi.org/10.4236/jwarp.2011.33025>

ILLMAN, Walter A. et al. Comparison of aquifer characterization approaches through steady state groundwater model validation: A controlled laboratory sandbox study. **Water Resources Research**, [s.l.], v. 46, n. 4, p.1-18, abr. 2010. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/2009wr007745>.

KARAMOUZ, Mohammad; AHMADI, Azadeh; AKHBARI, Masih. **Groundwater Hydrology: Engineering, Planning, and Management**. Boca Raton, Fl,usa: Taylor And Francis Group,llc, 2011. 662 p. <https://doi.org/10.1201/9780429265693>

KONIKOW, Leonard F.; REILLY, Thomas E. (Ed.). Groundwater Modeling: Groundwater Modeling. In: DELLEUR., Jacques (Ed.). **The Handbook of Groundwater Engineering**. Boca Raton, Fl,USA: Crc Press Llc, 1999. Cap. 20, p. 724. <https://doi.org/10.1201/9781315371801>

LEAP, Darrell I.. Geological Occurrence of Groundwater. In: DELLEUR., Jacques (Ed.). **The Handbook of Groundwater Engineering**. Boca Raton, Fl,usa: Crc Press Llc, 1999. Cap. 1. p. 138-189. <https://doi.org/10.1201/9781315371801>

MIRANDA, Michelle Crecêncio de; ALAMY FILHO, José. **Modelagem e simulação do escoamento em aquíferos livres sotopostos a zonas urbanas**. 2012. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Recursos Hídricos, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2012.

NEUMAN, Shlomo P.. Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table. **Water Resources Research**, [s.l.], v. 8, n. 4, p.1031-1045, ago. 1972. American Geophysical Union (AGU). <http://dx.doi.org/10.1029/wr008i004p01031>

OLIVEIRA, Julio Kosaka de; SOARES, JosÉ Agnelo; MARTINS, Jorge Leonardo. **Efeitos da porosidade efetiva e da argilosidade nas velocidades de ondas p no arenito namorado**. 2005. 61 f. Monografia (Especialização) - Curso de Geologia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro,rj, Br, 2005.

PEDE, Marco Aurélio Z.; KIANG, Chang Hung. **caracterização da condutividade hidráulica do embasamento cristalino alterado saturado na região metropolitana de São Paulo.** 2004. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geociências Área de Concentração em Geociências e Meio Ambiente,, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, 2004.

SEGANTINI, Marília de Oliveira; ALAMY FILHO, José Eduardo. **Mapeamento do aquífero bauru situado sob a zona urbana de Araguari, MG.** 2010. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2010.

ŞEN, Zekâi. Basic Porous Medium Concepts. **Practical And Applied Hydrogeology**, [s.l.], p.43-97, 2015. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/b978-0-12-800075-5.00002-9>.

SINGH, L. Guneshwor; ELDHO, T.i.; KUMAR, A. Vinod. Coupled groundwater flow and contaminant transport simulation in a confined aquifer using meshfree radial point collocation method (RPCM). **Engineering Analysis With Boundary Elements**, [s.l.], v. 66,p.20-33, maio 2016. Elsevier BV <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2016.02.001>

SZÉKELY, F. et al. Computer simulation of the hydraulic impact of water well fields in Kuwait. **Jornal Of Hydrology**. [], p. 205-220. 15 maio 2000. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(00\)00274-2](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(00)00274-2)

(USGS), U.S. Geological Survey. **O Ciclo d'água, The water cycle, Portuguese.** 2017. Disponível em: <https://www.usgs.gov/media/images/o-ciclo-d-gua-water-cycle-portuguese>. Acesso em: 03 maio 2020

WREGE, Mário . **Termos Hidrogeológicos Básicos.** Serviço Geológico do Brasil - CPRM. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/Redes-Institucionais/Rede-de-Bibliotecas---Rede-Ametista/Termos-Hidrogeologicos-Basicos-631.html>. Acesso em: 12 Out. 2019.