



**Universidade Federal de Pernambuco**  
**Centro Acadêmico do Agreste**  
**Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental**

**Wendell José Soares dos Santos**

**FLUXO DE ÁGUA NA ALUVIÃO EM UM TRECHO DO RIO  
CAPIBARIBE NO SEMIÁRIDO PERNAMBUCANO**

**Orientador: D.Sc. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva**

**Coorientador: D.Sc. Artur Paiva Coutinho**

**Caruaru - 2017**

**WENDELL JOSÉ SOARES DOS SANTOS**

**FLUXO DE ÁGUA NA ALUVIÃO EM UM TRECHO DO RIO  
CAPIBARIBE NO SEMIÁRIDO PERNAMBUCANO.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental do Centro Acadêmico do Agreste da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Tecnologia Ambiental.

Orientador: Prof<sup>o</sup> Dr<sup>o</sup> Anderson Luiz Riberio de Paiva.

Co-orientador: Prof<sup>o</sup> Dr<sup>o</sup> Artur Paiva de Coutinho.

**Caruaru – 2017**

Catálogo na fonte:  
Bibliotecária – Paula Silva CRB/4 - 1878

S237f

Santos, Wendell José Soares dos.

Fluxo de água na aluvião em um trecho do Rio Capibaribe no Semiárido  
Pernambucano. / Wendell José Soares dos Santos – 2017.

81f. il.: 30 cm.

Orientador: Anderson Luiz Ribeiro de Paiva.

Coorientador: Artur Paiva de Coutinho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2017.

Inclui Referências.

1. Águas subterrâneas (Brasil, Nordeste). 2. Abastecimento de água (Brasil,  
Nordeste). 3. Água – Uso (Brasil, Nordeste). 4. Software (Brasil, Nordeste). I. Paiva,  
Anderson Luiz Ribeiro de (Orientador). II. Coutinho, Artur Paiva de (Coorientador). III.  
Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2017-373)

WENDELL JOSÉ SOARES DOS SANTOS

**FLUXO DE ÁGUA NA ALUVIÃO EM UM TRECHO DO RIO CAPIBARIBE NO  
SEMIÁRIDO PERNAMBUCANO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovado em: 30 / 08 / 2017.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof<sup>o</sup>. Dr<sup>o</sup>. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva (Orientador)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Sylvana Melo dos Santos (Examinador Interno)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof<sup>o</sup>. Dr<sup>o</sup>. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral (Examinador Externo)  
Universidade Federal de Pernambuco

Aos meus pais, Maria Aparecida e Fernando Alves, minhas irmãs, Lesly, Fernanda e Clara, e minha querida tia, Maria Soares com todo meu amor e minha gratidão.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus pelas bênçãos concedidas ao longo da minha caminhada e pela oportunidade de desenvolver este trabalho, por acreditar que eu seria capaz de realizar mais este desafio em minha vida. Por nunca me desamparar e não me deixar desistir diante das dificuldades e obstáculos que a vida nos oferece, pois quem tem fé nele, sabe que no final tudo vai dar certo.

À minha querida mãe Maria Aparecida Soares Silva por acreditar em mim a todo o momento, por vezes mais do que eu mesmo acredito, pelo seu amor, carinho, dedicação e por ter me ensinado os meus melhores valores. Ao meu amado pai Fernando Alves dos Santos, pelo incentivo, apoio e paciência de sempre. A minha irmã Lesly pelo apoio de sempre, a minha irmã Clara pelo incentivo e conselhos a buscar novas conquistas e a minha irmã Fernanda por cuidar de mim durante esse período acadêmico.

À minha amada avó Silene pelas orações e pela fé depositada em mim, à minha tia Maria Soares por me acolher desde que comecei minha carreira acadêmica, pela paciência e cuidado. Aos meus primos Everton, Iverson, Fabrício e Andresa e ao meu cunhado Daniel que estiveram sempre presente durante esse período.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Anderson Ribeiro de Paiva, pela dedicação de sempre, pelos ensinamentos e experiências compartilhadas. Pela amizade e por todas as orientações e contribuições para o meu crescimento pessoal e profissional. Pelo apoio e incentivo em todos os momentos, desde a graduação até o mestrado e pela confiança depositada, muito obrigado.

Ao meu co-orientador, Prof. Dr. Artur Paiva Coutinho, por suas constantes contribuições e comentários pertinentes para uma melhor elaboração do trabalho. Por seu apoio e pelo acolhimento no desenvolvimento final desta trajetória, muito obrigado.

A todos os professores do PPGECAAM (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental), da UFPE/CAA, pelos ensinamentos e conhecimentos passados em sala de aula, por sempre estarem dispostos a nos ajudar e por toda a dedicação com os alunos.

Aos meus colegas Danilo Januário e Tiago Oliveira e pela ajuda junto aos trabalhos de campo e por todas as contribuições.

Ao meu amigo Thomas Fernandes que esteve presente desde o início da graduação, que constantemente me incentivou a abraçar as oportunidades e que me influenciou a seguir essa trajetória. Aos meus amigos Raul, Felipe e Thiago pela ajuda e contribuições de sempre, como também a todos os outros amigos que fiz na graduação e no mestrado que de alguma forma me ajudou a crescer como pessoa e profissional.

Ao DEN (Departamento de Energia Nuclear – UFPE) pela concessão do local para desenvolvimento dos ensaios da pesquisa.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pelo apoio financeiro para o desenvolvimento desta pesquisa.

## RESUMO

O nordeste brasileiro apresenta uma vulnerabilidade bastante preocupante em relação a falta de abastecimento público no período de estiagem, que por muitas vezes é longo, visto que a precipitação é concentrada em alguns meses do ano. A Região Nordeste tem grande parte do seu território inserido na região semiárida que é caracterizada por níveis pluviométricos anuais relativamente baixos, e onde a situação de acesso a água é agravada nas zonas rurais, onde o abastecimento convencional é deficitário. Uma alternativa para essas regiões é a utilização da água subterrânea, porém muitas vezes esses mananciais são explorados sem um conhecimento do seu comportamento. Para auxiliar os gestores a melhor entender e gerenciar os aquíferos faz-se uso de modelos computacionais, que representam a situação do ambiente real. No semiárido pernambucano, foi desenvolvido um projeto denominado Águas de Areias, com foco em reversão de processos de degradação dos recursos hídricos e em promoção e práticas de uso racional de recursos hídricos na região do Alto rio Capibaribe, sendo esta pesquisa uma continuidade. O presente trabalho objetivou avaliar o acúmulo de água na aluvião em um trecho de rio dessa região, e desenvolver um modelo numérico de fluxo subterrâneo do meio poroso. Foram realizados testes de infiltração com o método Beerkan em três pontos da área de estudo, onde foi possível obter os parâmetros hidrodinâmicos. O valor médio de condutividade hidráulica foi  $1,84 \times 10^{-4}$  m/s. Construiu-se um modelo conceitual da aluvião utilizando o software Visual Modflow e com o monitoramento dos níveis de água alcançou-se um modelo numérico satisfatório. Os resultados obtidos por mapas potenciométricos de cargas hidráulicas ajustaram-se as observações.

Palavras-chave: Visual modflow. Método Beerkan. Água subterrânea. Modelo numérico.

## ABSTRACT

Brazilian northeastern region presents a very worrying vulnerability regarding the lack of public supply during the dry season, which is often long, since precipitation is concentrated in a few months of the year. The Northeastern Region has a large part of its territory in the semi-arid region which is characterized by relatively low annual rainfall levels and where access to water is harder in rural areas where conventional supply is deficient. An alternative to these regions is the use of groundwater, but often these springs are exploited without a knowledge of their behavior. In order to help managers better understand and manage aquifers, computational models are used, which represent the situation of the real environment. In the semi - arid region of Pernambuco, a project called Águas de Areias was developed, focusing on the reversal of degradation processes of water resources and promoting practices for the rational use of water resources in the Upper Capibaribe river region, Being this research a continuity. The present work aimed to evaluate the accumulation of water in the alluvium in a river stretch of this region, and to develop a numerical model of underground flow of the porous medium. Infiltration tests were performed with the Beerkan method at three points in the study area, where it was possible to obtain the hydrodynamic parameters. The mean value of hydraulic conductivity was  $1,84 \times 10^{-4}$  m / s. A conceptual model of the alluvium was constructed using Visual Modflow software and the monitoring of water levels was achieved with a satisfactory numerical model. The results obtained by potentiometric maps of hydraulic heads adjusted the observations.

Keywords: Visual mudflow. Beerkan method. Groundwater. Numerical model.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Configuração e variáveis de um teste de bombeamento.	21
<b>Figura 2</b> - Configuração dos ensaios Slug Test e Bail Test.	22
<b>Figura 3</b> - Configuração do ensaio de infiltrômetro de duplo anel.	23
<b>Figura 4</b> - Etapas para a modelagem computacional.	28
<b>Figura 5</b> - Volume Elementar Representativo (VER).	31
<b>Figura 6</b> - Malha de diferenças finitas bidimensional.	32
<b>Figura 7</b> - Localização da área de estudo no trecho superior da bacia do rio Capibaribe.	36
<b>Figura 8</b> - Localização dos pontos do Teste de Infiltração.	39
<b>Figura 9</b> - Ensaio de infiltração na aluvião.	40
<b>Figura 10</b> - Infiltrômetro de anel simples.	41
<b>Figura 11</b> - Coleta de amostra de solo.	41
<b>Figura 12</b> - Poço de observação 1.	49
<b>Figura 13</b> - Poço de observação 2.	50
<b>Figura 14</b> - Poço de observação 3.	50
<b>Figura 15</b> - Perfil Longitudinal altimétrico da aluvião do Trecho 3 do Rio Capibaribe.	52
<b>Figura 16</b> - Seção Transversal 1, na extremidade mais a jusante do Trecho 3.	52
<b>Figura 17</b> - Seção Transversal 2, na região intermediária do Trecho 3.	53
<b>Figura 18</b> - Seção Transversal 3, na extremidade mais a montante do Trecho 3.	53
<b>Figura 19</b> - Interface do software Visual Modflow.	54
<b>Figura 20</b> - Malha de discretização da área de estudo.	55
<b>Figura 21</b> - Imagem 3D dos poços inseridos no modelo para área de estudo.	56
<b>Figura 22</b> - Cargas hidráulicas iniciais do modelo computacional em metros.	58
<b>Figura 23</b> - Condições de contorno para o modelo.	59
<b>Figura 24</b> - Triângulo Textural do solo baseado em USDA (1967).	62
<b>Figura 25</b> - Curva de distribuição do tamanho das partículas para os 3 pontos analisados.	63
<b>Figura 26</b> - Infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 1.	64
<b>Figura 27</b> - Infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 2.	65
<b>Figura 28</b> - Infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 3.	66
<b>Figura 29</b> - Curvas de retenção de água (A) e de condutividade hidráulica (B) para os Pontos 1 e 2.	68
<b>Figura 30</b> - Níveis de água dos poços monitorados.	70
<b>Figura 31</b> - Última calibragem do modelo para o período de 154 dias.	71
<b>Figura 32</b> - Última calibragem do modelo para o período de 313 dias.	71

**Figura 33** - Mapa potenciométrico de cargas hidráulicas para o período de 154 dias.

72

**Figura 34** - Mapa potenciométrico de cargas hidráulicas para o período de 313 dias.

72

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> - Dados dos poços monitorados.	51
<b>Tabela 2</b> - Dados dos poços de bombeamento.	57
<b>Tabela 3</b> - Dados de evaporação no ano de 2015 na área de estudo.	58
<b>Tabela 4</b> - Dados de precipitação da área de estudo, Posto 20 Jataúba, no ano de 2016.	60
<b>Tabela 5</b> - Percentuais de areia, silte e argila nos 3 pontos analisados.	62
<b>Tabela 6</b> - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 1.	64
<b>Tabela 7</b> - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 2.	65
<b>Tabela 8</b> - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 3.	66
<b>Tabela 9</b> - Parâmetros de forma das funcionais de $h(\theta)$ e $K(\theta)$ .	67
<b>Tabela 10</b> - Propriedades hidráulicas do solo para os Pontos 1 e 2	68
<b>Tabela 11</b> - Balanço hídrico para ao final dos 154 dias de simulação	73
<b>Tabela 12</b> - Balanço hídrico para ao final dos 313 dias de simulação.	73
<b>Tabela 13</b> - Balanço hídrico para o cenário 1 (até dezembro de 2017).	73
<b>Tabela 14</b> - Balanço hídrico para o cenário 2 (até dezembro de 2019).	74

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1	Problemática e justificativa .....	13
1.2	Objetivos .....	15
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>16</b>
2.1	Nordeste semiárido brasileiro .....	16
2.2	Interação rio-aquífero.....	17
2.2.1	Parâmetros hidrodinâmicos da água subterrânea .....	19
2.3	Determinação dos parâmetros hidrodinâmicos .....	21
2.3.1	Teste de bombeamento e Slug Test .....	21
2.3.2	Teste de Infiltração .....	22
2.4	Método Beerkan .....	24
2.5	Monitoramento de água subterrânea.....	25
2.6	Aplicação de modelos em hidrogeologia.....	27
2.6.1	Modelos de Fluxo .....	30
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>36</b>
3.1	Área de estudo .....	36
3.2	Método BEERKAN .....	39
3.3	Monitoramento dos níveis d'água.....	48
3.4	Modelagem da área de estudo .....	51
3.4.1	Característica do modelo.....	51
3.4.2	Discretização do modelo .....	55
3.4.3	Modelagem do fluxo e simulação de cenários.....	60
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>62</b>
4.1	Características físicas do solo.....	62
4.2	Comportamento do solo nos ensaios de infiltração .....	63
4.3	Método Beerkan .....	67
4.3.1	Curvas de retenção e condutividade hidráulica da água no solo. ....	68
4.4	Monitoramento dos níveis de água.....	69
4.5	Modelo numérico.....	70
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>75</b>
5.1	Conclusões .....	75
5.2	Recomendações .....	76
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>77</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Problemática e justificativa

Há muito tempo se é discutido sobre a água como um bem limitado e nos últimos anos a preocupação com a sua disponibilidade e acesso vem aumentando. Ao passo que a demanda por ela aumenta, a preservação da sua quantidade e qualidade se faz necessário para que o desenvolvimento sustentável se estabeleça.

Com o desenvolvimento da agricultura e da indústria, e a diversificação dos usos múltiplos da água trouxeram novos tipos de apropriação dos recursos hídricos superficiais e subterrâneos, produzindo estresse hídrico (conflito crescente entre os diversos usos da água) ou a escassez de água (desequilíbrio entre disponibilidade e demanda) (TUNDISI, 2014).

Segundo Cirilo (2010), o Brasil apresenta uma disponibilidade hídrica privilegiada, possuindo mais da metade da água da América do Sul e 13,8 % do total mundial. Porém, há problemas como a má distribuição desses recursos, sendo afetado tanto pela escassez quanto pela abundância, bem como pela degradação por meio da poluição doméstica e industrial. Dados da ANA (2013) confirmam a desigualdade espacial da disponibilidade hídrica do Brasil, onde 80% está concentrada na região hidrográfica Amazônica, que apresenta o menor contingente populacional e valores reduzidos de demandas consuntivas.

A precipitação média anual (histórico de 1961-2007) no Brasil é de 1.761 mm, variando de valores na faixa de 500 mm, na região do Nordeste, a mais de 3000 mm, na região Amazônica (ANA, 2013), evidenciando novamente a má distribuição do cenário nacional.

Um dos lugares que mais sofrem com a problemática do acesso a água é a região semiárida do Nordeste Brasileiro que, segundo Montenegro *et al.* (2005), enfrenta cenários de secas com frequência, distribuição irregular de terras como também pobreza rural. A precipitação anual está em torno de 500 mm, onde cerca de 80% ocorre em um pequeno intervalo de tempo, entre dezembro e maio. As frequentes secas limitam as atividades rurais, e todos esses aspectos contribuem para a migração em massa da população da região.

As variabilidades temporais de precipitações no semiárido e a predominância de rochas cristalinas resultam no baixo volume de escoamento de rios, com muitos rios temporários (TUNDISI, 2014), situação que limita o acesso à água da população, uma opção é o armazenamento de água nas camadas de aluviões existentes nos vales que acumulam sedimentos transportados pelas enxurradas, e assumem grande importância no contexto hídrico da região.

Pernambuco é o estado brasileiro que apresenta a menor disponibilidade per capita de água do país, situação agravada por 90 % de seu território estar situado no semiárido (ANA, 2002). A pouca chuva se concentra em alguns meses do ano e a evaporação dificulta a conservação da água acumulada nos açudes. Situação caótica se estabelece nas populações rurais difusas, onde a fonte de água deve ser local, por ser inviável um sistema de abastecimento de água por canalização, como acontece em áreas urbanas. Nessa situação, nem as águas de chuva acumuladas nas cisternas são suficientes. Sendo uma alternativa para acesso à água, principalmente durante períodos de estiagem, a captação em poços escavados em aluviões. Porém, captam a água sem conhecer quanto o manancial pode oferecer, e como otimizar a conservação dessa água, além de não testar alternativas de captação.

À vista disso, compreender como se comporta o fluxo nos depósitos aluvionares torna-se fundamental para um melhor gerenciamento desse recurso disponível. Uma ferramenta utilizada para estudar o meio subterrâneo e entender o seu comportamento, é a criação de modelos matemáticos que possam representar o meio real, podendo objetivar a interpretação e previsão, como por exemplo, se haverá quantidade suficiente de água e se esta é de boa qualidade. Na criação desses modelos matemáticos é necessário a resolução de equações que regem o ambiente real representado, que geralmente são muito complexas e para solucioná-las faz-se uso de métodos numéricos.

Para implementação de modelos matemáticos de águas subterrâneas, já existem diversos *softwares* disponíveis que resolvem as equações associadas. Porém são necessários dados de entradas para caracterizar o meio poroso a ser modelado e definição dos cenários de simulação.

Assim, uma região que vem sofrendo há muito com a escassez de água é a zona rural de Santa Cruz do Capibaribe em Pernambuco que se localiza no trecho superior da bacia do rio Capibaribe, desde a barragem de Poço Fundo até

próximo à zona urbana. Onde a população faz uso da água armazenada na aluvião, que é usada principalmente para a dessedentação de pequenas criações de animais e também para a agricultura familiar. Nos momentos mais críticos da seca que a região enfrentou, a água dos depósitos aluvionares também foi usada para abastecer a zona urbana da cidade. Sendo assim, o objetivo desse trabalho é avaliar o acúmulo de água em aluvião de um trecho dessa região, e desenvolver um modelo numérico de fluxo subterrâneo.

## **1.2 Objetivos**

Objetivo geral:

Avaliar o acúmulo de água e o comportamento do fluxo subterrâneo em um trecho do alto rio Capibaribe no semiárido pernambucano para um melhor gerenciamento do recurso hídrico disponível na área de estudo.

Objetivos específicos:

- Estimar os parâmetros hidrodinâmicos do fluxo subterrâneo da área de estudo;
- Construir um modelo numérico de fluxo subterrâneo da área de estudo;
- Simular cenários futuros de exploração de água subterrânea na aluvião.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Nordeste semiárido brasileiro

Segundo Cirilo (2010), o termo *semiárido* é utilizado para descrever o clima e as regiões onde as precipitações médias anuais são entre 250 e 500 mm e onde a vegetação é composta prioritariamente por arbustos que perdem as folhas nos meses mais secos ou por pastagens que secam na época da estiagem.

O Nordeste brasileiro é uma região onde a predominância do clima semiárido, há muito tempo vem sofrendo com um cenário de escassez de água, e conseqüentemente com limitações no seu desenvolvimento, visto que a água é um fator essencial para a realização de atividades como, cultivo de alimentos e criação de animais. Em localidades rurais onde o sistema de abastecimento de água convencional não é viável, a situação piora, pois a população difusa é submetida a outros meios de captação de água (cisternas, açudes, barreiros entre outros), que quase sempre na época de estiagem não são suficientes. Uma alternativa é o abastecimento dessa região pela exploração de água nas aluviões.

A aluvião é formada principalmente por sedimentos, cascalho, areia e finos depositados no leito e nas margens de um sistema fluvial. No Nordeste brasileiro depósitos aluviais formam importantes reservas de águas subterrâneas para as populações instaladas nas margens dos cursos de água. No semiárido nordestino tais sedimentos são transportados no pequeno intervalo de tempo em que se concentram as chuvas da região. Além de agente transportador, a água das chuvas que chega até o leito do rio se infiltra na aluvião.

A Região Nordeste com uma área de 1.561.177,8 km<sup>2</sup> ocupa 18,7% do território brasileiro, deste 962.857,3 km<sup>2</sup> estão situados no Polígono das Secas. O Polígono compreende áreas sujeitas repetidamente aos efeitos das secas. Já o semiárido ocupa 841.260,9 km<sup>2</sup> de área no Nordeste e outros 54.670,4 km<sup>2</sup> em Minas Gerais. No Polígono das Secas e no Semiárido nordestino enormes desafios de convivência com escassez de recursos hídricos são pertinentes, buscando-se o desenvolvimento de atividades produtivas para evitar o êxodo rural, como também diminuir o quadro de pobreza do enorme contingente populacional da área (MONTENEGRO *et al.*, 2005). Sendo assim essa

problemática evidencia que um melhor desenvolvimento dessa região é dependente de um melhor gerenciamento dos recursos hídricos existentes.

Segundo Cirilo (2010), a região semiárida do Nordeste é pobre em volume de escoamento de água dos rios. Situação que se explica em função da variabilidade temporal das precipitações e das características geológicas dominantes, onde predomina solos rasos baseados sobre rochas cristalinas e conseqüentemente baixas trocas de água entre o rio e o solo adjacente. Sendo assim existe uma densa rede de rios temporários. Por outro lado as reservas de água doce subterrânea nas bacias sedimentares do Nordeste permitem a captação anual de 20 bilhões de m<sup>3</sup> por ano, sem colocar em risco as reservas existentes (REBOUÇAS, 1997 *apud* CIRILO, 2010).

Ao longo dos anos foram desenvolvidas políticas públicas regionais, como construção de açudes, podendo ser em grandes reservatórios com capacidade plurianual, ou em pequenos reservatórios chamados de barreiros. Porém os altos índices de evaporação potencial trazem problemas para os pequenos reservatórios. A perfuração de poços também foi realizada ao longo dos anos e estima-se que cerca de 100.000 poços tenham sido perfurados. A região semiárida do Nordeste é constituída majoritariamente por formações cristalinas, nesse caso a captação está sujeita a baixas vazões e alto teor de sais. Outra solução bastante empregada é a cisterna, que é uma solução fundamental para o atendimento das necessidades mais essenciais da população rural difusa (CIRILO, 2010).

Muito já se foi feito para melhorar a situação do acesso aos recursos hídricos disponíveis na Região Nordeste, porém de forma global ainda precisa-se avançar muito para o desenvolvimento sustentável dessa área. Além de suprir a demanda por água, é necessário desenvolver políticas públicas voltadas para o gerenciamento de recursos hídricos, que permitam um maior crescimento da oferta de água em relação ao volume demandado.

## **2.2 Interação rio-aquífero**

As pesquisas realizadas sobre águas superficiais e subterrâneas são feitas tradicionalmente tratando os dois corpos d'água isolados um do outro. Isso se deve às diferenças de acessibilidade e natureza dos dois corpos d'água. Por

exemplo, os rios são caracterizados por um fluxo criando forças hidráulicas turbulentas, variação de descarga, mudanças nas condições químicas, transporte unidirecional de material, transporte de fundo, e dinâmica morfológica do canal. Em contraste, as condições ambientais do ecossistema subterrâneo são mais estáveis, têm fluxo laminar, longos tempos de residência, estrutura sedimentar mais constante, e escuridão permanente (PAIVA, 2009).

Porém, atualmente é observado o comportamento das águas superficial e subterrânea simultaneamente, visto que esses dois mananciais se comunicam hidráulicamente e se casualmente for desenvolvidos contaminantes em um, comumente afetará o outro. Portanto, uma compreensão dos princípios básicos das interações entre as águas subterrâneas e superficiais é necessária para a gestão eficaz dos recursos hídricos.

A carga hidráulica em cada um dos meios superficial e subterrâneo é responsável pela variação da direção dos processos de trocas entre eles, enquanto o fluxo (volume/unidade de tempo) depende da condutividade hidráulica dos sedimentos. Por outro lado, as variáveis do regime de escoamento podem alterar a condutividade hidráulica dos sedimentos através de processos de erosão e deposição e, conseqüentemente, afetar a intensidade das interações água subterrânea com água superficial. Para o entendimento da complexa interação que há entre água subterrânea e superficial em relação aos fatores de clima, relevo, geologia, e biota, é necessária uma compreensão estruturada sobre todos eles (SOPHOCLEOUS, 2002).

A interação de mananciais superficiais com água subterrânea também é governada pela posição da água superficial com relação ao sistema de fluxo de água subterrânea. A perspectiva geomorfológica também ajuda a caracterizar esta interação, se o fluxo é dado do corpo d'água superficial para o subterrâneo ou o contrário, observando-se as características de declividade da margem, sinuosidade de rio, largura e profundidade do rio, e o sistema de deposição fluvial/lagunar.

### 2.2.1 Parâmetros hidrodinâmicos da água subterrânea

O movimento da água subterrânea à um nível microscópico pode ser muito complexo. Por meio de experiências, o engenheiro Henry Darcy mostrou que existe uma relação entre o fluxo de água que atravessa uma camada de areia e o gradiente hidráulico, onde daí surgiu o conceito de condutividade hidráulica, sendo uma propriedade macroscópica do meio. Podendo a partir daí ser aplicado os princípios da hidrodinâmica, que tratam o meio como contínuo dotado de propriedades bem definidas, envolvendo três parâmetros fundamentais: porosidade, condutividade hidráulica e coeficiente de armazenamento (FEITOSA *et al.*, 2008). O engenheiro propôs a lei que pode ser expressa pela Equação 1.

$$Q = KA \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad (1)$$

Onde,

$K$ : condutividade hidráulica [L/T];

$A$ : área da seção transversal [L<sup>2</sup>];

$(h_1 - h_2) = \Delta h$ : diferença de cargas hidráulicas [L];

$L$ : distância entre os pontos a ser medidos [L].

Onde pode-se chamar de gradiente hidráulico a diferença de carga hidráulica  $(h_1 - h_2)$  dividida pela distância  $L$ , que pode ser entendido como a taxa de perda de carga por unidade de trajeto do fluido. Aplicando esta expressão na zona de transição do corpo d'água superficial e subterrâneo, pode-se medir o fluxo entre eles.

A condutividade hidráulica  $K$  que aparece na lei de Darcy, é a facilidade que um aquífero tem de transmitir água, e depende das características do meio, como a porosidade, o tamanho, a distribuição, a forma e o arranjo dos grãos, e das características do fluido que escoar, como a viscosidade e a massa específica (FEITOSA *et al.*, 2008). Ela pode ser expressa em função dos parâmetros do meio e do fluido pela Equação 2:

$$K = \frac{kg}{\nu} \quad (2)$$

Onde,

$K$  = condutividade hidráulica [L/T]

$k$  = permeabilidade intrínseca do meio poroso [ $L^2$ ]

$\nu$  = viscosidade cinemática [ $L^2/T$ ]

$g$  = aceleração da gravidade [ $LT^{-2}$ ]

A densidade e a viscosidade da água são dependentes da temperatura, sendo assim a condutividade hidráulica ( $K$ ) também varia com a temperatura.

A porosidade total ou simplesmente porosidade ( $\eta$ ) é uma grandeza adimensional e é entendida com a razão entre o volume dos vazios ( $V_V$ ) pelo volume total ( $V$ ) de uma determinada amostra (Equação 3), podendo ser expressa como porcentagem. Ela é determinada pelo tamanho, distribuição e forma dos grãos, rugosidade superficial e tipo de arranjo.

$$\eta = \frac{V_V}{V} \quad (3)$$

A porosidade efetiva ( $\eta_e$ ) também é uma grandeza adimensional, podendo ser expressa em porcentagem, e pode ser definida como a razão entre o volume de água que é liberado ( $V_D$ ) por uma amostra de rocha ou solo poroso saturado e o volume total (Equação 4).

$$\eta_e = \frac{V_D}{V} \quad (4)$$

A quantidade de água retida por unidade de volume é chamada de retenção específica ( $R_e$ ), onde a soma da porosidade efetiva e a retenção específica é igual a porosidade total.

A condutividade hidráulica e a porosidade estão relacionadas com a quantidade de vazios no meio poroso. No caso de depósitos fluviais, estes parâmetros variam inversamente com o tamanho dos grãos. A porosidade aumenta com a diminuição do tamanho dos grãos, enquanto a condutividade hidráulica diminui (PAIVA, 2009).

O armazenamento específico ( $S_s$ ) de um meio poroso saturado é definido como o volume de água liberado por um volume unitário do aquífero quando submetido a um decréscimo unitário de carga hidráulica (Equação 5).

$$S_s = \frac{\delta V_{liberado}}{V \delta h} \quad (5)$$

Onde,

$V_{liberado}$  = volume de água liberado [ $L^3$ ]

$V$  = volume do meio poroso [ $L^3$ ]

$h$  = Carga hidráulica [L]

$\delta$  = indica uma pequena variação.

O coeficiente de armazenamento ( $S$ ) é um parâmetro adimensional definido como a multiplicação do armazenamento específico pela espessura do aquífero.

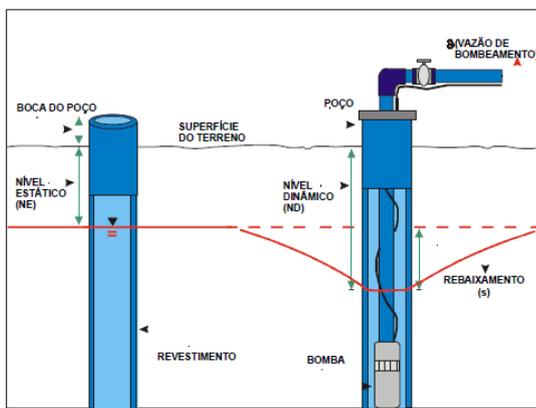
## 2.3 Determinação dos parâmetros hidrodinâmicos

### 2.3.1 Teste de bombeamento e Slug Test

De acordo com Feitosa & Costa Filho (1998), os testes de bombeamento são usados tradicionalmente para a determinação dos parâmetros hidrodinâmicos dos aquíferos e para a verificação da qualidade da construção das obras de captação de água subterrânea. Esses testes são a forma de mais fácil aplicação e maior garantia em seus resultados, além de ser a ferramenta indispensável para a determinação de vazões de exploração de poços.

Um teste de bombeamento consiste na exploração de quantidades de água em um poço de produção, em um determinado intervalo de tempo, onde são anotados os rebaixamentos em poços de observações. Quando há ausência de poços de observações, os rebaixamentos podem ser verificados no próprio poço de produção. A configuração e as variáveis envolvidas nesse teste são apresentados na Figura 1.

**Figura 1** - Configuração e variáveis de um teste de bombeamento.

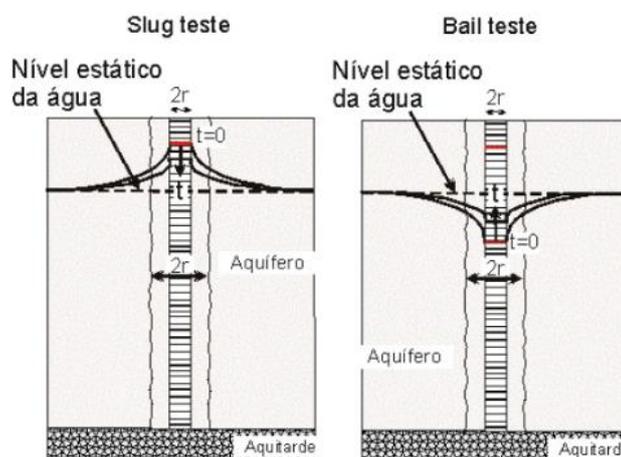


Fonte: Feitosa & Costa Filho (1998).

Um dos ensaios que vem sendo mais utilizado em todo o mundo para determinação da condutividade hidráulica é o *Slug Test*, ele consiste no lançamento de um volume conhecido em um poço de monitoramento e a observação da recuperação do nível estático e do tempo associado.

Segundo Fiori (2010), o *Slug Test* é associado a outro ensaio o *Bail Test*, que consiste basicamente na retirada instantaneamente de um volume conhecido do poço em análise, o nível estático sofre um rebaixamento e o tempo de recuperação desse nível pode ser observado, obtendo-se assim também a condutividade hidráulica. A Figura 2 ilustra os ensaios de *Slug Test* e *Bail Test*.

**Figura 2** - Configuração dos ensaios Slug Test e Bail Test.



Fonte: Fiori (2010).

Segundo Carvalho *et al.* (2013), esses dois últimos ensaios apresentam algumas vantagens: a) por ser simples b) ser o mais utilizado para determinação da condutividade hidráulica em todo o mundo c) apresentar resultados compatíveis com outros testes, d) não inserir ou extrair água e e) não utilizar equipamentos de bombeamento. No entanto apresenta desvantagens por avaliar um raio de 1 m ao redor do poço; não determina o coeficiente de armazenamento.

### 2.3.2 Teste de Infiltração

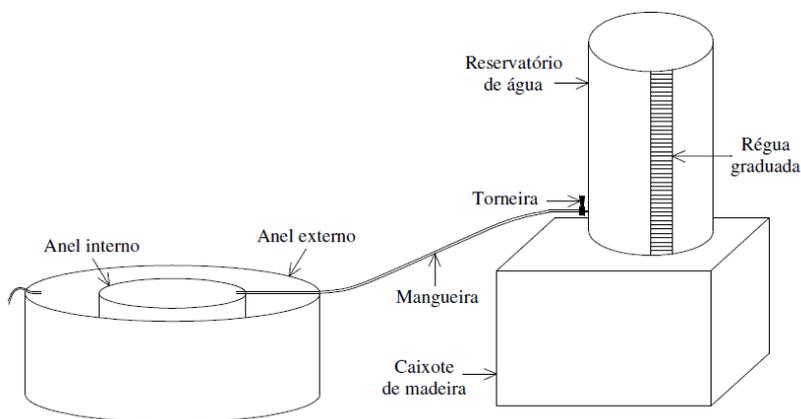
O conhecimento do processo de infiltração é essencial para a solução de problemas relativos as áreas de conservação da água e do solo, armazenamento de água subterrânea, irrigação e drenagem e controle do deflúvio superficial.

Segundo Vasconcelos (2015), a infiltração é entendida como o processo inicial da entrada de água no solo, resultante da aplicação na superfície do solo, ocorrendo por chuvas ou por irrigação, onde a capilaridade é dominante nessa fase. Esse fenômeno depende fundamentalmente da água disponível para infiltrar, das propriedades físicas do solo, principalmente a textura e a estrutura, do estado da sua superfície, temperatura e das quantidades de água e ar, inicialmente presentes no seu interior.

As estimativas dos parâmetros hidrodinâmicos a partir de modelos simplificados da infiltração da água no solo podem ser determinados através de métodos unidimensionais e tridimensionais.

Dentre os métodos de determinação da capacidade de infiltração unidimensional tem-se o infiltrômetro dos duplos anéis concêntricos, este método consiste em dois anéis colocados concêntricamente, sendo o menor com diâmetro de 25 cm e o maior com 50 cm, e altura de 30 cm, essas dimensões podem variar de acordo com o fabricante. Os dois anéis são instalados concêntricamente e enterrados 15 cm no solo, onde se adiciona, em ambos, uma lamina d'água que deve ser mantida até o fim do ensaio (Figura 3), a leitura da variação da lamina é realizada no cilindro interno. Neste tipo de experimento ocorre o estabelecimento de uma carga hidráulica constante sobre a superfície do solo nos dois anéis (interno e externo). A finalidade do cilindro externo é manter verticalmente o fluxo de água do cilindro interno reduzindo assim o efeito da dispersão lateral da água infiltrada do anel interno e evita a superestimava da taxa de infiltração.

**Figura 3** - Configuração do ensaio de infiltrômetro de duplo anel.



Fonte: Fernandes (2011).

No processo de infiltração tridimensional existe uma maior quantidade de parâmetros hidrodinâmicos que podem ser determinados. Além da condutividade hidráulica saturada e a sorvidade, são determinadas a curva de retenção do solo e a curva de condutividade hidráulica.

O infiltrômetro com anel simples possibilita realizações de ensaios de infiltração tridimensional axissimétrica como uma função do tempo, permitindo estudar, no campo, o fenômeno da infiltração da água no solo sob diferentes sucções. Ele consiste de um cilindro metálico, sem as bases, de raio conhecido. O fluxo de água obtido por um infiltrômetro a disco é considerado como tridimensional (SOUZA, 2005). Para estimar os parâmetros das curvas de retenção da água no solo  $\theta(h)$  e condutividade hidráulica  $K(\theta)$  considerando a textura e a estrutura do solo é utilizado o método semifísico, denominado “Beerkan Estimation of Soil Transfer parameters” – conhecido também como “Beerkan” ou “BEST” (HAVERKAMP *et al.*, 1998; LASSABATÈRE *et al.*, 2006). Os outros parâmetros podem ser calculados a partir dos ensaios de infiltração no terreno, segundo a metodologia Beerkan, que será detalhado no Item 3 – Materiais e Métodos.

## 2.4 Método Beerkan

A metodologia do Beerkan baseia-se nas propriedades estáticas e dinâmicas do solo. Souza (2005) utiliza de dados experimentais de infiltração, da distribuição granulométrica e da massa específica do solo, para estimar os parâmetros da curva de retenção da água no solo  $\theta(h)$  - descrito pelo modelo matemático de van Genuchten (1980) - e da curva de condutividade hidráulica  $K(\theta)$  - descrito pelo modelo matemático de Brooks & Corey (1966). Neste método, as equações para a curva de retenção e para curva de condutividade hidráulica podem ser descritas, por cinco parâmetros: dois de forma,  $m$  ou  $n$  e  $\eta$ , relacionados principalmente com a textura, e três de normalização  $\theta_s$ ,  $K_s$  e  $hg$ , dependentes da estrutura do solo.

Esse método vem sendo utilizado em diversas regiões e em variadas condições climáticas e de solo. Alagna *et al.* (2016), para obter os valores de condutividade hidráulica de um solo franco, utilizaram o método Beerkan e mais cinco diferentes técnicas de infiltração: Infiltrômetro de Pressão (PI), Infiltrômetro

de Tensão, Mini Infiltrômetro de Disco (MDI), Técnica Simplificada de queda de carga (SFH) e o método do balde sem fundo (BB) . As seis técnicas forneceram estimativas estatisticamente semelhantes de  $K_s$ , porém o BEST, BB e PI parecem mais apropriados para caracterizar o solo durante um evento de chuva.

Bagarello *et al.* (2014a) testaram a capacidade do Beerkan em estimar as propriedades hidráulicas, comparando as estimativas do modelo com os dados de campo, em dez locais de campo siciliano. Foi verificado que a condutividade hidráulica do solo não saturado encontrada pelo modelo foi maior do que aquela medida principalmente pelo tensiômetro especialmente para pressões menores, provavelmente porque a função de condutividade hidráulica unimodal utilizado não reproduz as alterações no sistema de poros do solo real na gama de pressão próximo da saturação, por fim , concluiu-se que o Beerkan é promissor para produzir uma caracterização hidráulica do solo razoavelmente confiável, no entanto, necessita de uma melhor descrição da função condutividade hidráulica insaturado.

Bagarello *et al.* (2014b) testaram o método Beerkan e a técnica simplificada de queda de carga (SFH) para determinar os parâmetros hidráulicos do solo utilizando duas alturas diferentes de aplicação de água (0,03 e 1,5m). As duas técnicas apresentaram semelhança quando a altura de aplicação de água era baixa. A altura de aplicação de água não afetou significativamente a condutividade hidráulica saturada de campo com o SFH, porém afetou os valores obtidos com o Beerkan. Essa diferença entre os dois métodos, foi atribuída a quantidade de vezes que a água é aplicada em cada um dos métodos (alterando a superfície do solo), pois é aplicada apenas uma vez no SFH e várias vezes no Beerkan.

## **2.5 Monitoramento de água subterrânea**

A água subterrânea, além de ser um recurso precioso e limitado, é vulnerável a intervenção humana. A poluição e a superexploração são os principais problemas associados à mesma. Para uma avaliação do estado atual do reservatório aquífero, tanto em termos de quantidade como em termos de qualidade, o monitoramento é um instrumento importante, que auxilia nas

decisões relativas à exploração, desenvolvimento e gerenciamento das águas subterrâneas (FEITOSA *et al.*, 2008). Para Feitosa *et al.* (2008), vários obstáculos são enfrentados para o planejamento de um programa de monitoramento, de ordens conceituais, técnica e financeira, causados pela falta de dados e pela heterogeneidade dos meios aquíferos.

As redes de monitoramento devem ter características próprias e adequadas visando os objetivos destinados. O custo de sua implantação é relativamente alto, e precisa ser otimizado. De forma geral, se desenha uma rede de monitoramento preliminar que evolui para uma rede permanente e operativa. As principais dificuldades técnicas estão associados à heterogeneidade hidráulica do aquífero, ao posicionamento dos poços de observações em relação ao fluxo, às técnicas e análise da água, e ao custo envolvido.

A seleção de zonas prioritárias de monitoramento é feita de acordo com os seguintes critérios:

- modelo conceitual do regime de fluxo e sua interconexão com as águas ou ecossistemas superficiais;
- vulnerabilidade natural do aquífero à poluição;
- densidade dos postos de abastecimento;
- anomalias nas condições naturais.

Pode-se ter dois tipos de monitoramento: quantitativo e qualitativo. O primeiro consiste nas medidas dos níveis de água pelo menos uma vez por mês, podendo objetivar o acompanhamento e a recuperação de rebaixamentos e para determinar limites de exploração, como também ajudar na modelagem conceitual e numérica do aquífero. O segundo é voltado para o controle, diagnóstico e prognóstico do risco de contaminação.

Na fase de estruturação do projeto de monitoramento, é indispensável a definição clara dos objetivos, baseado nas respostas às seis perguntas: por que monitorar? (meta); quem irá monitorar? (responsável); quais os parâmetros de controle? (atividade e meio hidroquímico); onde? (local); quando e com que frequência aferir as medidas? (prazo); com qual tecnologia deve-se medir? (métodos) (FEITOSA *et al.*, 2008).

O grande volume de dados gerados pelo monitoramento requer o uso de sistemas eficientes de armazenamento e disponibilidade de dados. O sistema de informações é um sistema de coleta, tratamento, armazenamento, recuperação e

disponibilidade de informações sobre a qualidade e quantidade da água subterrânea e fatores que influenciam na sua gestão.

## 2.6 Aplicação de modelos em hidrogeologia

Para que possamos planejar as atividades relacionadas ao uso, controle e conservação da quantidade e qualidade da água subterrânea, é essencial o entendimento do movimento da água no solo (BAPTISTA, COELHO & CIRILO, 2001). Uma ferramenta para estudar o comportamento do meio real de forma simplificada é por meio de um modelo matemático.

Em problemas que envolvem equações diferenciais parciais mais difíceis, como é o caso da equação que rege o fluxo subterrâneo, é comum o uso de ferramentas computacionais para sua resolução. A análise numérica e computacional é uma área da matemática onde se encontram vários métodos para se determinar, exata ou aproximadamente, soluções numéricas de problemas modelados matematicamente. Os modelos computacionais auxiliam a sistematizar a informação de campo, e a detectar locais onde é necessário um maior estudo. E fornecem subsídios para fazer previsões sobre consequências das ações a serem realizadas nos recursos hidrogeológicos (FEITOSA *et al.*, 2008).

Os modelos comumente aplicados a hidrogeologia podem ser divididos em modelos de fluxo e modelos de transporte de massa. Os modelos de fluxo são utilizados para simular o escoamento da água levando em consideração os fluxos naturais dos aquíferos, suas recargas e os bombeamentos a que estão submetidos. Já os modelos de transporte na água subterrânea vêm sendo muito utilizados para propagação de poluentes, análise de opções de remediação e previsão de cenários de risco do transporte de contaminantes (PAIVA, 2009).

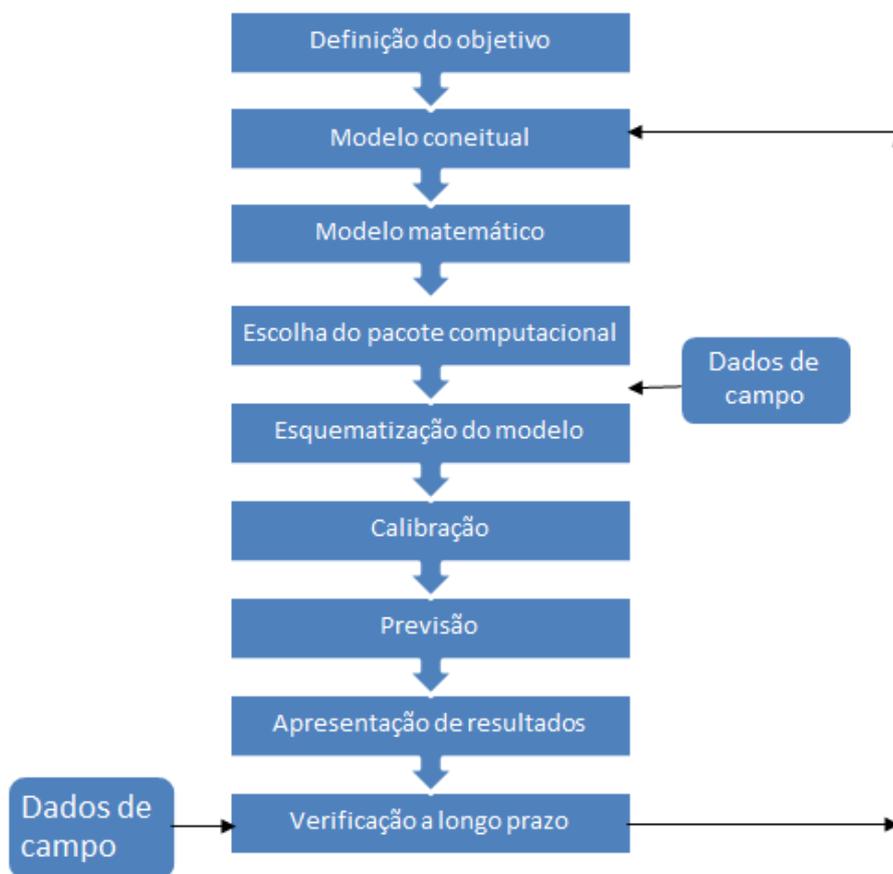
Segundo Feitosa *et al.* (2008), podemos classificar os modelos matemáticos em analíticos e numéricos. O primeiro usa soluções matemáticas deduzidas para situações simplificadas, um exemplo é um bombeamento transiente em um aquífero homogêneo e isotrópico. Porém, na maior parte das vezes os aquíferos não são homogêneos e seus contornos não são polígonos retangulares, de modo que fica quase impossível obter uma solução analítica. Desse modo surgiram

então os métodos numéricos, em que as equações são resolvidas utilizando técnicas de aproximações numéricas. Os modelos matemáticos podem ser classificados também quanto: à variação no tempo (permanente ou transiente); às probabilidades de ocorrência (determinístico ou estocástico); às equações (lineares e não-lineares).

É fundamental ter visão dos objetivos que se pretendem com os modelos. Normalmente os objetivos são de previsão e de interpretação. No primeiro caso, o modelo é utilizado para prever o comportamento do aquífero devido à determinadas ações, e no segundo, procura-se estender o seu funcionamento e sistematizar as informações.

Diversas etapas são envolvidas na modelagem do aquífero, onde a simulação computacional é apenas um dos passos, que são apresentados na Figura 4.

**Figura 4 -** Etapas para a modelagem computacional.



Fonte: O Autor (2017).

Nota: Adaptado de Feitosa *et al.* (2008).

*Modelo conceitual:* na sua elaboração procura-se determinar a geometria do sistema, desde suas camadas geológicas, seus contornos, suas interconexões hidráulicas, até suas recargas e bombeamentos.

*Escolha do modelo computacional:* depois da formulação matemática do problema deve-se escolher o pacote computacional a ser utilizado. Existem no mercado vários pacotes de fácil interação com o usuário.

*Esquematização do modelo:* abrange as atividades de escolha de como discretizar o problema, da seleção do intervalo de tempo de simulação, das condições de contorno, da seleção inicial dos parâmetros do aquífero e da verificação das recargas e bombeamentos.

*Calibração:* é o ajustamento dos parâmetros do modelo para produzirem as cargas hidráulicas e fluxos observados em campo.

*Previsão:* disponibiliza a resposta para entender o funcionamento do sistema aquífero submetido a futuros bombeamentos e recargas.

*Verificação em longo prazo:* é importante que se continue monitorando os aquíferos, fazendo simulações, ao longo do tempo, à medida que novos dados de campo sejam obtidos, corrigindo assim, as modelagens anteriores.

Para resolver a equação geral do fluxo subterrâneo, é necessário conhecer as condições de contorno, e para o caso transiente é necessário também conhecer as condições iniciais. A determinação das condições de contorno é um passo crítico, pois uma má determinação pode levar a sérios erros na solução do problema (FEITOSA *et al.*, 2008). Essas condições podem ser do tipo físico, quando existem características físicas que influenciam o escoamento, ou hidráulico quando é formado devido às condições do escoamento.

Segundo Paiva (2009), existem diversos métodos numéricos para resolver as equações diferenciais parciais que regem o problema: Método das Diferenças Finitas (MDF), Método dos Elementos Finitos (MEF), Método de Elemento de Contorno (MEC), Método das Características, Modelos de Caminhamento Aleatório, Método de Diferenças Finitas Integradas, Método dos Volumes Finitos, Método dos Elementos Analíticos, dos quais os mais conhecidos e mais usuais são os MDF e MEF. Os programas computacionais resolvem bem as equações, contudo, é necessário conhecer bem o modelo para evitar erros devido à utilização inadequada.

O MDF é o método mais antigo, dentre os mais usados atualmente. Ele aproxima as derivadas parciais presente nas equações matemáticas em expressões algébricas em pontos discretos do modelo chamados de nós. A ação de escolha desses nós é denominada discretização do modelo, sendo cada nó uma porção limitada do aquífero, de modo que os parâmetros atribuídos a cada nó é constante para a região que ele representa (quadrícula). Quanto maior o número de pontos, mais próximo da realidade estará o modelo e um maior desempenho será exigido do software que irá desenvolvê-lo.

### 2.6.1 Modelos de Fluxo

Para estudar o recurso hídrico no meio poroso é essencial o conhecimento do comportamento, direções e velocidades do fluxo subterrâneo. As equações que governam o fluxo no meio subterrâneo estão representadas pela lei proposta por Henry Darcy (Equação 6), considerando o meio poroso e isotrópico e que a descarga não varia no tempo.

$$q = \frac{Q}{A} = K \frac{(h_1 - h_2)}{L} \quad (6)$$

Onde,

$q$ : velocidade de Darcy [L/T]

$Q$ : vazão específica [L<sup>3</sup>/T]

$K$ : condutividade hidráulica [L/T];

$A$ : área da seção transversal [L<sup>2</sup>];

$(h_1 - h_2) = \Delta h$ : diferença de cargas hidráulicas [L];

$L$ : distância entre os pontos a serem medidos [L].

Onde pode-se chamar de gradiente hidráulico a diferença de carga hidráulica  $(h_1 - h_2)$  dividida pela distância  $L$ , que pode ser entendido como a taxa de perda de carga por unidade de trajeto do fluido. Aplicando esta expressão na zona de transição do corpo d'água superficial e subterrâneo, pode-se medir o fluxo entre eles.

Podemos expressar a Lei de Darcy na forma diferencial:

$$q = -K \frac{\partial h}{\partial L} \quad (7)$$

O sinal negativo indica que o fluxo da água ocorre nos sentido dos potenciais decrescentes. A lei de Darcy para o escoamento tridimensional pode ser representada pelas seguintes equações:

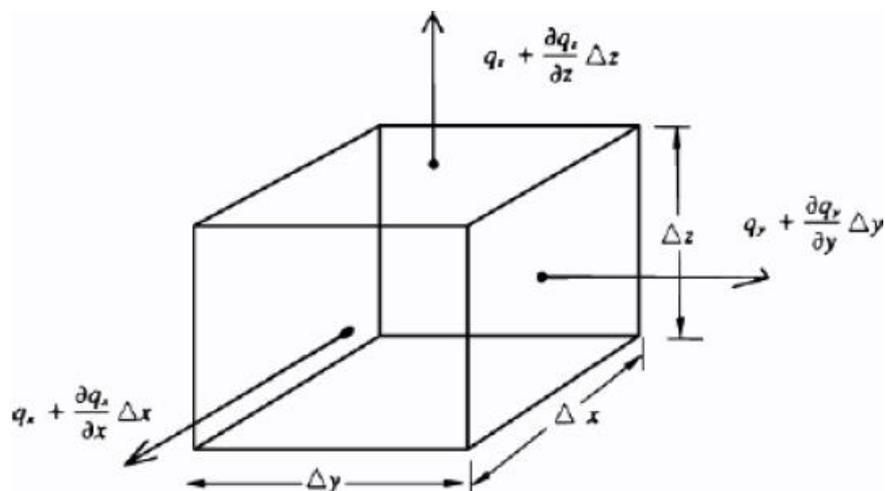
$$q_x = -K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} ; q_y = -K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} ; q_z = -K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \quad (8)$$

Utilizando as derivadas parciais teremos agora o vetor velocidade de Darcy:

$$q = -K \left( \frac{\partial h}{\partial x} i + \frac{\partial h}{\partial y} j + \frac{\partial h}{\partial z} k \right) \quad (9)$$

A condição estacionária considera que a carga não varia no tempo. Aplicando a lei da conservação de massa ou princípio da continuidade é possível desenvolver as equações que descrevem o fluxo subterrâneo. Esta lei afirma que não há variação de massa do fluido em um pequeno volume conhecido como volume elementar representativo (VER) (Figura 5). O volume que entra no VER é igual ao que sai:

**Figura 5** - Volume Elementar Representativo (VER).



Fonte: Paiva (2004).

Considerando que o fluido é incompressível e que não há fontes ou sumidouros dentro de VER, pode-se chegar equação de fluxo:

$$\left( \frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \Delta x (\Delta y \cdot \Delta z) + \left( \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \Delta y (\Delta x \cdot \Delta z) + \left( \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \Delta z (\Delta y \cdot \Delta x) = 0 \quad (10)$$

Dividindo todos os termos da equação por  $\Delta V = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z$ , é obtido a equação de continuidade para o estado estacionário:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = 0 \quad (11)$$

Combinando a equação da continuidade com a Lei de Darcy, obtém-se a equação diferencial parcial conhecida como equação de Laplace:

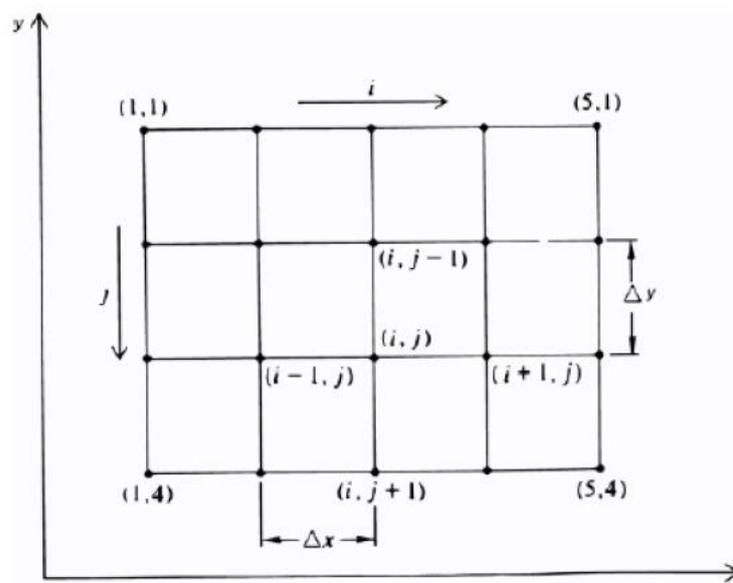
$$\frac{\partial}{\partial x} \left( -K \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( -K \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -K \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (12)$$

Visto que já foi feita a consideração de meio isotrópico e homogêneo, pode ser retirada a condutividade hidráulica da equação:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (13)$$

Um dos métodos numéricos mais utilizados para resolver esta equação é o MDF. A Figura 6 mostra uma discretização na direção x e y, assim o valor da carga no ponto (i,j) pode ser aproximado por diferenças finitas das derivadas, considerando diferenças centradas:

**Figura 6** - Malha de diferenças finitas bidimensional.



Fonte: Paiva (2004).

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{\frac{h_{i+1,j} - h_{i,j}}{\Delta x} - \frac{h_{i,j} - h_{i-1,j}}{\Delta x}}{\Delta x} \quad (14)$$

Podendo ser simplificada para:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \cong \frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{\Delta x^2} \quad (15)$$

Seguindo a mesma lógica para y, tem-se:

$$\frac{h_{i-1,j} - 2h_{i,j} + h_{i+1,j}}{\Delta x^2} + \frac{h_{i,j-1} - 2h_{i,j} + h_{i,j+1}}{\Delta y^2} = 0 \quad (16)$$

Para o regime transiente, a equação diferencial do fluxo subterrâneo em meios porosos pode ser escrita para duas dimensões como:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (17)$$

Onde,

$S$  é o coeficiente de armazenamento;

$T$  é a transmissividade.

De forma geral os códigos computacionais utilizam a seguinte equação para descrever o fluxo subterrâneo em meio saturado tridimensional:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + R_v = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (18)$$

Onde,  $R_v$  é o fluxo volumétrico por unidade de volume (fontes ou sumidouros);

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  e  $K_{zz}$  representam a condutividade hidráulica nas direções principais (com isto o tensor de condutividade hidráulica se reduz a 3 componentes);

$S_s$  é o coeficiente de armazenamento específico.

Se a água é adicionada ao aquífero o valor de  $R_v$  será positivo, se é retirada será negativo.

Para resolução da equação que representa o fluxo do meio poroso, existem vários programas, sendo o MODFLOW (modelo de fluxo de água subterrânea em diferenças finitas modular) o mais conhecido. Segundo McDonald e Harbaugh (1988), MODFLOW é um programa de computador que simula o fluxo de água subterrânea tridimensional através de um meio poroso usando um método de diferenças finitas. Ele foi desenvolvido pela USGS (United States Geological Survey) em 1984, no decorrer dos anos foram surgindo outras versões como

Modflow-88 e Modflow-96 onde novos pacotes foram adicionados, e hoje já está na versão Modflow-2000.

O MODFLOW consiste de um programa principal e um grande número de módulos, os quais possuem atividades específicas. Esses módulos são agrupados em “pacotes”. Segundo Harbaugh *et al.* (2000), existem vários pacotes como por exemplo: BAS (Básico) que gerencia as tarefas do modelo com um todo; BCF (Bloco de Fluxo Centrado) que calcula termos das equações de diferenças finitas as quais representam o fluxo dentro do meio poroso; WEL (Poço) adiciona termos representando o fluxo dos poços para as equações; RCH (Recarga) adiciona termos representando a recarga distribuída por área nas equações, entre outros.

Os diversos pacotes existentes nessa nova versão do MODFLOW são agrupados em “processos”. Os processos existentes são:

- Processo Global: controla todas as operações do programa e o ajustamento dos dados para os outros processos; define o problema a ser resolvido; define as opções de saída; define a discretização do espaço e do tempo do modelo e as unidades de medida.
- Processo de Fluxo de Água Subterrânea: inclui todos os aspectos de resolução da equação de fluxo; formulação das equações de diferenças finitas; dados de entrada (propriedades do fluxo e condições de contorno); resolução simultânea das equações resultantes e dados de saída;
- Processo de Observação: gera valores calculados pelo modelo para comparação com valores observados (carga, balanço de vazão, ou concentração).
- Processo de Sensibilidade: calcula sensibilidade das cargas com respeito a alguns parâmetros selecionados.
- Processo de Estimção de Parâmetros: usa uma modificação do método de Gauss-Newton para ajustar valores de parâmetros selecionados pelo usuário de uma forma iterativa para minimizar o valor da função objetivo.
- Processo de Transporte: usa o MOC3D para calcular o transporte de uma única substância nas águas subterrâneas. Pode levar em conta advecção,

dispersão, decaimento de primeira ordem, efeitos de porosidade dupla, e adsorção.

Wasantha Lal (2000) desenvolveu métodos de estimativa de erros numéricos associados a modelos de fluxo subterrâneo, e aplicou em um modelo no Sul da Flórida desenvolvido com MODFLOW. Foram geradas expressões analíticas de erros usando análise de Fourier das equações governantes linearizadas.

Abdalla *et al.* (2007) utilizaram MODFLOW 2000 para simular uma resposta à uma medida corretiva de um aquífero aluvionar contaminado por mineração e fundição de cobre na região de Wadi Suq, Omã. A pluma salina com uma média de 35000 mg/l de sólidos totais dissolvidos (STD) se espalhou ao longo de 34 km de aluvião, visando a remediação, simulou um modelo de fluxo e transporte de contaminante com a injeção de água em poços do aquífero. O modelo apresentou uma redução de STD com a injeção de água ao longo do tempo. Foi observada uma movimentação da pluma com eventual descarga no Golfo de Omã. Sendo assim seria uma medida eficaz, porém financeiramente desafiadora.

Arlai, Lukjan & Koch (2012) criaram um modelo de fluxo subterrâneo do Viang Papao no norte da Tailândia com MODFLOW, visando estimar o volume de água subterrânea em termos de armazenagem dinâmica de águas subterrânea. O modelo foi calibrado com os dados de cargas piezométricas observados em 2009, e utilizando o parâmetro de armazenamento chegaram a um volume de 430 milhões de metros cúbicos.

Lukjan, Swasd & Chalermyanont (2016) avaliaram duas fontes de incerteza no modelo conceitual de um modelo de fluxo de água subterrânea para Bacia HAT Yai no sul da Tailândia. Considerando duas interpretações geológicas diferentes e cinco condições de contorno, construiu-se 10 modelos conceituais alternativos. Os resultados utilizando MOFLOW mostraram que a incerteza quanto à interpretação geológica tem mais impacto que as incertezas nos parâmetros, necessitando ter um estudo mais aprofundado para definir o melhor modelo conceitual.

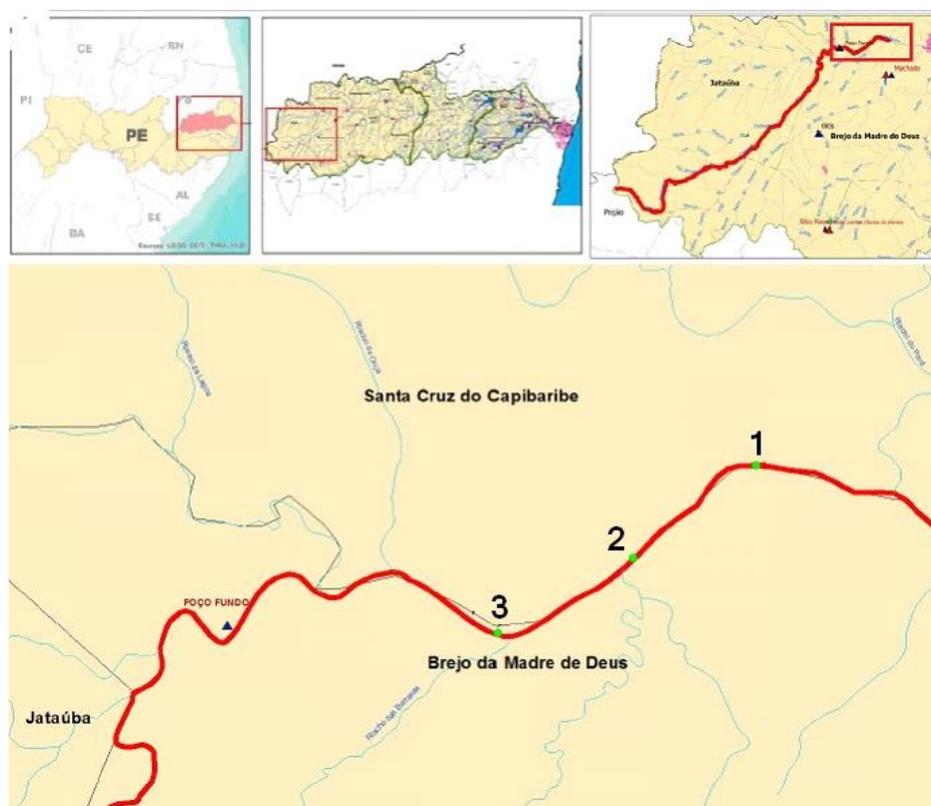
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Área de estudo

A bacia hidrográfica do Rio Capibaribe está inserida na porção oriental do estado de Pernambuco (Figura 7), estando compreendida entre as latitudes 7° 41" e 8°18" S e longitude 34° 51" e 36° 42" W, possuindo uma área de 7.558 Km<sup>2</sup> (6,73% da área do estado de Pernambuco). O Rio Capibaribe pode ser dividido em Alto, Médio e Baixo Capibaribe, da nascente à foz, ao longo desse percurso foram construídas 5 barragens para contenção de cheias, abastecimento e irrigação (SOUZA, 2011).

A primeira nascente é situada no município de Poção, já próximo ao limite com Jataúba, se estendendo um curso de aproximadamente 275 Km até sua foz, no Porto do Recife. Nesse trajeto, o rio e seus afluentes cortam 42 municípios, sendo 15 totalmente inseridos na bacia e 26 possuindo sua sede na mesma (BRAGA *et al.*, 2015).

**Figura 7** - Localização da área de estudo no trecho superior da bacia do rio Capibaribe.



Fonte: O Autor (2017).

Ainda segundo Braga *et al.* (2015), pode-se dividir a bacia do Capibaribe em três macrozonas: Z-1, Z-2 e Z-3, facilmente identificadas como Alto, Médio e Baixo Capibaribe. O Alto e o Médio Capibaribe, sofrem déficit hídrico, situação em que a quantidade anual de chuvas é insuficiente para alimentar os mananciais e atender aos usos múltiplos da água.

Geologicamente a bacia apresenta-se com predominância do cristalino, porém com ocorrência de unidades sedimentares no Baixo Capibaribe. O relevo se apresenta com altitudes um pouco superiores a 900 metros no Alto Capibaribe, reduzindo-se ao nível do mar na planície costeira (PERNAMBUCO, 2010).

A bacia apresenta uma alta variabilidade da precipitação, com valores que vão de 600 a 2400 mm/ano, aumentando à medida que se aproxima do litoral (PERNAMBUCO, 2010). Já a evapotranspiração potencial varia de 1500 a 1900 mm/ano, com uma variação inversa à precipitação, sendo maior no Agreste e menor no litoral (BRAGA *et al.*, 2015).

O trecho do Alto Rio Capibaribe possui extensão de 79 quilômetros, entre as primeiras nascentes, em Poção, e a cidade de Santa Cruz do Capibaribe. Assim, abrange quatro municípios: Poção, Jataúba, Brejo da Madre de Deus e Santa Cruz do Capibaribe, todos no Polígono das Secas (PAIVA *et al.*, 2014).

Os municípios Brejo da Madre de Deus e Santa Cruz do Capibaribe estão inseridos na unidade geoambiental da Depressão Sertaneja, que representa a paisagem típica do semiárido nordestino, relevo predominantemente suave-ondulado, cortada por vales estreitos, com vertentes dissecadas, com vegetação basicamente composta por *Caatinga Hiperxerófila* com trechos de *Floresta Caducifólia*, com características hidrogeológica do domínio fissural (CPRM, 2005). O clima é do tipo *70 Tropical Semiárido*, com chuvas de verão e período chuvoso se iniciando em novembro com término em abril e precipitação média anual de 431,8 mm (CPRM, 2005).

Já os municípios de Poção e Jataúba, estão inseridos na unidade geoambiental do Planalto da Borborema, formada por maciços e outeiros altos, com altitude variando entre 650 a 1.000 metros. O relevo é geralmente movimentado, com vales profundos e estreitos dissecados, as áreas das unidades são recortadas por rios perenes, porém de pequena vazão e o potencial de água subterrânea baixo (CPRM, 2005). A vegetação desta unidade é formada por *Florestas Subcaducifólica* e *Caducifólica*, próprias das áreas agrestes, o clima é

do tipo *Tropical Chuvoso*, com chuvas de verão e período chuvoso se iniciando em novembro com término em abril, e precipitação média anual de 431,8 mm (CPRM, 2005).

Com relação aos domínios hidrogeológicos, todos os municípios citados anteriormente, encontram-se totalmente inseridos no domínio hidrogeológico fissural, que é composto de rochas do embasamento cristalino (CPRM, 2005).

As comunidades rurais, que nesta região estão próximo ao rio Capibaribe, utilizam a água do rio para diversos fins, como uso doméstico, agricultura familiar e dessedentação animal. No trecho do Alto Rio Capibaribe situa-se a barragem de Poço Fundo (Figura 7), que abastece parcialmente a região. Em decorrência de longas estiagens, entrando no sexto ano de seca, o nível do reservatório diminuiu a ponto de secar completamente, inviabilizando-se como manancial (PAIVA *et al.*, 2015).

Diante dessa realidade, faz-se uso da água armazenada na aluvião do leito seco do rio Capibaribe, com a exploração por meio dos poços amazonas (também chamados de cacimbão), ou mesmo de poços só escavados (também denominados de cacimbas). O Projeto “Águas de Areias”, desenvolvido na bacia do Alto rio Capibaribe dividiu este em três trechos. O trecho da nascente até a área inundável da barragem de Poço Fundo (Trecho 1 no projeto, com extensão de cerca de 60 Km) tem características de brejo de altitude e apresenta melhores condições de acúmulo da água, sendo uma área de maior exploração para agricultura. O Trecho 2, com 10 Km de extensão, é a área inundável da barragem Poço Fundo, não possui poços amazonas. Nesta área faz-se uso da água superficial diretamente na barragem, e necessitam buscar água a maiores distâncias nos períodos de seca. O Trecho 3, com cerca de 9 Km de extensão, possui bom aluvião para exploração de água, dessa forma praticamente todos os moradores às margens do rio possuem seu poço amazonas (PAIVA *et al.*, 2015).

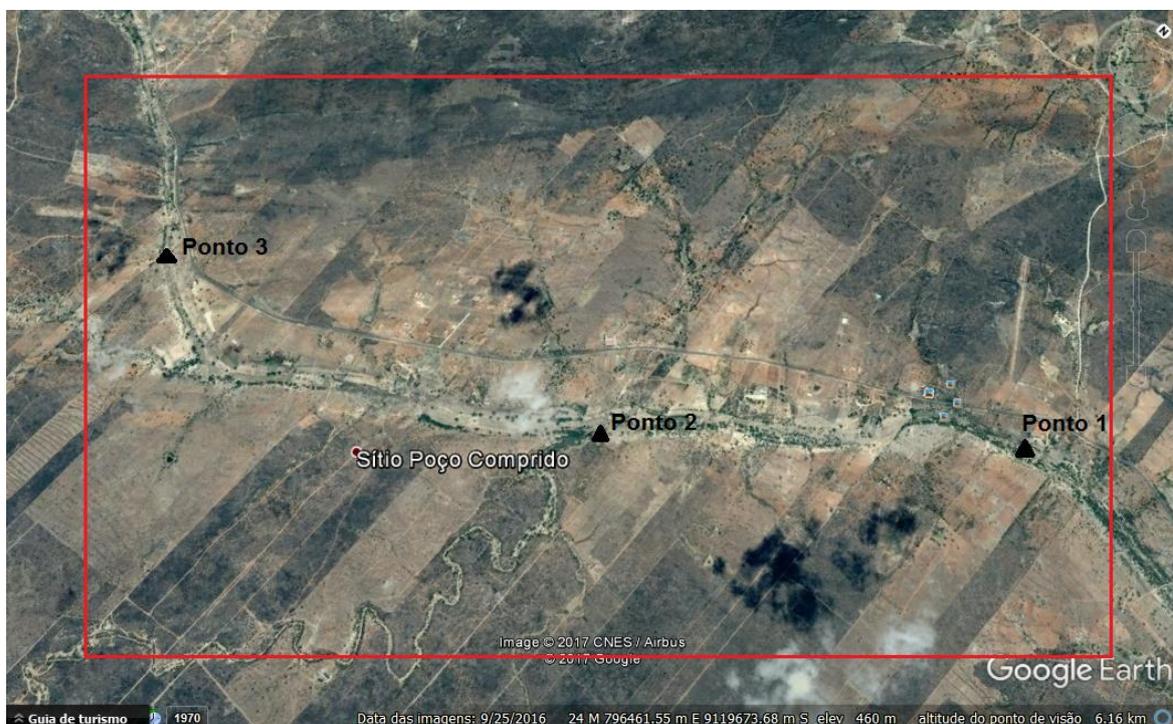
A presente pesquisa situa-se mais precisamente no Trecho 3 do Alto Capibaribe, que começa logo após a barragem de Poço Fundo até as proximidades da zona urbana da cidade de Santa Cruz do Capibaribe.

### 3.2 Método BEERKAN

A aplicação da metodologia Beerkan se encontra dividida em duas etapas: os testes de infiltração e coleta de amostras e os ensaios de laboratório.

O trabalho experimental objetivou-se medir as propriedades físico-hídricas em três pontos selecionados no trecho da área de estudo em profundidades diferentes em cada ponto, para a análise da variabilidade espacial desses solos. Os pontos foram selecionados aproximadamente equidistantes, para se ter melhor representatividade da área, sendo o Ponto 1 mais a jusante (798549.00 m E e 9120967.00 m S UTM), o Ponto 2 (796732.00 m E e 9119472.00 m S UTM) na região intermediária e o Ponto 3 (794215.00 m E e 9118453.00 m S UTM) mais a montante do rio (Figura 8). Aproveitando o relevo do solo, e os ensaios foram realizados no Ponto 1 apenas para a profundidade de 3,80 m, no ponto 2 nas profundidades de 0,70 m e 3,00 m e no Ponto 3 na superfície e nas profundidades de 0,30 m e 0,60 m.

**Figura 8** - Localização dos pontos do teste de infiltração.



Fonte: O Autor (2017).

Foram realizados ensaios de infiltração aplicando-se o "método Beerkan", e coletas de solos em cada ponto do ensaio. O ensaio realizado consiste em um simples teste de infiltração tridimensional (Figura 9) com carga de superfície positiva (*hsup*), executado com um infiltrômetro de anel simples de 15 cm diâmetro (Figura 10). Nos pontos, foram coletadas amostras de solo (Figura 11), deformadas e indeformadas, para determinação da umidade (inicial e final), densidade, porosidade, curva de retenção da água no solo e curva de distribuição do diâmetro das partículas. As amostras indeformadas foram retiradas através do extrator de Uhland com cilindros de PVC de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura para o cálculo da massa específica do solo. Esses valores foram utilizados para aplicação da metodologia Beerkan.

**Figura 9** - Ensaio de infiltração na aluvião.



Fonte: O Autor (2017).

**Figura 10** - Infiltrômetro de anel simples.



Fonte: O Autor (2017).

**Figura 11** - Coleta de amostra de solo.



Fonte: O Autor (2017).

As seguintes etapas foram realizadas para cada ensaio de infiltração conforme sugerido por Souza (2005):

- a. Posiciona-se o cilindro na camada do solo e o insere à profundidade de aproximadamente 1 cm, para prevenir perdas laterais de água durante o processo de infiltração e para assegurar um escoamento lateral simétrico de água na superfície do solo;

- b. Inicialmente, é coletada uma amostra do solo deformada (0 a 5 cm de profundidade) próxima do cilindro, no qual servirá para determinar a umidade gravimétrica inicial –  $\theta_0$ . Outra amostra deformada é coletada próxima ao local de ensaio para realização do ensaio de granulometria e obtenção da curva de distribuição das partículas;
- c. Nos ensaios de infiltração foram adicionados ao anel volumes constantes de água (75 ou 100 ml), dependendo da textura do solo, o tempo começa a ser medido imediatamente após entornada a água no anel e os tempos necessários para a infiltração de cada volume que gastou para infiltrar, de tal forma que, o teste finaliza-se quando o intervalo de tempo necessário para tais volumes infiltrarem se repetia no mínimo três vezes. Nesta pesquisa, foram realizadas duas repetições (R1 e R2) simultaneamente em cada profundidade e o teste foi cessado à medida que se verificasse 3 repetições do intervalo no tempo de infiltração, ou seja, se o intervalo de um copo para outro foi de 1 minuto e se repetisse 3 vezes o teste era concluído.
- d. Ao final da etapa anterior, é coletada, dentro do perímetro do cilindro, uma amostra do solo deformada para obter a umidade gravimétrica final –  $\theta_f$ .
- e. Também é coletada uma amostra indeformada do solo úmido usando um cilindro de volume conhecido para a determinação da massa específica do solo –  $\rho_{ap}$  - próxima ao local do ensaio.

O tempo em que os volumes de água levam para infiltrar no solo devem ser anotados em uma planilha, para determinação da curva de infiltração de água no solo, bem como a identificação das coordenadas geográficas do local do ensaio e o número de identificação dos recipientes onde estão contidas as amostras de solo.

Após os ensaios de campo, foram determinados os parâmetros do solo em laboratório. As amostras de solo coletadas foram levadas ao laboratório de Física do Solo do Departamento de Energia Nuclear (DEN) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) para determinação da umidade gravimétrica inicial, final e a massa específica do solo.

As amostras do solo foram pesadas e posteriormente colocadas na estufa para secagem por 24 horas. Após a secagem, as amostras foram pesadas

novamente. Os valores resultantes foram então inseridos em uma planilha eletrônica.

Para obtenção das umidades gravimétricas inicial e final utilizou-se a Equação 19 e para a massa específica do solo, a Equação 20.

$$\theta(\%) = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad (19)$$

Onde:  $\theta$  = umidade volumétrica [%];  $V_a$  = representa o volume de água do solo [L<sup>3</sup>];  $V_t$  = volume total do solo seco [L<sup>3</sup>].

$$\rho_{ap} = \frac{M_S}{V_t} \quad (20)$$

Onde:  $\rho_{ap}$  = massa específica do solo [M. L<sup>-3</sup>];  $M_S$  = massa do solo seco [M];  $V_t$  = volume total do solo seco [L<sup>3</sup>].

Sabendo que o diâmetro ( $D$ ) do recipiente é de 4,7 cm e a altura ( $h$ ) é de 5cm, calcula-se o volume do solo seco através da Equação 21:

$$V_{solo} = \frac{\pi D^2}{4} h = 86,75 \text{ cm}^3 \quad (21)$$

A determinação da massa específica das partículas do solo foi determinada pelo método do balão volumétrico descrito por Kiehl (1979) e EMBRAPA (1997). O método parte do princípio da determinação do volume de álcool necessário para completar a capacidade de um balão volumétrico, contendo solo seco em estufa, ver Equação 22. A amostra é transferida para o balão aferido de 50 ml onde completa-se o volume do balão, anotando o valor do volume de álcool gasto [V].

$$\rho_S = \frac{M_S}{V_S} = \frac{M_S}{50 - V} \quad (22)$$

Onde:  $\rho_S$  = massa específica das partículas do solo [M.L<sup>-3</sup>];  $M_S$  = massa das partículas solo seco [M];  $V_S$  = volume das partículas do solo seco [L<sup>3</sup>];  $V$  = volume de álcool gasto para completar o balão volumétrico [L<sup>3</sup>].

Assim, a porosidade é calculada pela Equação 23:

$$\phi = \frac{\rho_{ap}}{\rho_S} \quad (23)$$

Onde:  $\phi$  = porosidade do solo;  $\rho_{ap}$  = massa específica do solo;  $\rho_S$  = massa específica das partículas do solo.

A análise granulométrica foi realizada a fim de identificar o solo a partir das partículas que os constituem, na qual consistiu em conhecer a distribuição granulométrica dos grãos do solo.

Os diferentes tamanhos das partículas do solo definem a textura do solo, onde as frações texturais básicas são a areia (tamanho entre 0,05 e 2 mm), silte (tamanho entre 0,002 e 0,05 mm) e argila (inferior a 0,002 mm). Das diferentes porções de areia, silte e argila derivam as diferentes classes texturais dos solos.

Os procedimentos para a granulometria do solo foram realizados no laboratório de Física do Solo – DEN / UFPE, o qual permite determinar os diâmetros das partículas mais grosseiras (areia) por peneiramento e as mais finas (argila e silte) por sedimentação. O ensaio é dividido em três partes: peneiramento grosso – fração > 2,0 mm, peneiramento fino 2,0mm > fração > 0,075 mm e ensaio de sedimentação fração inferior a 0,075 mm. O ensaio de distribuição granulométrica de solos está baseado nas normas:

- NBR-6457 (ABNT, 1986) - Amostras de Solo – Preparação Para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização e,
- NBR-7181 (ABNT, 1984) - Solo – Análise Granulométrica.

A técnica da sedimentação é voltada para a granulometria da porção fina dos solos, que se baseia na lei de Stokes, onde: a velocidade ( $v$ ) de queda das partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material constituinte ( $\gamma_s$ ), do peso específico do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ) e do diâmetro da esfera ( $D$ ), conforme a Equação 24:

$$v = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \times D^2}{18 \cdot \mu} \quad (24)$$

Após a realização do ensaio de granulometria e obtenção das curvas granulométricas do solo, as diferentes classes foram determinadas através do triângulo de texturas, proposto pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA, 1967) e adotado pela SBCS (Sociedade Brasileira de Ciência do Solo).

Os dados da curva granulométrica e de infiltração da água no solo, juntamente com os dados de  $\theta_0$ ,  $\theta_s$  e  $\rho_d$  foram inseridos no *software* BEST para determinação dos parâmetros de forma e normalização.

Haverkamp & Parlange (1986), para calcular os parâmetros de forma, assumiram que há similaridade de forma entre a curva de distribuição do tamanho

das partículas  $F(D)$  e a curva de retenção da água no solo  $\theta(h)$  e apresentaram a Equação 25 para expressar  $F(D)$  (Souza, 2008a):

$$F(D) = \left[ 1 + \left( \frac{D_g}{D} \right)^N \right]^{-M} \text{ com } M = 1 - \frac{2}{N} \quad (25)$$

Onde:  $F(D)$  =distribuição do tamanho das partículas;  $D$  =diâmetro das partículas [L];  $D_g$ = parâmetro de escala do tamanho das partículas [L];  $M$  e  $N$  =parâmetros da curva de distribuição do tamanho das partículas.

Os parâmetros de forma da curva de retenção da água no solo,  $m$  e  $n$ , são obtidos pelas Equações 26 e 27.

$$m = \frac{1}{\rho_m} (\sqrt{1 + \rho_m^2} - 1) \quad (26)$$

$$n = \frac{2}{1-m} \quad (27)$$

Sendo  $p=1$ , considerando o modelo de Burdine (1953). (Souza, 2008a).

O índice de forma do meio ( $\rho_m$ ) pode ser estimado a partir de  $M$  e  $N$  usando a Equação 28, sendo  $\kappa$  um coeficiente definido por Fuentes *et al.* (1998), apresentado na Equação 29 (Souza *et al.*, 2008a).

$$\rho_m = \frac{MN}{1+M} (1 + \kappa)^{-1} \quad (28)$$

$$\kappa = \frac{2s-1}{2s(1-s)} \quad (29)$$

Onde:  $s$  = é a dimensão fractal relativa.

A dependência de  $s$  ( $s = Df/E$ ), na qual  $Df$  é a dimensão fractal do solo e  $E = 3$  a dimensão de Euclides) com respeito à porosidade total do solo ( $\phi$ ) é definida implicitamente por Fuentes (1992) *apud* Souza *et al.* (2008a)– Equação 30:

$$(1 - \phi)^S + \phi^{2S} = 1 \text{ com } \frac{1}{2} < S < 1 \quad (30)$$

O parâmetro de forma  $\eta$  da curva de condutividade hidráulica de Burdine (1953), também obtido a partir da textura do solo, pode ser calculado a partir do modelo de capilaridade como função do produto dos parâmetros de forma da curva de retenção e do fator de tortuosidade através da Equação 31 (Souza *et al.*, 2008a).

$$\eta = \frac{2}{mn} + 2 + p \quad (31)$$

Onde:  $p$  é o fator de tortuosidade igual a 1 para o modelo de Burdine (1953).

O parâmetro de normalização  $\theta_s$  é estimado a partir da umidade gravimétrica saturada (amostra coletada imediatamente após o ensaio de infiltração) e da densidade do solo, enquanto que os demais parâmetros de normalização são obtidos a partir da modelagem das curvas de infiltração (SOUZA *et al.*, 2008a). Para uma fonte de água circular com dado potencial de pressão da água sobre uma superfície de solo (neste caso foi considerado igual a zero) uniforme e com uma umidade inicial uniforme ( $\theta_0$ ), a infiltração acumulada tridimensional  $I(t)$  e a taxa de infiltração  $q(t)$  podem ser aproximadas pelas equações para o regime de fluxo transitório (Equações 32 e 33) e estacionário (Equações 34 e 35) (HAVERKAMP *et al.*, 1994; SOUZA *et al.*, 2008a).

$$I(t) = S\sqrt{t} + [aS^2 + bK_S]t \quad (32)$$

$$q(t) = \frac{S}{2\sqrt{t}} + [aS^2 + bK_S] \quad (33)$$

$$I_{+\infty}(t) = [aS^2 + bK_S]t + c \frac{S^2}{K_S} \quad (34)$$

$$q_{+\infty}(t) = q_{+\infty} = aS^2 + bK_S \quad (35)$$

Com,

$$a = \frac{\gamma}{r\Delta\theta} \quad (36)$$

$$b = \left(\frac{\theta_0}{\theta_s}\right)^\eta + \frac{2-\beta'}{3} \left(1 - \left(\frac{\theta_0}{\theta_s}\right)^\eta\right) \quad (37)$$

$$c = \frac{1}{2\left[1 - \frac{\theta_0}{\theta_s}\right] \cdot (1-\beta)} \ln\left(\frac{1}{\beta}\right) \quad (38)$$

Onde:  $S$  é a sorvidade [ $LT^{-1/2}$ ];  $\Delta\theta$  é a variação de umidade,  $r$  é o raio do cilindro [L];  $\gamma$  traduz os efeitos da gravidade no caráter tridimensional da infiltração e se encontra entre  $0,6 < \gamma < 0,8$  sendo 0,75 o valor mais adequado (SMETTEN *et al.* 1994 *apud* Souza *et al.*, 2008a),  $\beta$  uma constante que se encontra entre  $0 < \beta < 1$ , neste caso, igual a 0,6;

Para determinação de  $K_S$  e  $S$ , o BEST utiliza equações equivalentes às Equações 32 e 33, obtidas pela substituição de  $K_S$  em função da sorvidade  $S$  e da taxa de infiltração no regime estacionário  $q_{+\infty}$ , (Equação 35) nas Equações 32 e 33.

$$I(t) = S\sqrt{t} + [a(1-b)S^2 + bq_{+\infty}]t \quad (39)$$

$$q(t) = \frac{S}{2\sqrt{t}} + [a(1-b)S^2 + bq_{+\infty}] \quad (40)$$

O ajuste da Equação 39 aos dados experimentais da infiltração acumulada ( $I_{exp}(t)$ ) é obtido pela minimização da clássica função objeto, dada pela Equação 41:

$$f_I(S, K_s, k) = \sum_{i=1}^k [I_{exp}(ti) - I(ti)]^2 \quad (41)$$

na qual  $k$  é o número considerado de pontos no regime transitório. O algoritmo usado na minimização de  $f_I(S, K_s, k)$  é o de Marquardt (1963) e o desempenho dos ajustes é analisado pelos valores correspondentes ao erro quadrático médio ( $EQM$ ), Equação 42 (Souza *et al.*, 2008a):

$$EQM = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k [I_{exp}(ti) - I(ti)]^2}{\sum_{i=1}^k (I_{exp}(ti))^2}} \quad (42)$$

O programa BEST estima, inicialmente, um valor máximo para a sorvidade,  $S_{MÁX}$ , a partir do ajuste dos dados experimentais com a Equação 39, caso em que se assume um fluxo de água dependente apenas da capilaridade, considerando-se  $b$  igual a zero.

Como as Equações 32, 33, 39 e 40 são válidas apenas para o regime transitório, é possível que os ajustes não sejam feitos para todos os valores de  $k$ ; a sorvidade é, então, estimada para valores de  $k$  de no mínimo cinco pontos para um máximo de  $N_{tot}$ .  $S_{MÁX}$  é considerada o valor máximo de toda a sequência de pontos (SOUZA *et al.*, 2008a). Para obter valores positivos de  $K_s$ , levam-se em consideração as seguintes condições:  $S_{MÁX}^2$  deve ser menor que a taxa de infiltração no regime estacionário ( $q_{+\infty}$ ) dividido pelo coeficiente  $a$  (Equação 36); assim, a sorvidade máxima  $S_{MÁX}$  é definida pela Equação 43:

$$S_{MÁX} = N_{obs=1}^{MÁX} N_{tot-1} \left[ \text{MIN} \left( S_{N_{obs}}(b=0), \sqrt{\frac{q_{+\infty}}{a}} \right) \right] \quad (43)$$

Para obtenção de  $K_s$ , considera-se o valor verdadeiro de  $b$  (Equação 37). O ajuste é executado minimizando a função objeto definida pela Equação 41. Como os ajustes pela Equação 39 nem sempre são válidos para todos os pontos ( $0...k$ ), o BEST ajusta os dados para um mínimo de cinco pontos a um máximo de  $N_{tot}$  (SOUZA *et al.*,2008a). Para cada subconjunto de dados que contém os  $k$  primeiros pontos, o BEST estima a sorvidade  $S(k)$ , a condutividade hidráulica  $K_s(k)$  em função de  $S(k)$  e da Equação 24 para um tempo máximo  $t_{m\acute{a}x}(k)$  definido como - Equação 44:

$$t_{m\acute{a}x} = \frac{1}{4(1-b)^2} t_{grav} \quad (44)$$

Onde:  $t_{grav}$ = tempo gravimétrico definido por Philip (1969);  $t_{m\acute{a}x}(k)$  é o tempo máximo para o qual as expressões para o regime transitório são consideradas válidas; logo, o tempo mais longo do subconjunto de dados  $t_k$  é comparado com  $t_{m\acute{a}x}(k)$ . Os valores de  $S(k)$  e  $K_s(k)$  são considerados válidos para  $t_k$  menores que  $t_{m\acute{a}x}(k)$ . Dos valores que cumprirem esta condição, serão escolhidos aqueles correspondentes ao maior  $k$ .

Após a determinação de  $\theta_s$  e  $K_s$  o parâmetro  $h_g$  é obtido pela Equação 45 de Lassabatère *et al.* (2006).

$$h_g = \frac{S^2}{C_p(\theta_s\theta_0\left[1-\left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^\eta\right]K_s)} \quad (45)$$

Onde:  $C_p$  é um parâmetro que depende apenas dos parâmetros de formas  $n$ ,  $m$  e  $\eta$  dos modelos de Condappa *et al.* (2002) e Lassabatère *et al.* (2006):

$$C_p = \Gamma\left(1 + \frac{1}{n}\right) \cdot \left[\frac{\Gamma(n\eta + \frac{1}{n})}{\Gamma(n\eta)} + \frac{\Gamma(n\eta + m - \frac{1}{n})}{\Gamma(n\eta + m)}\right] \quad (46)$$

Onde:  $\Gamma$  é a função gama clássica.

### 3.3 Monitoramento dos níveis d'água

Para acompanhamento dos processos de fluxo subterrâneo foi necessário um monitoramento quantitativo. Foi realizado o monitoramento mensal, durante 10 meses, observando as possíveis variações sazonais em três poços amazonas (Figuras 12, 13 e 14) de captação já existentes no local. Os poços foram

selecionados de acordo com a melhor distribuição espacial, de maneira que estejam aproximadamente equidistantes e levando em consideração a facilidade de acesso e a disponibilidade dos proprietários, sendo enumerados começando do poço mais a jusante para o mais a montante do rio. Na Tabela 1 pode-se observar os dados dos poços monitorados.

O monitoramento dos níveis potenciométricos foi realizado manualmente utilizando-se medidor manual de nível com sensor elétrico. Foram elaborados gráficos que permitem a visualização comparativa dos níveis estáticos durante o período de março a dezembro de 2016. Os dados coletados colaboraram para construção do modelo computacional, viabilizando sua calibragem.

**Figura 12** - Poço de observação 1.



Fonte: O Autor (2016).

**Figura 13 - Poço de observação 2.**



Fonte: O Autor (2016).

**Figura 14 - Poço de observação 3.**



Fonte: O Autor (2016).

**Tabela 1** - Dados dos poços monitorados.

Poço	Coordenadas (UTM)		Diâm. (m)	Profun. (m)	Cota (m)
1	7° 56' 43,4" S	36° 17' 48,6" O	1,50	3,20	446,23
2	7° 57' 26,5" S	36° 18' 30,8" O	1,50	3,60	450,83
3	7° 57' 56,0" S	36° 19' 55,5" O	3,40	3,75	452,64

\* cota da boca do poço. Diâm. - diâmetro; Profun. – profundidade (distância da boca ao fundo do poço).

Fonte: O Autor (2017).

### 3.4 Modelagem da área de estudo

A área de estudo tem sofrido com a escassez de água e nos últimos anos essa situação vem agravando com a continuação da estiagem na região. Durante o período monitorado as vazões bombeadas na aluvião superam as taxas de recarga natural do aquífero, de modo que está ocorrendo rebaixamento excessivo da carga hidráulica nos poços. O objetivo da modelagem computacional de fluxo para água subterrânea na área de estudo é para o conhecimento das direções de fluxo, das condições de contorno, e para posteriores simulações de cenários futuros.

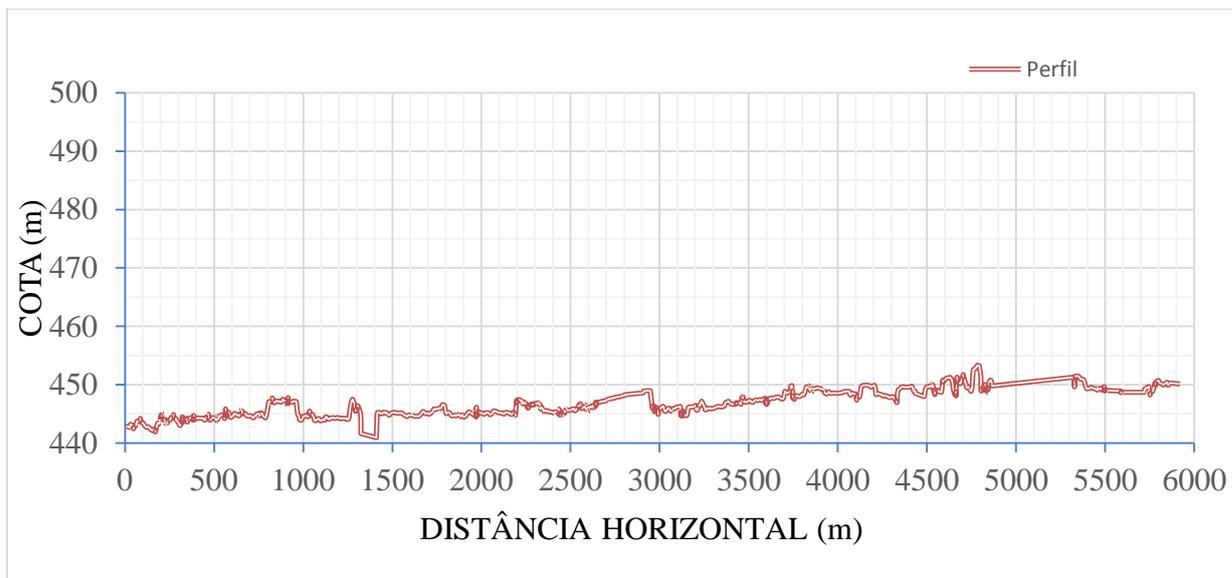
A área modelada está localizada em Santa Cruz do Capibaribe, inserida geotectonicamente na Bacia do Rio Capibaribe. É uma região plana em altitude elevadas (cotas variando de 440,0 m a 450,0 m), entrecortada pelo rio Capibaribe. Constitui um retângulo de 3,15 por 5,65 quilômetros, limitada pelas coordenadas UTM 794.000.00 m a 799.650.00 m E e 9.118.300.00 m a 9.121.450.00 m S (Figura 8).

#### 3.4.1 Característica do modelo

A área de estudo é composta por uma aluvião de aproximadamente 6,0 km ao longo do leito seco do rio Capibaribe. Por meio de um levantamento altimétrico feito com GPS geodésico ao longo do eixo da aluvião, Silva (2015) avaliou a topografia longitudinal que pode ser observada na Figura 15, onde a extensão vai de 0 m (ponto mais à jusante) à 6 km (ponto mais a montante, com cota variando de 443 a 450 m. Como também fez o levantamento em 3 seções transversais

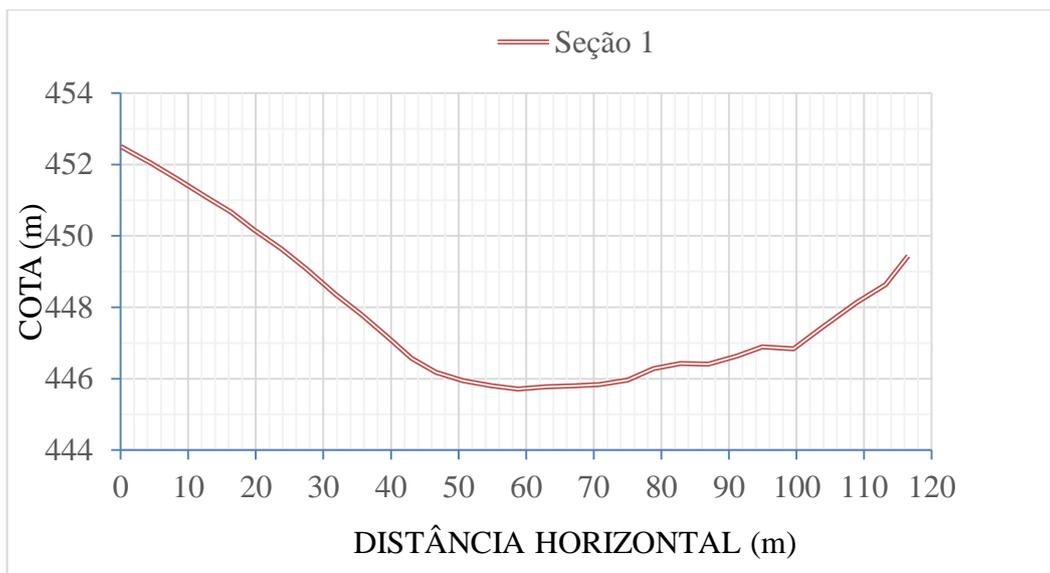
(Figuras 16, 17 e 18), escolhidas de modo a caracterizar as extremidades e a região intermediária do trecho, a extremidade mais a jusante possui uma largura aproximada de 120 m já a região intermediária e a extremidade mais a montante possui 50 m de largura aproximadamente.

**Figura 15** - Perfil longitudinal altimétrico da aluvião do Trecho 3 do Alto Rio Capibaribe.



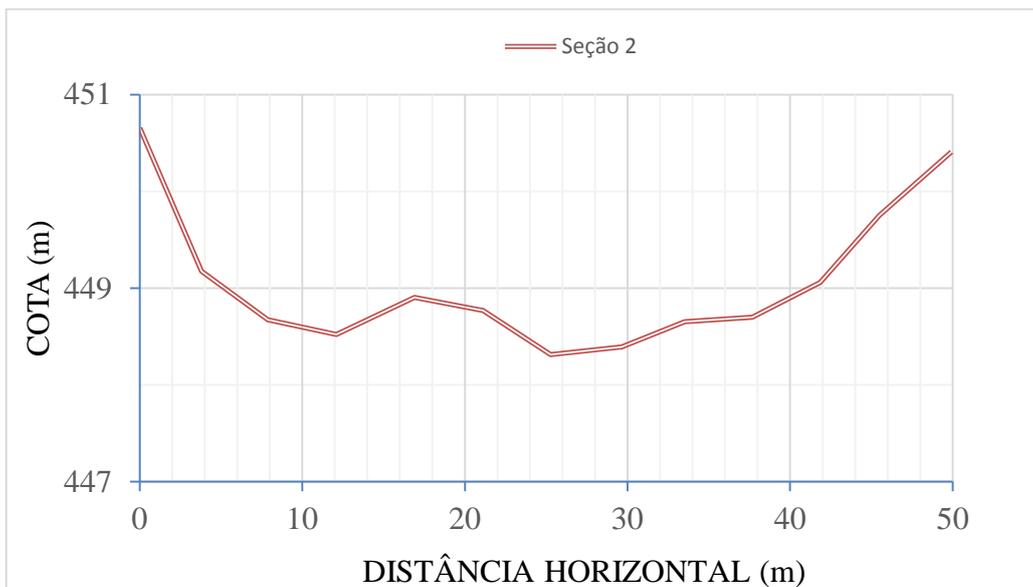
Fonte: Silva (2015).

**Figura 16** - Seção Transversal 1, na extremidade mais a jusante do Trecho 3.



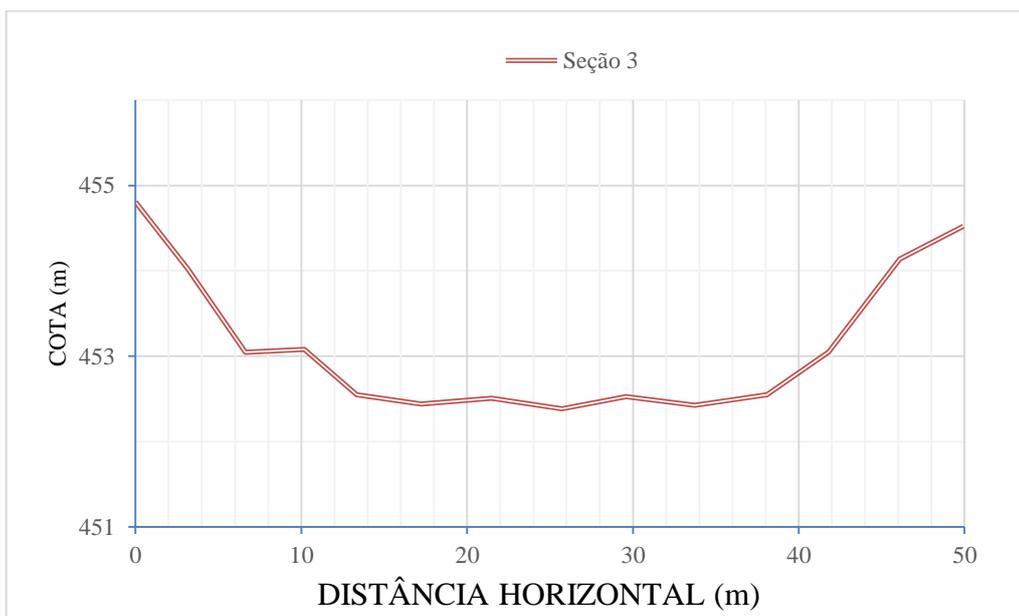
Fonte: Silva (2015).

**Figura 17** - Seção Transversal 2, na região intermediária do Trecho 3.



Fonte: Silva (2015).

**Figura 18** - Seção Transversal 3, na extremidade mais a montante do Trecho 3.



Fonte: Silva (2015).

Silva (2015) também observou que no trecho da área estudada a região mais jusante à aluvião tem uma espessura em torno de 3,00 metros. No meio do trecho o valor médio para a espessura é de cerca de 3,70 metros. Já na região mais montante a média é de 3,40 metros.

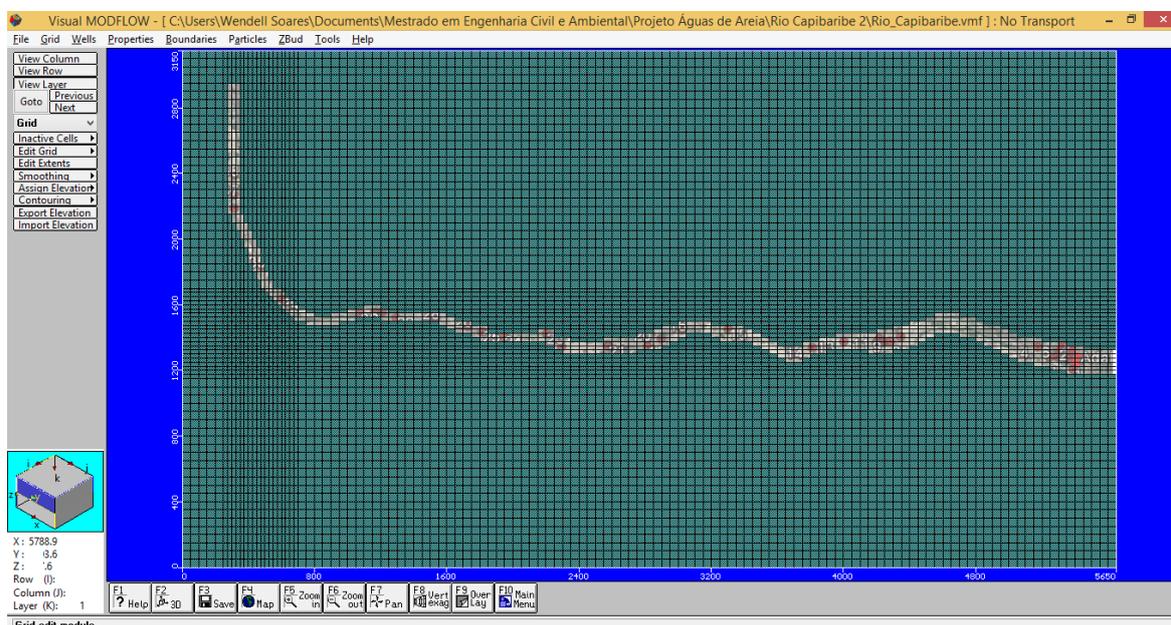
No modelo computacional, como foi observado que a aluvião é basicamente constituída de unidades arenosas, considerou-se um sistema com

uma única camada, estando limitada superiormente pela superfície da aluvião e inferiormente pelo embasamento cristalino.

As cotas de superfície do terreno foram tomadas pela interpolação linear do perfil litológico apresentado na Figura 15. Já as cotas para base do aquífero foram tomadas analisando as espessuras médias consideradas por Silva (2015) já citadas, onde também foi realizada uma interpolação dos valores de espessura entre a região mais a montante para a região intermediária, e desta para a região mais a jusante.

O *software* utilizado para construção do modelo foi o Visual Modflow, software comercial, apresentando visualização dos resultados em 2D e 3D. O Visual Modflow utiliza o código Modflow mundialmente aceito e utilizado por outros *softwares* e permite a utilização de pacotes adicionais, possuindo interface gráfica de fácil utilização, que é dividida em três seções, Entrada, Execução e Saída. Na Figura 19 é apresentado a interface de entrada do *software* com o modelo gerado.

**Figura 19** - Interface do software Visual Modflow.

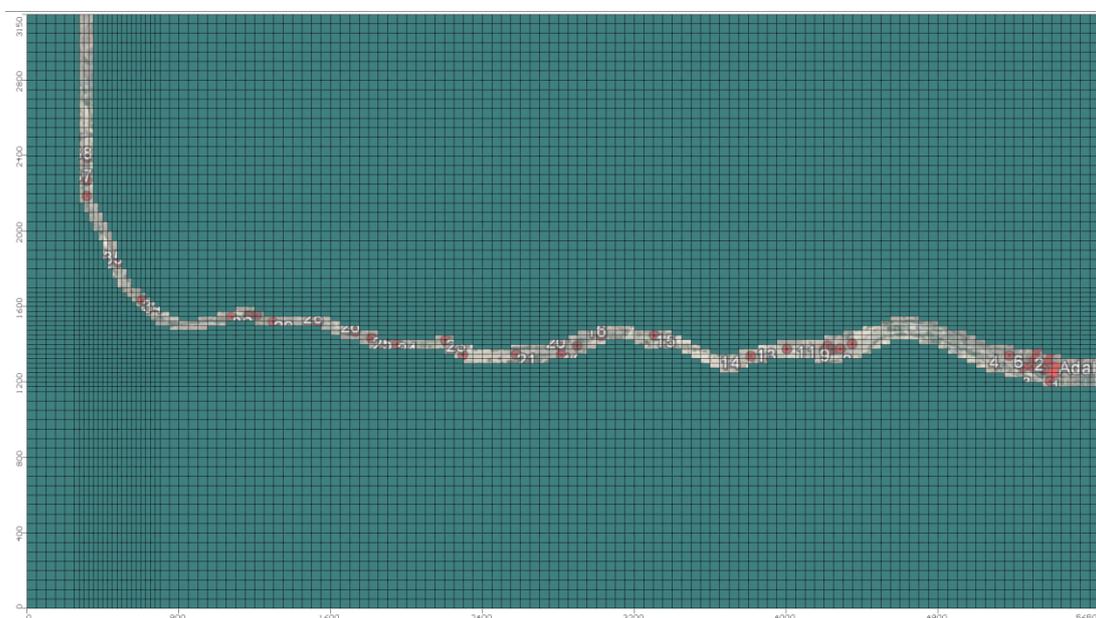


Fonte: O Autor (2017).

### 3.4.2 Discretização do modelo

O modelo conceitual, foi discretizado em uma malha constituída, inicialmente, por 63 linhas por 113 colunas, representando um total de 7.119 células de dimensões 50 x 50 m. Porém, foi observado a necessidade de um refinamento da malha na região da aluvião para uma melhor suavização da geometria da mesma, que apresentou células de dimensões 25x25 e 25x50, chegando a 74 linhas por 122 colunas, com um total de 9.028 células (Figura 20).

**Figura 20** - Malha de discretização da área de estudo.

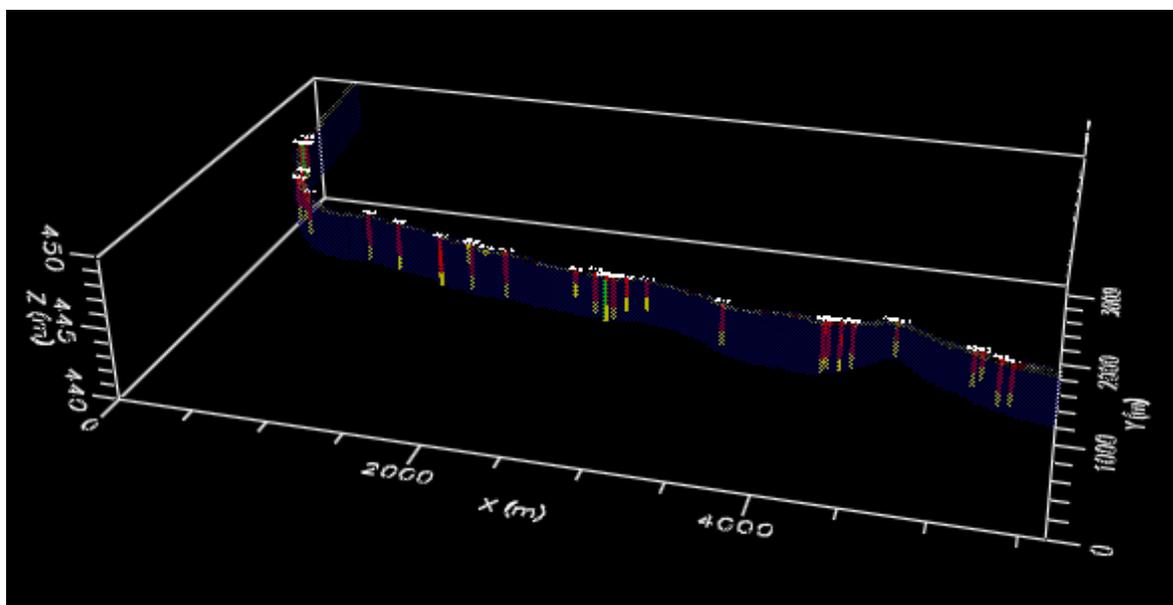


Fonte: O Autor (2017).

Existem 43 poços registrados no Trecho 3 do Alto rio Capibaribe, sendo 24 poços amazonas e 19 só escavados. A grande maioria dos poços só escavados do Trecho 3 foram recentemente construídos, em caráter emergencial, por conta do prolongado período de estiagem que se encontra a região. As informações dos poços foram retiradas do Projeto Águas de Areia (PAIVA *et al.*, 2014). Dos 43 poços existentes, alguns se encontram inativos, outros não se encontram no leito do rio e outros não se tinham informações. Foram utilizados inicialmente, então, 28 poços, dos quais foi possível obter informações mínimas para inserção no modelo. A Figura 21 mostra em três dimensões os poços inseridos na aluvião no modelo construído. Porém houve a necessidade de inserir poços adicionais que representassem as vazões dos poços que não se tinham informações, mas que

contribuem para as retiradas de água na aluvião. Então foram inseridos 5 poços distribuídos ao longo da aluvião, onde estimou-se as vazões dos diversos poços que estão influenciando no fluxo do aquífero.

**Figura 21** - Imagem 3D dos poços inseridos no modelo para área de estudo.



Fonte: O Autor (2017).

Os poços foram inseridos individualmente, onde foram implementados os dados de profundidade, posição do filtro, vazão, coordenadas e tempo de bombeamento. A seguir é apresentada a Tabela 2 com dados de entrada de cada poço.

Para os valores de vazão que é extraído de cada poço da Tabela 3, foi considerando um volume referente à evaporação nos poços que não possuíam tampa, visto que a área do poço descoberto está sujeito à evaporação potencial na região. Foram considerados os valores de evaporação potencial obtidos no Projeto Águas de areia no ano de 2015.

**Tabela 2 - Dados dos Poços de Bombeamento.**

Poço	Latitude	Longitude	Profun. (m)	Vazão (m <sup>3</sup> /dia)
1	07°59'24" S	36°17'22.35" O	2,93	0.205
2	07°56'35" S	36°17'27" O	3,60	0,01
3	07°56'36" S	36°16'58.44" O	1,85	0,55
4	07°56'36.08" S	36°17'31.83" O	2,50	2,39
5	07°59'24" S	36°29'38" O	2,25	1,00
6	07°56'46.64" S	36°17'57.14" O	3,50	3,37
7	07°56'29.77" S	36°17'29.21" O	3,70	0,28
8	07°56'51.08" S	36°17'53.15" O	4,20	1,03
9	07°56'36.08" S	36°17'31.83" O	3,60	2,03
10	07°57'9.1" S	36°18'14.2" O	3,00	0,50
11	07°57'27.01" S	36°18'30.57" O	2,00	0,20
12	07°57'9.1" S	36°18'14.2" O	3,00	0,54
13	07°57'25.5" S	36°18'31.3" O	3,50	4,58
14	07°57'23.3" S	36°18'29.66" O	3,00	0,30
15	07°57'19.33" S	36°18'23.52" O	3,20	3,05
16	07°57'25.02" S	36°18'30.76" O	1,80	0,07
17	07°57'40.88" S	36°18'48.92" O	5,00	2,56
18	07°57'31.65" S	36°18'36.4" O	0,40	0,34
19	07°57'40.88" S	36°18'48.92" O	1,00	4,00
20	07°57'44.47" S	36°18'57.1" O	4,00	1,00
21	07°57'44.47" S	36°18'57.1" O	5,00	0,75
22	07°57'46.36" S	36°19'0.91" O	3,50	0,29
23	07°57'57.71" S	36°19'54.38" O	4,90	0,41
24	07°57'54.23" S	36°19'11.93" O	3,00	13,72
25	07°58'6.24" S	36° 19' 37.43" O	1,00	0,31
26	07°58'6.23" S	36°19'31.96" O	4,00	2,06
27	7° 57' 59" S	36° 19' 53" O	3,00	0,20
28	07°57'57.71" S	38° 19' 54.4" O	3,00	1,02
29	7° 58' 10" S	36° 19' 50" O	3,60	5,00
30	7° 57' 28" S	36° 18' 32" O	3,00	5,00
31	7° 56' 44" S	36° 17' 49" O	2,57	5,00
32	7° 57' 52" S	36° 19' 09" O	3,40	5,00
33	7° 56' 55" S	36° 17' 56" O	3,93	5,00

\* Os poços 31 a 35 são poços adicionais representando os poços com ausência de informações.

\*\* Profun. = Profundidade.

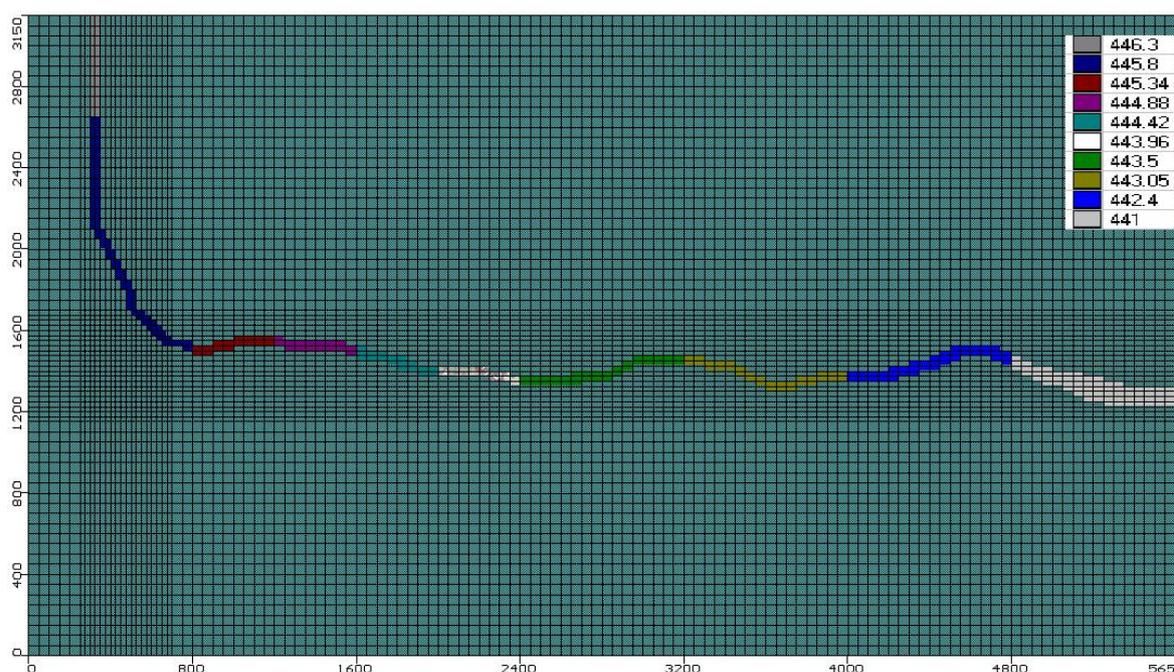
Fonte: O Autor (2017).

**Tabela 3** - Dados de evaporação potencial no ano de 2015 na área de estudo.

Mês	Evaporação potencial (mm)
Março	170,8
Abril	153,9
Maio	136,1
Junho	65,0
Julho	62,7
Agosto	106,0
Setembro	151,2
Outubro	180,9
Novembro	205,5
Dezembro	189,1
<b>Total</b>	<b>1421,2</b>

Fonte: Braga *et al.* (2016)

As cargas hidráulicas iniciais foram obtidas com medidas de níveis estáticos dos poços de observação, e interpoladas linearmente onde não se tinham medidas (Figura 22).

**Figura 22** - Cargas hidráulicas iniciais do modelo computacional em metros.

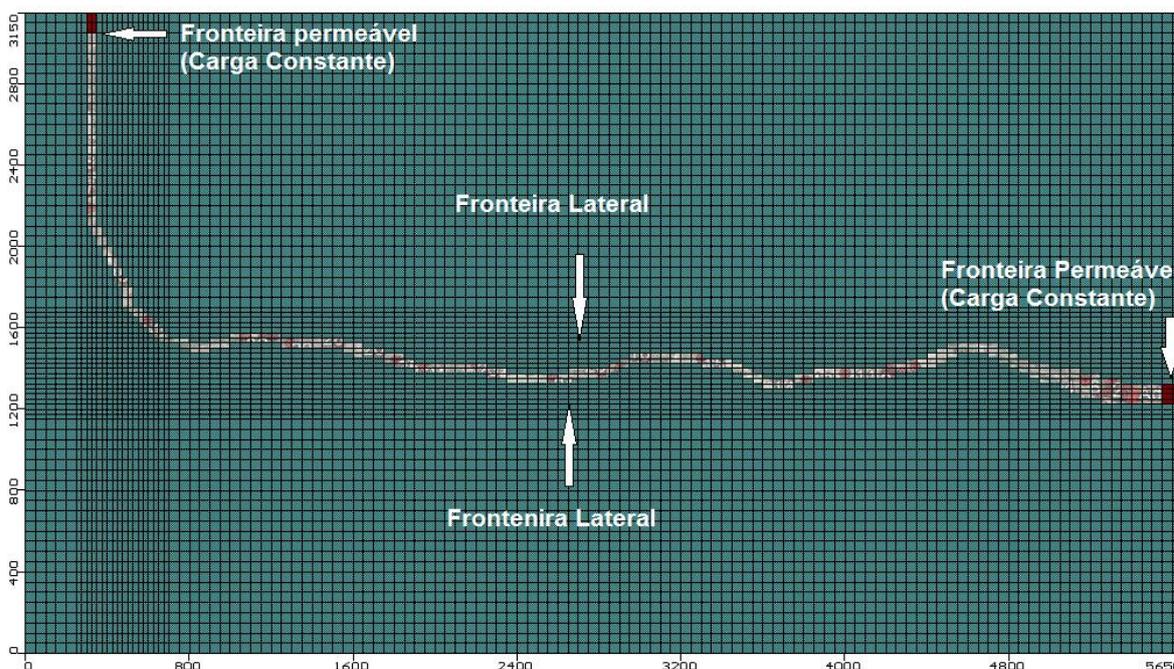
Fonte: O Autor (2017).

Quanto às condições de contorno, considerou-se o aquífero aluvial como:

- livre;
- homogêneo;
- isotrópico.

Como as fronteiras laterais são definidas pelo contato aquífero aluvial-cristalino, as células situadas no cristalino recebem o *status* de inativas (células verde lodo), pois não há fluxo. Enquanto que as situadas no aquífero aluvial recebem o status de ativas (células brancas), já que há fluxo. A recarga em uma das fronteiras permeáveis é considerada, assim como a ocorrência de fluxo atravessando a outra fronteira (Figura 23).

**Figura 23** - Condições de contorno para o modelo.



Fonte: O Autor (2017).

Nas fronteiras permeáveis de montante e jusante as células ativadas são definidas com cargas hidráulicas constantes durante 1 (um) período de simulação e que mudam de um período a outro. Antes de definir o valor de carga nessas células foi verificado se este era maior que a cota do embasamento cristalino. Caso contrário, essa carga não era considerada, pois a célula estava seca. (Figura 23).

Quanto à recarga, foram coletados os dados de precipitação da Agência Pernambucana de Águas e Climas (APAC,2017) entre março e dezembro de 2016 do posto de Jataúba (120), que se situa à montante da área de estudo, sendo o que melhor representa o trecho estudado. Tais dados de precipitação podem ser observados na Tabela 4.

**Tabela 4** - Dados de precipitação da área de estudo, Posto 20 Jataúba, no ano de 2016.

<b>Mês</b>	<b>Precipitação (mm)</b>
<b>Março</b>	15
<b>Abril</b>	0
<b>Mai</b>	14
<b>Junho</b>	11
<b>Julho</b>	0
<b>Agosto</b>	0
<b>Setembro</b>	1
<b>Outubro</b>	0
<b>Novembro</b>	0
<b>Dezembro</b>	4

Fonte: APAC (2017).

Quanto aos parâmetros hidrodinâmicos, a condutividade hidráulica saturada foi obtida pela metodologia BEST. Foi considerado para o modelo uma condutividade hidráulica de  $1,84 \times 10^{-4}$  m/s. O armazenamento específico é de  $1 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ , a porosidade eficaz de 0,2 e o rendimento específico de 0,2.

O tempo de partida (tempo = 0 dia) para a modelagem foi 17 de março de 2016. Sendo simulado até 24 de janeiro de 2017 (tempo = 313 dias). Este é um período razoável para o estudo do problema, no qual se dispunha de informações dos níveis d'água dos poços observados.

### 3.4.3 Modelagem do fluxo e simulação de cenários

Após construir o modelo, foi realizada a simulação de fluxo para compreender o comportamento do fluxo de água subterrânea, e os resultados do modelo foram comparados com os dados de campo para analisar a representatividade do modelo.

Com o modelo já calibrado foram simulados cenários futuros, considerando que o sistema permaneceu nas mesmas condições de bombeamento (Tabela 2), e que não houve precipitação para analisar situações críticas de estiagem, desta forma foram definidos dois cenários: 1) um ano depois (até dezembro de 2017); 2) três anos depois (até dezembro 2019).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Características físicas do solo

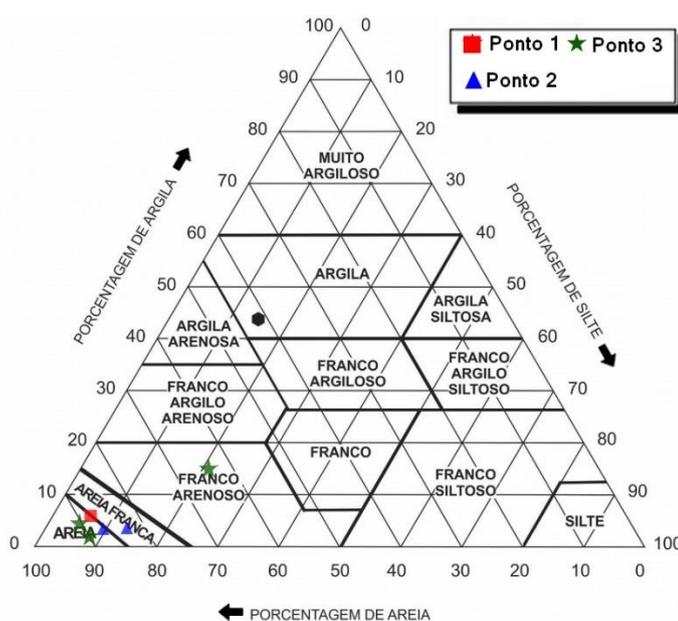
Os resultados dos ensaios de granulometria do conjunto de amostras dos 3 pontos (P1, P2 e P3), estão representados na Tabela 5 com as suas respectivas porcentagens de areia, silte e argila. Foram classificados de acordo com o diagrama triangular proposto pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos - USDA (1967) que é adotado pela Sociedade Brasileira de Ciência dos Solos (SBCS). Pode-se observar as 6 amostras plotadas na Figura 24 de acordo com sua classe textural que se distribuíram entre franco arenoso, areia franca e areia.

**Tabela 5** - Percentuais de areia, silte e argila nos 3 pontos analisados.

	Prof. (m)	% Areia	% Silte	% Argila	Classificação
<b>Ponto 1</b>	3,80	89,65	5,67	4,69	Areia
<b>Ponto 2</b>	0,70	80,26	15,05	4,69	Areia Franca
	3,00	89,06	7,42	3,52	Areia
<b>Ponto 3</b>	Superficial	65,68	20,25	14,07	Franco arenoso
	0,30	89,71	5,60	4,69	Areia
	0,60	90,52	4,79	4,69	Areia

Fonte: O Autor (2017).

**Figura 24** - Triângulo textural do solo baseado em USDA (1967).

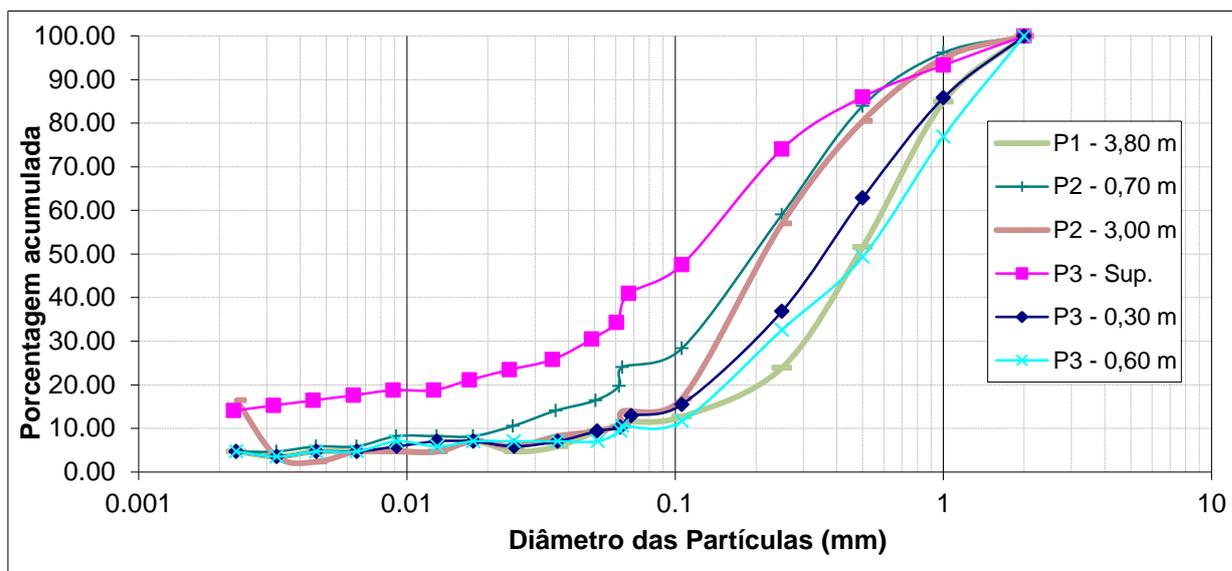


Fonte: O Autor (2017).

Nota: Adaptação de USDA (1967).

Na Figura 25 é apresentada a curva granulométrica nos três pontos ensaiados. Verifica-se que as classificações granulométricas são semelhantes pois as frações granulométricas em areia / silte / argila apresentam pouca variabilidade. Nos três pontos estudados, foi verificado que as porcentagens de areia apresentam um percentual maior que 80% com exceção da amostra superficial no Ponto 3. Além disso, nota-se que as curvas granulométricas para as profundidades apresentam formatos similares. Esta condição da curva indica que as amostras apresentam características texturais semelhantes, indicando que quase não existe heterogeneidade textural da aluvião ao longo da profundidade. Esta é uma característica das aluviões.

**Figura 25** - Curva de distribuição do tamanho das partículas para os 3 pontos analisados.



Fonte: O Autor (2017).

## 4.2 Comportamento do solo nos ensaios de infiltração

A lâmina total acumulada e seu respectivo tempo para o Ponto 1 são apresentados na Tabela 6. Na profundidade de 3,80 m, onde foi realizado o teste com velocidade de infiltração muito alta e por esse motivo os tempos foram curtos. Onde, R1 – 1º repetição e R2 – 2º repetição dos testes. As curvas de infiltração no Ponto 1 de estudo são apresentados na Figura 26. Na profundidade

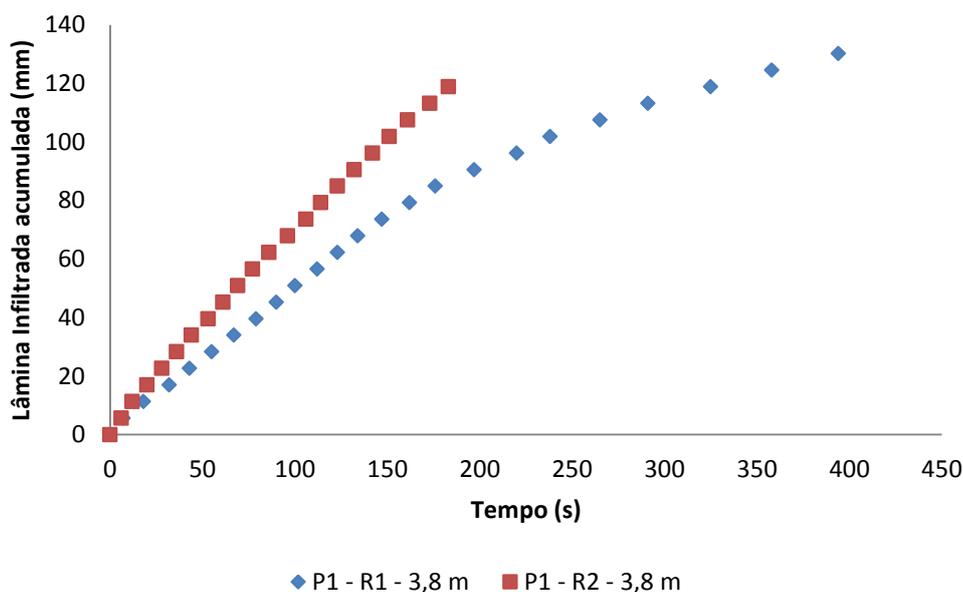
estudada o solo apresentou-se uma textura de areia, onde a lâmina infiltrada acumulada média foi de 124,49 mm para um tempo médio de 288,5 s.

**Tabela 6** - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 1.

Ponto 1		
Profundidade	Lâmina acumulada (mm)	Tempo de infiltração (s)
3,80 m – R1 (Areia)	130,15	394
3,80 m – R2 (Areia)	118,83	183

Fonte: O Autor (2017).

**Figura 26** - infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 1.



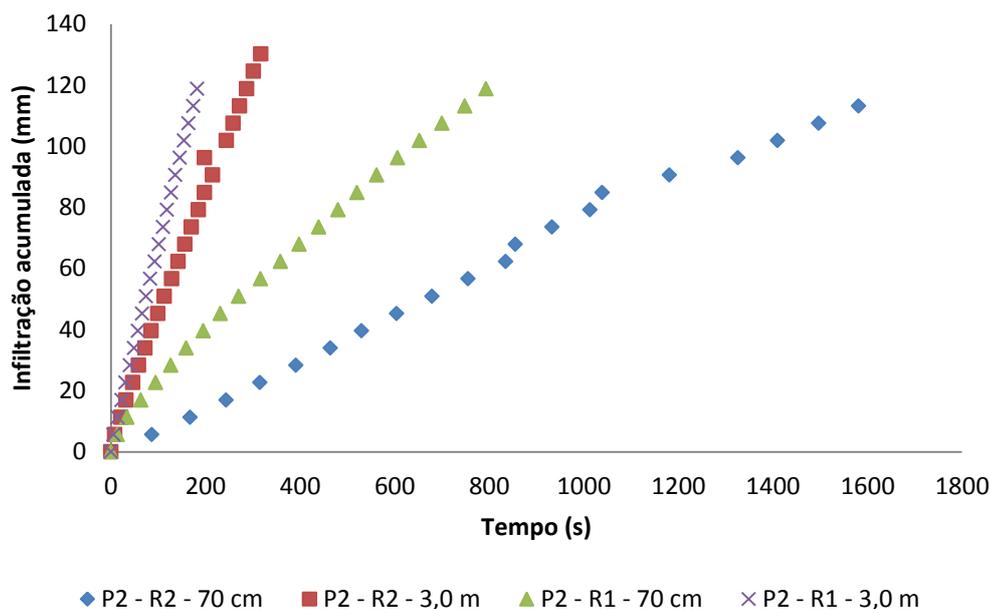
Fonte: O Autor (2017).

Os dados do ensaio de infiltração no Ponto 2 são apresentados na Tabela 7 e as respectivas curvas de infiltração são ilustradas na Figura 27. Percebe-se que os tempos de infiltração variam em função da profundidade apresentando diferenças qualitativas dos efeitos texturais e estruturais no fluxo de água. A duração média do ensaio no solo tipo areia franca foi de 1187 segundos para o total de 116 mm de lâmina acumulada média e na areia foi de 249,5 segundos para uma lâmina acumulada média de 124,5 mm.

**Tabela 7** - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 2.

Ponto 2		
Profundidade	Lâmina acumulada (mm)	Tempo de infiltração (s)
70 cm – R1 (Areia Franca)	118,84	793
70 cm – R2 (Areia Franca)	113,17	1581
3,0 m – R1 (Areia)	118,84	182
3,0 m – R2 (Areia)	130,15	317

Fonte: O Autor (2017).

**Figura 27** - Infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 2.

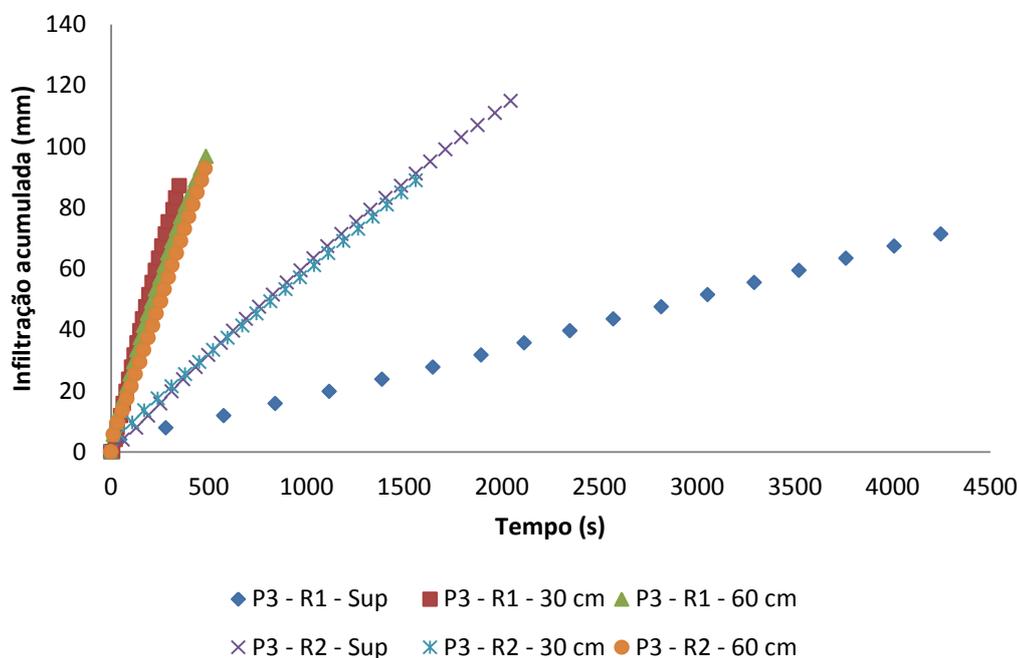
Fonte: O Autor (2017).

Os dados do ensaio de infiltração no Ponto 3 são apresentados na Tabela 8. As curvas de infiltração acumuladas em função do tempo são apresentadas na Figura 28. Verifica-se que os tempos de infiltração também variam em função da profundidade apresentando diferenças qualitativas da textura e estrutura no fluxo de água. Para o solo tipo franco arenoso observou-se duração média de 3147 segundos para uma lâmina acumulada média de 93,09 mm e na areia foi de 719,5 segundos para uma lâmina acumulada média de 91,39 mm.

**Tabela 8** - Dados do ensaio de infiltração no Ponto 3.

Ponto 3		
Profundidade	Lâmina acumulada (mm)	Tempo de infiltração (s)
Superfície - R1 (Franco Arenoso)	71,3	4248
Superfície - R2 (Franco Arenoso)	114,87	2046
30 cm - R1 – (Areia)	87,14	350
30 cm - R2 – (Areia)	88,84	1560
60 cm - R1 – (Areia)	96,76	486
60 cm - R2 – (Areia)	92,8	482

Fonte: O Autor (2017).

**Figura 28** - Infiltração acumulada em função do tempo no Ponto 3.

Fonte: O Autor (2017).

Observou-se que próximo à superfície nos solos tipo franco arenoso e areia franca, levou um tempo maior para infiltrar uma lâmina acumulada menor, e a medida que se afasta da superfície onde solo é do tipo areia levou um tempo menor para infiltrar uma lâmina acumulada maior. Os três pontos ensaiados apresentaram de forma geral um comportamento semelhante aos testes de infiltração a medida que avança na profundidade, porém apresentou uma pequena variabilidade na mesma classe textural.

### 4.3 Método Beerkan

O método Beerkan foi aplicado para representar matematicamente o fenômeno da infiltração, ajustando as curvas de infiltração para determinar os parâmetros de sorvidade ( $S$ ) e condutividade hidráulica saturada do solo ( $K_s$ ).

Só foi possível executar o modelo BEST no Ponto1 na profundidade de 3,80 m e no Ponto 2 na profundidade de 0,70 m. Nas outras profundidades e no Ponto 3 não foi possível devido ao tempo de infiltração que foi muito rápido.

Os parâmetros de forma da curva de retenção e da curva de condutividade hidráulica, que dependem da textura do solo para a área de estudo são apresentados na Tabela 9. A inclinação da curva de retenção está relacionada com o parâmetro  $n$ . Este parâmetro relaciona-se com a distribuição granulométrica assim, quanto mais uniforme for o solo, maior será o valor de  $n$  (VAN GENUCHTEN,1980). Verifica-se que os valores de  $n$  para os dois pontos apresentaram valores semelhantes, visto que os dois pontos têm uma porcentagem de areia semelhante. Nota-se que os resultados obtidos para os parâmetros de forma estão dentro dos valores obtidos para solos com as mesmas classes texturais apresentados por Furtunato *et al.* (2013) e Souza *et al.* (2008a).

**Tabela 9** - Parâmetros de forma das funcionais de  $h(\theta)$  e  $K(\theta)$ .

	Prof. (m)	Classif. (USDA)	$m$	$n$	$\eta$	$C_p$
<b>Ponto 1</b>	3,80	Areia	0,10	2,23	11,69	2,26
<b>Ponto 2</b>	0,70	Areia Franca	0,16	2,37	8,39	2,04

\* Prof. – profundidade; Classif. – Classificação.

Fonte: O Autor (2017).

As propriedades hidráulicas obtidas pela metodologia Beerkan são explicitadas na Tabela 10. Os valores obtidos para a umidade saturada variaram de 0,42 a 0,46 e para a umidade residual foi igual a zero. Esses valores se encontram na faixa de valores encontrada por Souza *et al.* (2008b).

**Tabela 10** - Propriedades hidráulicas do solo para os Pontos 1 e 2.

	Prof. (m)	Classif. (USDA)	$\theta_r$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	$\theta_s$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	$h_g$ (mm)	$S$ (mm/s <sup>0,5</sup> )	$K_s$ (mm/s)
<b>Ponto 1</b>	3,80	Areia	0	0,46	-29,06	3,06	0,31
<b>Ponto 2</b>	0,70	Areia Franca	0	0,42	-53,56	1,62	0,06

\* Prof. – profundidade; Classif. – classificação.

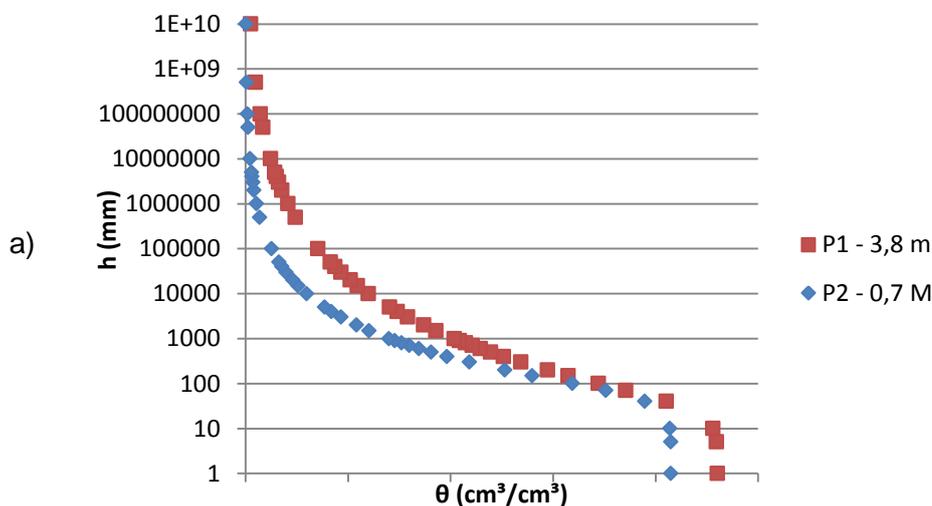
Fonte: O Autor (2017).

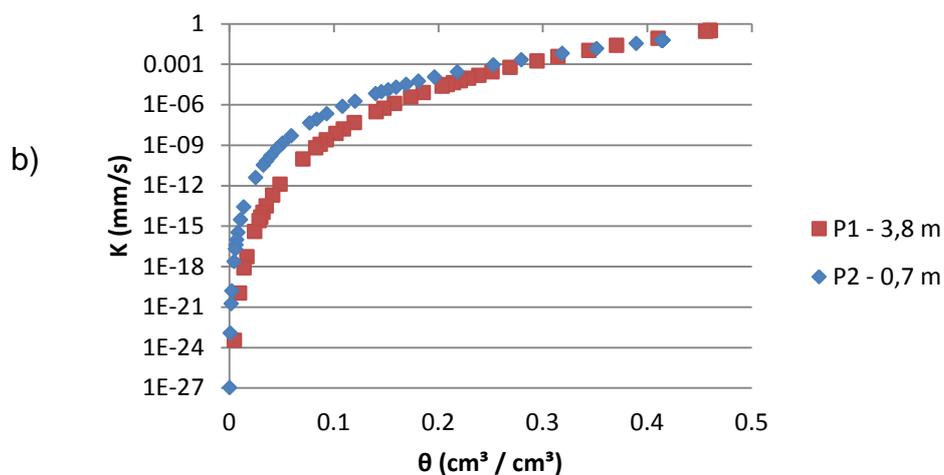
Observa-se, na Tabela 10, que os valores de  $S$  e  $K_s$  aumentam em função do teor de areia. Os valores de  $K_s$  encontram-se na faixa de  $3,1 \times 10^{-4}$  m/s para o Ponto 1 (3,80 m) e  $6,0 \times 10^{-5}$  m/s para Ponto 2 (0,70 m), que correspondem aos valores típicos de permeabilidade média de areia sugerida por Souza *et al.* (2008a) e Santos, Silva & Silva (2012).

#### 4.3.1 Curvas de retenção e condutividade hidráulica da água no solo.

Após obter os parâmetros de forma e de normalização, construíram-se as curvas de retenção de água e de condutividade hidráulica referentes aos dois pontos, sendo possível executar o modelo BEST. Para cada curva de condutividade hidráulica, os valores obtidos foram em função dos valores calculados na curva de retenção. Essas curvas estão apresentadas na Figura 29(b) para o Ponto 1 na profundidade de 3,80 m (Areia) e para o Ponto 2 na profundidade 0,70 m (areia franca).

**Figura 29** - Curvas de retenção de água (A) e de condutividade hidráulica (B) para os Pontos 1 e 2.





Fonte: O Autor (2017).

As curvas de retenção representam a relação funcional entre a quantidade de água e, um volume de solo em equilíbrio com a tensão aplicada (Figura 29(a)). Logo após a saturação as curvas apresentam um ponto de inflexão, esse ponto correspondente ao valor do potencial de entrada de ar ( $hg$ ) na matriz porosa do solo (SOUZA *et al.*, 2008a).

Observa-se que o comportamento das curvas de retenção na areia no Ponto 01 e na areia franca no Ponto 2 são similares apresentando uma baixa capacidade de retenção, segundo Souza *et al.* (2008a), para essas classes texturais a capacidade de retenção é menor como foi observado.

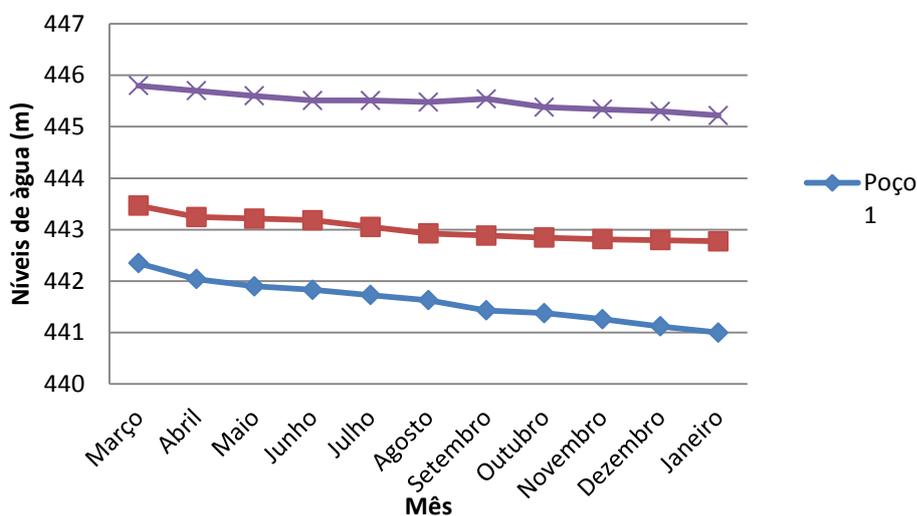
Com relação às curvas de condutividade hidráulica nos dois pontos, nota-se que possuem comportamento bastante parecido em virtude da semelhança nas classes texturais. De acordo com a Figura 29(b), a curva de condutividade hidráulica apresenta valores baixos quando  $\theta \leq 0,30$   $cm^3/cm^3$ , a partir desse valor a medida que o teor de umidade aumenta aumenta-se também a condutividade hidráulica do solo.

#### 4.4 Monitoramento dos níveis de água

As cotas dos níveis de água dos poços ao longo dos dez meses de monitoramento são apresentadas na Figura 30. Como a precipitação no ano de 2016 não foi considerável, e as retiradas nos poços pelos ribeirinhos foram

contínuas, é observado o rebaixamento nos níveis dos três poços de observação. Sendo o poço 1 (mais a jusante) o que sofreu maior rebaixamento. Os dados mostram um rebaixamento de 14,4 cm por mês no Poço 1, que está mais a jusante, e de 10 cm para os outros dois poços.

**Figura 30** - Níveis de água dos poços monitorados.

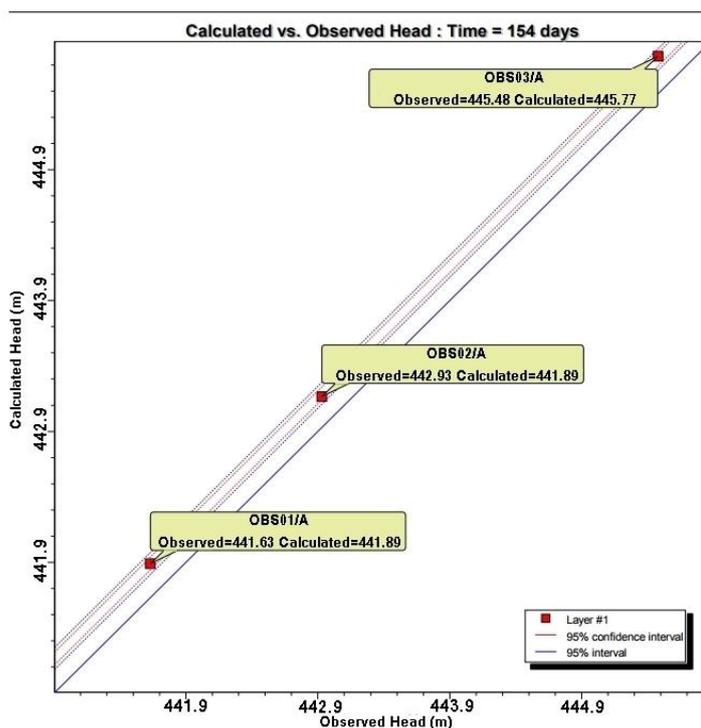


Fonte: O Autor (2017).

#### 4.5 Modelo numérico

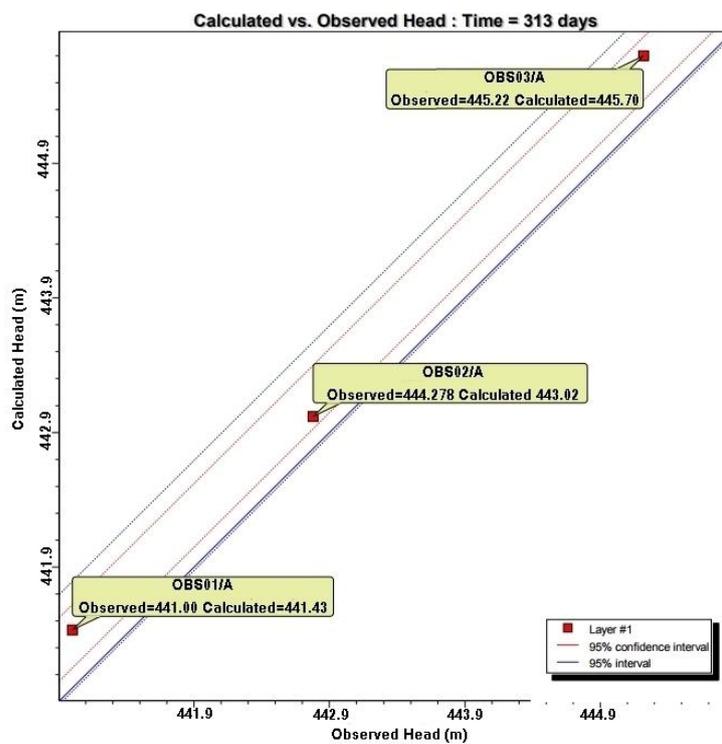
Após alguns ajustes no modelo da área de estudo, foi alcançado um modelo satisfatório. A informação dos valores bombeados precisou ser melhorada, pois inicialmente não se considerou todos os poços sendo usados, e também as condições de contorno. Estas são informações estimadas no modelo. Os resultados das cargas hidráulicas calculadas pelo modelo se aproximaram dos observados em campo, onde os erros associados foram da ordem de 0,3 m. Os dados calculados e observados para o período de 154 dias podem ser vistos na Figura 31, onde o resíduo médio foi de 0,261 m. Uma última calibragem do modelo para o período de 313 dias é apresentada na Figura 32 com resíduo médio de 0,383 m. O rebaixamento nos poços do modelo foi ligeiramente inferior ao observado em campo.

**Figura 31** - Última calibragem do modelo para o período de 154 dias.



Fonte: O Autor (2017).

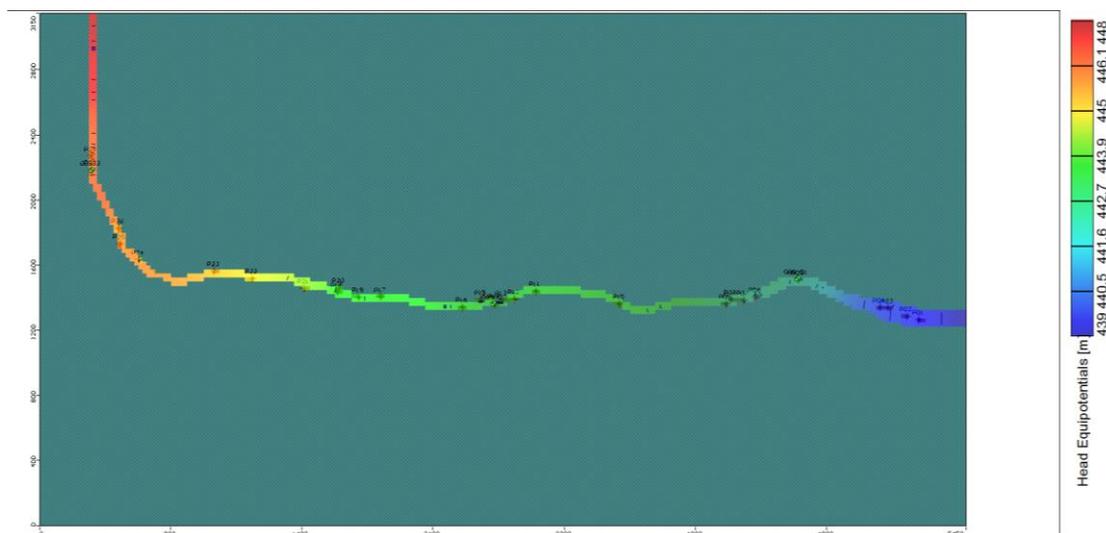
**Figura 32** - Última calibragem do modelo para o período de 313 dias.



Fonte: O Autor (2017).

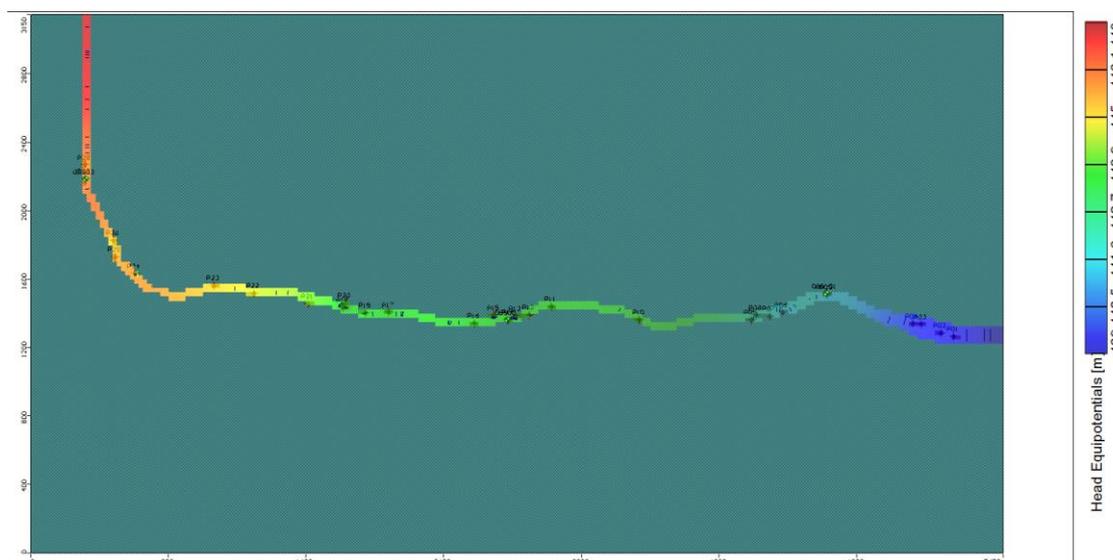
O fluxo do meio poroso se dá no sentido de escoamento do rio como esperado. As cargas hidráulicas na aluvião são mais elevadas à montante do trecho (esquerda) e diminuem ao longo do trecho estudado, chegando a cotas mais baixas à jusante (direita). Pode-se observar esse comportamento nos mapas potenciométricos de cargas hidráulicas apresentados na Figura 33 ao final de 154 dias e na Figura 34 ao final de 313 dias.

**Figura 33** - Mapa potenciométrico de cargas hidráulicas para o período de 154 dias.



Fonte: O Autor (2017).

**Figura 34** - Mapa potenciométrico de cargas hidráulicas para o período de 313 dias.



Fonte: O Autor (2017).

As Tabelas 11 e 12 apresentam o balanço hídrico final para ao final dos dias 154 e 313 dias respectivamente. Observando-se que as vazões bombeadas diminuíram ao final dos 313 dias, como esperado pelo período de pouca precipitação. Conseqüentemente com o rebaixamento do lençol freático, os poços que tem uma menor profundidade de captação, passaram a não retirar água.

**Tabela 11** - Balanço hídrico para ao final dos 154 dias de simulação.

<b>Saída (m<sup>3</sup>/dia)</b>	<b>Entrada (m<sup>3</sup>/dia)</b>
Poços = 42,292	Armazenamento = 55,804
Contorno dependendo da carga = 15,381	Contorno dependendo da carga = 1,864
	Recarga = 0,000
<b>Total = 57,673</b>	<b>Total = 57,668</b>

Fonte: O Autor (2017).

**Tabela 12** - Balanço hídrico para ao final dos 313 dias de simulação.

<b>Saída (m<sup>3</sup>/dia)</b>	<b>Entrada (m<sup>3</sup>/dia)</b>
Poços = 37,712	Armazenamento = 46, 625
Contorno dependendo da carga = 8,910	Contorno dependendo da carga = 0,00
	Recarga = 0,000
<b>Total = 46,622</b>	<b>Total = 46,625</b>

Fonte: O Autor (2017).

Quanto à simulação de cenários, pode-se observar os balanços hídricos nas Tabelas 13 e 14 para os cenários 1 e 2 respectivamente. Verifica-se que para dezembro de 2017 as vazões dos poços diminuíram comparadas com dezembro de 2016, provavelmente também devido ao rebaixamento do lençol freático, comprometendo assim a captação dos poços mais rasos. Em dezembro de 2019, pode-se notar que a aluvião possivelmente não terá mais volume armazenado, pois as vazões dos poços são praticamente nulas.

**Tabela 13** - Balanço hídrico para o Cenário 1 (até dezembro de 2017).

<b>Saída (m<sup>3</sup>/dia)</b>	<b>Entrada (m<sup>3</sup>/dia)</b>
Poços = 29,34	Armazenamento = 29,51
Contorno dependendo da carga = 0,00	Contorno dependendo da carga = 0,00
	Recarga = 0,000
<b>Total = 29,34</b>	<b>Total = 29,51</b>

Fonte: O Autor (2017).

**Tabela 14** - Balanço hídrico para o Cenário 2 (até dezembro de 2019).

<b>Saída (m<sup>3</sup>/dia)</b>	<b>Entrada (m<sup>3</sup>/dia)</b>
Poços = 0,205	Armazenamento = 0,228
Contorno dependendo da carga = 0,00	Contorno dependendo da carga = 0,00
	Recarga = 0,000
<b>Total = 0,205</b>	<b>Total = 0,228</b>

Fonte: O Autor (2017).

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 5.1 Conclusões

Ao analisar as características físicas da aluvião na área estudada, verificou-se que é constituída basicamente por unidades arenosas, sendo do tipo franco arenosa e areia franca próximo a superfície e do tipo areia logo abaixo da superfície, não apresentando variabilidade significativa nos três pontos analisados.

Quanto às curvas de infiltração obtidas, observou-se que próximo à superfície da aluvião ocorreu um tempo maior para infiltrar uma lâmina acumulada menor, e à medida que se afasta da superfície verticalmente onde o solo é do tipo areia levou um tempo menor para infiltrar uma lâmina acumulada maior. Apresentando semelhança nos três pontos ensaiados.

Com a metodologia Beerkan, foi possível obter o valor de  $K_s$  que foi em média  $1,84 \times 10^{-4}$  m/s. Obteve-se também as curvas de retenção e condutividade hidráulica em duas profundidades diferentes. As duas profundidades apresentaram similaridades, com uma baixa capacidade de retenção e valores de  $K_s$  aumentando mais significativamente quando  $\theta > 0,30 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$ .

Em relação ao monitoramento dos níveis de água nos poços, os dados mostram um rebaixamento de 14,4 cm por mês no Poço 1, que está mais a jusante, e de 10 cm por mês para os outros dois poços, mostrando que as reposições foram menores que as retiradas. Chegando a dezembro de 2016 com uma lâmina de aproximadamente 20 cm acima do embasamento cristalino nos 3 poços. Logo possivelmente em 2 meses não existiria volume disponível nesses poços para bombeamento. No entanto, essa lâmina se manteve com poucas variações nas observações realizadas nos primeiros meses de 2017, o que indica que pode haver um aporte contínuo de água à jusante que mantém essa lâmina mínima, ou uma disposição do embasamento cristalino que serve de barreira à montante.

Foi possível construir um modelo computacional satisfatório com o Visual Modflow, onde os dados calculados pelo modelo se aproximaram dos observados em campo, alcançando erros associados da ordem de 0,3 m. Foi possível observar as direções de fluxo subterrâneo que se dá no sentido de escoamento

do rio e notou-se o rebaixamento do lençol freático na aluvião ao final do período simulado como esperado.

Quanto a simulação de cenários, foi realizado uma previsão do comportamento da aluvião no final de 2017 considerando uma situação crítica de estiagem, onde apresentou uma diminuição significativa das vazões bombeadas. Com o prolongamento da estiagem até 2019, foi observado que a aluvião praticamente não apresentou volume de água disponível.

Foi possível compreender o comportamento do fluxo de água na aluvião, sendo o modelo computacional uma ferramenta bastante útil para os gestores fazerem previsões que auxiliem nas tomadas de decisões.

## **5.2 Recomendações**

Precisa-se evoluir na análise das condições de contorno das cargas de montante e jusante no sistema. Para melhor ajustar essas recargas e perdas nessas fronteiras

É recomendado dar continuidade ao monitoramento dos níveis de água do manancial estudado, ampliando a quantidade de poços monitorados, como também a obtenção de dados sobre os poços cadastrados com ausência de informações para um melhor ajuste do modelo.

É importante uma avaliação dos ajustes necessários para o modelo em um maior intervalo de tempo. E principalmente verificar o comportamento quando houver um período de chuvas consideráveis.

## REFERÊNCIAS

ABDALLA, O.; SATTI, O.; AL-RAWAHY, K.; KACIMOV, A.; AL-ZARIE, H.. Modelling an aquifer's response to a remedial action in Wadi Suq, Oman. **WIT Transactions on Ecology and the Environment**, Vol. 103. 2007.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457: Solo - Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.

ANA, Agência Nacional de Águas. **Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil: 2013**. Brasília. 2013.

ALAGNA, V.; BAGARELLO, V.; DI PRIMA, V. S.; IOVINO, M.. (2016). Determining hydraulic properties of a loam soil by alternative infiltrometer techniques. **Hydrological Processes**, v. 30, p. 263-275.

ARLAI, P.; LUKJAN, A.; KOCH, M.. 3-D Groundwater Model to estimate the dynamics groundwater storage in Viang Papao Aquifers System. **Procedia Engineering**. Vol. 32. p. 1221 – 1227. 2012.

APAC - Agência Pernambucana de Águas e Climas. <http://www.apac.pe.gov.br>. Acessado em fevereiro/2017.

BAGARELLO, V.; CASTELLINI, M.; DI PRIMA, S.; IOVINO, M.. (2014b). Soil hydraulic properties determined by infiltration experiments and different heights of water pouring. **Geoderma**, v. 213, p. 492–501.

BAGARELLO, V.; DI PRIMA, S.; GIORDANO, G.; IOVINO, M.. (2014a). A test of the Beerkan Estimation of Soil Transfer parameters (BEST) procedure. v. 222, p 20-27.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M. L. P.; CIRILO, J. A. **Hidráulica Aplicada**. Porto Alegre: Ed. ABRH. 2001. 619p.

BRAGA, R. A. P.; FARIAS, C. R. O.; SILVA, S. R.; CAVALCANTE, E. R. **Gestão e Educação Socioambiental na Bacia do Capibaribe**. 1. ed. Recife: Ed. Clã. 2015. 144p.

BRAGA, R. A. P. **Águas de Areias**. 1. ed. Recife: Ed. Clã. 2016. 366p.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Agência Nacional de Águas- ANA. **A Evolução da gestão dos recursos hídricos no Brasil**. Brasília. 2002. 68p.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Properties of porous media affecting fluid flow. **Journal of Irrigation and Drainage Division**, New York, ASCE 72, p. 61-88. 1966.

BURDINE, N.T. Relative permeability calculations from pore-size distribution data. **American Institute Mining and Metallurgy Engineering**, v. 198, p.71–77. 1953.

CARVALHO, A. M.; FREITAS, L. G.; BARBOSA, A. M.; ALBUQUERQUE FILHO, J. L. A.; MONDELLI, G. Determinação da condutividade hidráulica de uma área contaminada no município de Santo André utilizando-se método slug test. **Revista de Águas Subterrâneas**. São Paulo. v. 27. n. 3. p. 71-87. 2013.

CIRILO, J. A. Vulnerabilidade e Potencialidades do Semi-Árido Brasileiro. **Cadernos temáticos**. Recife, PE. 2010.

CONDAPPA, D. de; SORIA UGALDE, J.M.; ANGULO-JARAMILLO, R.; HAVERKAMP, R. Méthode Beerkan. Caractérisation des propriétés hydrodynamiques des sols non saturés. **Rapport interne Hydrologie de la Zone Non Saturés – LTHE**, Grenoble: Université de Grenoble. 82p. 2002.

CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea Estado de Pernambuco**. Relatórios dos municípios de Poção, Jataúba, Brejo da Madre de Deus e Santa Cruz do Capibaribe. 2005.

EMBRAPA.. Manual de métodos de análise de solo. **Centro Nacional de Pesquisa de Solo**. 2.ed. Rio de Janeiro: EMBRAPACNPS, 212p. 1997.

FEITOSA, F. A. C.; MANOEL FILHO, J.; FEITOSA, E. C.; DEMETRIO, J. G. A. **Hidrogeologia: Conceitos e Aplicações**. 3. ed. Rio de Janeiro: CPRM . 2008. 812 p.

FEITOSA, F. A. C. & COSTA FILHO, W. D. **Execução de testes de bombeamento em poços tubulares**. CPRM. 1998. 24p.

FERNANDES, M. A. **Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso: aplicação do infiltrômetro de disco**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo. São Carlos. 2011.

FIORI. J. P. O. **Avaliação de métodos de campo para a determinação de condutividade hidráulica em meios saturados e não saturados**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília. Brasília. 2010.

FUENTES, C.. **Approche fractale des transferts hydriques dans les sols non-saturés**. **Grenoble**.Tese (Doutorado) - Université Joseph Fourier. 1992.

FUENTES, C.; VAUCLIN, M.; PARLANGE, J.-Y.; HAVERKAMP, R. Soil water conductivity of a fractal soil. In: BAVEYE, P. *et al.* (eds) **Fractals in soil science**. CRC., p.333-340. 1998.

FURTUNATO, O. M.; MONTENEGRO, S. M. G. L.; ANTONINO, A. C. D.; OLIVEIRA, L. M. M. DE; SOUZA, E. S. DE; MOURA, A. E. S. S. DE. Variabilidade espacial de atributos físicos-hídricos de solos em uma bacia experimental no estado de Pernambuco. **Revista brasileira de recursos hídricos**, v. 18, p. 135-147. 2013.

HARBAUGH, A.W. et al.. **Modflow-2000, the U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model - User Guide to Modularization Concepts and the Ground- Water Flow Process**. Open File Rept. OFR00-92, U. S. Geol. Survey. Denver, CO. 121p. 2000.

HAVERKAMP, R.; PARLANGE, J.R.. Predicting the water retention curve from particle size distribution: I Sandy soils without organic matter. **Soil Science**, v.142, p.325–335. 1986.

HAVERKAMP, R.; PARLANGE, J. Y.; CUENCA, R.; ROSS, P. J.; STEENHUIS, T. S. Scaling of the Richards equation and its application to watershed modeling. In: Sposito, G. (ed.). **Scale dependence and scale invariance in hydrology**. Cambridge: Cambridge University Press, p.190–223. 1998.

HAVERKAMP, R.; ROSS, P.J.; SMETTEM, K.R.J.; PARLANGE, J.Y.. Three dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer. 2. Physically based infiltration equation. **Water Resources Research**, v.30, p. 2931-2935. 1994.

KIEHL, E.J. **Manual de edafologia: Relações solo-planta**. São Paulo: Ceres, 262p. 1979.

LASSABATÈRE, L.; ANGULO-JARAMILLO, R.; SORIA, J.M.; CUENCA, R.; BRAUD, I.; HAVERKAMP, R.. Beerkan Estimation of Soil Transfer parameters through infiltration experiments – BEST. **Soil Science Society of American Journal, Madison**, v.70, pp. 521-532. 2006.

LUKJAN, A.; SWASDI, S.; CHALERMYANONT, T.. Importance of Alternative Conceptual Model for Sustainable Groundwater Management of the Hat Yai Basin, Thailand. **Procedia Engineering**. vol.154. p. 308 – 316. 2016.

MARQUARDT, D.W. An algorithm for least squares estimation of non linear parameters. **SIAM. Journal on Applied Mathematics**, v.11, p.431-441. 1963.

MONTENEGRO, A. A. A.; MONTENEGRO, S. M. G. L.; ALMEIDA, T. A.; COSTA NETTO, M. L. Uso de águas subterrâneas para a sustentabilidade da pequena agricultura no semi-árido do Nordeste. **Resumos de Comunicações do 7.º SILUSBA**. Lisboa. 2005.

McDONALD, M.G.; HARBAUGH, A.W.. **A Modular Three-Dimensional Finite-Difference Ground-Water Flow Model**. Technical Report. Denver: U.S. Geological Survey (USGS). 1988.

PAIVA, A. L. R. **Modelagem computacional e análise da salinização dos aquíferos na área central do Recife**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2004.

PAIVA, A.L.R. **O processo de filtração em margem e um estudo de caso no rio Beberibe**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2009.

PAIVA, A. L. R. DE; CAETANO, T. O.; SILVA, D. J.; CABRAL, J. J. S. P.; BRAGA, R. A.P. Ocorrência e características construtivas de poços escavados em aluvião - trecho alto do Rio Capibaribe – PE. **Anais do XII SIMPÓSIO DE RECURSOS HIDRÍCOS DO NORDESTE**. Natal, RN. 2014.

PAIVA, A. L. R. DE; CABRAL, J. J. S. P.; SILVA, A. V.; CAETANO, T. O.; SILVA, D. J.; BRAGA, R. A.P.. Evolução Tecnológica de Poços Escavados em Leito Seco de Rio no Semiárido. **Anais do XXI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS**. Brasília, DF. 2015.

PERNAMBUCO. Secretaria de Recursos Hídricos e Energéticos. **Plano Hidroambiental da Bacia Hidrográfica do rio Capibaribe (PHA – Capibaribe)**. Recife. 2010.

PHILIP, J. R.. Theory of infiltration. In: Chow, V. T. (ed.). **Advances in Hydroscience**. New York: Academic Press, v. 5, p.215–296. 1969.

SANTOS, C. A. G.; SILVA, J. F. C. B.; SILVA, R. M. Caracterização hidrodinâmica dos solos da bacia experimental do riacho Guaraira utilizando o método Beerkan. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v, 17, p. 149-160. 2012.

SILVA, D. J. **Caracterização da aluvião no alto rio Capibaribe**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) - Universidade Federal Rural de Pernambuco, Caruaru. 2015.

SOPHOCLEOUS, M. Interactions between groundwater and surface water: the state of the science. **Hydrogeologic Journal**. v10. p.52-67. 2002.

SOUZA, E. S. DE. **Caracterização hidrodinâmica na escala local e da parcela agrícola de dois solos do estado da paraíba: variabilidade espacial e temporal, e meio homogêneo equivalente**. Tese (Doutorado em Ciências) - Universidade Federal Rural de Pernambuco, Recife, 138p. 2005.

SOUZA, E. S. DE; ANTONINO, A. C. D.; ANGULO-JARAMILLO, R.; MACIEL NETTO, A.(2008a). Caracterização hidrodinâmica de solos: Aplicação do método Beerkan. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. V.12, n.2, p.128–135. 2008.

SOUZA, E. S. DE; ANTONINO, A. C. D.; ANGULO-JARAMILLO, R.; MACIEL NETTO, A. MONTENEGRO, S. M. G. L.; SILVA, E. B.(2008b). Variabilidade espacial dos parâmetros hidrodinâmicos de duas parcelas agrícolas no estado da Paraíba. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**. V.32, p.1795–1804. 2008.

SMETTEM, K.R.J.; PARLANGE, J.-Y.; ROSS, P.J.; HAVERKAMP, R. Three-dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer. 1. A capillary-based theory. **Water Resources Research**, v.30, p.2925-2929, 1994.

SOUZA, W. L. DA S. **Produção de sedimentos da bacia hidrográfica do Rio Capibaribe para zona costeira da região metropolitana do Recife**. Dissertação (Mestrado em Ciência do Solo) - Universidade Federal Rural de Pernambuco. Recife. 2011.

TUNDISI, J. G. **Recursos hídricos no Brasil: problemas, desafios e estratégias para o futuro** – Rio de Janeiro: Academia Brasileira de Ciências, 2014. 76 p.: 25 cm.

UNITED STATES. Department of Agriculture. Soil survey laboratory methods and procedures for collecting soil samples. Washington, **Soil Conservation Service**, 1967. 50 p. (Soil Survey Investigation Report, 1)

VAN GENUCHTEN, M.Th.. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of American Journal**, Madison, v.44, p.892- 898. 1980.

VASCONCELOS, G. L. M. B. **Caracterização hidrogeofísica do leito seco do rio Capibaribe**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 2015.

WASANTHA LAL, A. M.. Numerical errors in groundwater and overland flow models. **Water Resources Research**. vol. 36, p. 1237-1247. 2000.