

revista

DAE



sabesp

238

Volume 70

outubro 2022

Publicação Trimestral da Sabesp
Acesso gratuito ao conteúdo em www.revistadae.com.br

ISSN (IMPRESSA) 0101-6040
ISSN (ONLINE) 2675-4959



O site da Revista DAE está repleto de novidades

Assine gratuitamente o boletim
eletrônico, é só se cadastrar!



No site você
pode baixar
o conteúdo
completo da
Revista.

A Revista DAE é classificada pelo QUALI/CAPES e está adicionada/indexada nas seguintes bases:



Missão

A Revista DAE tem por objetivo a publicação de artigos técnicos e científicos originais nas áreas de saneamento e meio ambiente.

Histórico

Iniciou-se com o título Boletim da Repartição de Águas e Esgotos (RAE), em 1936, prosseguindo assim até 1952, com interrupções em 1944, 1945 e 1953. Passou a denominar-se Boletim do Departamento de Águas e Esgotos (DAE) em 1954 e Revista do Departamento de Águas e Esgotos de 1955 a 1959. De 1959 a 1971, passou a denominar-se Revista D.A.E. e, a partir de 1972, Revista DAE. Houve, ainda, interrupção de 1994 a 2007.

Publicação

Trimestral (janeiro, abril, julho e outubro)
Diretoria de Tecnologia, Empreendimentos e Meio Ambiente – T
Superintendência de Pesquisa, Desenvolvimento e
Inovação Tecnológica – TX
Rua Costa Carvalho, 300 – Pinheiros – 05429 000
São Paulo – SP – Brasil
Tel (11) 3388 9422 / Fax (11) 3814 5716

Editora-Chefe

MSc Engenheira Cristina Knorich Zuffo

Editora Executiva

MSc Engenheira Iara Regina Soares Chao

Editora Adjunta

MSc Engenheira Eloisa Helena Cherbakian

Conselho Editorial

Prof. Dr. Iran Eduardo Lima Neto (UFC), Prof. Dr. Marcelo Zaiat (USP), Prof. Dr. Luciano Matos Queiroz (UFBA), Prof. Dr. Adriano Luiz Tonetti (Unicamp), Prof. Dr. Joel Dias da Silva Dias (FURB - Universidade de Blumenau), Prof. Dr. Bernardo Arantes do Nascimento Teixeira (UFSCAR), Prof. Dr. Gilmar Wanzeller Siqueira (UFPA), Prof. Dr. Gilson Barbosa Athayde Junior (UFPB), MSc Jairo Tardelli (Consultor autônomo), Prof. Dr. Kamel Zahed Filho (USP/Sabesp), Prof^a. Dr^a. Dione Mari Morita (Escola Politécnica da USP), Prof^a. Dr^a. Angela Di Bernardo Dantas (Universidade de Ribeirão Preto/UNAERP), Prof. Dr. José Roberto Campos (USP/São Carlos), Prof^a. Dr^a. Ariuska Karla Barbosa Amorim (UNB), Prof. Dr. Paulo Sergio Scalize (UFG), MSc Engenheira Iara Regina Soares Chao (Sabesp), MSc Engenheira Eloisa Helena Cherbakian (Sabesp), MSc Engenheira Fabiana Rorato de Lacerda Prado (Sabesp), Coordenação da MSc Eng^a. Cristina Knorich Zuffo (Sabesp).

Idiomas

Além da língua portuguesa, serão aceitos artigos em inglês desde que acompanhados de tradução para o português.

Projeto Gráfico, Diagramação e Revisão

Beatriz Martins Gomes 29772393832

Capa

Sabesp Pinheiros

Foto: Eng^a. Eloísa Helena Cherbakian

ISSN (impresa) 0101-6040

ISSN (online) 2675-4959

As opiniões e posicionamentos expressos nos artigos são de total responsabilidade de seus autores e não significam necessariamente a opinião da Revista DAE ou da Sabesp.

Veja a revista eletrônica na internet:

<http://www.revistadae.com.br>



Capa Sabesp Pinheiros. Foto: Eng^a. Eloísa Helena Cherbakian

nesta edição

ARTIGOS TÉCNICOS

- 6** Aplicação de biorreator anaeróbio de membrana dinâmica submersa para reúso agrícola de águas residuárias domésticas
Application of anaerobic biorreator of membrane dynamic submerser for agricultural reuse of domestic wastewater
- 19** Construção de curvas Intensidade-Duração-Frequência com cenários futuros de mudanças climáticas para a cidade de São Carlos - SP visando ao dimensionamento de técnicas compensatórias
Development of curves of Intensity-Duration-Frequency with future scenarios do climate change in São Carlos-SP, Brazil for the design of LID techniques
- 33** Remoção de umidade de lodo anaeróbio de UASB em leito de secagem com piso de blocos drenantes
Moisture removal from anaerobic UASB sludge in a drying bed with drainage blocks floor
- 42** Avaliação do crescimento de *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp em efluente doméstico tratado
Evaluation of Scenedesmus sp and Chlorella sp growth in treated domestic effluent
- 56** Indicador de Salubridade Ambiental: adaptações, contribuições metodológicas e estudo de caso em municípios da UGRHI 5
Environmental Health Indicator: adaptations, methodological contributions and case study in municipalities of UGRHI 5
- 67** Análise estatística da resistência à compressão de concreto preparado com águas de reúso
Statistical analysis of the compressive strength of concrete prepared with reused waters
- 81** Simplificação de tanque séptico unifamiliar: uma contribuição para a universalização do saneamento no Brasil
Simplification of individual septic tank: a contribution to universalization of access to sanitation in Brazil
- 95** Sensibilidade da estimativa de vazões máximas para o dimensionamento de obras hidráulicas com informações derivadas de Modelo Digital de Elevação
Sensitivity of maximum discharge estimation for dimensioning hydraulic structures considering information derived from Digital Elevation Model
- 111** Índice municipal de saneamento básico: aplicação nas sub-bacias hidrográficas I e II da Estrada Nova – Belém/PA
Municipal basic sanitation index: application in the hydrographic sub-basins I and II of Estrada Nova - Belem/PA
- 125** Influência da demanda no volume de reservatórios para armazenamento de água de chuva dimensionados pelo Método de Rippl
Influence of demand on the volume of rainwater harvesting reservoir dimensioned by the Rippl Method
- 136** Disparidades no acesso aos serviços de água e esgoto no Distrito Federal do Brasil: reflexões sobre comprometimento da renda
Inequalities in water and sanitation services' access in the Federal District of Brazil: reflections on income commitment
- 154** Modelagem hidráulica aplicada no dimensionamento de floculador de placas de orifícios
Hydraulic modeling applied in the flocculator sizing of orifice plates
- 163** Desempenho e recuperação de filtros lentos com meios filtrantes alternativos quando submetidos a carga de patógenos
Performance and recovery of slow filters with alternative filter media when subjected to pathogen load
- 177** Qualidade da água de abastecimento público do município de Abaetetuba, estado do Pará
Water quality of public supply the municipality of Abaetetuba, state of Pará
- 190** Análise de viabilidade técnica da conservação de água no ciclo produtivo de indústria de refrigerante
Technical feasibility analysis of water conservation in the refrigerant industry production cycle
- 205** Tratamento de água residuária de cortumes por processos oxidativos avançados: uma revisão
Tannery wastewater treatment by advanced oxidation processes: a review
- 211** Avaliação de diferentes combinações entre lodo de ETA e lodo de ETE para produção de mudas florestais
Evaluation on different combinations between WTP sludge and WWTP sludge to production of forest seedling
- 228** Avaliação da qualidade da água e do aporte de sedimentos do Lago Tabocó - Sertãoópolis/PR
Evaluation of the water quality and sediment contribution of Tabocó Lake - Sertãoópolis/PR

Aplicação de biorreator anaeróbio de membrana dinâmica submersa para reúso agrícola de águas residuárias domésticas

Application of anaerobic bioreactor of membrane dynamic submerge for agricultural reuse of domestic wastewater

- **Data de entrada:**
17/02/2020
- **Data de aprovação:**
20/07/2021

Juane Nogueira Nascimento¹ | Rafaela Barbosa Santos^{1*} | José Raniery Rodrigues Cirne¹ | Wilton Silva Lopes¹ | José Tavares de Sousa¹ | Valderi Duarte Leite¹ | Marília Patricio Alves¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.064>

ORCID ID

Nascimento JN  <https://orcid.org/0000-0003-3036-2320>
Santos RB  <https://orcid.org/0000-0002-5512-5877>
Cirne JRR  <https://orcid.org/0000-0002-2879-9315>

Lopes WS  <https://orcid.org/0000-0002-0151-7664>
Sousa JT  <https://orcid.org/0000-0002-1056-1771>
Leite VD  <https://orcid.org/0000-0001-5861-7407>
Alves MP  <https://orcid.org/0000-0001-8730-1145>

Resumo

O presente trabalho teve como objetivo o tratamento de água residuária doméstica utilizando biorreator anaeróbio de membrana dinâmica submersa para uso agrícola, avaliando a capacidade de remoção de matéria orgânica e patógenos. O biorreator utilizou uma malha de polietileno de 89 µm como material suporte, operou com TDH de 8 horas, fluxo constante de 3,39 L.m⁻².d⁻¹ e temperatura ambiente. Após 120 dias, a PTM chegou a 122,78 kPa, o sistema mostrou bom desempenho e boa remoção de DQO e turbidez, 77,3% e 83,2%, respectivamente. Houve a remoção de 99,5% de ovos de helmintos, além da remoção de Coliformes totais e E. Coli, possibilitando o uso agrícola da água residuária tratada na irrigação de cultivo de folhosas e plantas cultivadas distantes do nível do solo.

Palavras-chave: Membrana Dinâmica. Tratamento Anaeróbio. Águas Residuárias. Matéria Orgânica.

Abstract

The present study had as objective the treatment of domestic wastewater using anaerobic submerged dynamic membrane bioreactor for agricultural use and evaluated the capacity of removal of organic matter and removal of pathogens. The bioreactor used a 89 µm polyethylene mesh as a support material, operated with an 8-hour HRT, constant flow of 3.39 L.m⁻².d⁻¹ and ambient temperature. After 120 days, TMP reached 122.78 kPa, the system showed good performance and good COD removal and turbidity, 77.3% and 83.2%, respectively. There was the removal of 99.5% of helminth eggs, in addition to the removal of total coliforms and E. coli, enabling the agricultural use of treated wastewater to irrigate hardwoods and cultivated plants far from ground level.

Keywords: Dynamic Membrane. Anaerobic Treatment, Wastewater. Organic Matter.

¹ Universidade Estadual da Paraíba - UEPB - Campina Grande - Paraíba - Brasil.

* **Autora correspondente:** rafaelab.esa@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O problema de escassez de água se torna cada vez mais preocupante diante não só do aumento da demanda do recurso como também da degradação de sua qualidade, gerada pelos conflitos de uso da má distribuição do insumo. Essa escassez geralmente é sentida principalmente pela população mais carente, que sofre não só com essa problemática como também com a falta de saneamento básico. Dados apresentados pela Organização Mundial da Saúde (OMS) e pelo Fundo das Nações Unidas para a Infância (Unicef) em 2017 estimam que 2,1 bilhões de pessoas não têm acesso a água potável e disponível em casa e 4,5 bilhões de pessoas carecem de saneamento seguro. No Brasil, cerca de 83,5% da população é atendida com abastecimento de água tratada, restando mais de 35 milhões de pessoas sem acesso a esse serviço básico (SNIS, 2017).

Uma das técnicas bastante utilizadas para lidar com a problemática da falta desse recurso é o uso das águas residuárias. Para isso, surgem diversos tipos de tratamento, dentre os quais podemos citar como alternativa: a utilização dos processos anaeróbios de alta taxa como uma estratégia de melhoria desse cenário. Esses processos possibilitam o tratamento de efluentes com altas cargas orgânicas e menor volume, produzindo um resíduo rico em nutrientes, com baixo custo energético e uma boa produção de biogás (SHOERNER et al., 2016). Esse tipo de tecnologia apresenta um efluente tratado com uma qualidade excelente, podendo ser eficiente na ausência de contaminação fecal e de sólidos suspensos (SKOUTERIS et al., 2012). Essas vantagens consolidaram os reatores anaeróbios de alta taxa como boas alternativas para tratamento de afluentes e impulsionaram investimento nesse tipo de procedimento.

A maior aceitabilidade dessa técnica permitiu a continuidade dos estudos de desenvolvimento de reatores e metodologias atendendo às parti-

cularidades dos mais diversos tipos de resíduos orgânicos; dentre eles, podemos mencionar os sistemas combinados de tratamento, como os biorreatores de membranas. O objetivo desses sistemas é combinar um processo biológico, geralmente um sistema de lodos ativados, e outro de separação por membranas de Microfiltração (MF) ou Ultrafiltração (UF). Ele poderia substituir, em alguns casos, a função de decantação e filtração de efluentes.

Os biorreatores anaeróbios de membrana (BRAnM) oferecem alta qualidade ao efluente, deixando-o livre de sólidos e patógenos devido à sua maior eficiência de tratamento e completa retenção da biomassa (DERELLI et al., 2012). Essa capacidade de retenção pode ser utilizada para manter as comunidades microbianas especiais que podem degradar determinados poluentes (VAN LIER et al., 2015).

No entanto, apesar das várias vantagens que os BRAnM oferecem, também foram reconhecidos alguns obstáculos críticos que limitam o seu uso intensivo, como baixo fluxo, incrustação de membrana e altos custos de capital e operação (SMITH et al., 2014). Para resolver esses problemas desafiadores dos BRAnM, a tecnologia da membrana dinâmica (MD) vem sendo proposta por recentes estudos como uma alternativa ao uso de MF/UF. A MD é uma camada de biofilme ou “torta” formada a partir do depósito de substâncias orgânicas e coloidais presentes no reator sobre uma camada suporte (ERSAHIN et al., 2012). Os materiais utilizados como camada suporte para desenvolvimento da MD são matérias de baixo custo, como malhas de tecido e não-tecido (SALEEM et al., 2016). Uma vez que a MD é formada, a retenção de sólidos é realizada por essa camada biológica regenerativa, enquanto a malha só atua como suporte. O principal benefício oferecido por essa técnica é que ela prescinde os módulos de membrana dispendiosos, fornecendo uma superfície de filtração de baixo

custo, regenerativa e autoformada com permeabilidade adaptável.

Os resultados de várias investigações sobre a tecnologia dos biorreatores anaeróbio de membrana dinâmica (BRAnMD) sugerem que o processo é promissor, mas ainda requer otimização em termos de condições operacionais (POLLICE et al., 2020). O foco das atuais áreas de pesquisa são: a viabilidade e o desempenho no tratamento de várias águas residuárias, fatores de influência, otimização do módulo de membrana e caracterização das propriedades do lodo e da camada da MD (ERSAHIN et al., 2017). Resultados reportados indicam que o BRAnMD pode fornecer uma taxa de remoção de DQO e SS de 60 – 90%, e taxas de remoção de turbidez de 90 a 100% (ERSAHIN et al., 2014; ALIBARDI et al., 2016).

Na configuração dos sistemas de BRAnM podem ser identificados dois arranjos de operação; o módulo de membrana submerso no biorreator e o módulo de membrana externo ao biorreator. Ersahin et al. (2017) fazem um comparativo sobre o desempenho de ambas as configurações, sendo observados resultados positivos para a membrana submersa, na qual a qualidade do permeado obtido é ligeiramente melhor em termos de DQO, com a eficiência de remoção do mesmo maior que 99%, além de possuir uma maior produção de metano.

A maioria dos reatores instalados utiliza membranas submersas, devido ao fato de a vida útil das membranas ser maior do que nas de configuração externa, uma vez que a frequência de retrolavagem é menor. Porém, sabe-se que normalmente o material utilizado para construção dos reatores e o material suporte das membranas são bastante dispendiosos.

Diante do exposto, um biorreator anaeróbio de membrana dinâmica com módulo de membrana submerso em escala de laboratório foi usado neste estudo para o tratamento de água residuária doméstica visando ao uso agrícola do per-

meado. O presente trabalho também oferece a redução dos custos operacionais sem comprometer o desempenho do biorreator na remoção de matéria orgânica e patógenos.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho teve como objetivo o tratamento de água residuária doméstica utilizando biorreator anaeróbio de membrana dinâmica submersa para uso agrícola.

2.2 Objetivos específicos

Otimizar os parâmetros operacionais do biorreator para maximizar a remoção de matéria orgânica;

Avaliar a remoção de microrganismos patógenos do esgoto doméstico.

3 METODOLOGIA

3.1 Afluente utilizado no estudo

O afluente utilizado foi o esgoto doméstico proveniente das instalações prediais localizadas a 200 metros de distância da Estação Experimental de Tratamentos Biológicos de Esgoto Sanitário (EXTRABES). A habitação multifamiliar conta com 72 apartamentos, garantindo uma vazão de 30 m³/d de esgotos domésticos que era conduzida por bombeamento, com o auxílio de um conjunto motor-bomba de fabricante KSB, 220 V, modelo 50-160K, para um tanque de equalização responsável pela alimentação diária do sistema. O tanque de equalização contava ainda com o homogeneizador mecânico e era preenchido diariamente. A limpeza era feita semanalmente, havendo o descarte do volume residual existente para então ser preenchido com água residual fresca novamente.

3.2 Projeto e operação do Biorreator Anaeróbio de Membrana Dinâmica Submersa

O BRAnMD submerso (Fig. 1) foi construído nas dependências da Estação Experimental de Tratamentos Biológicos de Esgoto Sanitário (EXTRA-BES), localizada no bairro Tambor, em Campina Grande (Paraíba), pertencente à Universidade Estadual da Paraíba (UEPB).

O sistema foi projetado para ter capacidade total de 7,2 litros utilizando um tubo de PVC de 100 mm de diâmetro para sua construção. O módulo de membrana tem formato circular com 90 mm de diâmetro, no qual a superfície inferior foi acoplada a uma curva de 90° de PVC e posteriormente a uma tubulação que possibilitou a retirada do permeado através da saída lateral do biorreator. Dessa forma,

o módulo de membrana é sustentado pela própria tubulação e, como seu diâmetro é menor, suas extremidades ficam livres para passagem do afluente. Para a construção do módulo de membrana, utilizou-se uma tela metálica como apoio para evitar deformidade no material suporte utilizado para formação da membrana dinâmica. O material suporte utilizado foi uma malha de polietileno comercial com tamanho de poro igual a 89 μm .

Para inicialização do processo de tratamento, o BRAnMD foi inoculado com lodo anaeróbio de um reator UASB e lodo aeróbio de um RBS numa proporção de 2:1, respectivamente, para que houvesse uma boa relação alimento/microrganismo, as principais características do inóculo estão descritas na Tabela 1.

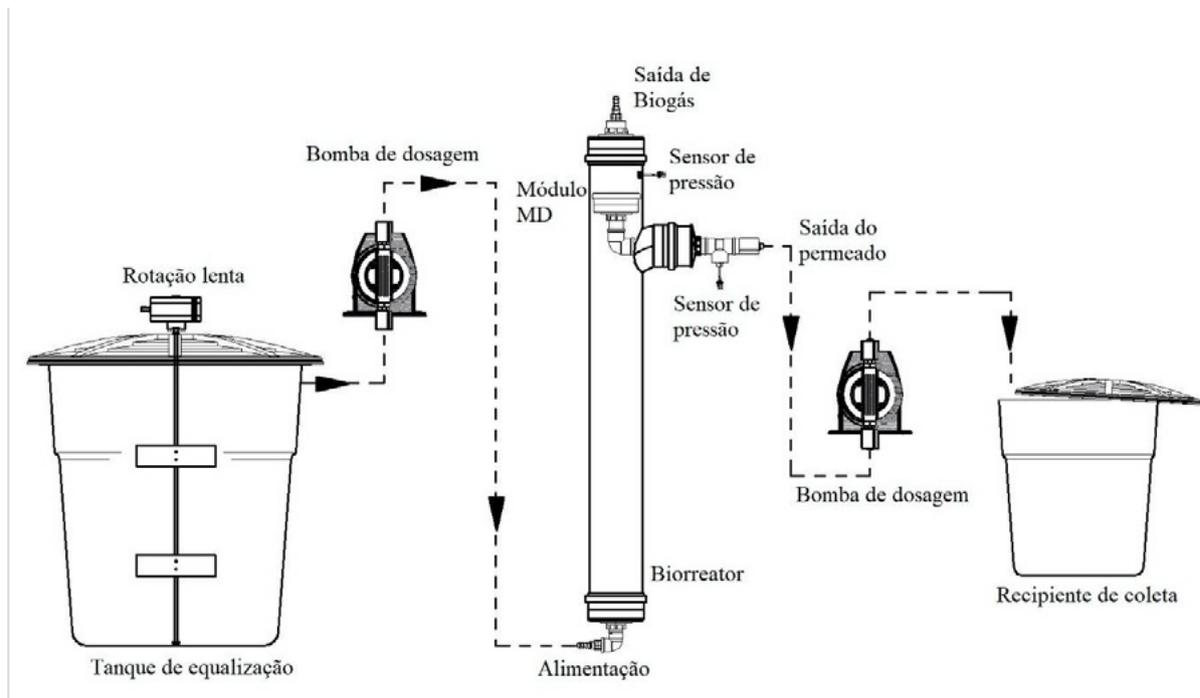


Figura 1 - Esquema do processo de tratamento utilizado

Após a inoculação, o biorreator operou com uma alimentação contínua de fluxo ascendente, no qual com o auxílio de uma bomba de dosagem magnética Proeminente Plus Série B a água residuária era transferida do tanque de equalização

para o biorreator, introduzindo uma vazão de 0,9 $\text{L}\cdot\text{h}^{-1}$, operando sob condições de temperatura ambiente e tempo de detenção hidráulica de 8 horas. Ao ser preenchido completamente, o módulo de membrana ficou submerso dentro do biorre-

ator para que houvesse a conseqüente formação da membrana dinâmica. O permeado foi obtido por meio de outra bomba de dosagem magnética (Proeminente Plus Série B) de mesma vazão utilizada para a alimentação, ou seja, o fluxo apresentado diariamente por meio do tratamento foi de 3,39 L.m⁻².d⁻¹. O sistema operou sob total retenção celular e não foi realizada nenhuma retrolavagem durante o período analisado.

Tabela 1 - Principais características do inóculo utilizado

Parâmetros	Valor
pH	7,17
ST (g.L ⁻¹)	10,8
STV (g.L ⁻¹)	4,25
DQO (g.L ⁻¹)	2,8
Nitrogênio total (mg.L ⁻¹)	255
Fósforo total (mg.L ⁻¹)	74,2

Para o monitoramento da pressão transmembrana, foram instalados sensores de pressão MPX4250 em dois pontos do sistema, acima do módulo de membrana, no qual se encontrava a água residuária antes da passagem pela membrana, e na tubulação responsável pela coleta do permeado, após a água residuária ter passado pelo tratamento. Os sensores eram conectados a uma placa composta por um microcontrolador, programado para fornecer medidas diárias, em tempo real, dos valores de pressão, e enviar esses dados a um computador que permitia acompanhar o desempenho do biorreator. O acompanhamento da medição da pressão transmembrana foi feito por meio do projeto Sistema de Monitoramento Online de Biorreatores (SisMonBio) desenvolvido por Albuquerque (2017), no qual os dados eram salvos a cada 5 minutos e se faz possível também a geração de tabelas no próprio programa.

3.3 Métodos Analíticos

Todas as análises foram realizadas em duplicata, seguindo o processo metodológico do Standard

Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 2012), sendo analisado o desempenho gradativo do biorreator por meio de análises físico-químicas e microbiológicas. Semanalmente foram realizadas as análises de Ácidos Graxos Voláteis (Kapp (1984)), Alcalinidade total (2320 B), pH (Seção 4500), Demanda Química de Oxigênio (DQO) total e solúvel (5220 C), Fósforo (Seção 4500 – PE), Turbidez e Ovos de Helminthos (Bailenger modificado por Ayres & Mara (1996)). Quinzenalmente foram realizadas levantamento das frações de SMP avaliadas por meio das análises de Proteínas (Lowry modificado por Frølund et al. (1995)) e Carboidratos (Dubois et al.; 1956). As análises de Frações de sólidos (2540 E/APHA, 2012) também foram realizadas quinzenalmente. Com relação às análises microbiológicas, realizou-se ainda uma análise para o parâmetro de Coliformes totais e *Escherichia Coli* a fim de observar o comportamento do sistema a respeito desses parâmetros. Para as determinações das concentrações solúveis, as amostras foram filtradas em filtro de fibra de vidro de 0,45 µm.

4 RESULTADOS

4.1 pH, AGV e alcalinidade

A partir da avaliação dos parâmetros de pH, AGV e alcalinidade no sistema, faz-se possível a observação do processo de digestão anaeróbia, no qual, pela interação estabelecida entre os parâmetros, a alcalinidade tem a capacidade de neutralizar os ácidos gerados no sistema e tamponar o pH, quando houver acúmulo desses ácidos, proporcionando então uma digestão anaeróbia adequada.

As variações de pH foram expressadas na Fig. 2a, a fim de observar o comportamento ao decorrer do tempo de operação do biorreator. Pôde-se observar que, depois de 120 dias de operação, o afluente possuía uma média geométrica de 7,5 ± 0,2 enquanto o permeado obtido após o

tratamento teve uma média geométrica de $7,6 \pm 0,1$. Esse parâmetro não sofreu grandes variações e permaneceu dentro da faixa de pH ótimo para o desenvolvimento dos microrganismos.

Posteriormente, foram analisados os resultados referentes à Alcalinidade total e aos Ácidos Graxos Voláteis (AGV), no qual a média de Alcalinidade total encontrada para o afluente foi de $360,2 \pm 135,3 \text{ mg CaCO}_3 \cdot \text{L}^{-1}$ enquanto no permeado foi obtida a média de $362,3 \pm 115,5 \text{ mg CaCO}_3 \cdot \text{L}^{-1}$,

tais valores são demonstrados na Fig. 2b. Já os valores encontrados para o parâmetro AGV nos mostram um pequeno decréscimo, sendo explicitados na Fig. 2c, no qual o afluente possuía uma média de $142,1 \pm 60,9 \text{ mg HAC} \cdot \text{L}^{-1}$ e o permeado uma média de $55,1 \pm 21,8 \text{ mg HAC} \cdot \text{L}^{-1}$. É necessário ressaltar a importância do equilíbrio entre os valores de AGV e Alcalinidade total, visto que caso haja um aumento muito significativo da concentração de AGV o processo de digestão anaeróbia pode ser inibido.

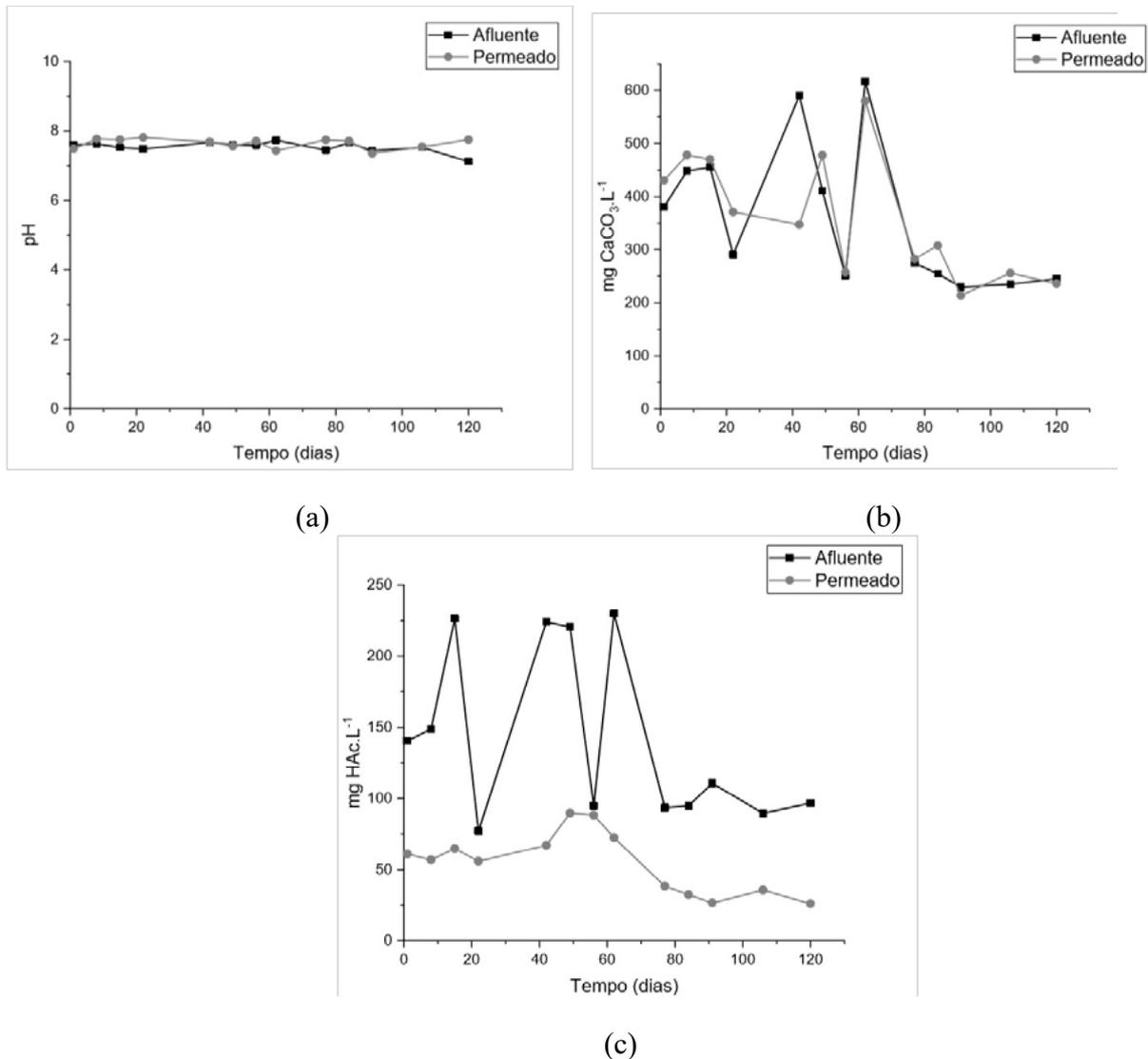


Figura 2 - Comportamentos dos parâmetros (a) pH, (b) Alcalinidade total e (c) AGV

4.2 DQO, frações de sólidos e fósforo

Por meio dos resultados apresentados, após 120 dias de operação se observou que o biorreator removeu cerca de 77,4% da concentração de DQO. No afluente que possuía média de $1,0 \pm 0,4 \text{ g.L}^{-1}$, após o tratamento foi obtido um permeado com média de $0,22 \pm 0,17 \text{ g.L}^{-1}$. O comportamento da DQO total durante o tempo de operação do biorreator é mostrado na Fig. 3a. O esgoto doméstico utilizado no presente trabalho foi caracterizado como esgoto forte quando relacionados parâmetros de DQO e fósforo de acordo com Metcalf & Eddy (1991), que citam que para esse tipo de esgoto o valor de DQO é igual a 1 g.L^{-1} e o parâmetro de Fósforo total é de 15 mg.L^{-1} . O sucesso na remoção de DQO já é bastante consolidado na literatura, na qual essa remoção pode chegar até 99% como mostrado por Ersahin et al. (2017) ao utilizarem um biorreator de membrana dinâmica em ambas as configurações para o tratamento de águas resi-

duárias. Alibardi et al. (2016) dizem que em estudos utilizando um TRH menor do que 0,5 d os valores de remoção de DQO podem ficar entre 50 e 60%, assim, o resultado obtido em um biorreator em que houve retenção completa estava entre o esperado de acordo com a literatura.

Contudo, a eficiência de remoção de DQO solúvel se mostrou um pouco mais baixa, sendo de 51,2%. O principal motivo para a ocorrência dessa diminuição de eficiência segundo Liu et al. (2016) é que a DQO solúvel é resultado da presença de substratos solúveis de baixo peso molecular (AGV, amônia e carboidratos, por exemplo) e são mais disponíveis para consumo dos microrganismos, portanto o resultado indica que a maior parte de DQO disponível no sistema era de substrato particulado. O comportamento da variação de DQO solúvel está apresentado na Fig. 3b, na qual a concentração média de DQO solúvel para o afluente e permeado foi de $0,39 \pm 0,24 \text{ g.L}^{-1}$ e $0,19 \pm 0,11 \text{ g.L}^{-1}$, respectivamente.

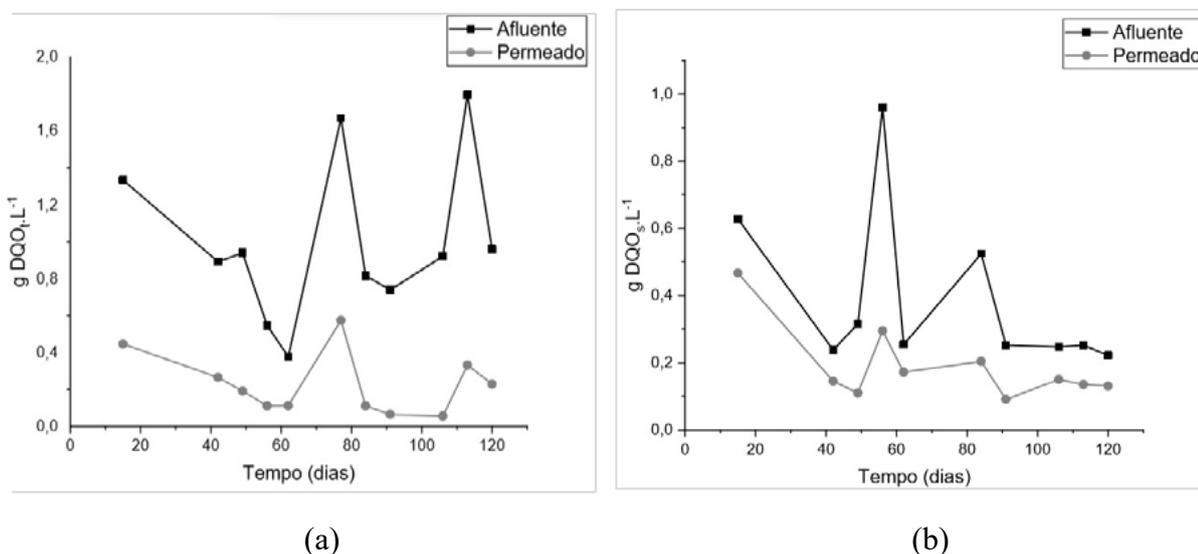


Figura 3 - Comportamento das concentrações de (a) DQO total e (b) DQO solúvel

Outro parâmetro analisado foram as frações de sólidos, fundamentais para a formação das membranas. Li et al. (2018) mostram que, quanto maior a concentração de sólidos aplicada ao biorreator, maior a facilidade da formação da

membrana dinâmica. O desempenho de remoção da fração de Sólidos Totais é mostrado na Fig. 4a, com médias de $1,5 \pm 0,5 \text{ g ST.L}^{-1}$ no afluente e $0,9 \pm 0,2 \text{ g ST.L}^{-1}$ no permeado, para os sólidos totais voláteis, Fig. 4b, foram encontrados valores de

0,9 ± 0,2 g STV.L⁻¹ no afluente e 0,5 ± 0,1 g STV.L⁻¹ no permeado, garantindo uma remoção de 36,4 e 37,6%, respectivamente. Já as médias dos sólidos suspensos, mostradas na Fig. 4c, foram de 0,5 ± 0,2 g SST.L⁻¹ no afluente e 0,2 ± 0,1 g SST.L⁻¹ no permeado, enquanto na fração volátil, Fig. 4d, tivemos 0,3 ± 0,1 g SSV.L⁻¹ no afluente para 0,2 ± 0,04 g SSV.L⁻¹ no permeado, tendo um percentual de remoção de 58,2 e 47,4%, respectivamente.

O estudo realizado por Ersahin et al. (2014) mostra que, ao tratar água residuária sintética concentrada utilizando a tecnologia de BRAnMD, não é possível a remoção de grandes concentrações de nutrientes, como o Fósforo total, que foi de 13%. O aumento de fosfato se dá, segundo

Marti et al. (2010), durante a digestão anaeróbia pela liberação de polifosfato para a fase líquida. Porém, observando a Fig. 5, na qual estão as concentrações de fósforo total no sistema de tratamento, podemos notar que há uma melhora nessa remoção já que de 12,2 ± 4,1 mg P.L⁻¹ presente no afluente obtivemos um valor de 8 ± 3,2 mg P.L⁻¹ no permeado, resultando em uma remoção de 34,2%. O valor obtido foi próximo ao encontrado no estudo realizado por Wang et al. (2018), no qual foi encontrada uma remoção de 30% de fósforo total. O autor justifica que essa baixa remoção pode estar relacionada ainda ao fato de as concentrações de nutrientes presentes nas águas residuárias serem solúveis.

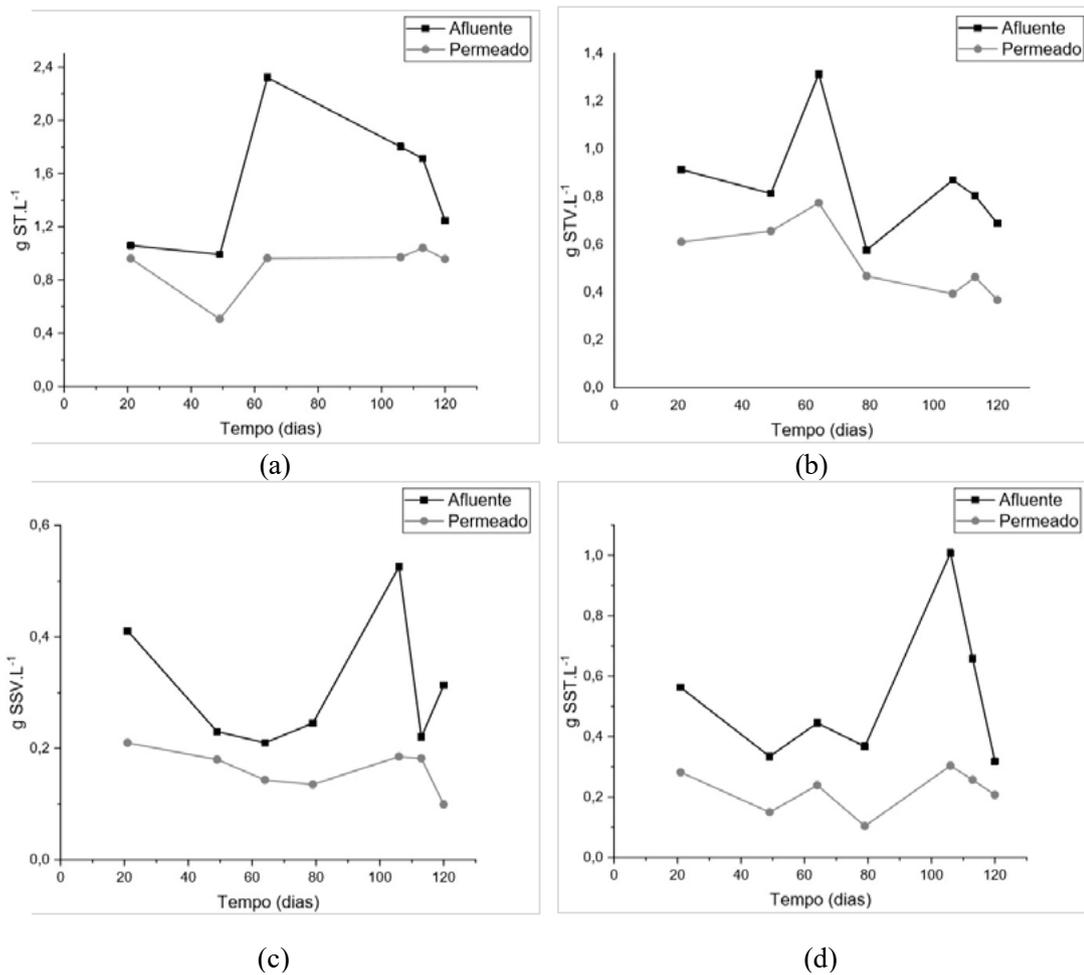


Figura 4 - Comportamento das concentrações de (a) Sólidos Totais, (b) Sólidos Totais Voláteis, (c) Sólidos Suspensos Totais e (d) Sólidos Suspensos Voláteis

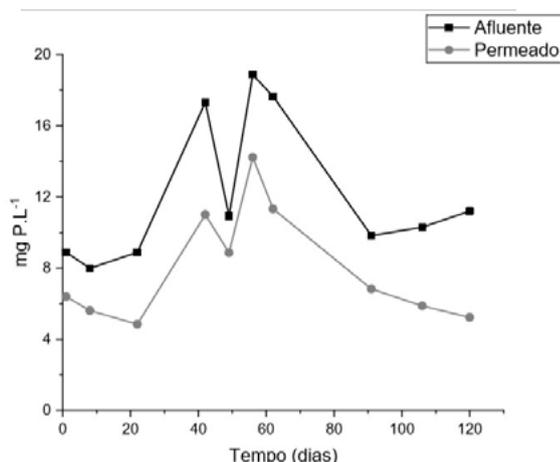


Figura 5 - Comportamento das concentrações de Fósforo total

4.3 PTM, turbidez e patógenos

O comportamento das concentrações de turbidez é mostrado na Fig. 6, sendo encontrada uma remoção de 83,2% da turbidez, no qual o afluente possuía média de $288,1 \pm 95,1$ NTU; após o tratamento, passou a ter uma média de $48,3 \pm 23,2$ NTU no permeado. Podem-se comparar os resultados obtidos com estudos realizados por Cai et al. (2018), por exemplo, no qual para um material suporte com tamanho de poro de $50 \mu\text{m}$ a turbidez obtida era superior a 250 NTU, e com o tamanho de poro de $89 \mu\text{m}$ trabalhado no presente trabalho foi possível conseguir uma média de 48,3 NTU. Trabalhou-se com um fluxo de $0,14 \text{ L.m}^{-2}.\text{h}^{-1}$ e, de acordo com Zhao et al. (2012), ao trabalhar com pequenos fluxos é necessário um maior tempo para que haja a efetiva formação da membrana dinâmica.

Para os parâmetros relativos aos microrganismos, foram realizadas caracterizações dos ovos de helmintos, coliformes totais e E. Coli. As análises foram realizadas a partir do 60º dia de operação, pois esperou-se uma melhor aclimatização do sistema, gerando assim um efluente de melhor qualidade. Foram encontradas médias para

afluente e permeado de $63,7 \pm 14,6$ ovos.L⁻¹ e $0,3 \pm 0,3$ ovos.L⁻¹, respectivamente, observando uma remoção de 99,5%; tal comportamento foi demonstrado na Fig. 7, enquanto para a análise de coliformes totais e E. Coli foram encontrados valores de 79,4.105 e 35.105 mg.L⁻¹, respectivamente. Esses valores de microrganismos foram comparados aos valores encontrados por Henze e Ledín (2001) e von Sperling (2005), quando o esgoto doméstico é caracterizado como concentrado, os valores de coliformes totais e *Escherichia Coli* comumente encontrados são de 1.1013 e 1.1010 mg.L⁻¹, respectivamente, essa comparação pode ser melhor observada na Tabela 2.

Quando são comparados os valores obtidos no presente estudo com as diretrizes da OMS (2006) para o uso agrícola, observamos que a água residual tratada poderia ser utilizada na irrigação de plantas cultivadas distantes do nível do solo, visto que o sugerido pela diretriz é que o valor de E. Coli seja ≤ 106 mg.L⁻¹. Quanto ao parâmetro de ovos de helmintos, observamos que o efluente pode ser utilizado para todos os tipos irrigação mostrados nas diretrizes da OMS (2006), já que o valor encontrado foi menor do que o que é sugerido pela diretriz (≤ 1 ovo.L⁻¹).

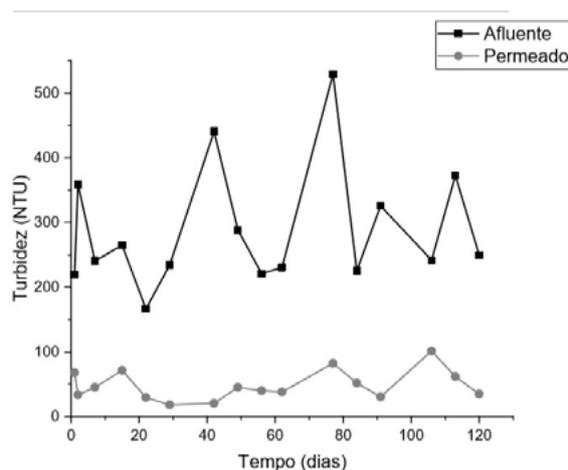


Figura 6 - Comportamento das concentrações de Turbidez

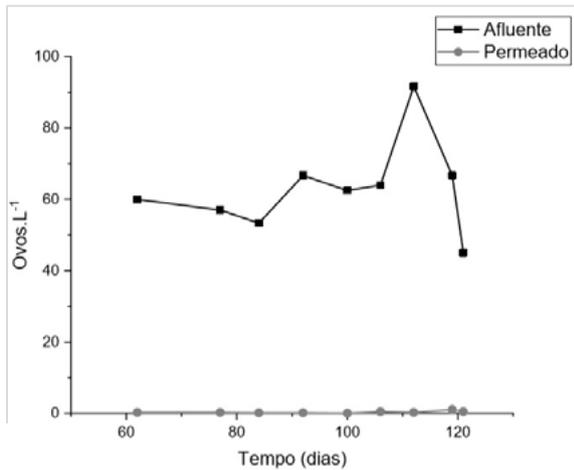


Figura 7 - Comportamento das concentrações de Ovos de Helmintos

Tabela 2 - Concentrações dos parâmetros de Coliformes Totais e *E. Coli*

	Coliformes totais (mg. L ⁻¹)	<i>E. Coli</i> (mg. L ⁻¹)
Afluente	1.10 ¹³	1.10 ¹⁰
Permeado	7,9.10 ⁶	3,5.10 ⁶
Eficiência de Remoção (%)	99,999921	99,965

Para a construção do gráfico da Pressão Transmembrana (PTM) (Fig. 8), utilizaram-se as médias de cada mês de operação do biorreator e foi possível notar o crescente aumento da pressão transmembrana com o decorrer do tempo. Acompanhar a PTM durante todo o experimento é importante para uma operação eficiente do BRAnMD, pois permite controlar a formação da membrana dinâmica na camada de suporte. À medida que ocorre o depósito de partículas sob a camada suporte, verifica-se a elevação da PTM. Ersahin et al. (2016) relataram que o controle da espessura da camada da membrana dinâmica foi crucial para o desempenho do tratamento e filtrabilidade da MD. Portanto, esse aumento da PTM observado ao longo dos meses se deu ao decorrente acúmulo das partículas sobre o material de suporte e formação da membrana dinâmica, podendo observar que as médias obtidas para os meses de Julho, Agosto, Setembro

e Outubro foram de 47,84, 58,96, 79,44 e 122,78 kPa, respectivamente, notando-se o seu aumento progressivo.

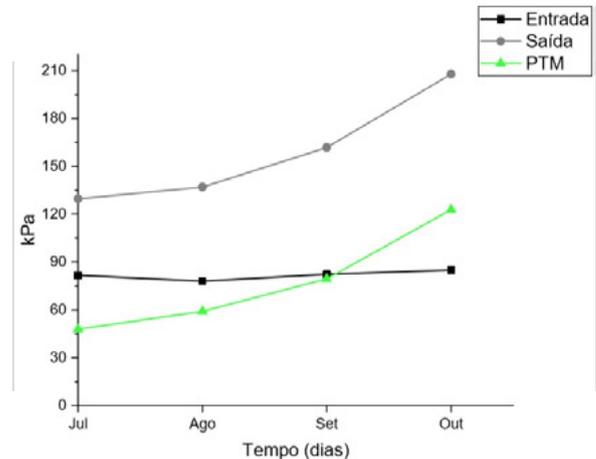


Figura 8 - Comportamento da Pressão Transmembrana

4.4 Monitoramento de SMP

Durante 80 dias de operação, determinou-se a concentração de SMP, avaliada em termos de proteínas e carboidratos. Pode-se observar uma redução de $35,9 \pm 28,8$ mg Carboidratos.L⁻¹ no afluente para $16,3 \pm 9,4$ mg Carboidratos.L⁻¹ no efluente, obtendo então uma remoção de 54,6% da concentração de Carboidratos, resultado demonstrado na Fig. 9a. Já para as proteínas, notou-se uma remoção menos expressiva de 30,9%, no qual o afluente possuía $77,5 \pm 22,1$ mg Proteínas.L⁻¹ e passou a ter $53,6 \pm 22,5$ mg Proteínas.L⁻¹ no permeado, como é mostrado na Fig. 9b.

Tanto o acúmulo na camada de MD como a biodegradação pode ser responsável pela diminuição do SMP no sistema. Os microrganismos têm taxas mais baixas de metabolismo, menor captação e degradação de nutrientes devido ao crescimento endógeno em TRHs mais longos; essas condições fornecem retenção de maiores concentrações de SMP nos BRAnMs. Mais matérias orgânicas podem ser metabolizadas e

menos SMP é produzido devido à maior taxa de atividade dos microrganismos com baixos TRHs. Portanto, menor concentração de SMP no sistema é razoável em TRHs mais curtos (ERSAHIN et al. 2014). De acordo com Shi et al. (2018), as

proteínas em sua forma solúvel ficam retidas na membrana por terem maior afinidade com as partículas de lodo em comparação com os carboidratos, devido à maior hidrofobicidade e carga superficial.

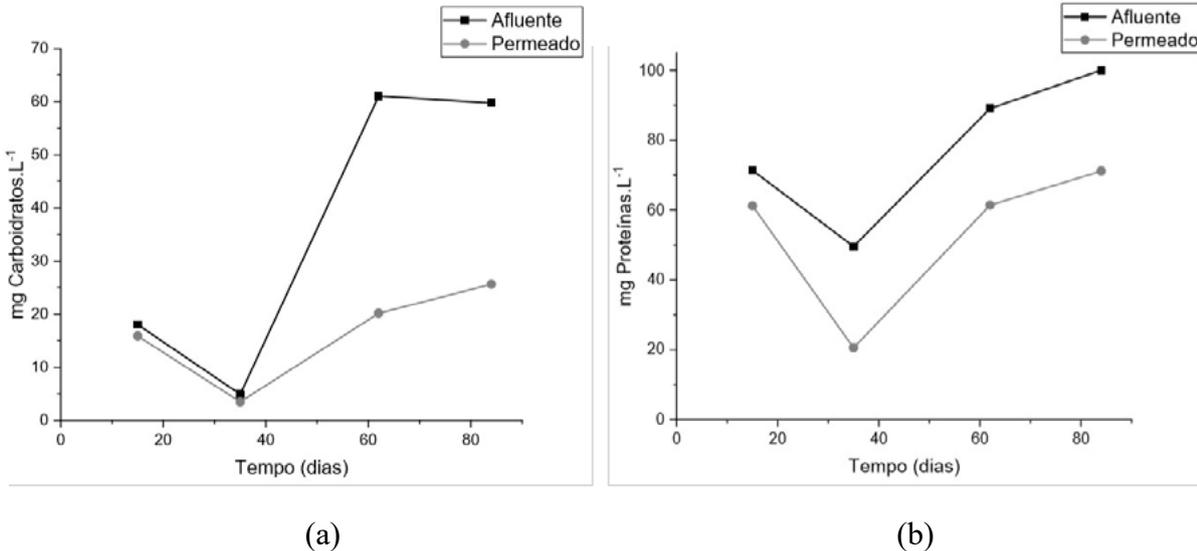


Figura 9 - Comportamento das concentrações de (a) Carboidratos e (b) Proteínas

5 CONCLUSÃO

O biorreator anaeróbio de membrana dinâmica submersa demonstrou bom desempenho ao tratar águas residuárias domésticas, apresentando boa eficiência na remoção de matéria orgânica e turbidez, conseguindo remover cerca de 77,3% de DQO e 83,2% de turbidez. É possível observar o desenvolvimento da membrana dinâmica por meio da pressão transmembrana, à medida em que há a formação da camada MD uma maior quantidade de poluentes fica retida na mesma e a PTM aumenta chegando até a 122,78 kPa.

Em se tratando da viabilidade da tecnologia para sua aplicação na agricultura como irrigação, conclui-se que a mesma pode ser utilizada para alguns tipos de irrigação explicitados pelas diretrizes da OMS (2006), sendo esses a irrigação

de plantas cultivadas distantes do nível do solo. Além disso, observou-se que o BRAnMD submerso não é capaz de remover nutrientes como o fósforo, o que é uma vantagem, vista a destinação objetivada pelo estudo.

Por fim, pode-se afirmar que a tecnologia de BRAnMD submerso é uma maneira mais compacta e economicamente viável de tratamento, quando comparada a tecnologias já difundidas, como o UASB, o qual não é capaz de remover turbidez e patógenos, necessitando de um pós-tratamento para determinados fins agrícolas. Além disso, a construção do biorreator utilizando materiais mais baratos não compromete o seu desempenho, tornando a alternativa mais atrativa ainda no ponto de vista econômico.

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

7 REFERÊNCIAS

- ALBURQUERQUE, T. L. Q., **Automação de biorreatores de membrana utilizando a plataforma arduino**. 2017. 59 p. Dissertação (Mestrado em Ciência e Tecnologia Ambiental) – Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Estadual de Paraíba, Campina Grande, 2017.
- ALIBARDI, Luca et al. Anaerobic dynamic membrane bioreactor for wastewater treatment at ambient temperature. **Chemical Engineering Journal**, [s.l.], v. 284, p.130-138, jan. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cej.2015.08.111>.
- CAI, Donglong et al. Effect of support material pore size on the filtration behavior of dynamic membrane bioreactor. **Bioresource Technology**, [s.l.], v. 255, p.359-363, maio 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.biortech.2018.02.007>.
- DERELI, R.K.; ERSAHIN, M.E.; OZGUN, H.; OZTURK, I.; JEISON, D.; VAN DER ZEE, F.; VAN LIER, J.B. Potentials of anaerobic membrane bioreactors to overcome treatment limitations induced by industrial wastewaters. **Bioresource Technology**, v. 122, out. 2012. DOI: 10.1016/j.biortech.2012.05.139.
- DÍAZ, FLÓREZ, C. A. **Avaliação de protocolos de descarte e desaguamento da espuma acumulada no interior de separadores trifásicos de reatores UASB**. 2016. 83 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.
- ERSAHIN, M. E. et al. A review on dynamic membrane filtration: Materials, applications and future perspectives. **Bioresource Technology**, v. 122, p. 196–206, 2012.
- ERSAHIN, Mustafa Evren et al. Applicability of dynamic membrane technology in anaerobic membrane bioreactors. **Water Research**, [s.l.], v. 48, jan. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2013.09.054>.
- ERSAHIN, Mustafa Evren et al. Impact of anaerobic dynamic membrane bioreactor configuration on treatment and filterability performance. **Journal Of Membrane Science**, [s.l.], v. 526, mar. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.memsci.2016.12.057>.
- FORESTI, E.; FLORÊNCIO, L.; VAN HAANDEL, A.; ZAIAT, M.; CAVALCANTI, P. F. F. C. Fundamentos do Tratamento Anaeróbio. Cap. 2. In: CAMPOS, J.R. (coordenador). **Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo**. PROSAB, Rio de Janeiro, 436 p. (1999).
- HENZE, M.; LEDIN, A. Types, characteristics and quantities of classic, combined domestic wastewaters. In: LENS; P.; ZEEMAN, G.; LETTINGA, G. (eds.) **Decentralised sanitation and reuse: Concepts, systems and implementation**. London : IWA Publishing, 2001, p. 59-72.
- LI L.; XU G.; YU H.; XING J.; Dynamic membrane for micro-particle removal in wastewater treatment: Performance and influencing factors. **Science of the Total Environment**, 2018.
- LIN, H.j. et al. Sludge properties and their effects on membrane fouling in submerged anaerobic membrane bioreactors (SAnMBRs). **Water Research**, [s.l.], v. 43, n. 15, p.3827-3837, ago. 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2009.05.025>.
- LIU, Jiadong et al. Membrane fouling behavior in anaerobic baffled membrane bioreactor under static operating condition. **Bioresource Technology**, [s.l.], v. 214, p.582-588, ago. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.biortech.2016.05.016>.
- MARTI, N.; PASTOR, L.; BOUZAS, A.; FERRER, J.; SECO, A. Phosphorus recovery by struvite crystallization in WWTPs: Influence of the sludge treatment line operation. **Water Research**, v. 44, p. 2371-2379, 2010.
- MENG, F. et al. Effect of hydraulic retention time on membrane fouling and biomass characteristics in submerged membrane bioreactors. **Bioprocess Biosyst. Eng.**, v. 30, 2007.
- METCALF & EDDY, Inc. **Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse**. McGrawHill International Editions, 3 ed., New York, 1991.
- OMS – Organização Mundial da Saúde. Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater. Policy and regulatory aspects. WHO Library Cataloguing-in Publication Data, v.1, 2006.
- POLLICE, A.; VERGINE, P. 10 – Self-forming dynamic membrane bioreactors (SFD MBR) for wastewater treatment: principles and applications. In: MANNINA, G.; PANDEY, A.; LARROCHE, C.; NG, H. Y.; NGO, H. H. (Editors). **Current Developments in Biotechnology and Bioengineering**. Bari: Elsevier, 2020. p. 235 – 258.
- SALEEM, M; ALIBARDI L; LAVAGNOLO M C; COSSU R; SPAGNI A. Effect of filtration flux on the development and operation of a dynamics membrane for anaerobic wastewater treatment. **Journal of Environmental Management**, v. 180, p. 459 – 465, 2016.
- SHI, Y.; HUANG, J.; ZENG, G.; GU, Y.; HU, Y.; TANG, B.; ZHOU, J.; YANG, Y.; SHI, L. Evaluation of soluble microbial products (SMP) on membrane fouling in membrane bioreactors (MBRs) at the fractional and overall level: a review. **Rev Environ Sci Biotechnol**, v. 17, p. 7185, 2018.
- SHOENER, B. D. et al. Design of anaerobic membrane bioreactors for the valorization of dilute organic carbon waste streams. **Energy and Environmental Science**, v. 9, p. 1102 – 1112, 2016.
- SKOUTERIS, G.; HERMOSILLA, D.; LÓPEZ, P.; NEGRO, C.; BLANCO, A. Anaerobic membrane bioreactors for wastewater treatment:

A review. **Chemical Engineering Journal**, n. 198-199, p. 138-148, 2012.

SMITH, A. L. et al. Navigation wastewater energy recovery strategies: a life cycle comparison of anaerobic membrane bioreactor and conventional treatment systems with anaerobic digestion. **Environmental Science and Technology**, v. 48, p. 5972 – 5981, 2014.

SNIS, Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento. **Ranking do Saneamento Instituto Trata Brasil**. São Paulo: Go Associados, 2019. Disponível em: <http://www.tratabrasil.org.br/images/estudos/itb/ranking-2019/Relatório__Ranking_Trata_Brasil_2019_v11_NOVO_1.pdf>. Acesso em: 1 dez. 2019.

VAN LIER, J.B.; VAN DER ZEE, F.P.; FRIJTERS, C.T.M.; ERSAHIN, M.E. Celebrating 40 years anaerobic sludge bed reactors for industrial

wastewater treatment. **Reviews in Environmental Science and Bio/Technology**, v. 14, ago. 2015.. DOI: 10.1007/s11157-0159375-5.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3. Ed. Belo Horizonte: UFMG, 2005.

WANG, L., LIU, H., ZHANG, W. YU, T., JIN, Q., FU, B., LIU, H., Recovery of organic matters in wastewater by self-forming dynamic membrane bioreactor: Performance and membrane fouling, **Chemosphere**, 2018.

ZHAO, T., Study on the performance of anaerobic self-forming dynamic membrane (AnSFDM) for wastewater treatment and mechanism of AnSFDM formation and fouling. Dissertation. **Shandong University**, Chine (In Chinese), 2012.

Construção de curvas Intensidade-Duração-Frequência com cenários futuros de mudanças climáticas para a cidade de São Carlos - SP visando ao dimensionamento de técnicas compensatórias

Development of curves of Intensity-Duration-Frequency with future scenarios do climate change in São Carlos-SP, Brazil for the design of LID techniques

• **Data de entrada:**
14/08/2019

• **Data de aprovação:**
23/07/2021

Vivian Jochelavicius¹ | Eduardo Mario Mendiondo¹ | Marcus Nóbrega Gomes Júnior¹ | Marina Batalini de Macedo^{1*}

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.065>

ORCID ID

Jochelavicius V  <https://orcid.org/0000-0002-4219-3408>
Mendiondo EM  <https://orcid.org/0000-0003-2319-2773>

Gomes Júnior MN  <https://orcid.org/0000-0002-8250-8195>
Macedo MB  <https://orcid.org/0000-0003-2829-754X>

Resumo

No Brasil, os eventos extremos de precipitação ainda são uma das principais causas de desastres ambientais. Com os cenários de mudanças climáticas, os extremos tendem a se intensificar. Assim, é necessário desenvolver medidas adaptativas que possam lidar com esses problemas, reduzindo os riscos à população, como técnicas compensatórias de drenagem urbana (TC). No entanto, os dimensionamentos atuais não levam em consideração os cenários futuros de mudanças climáticas e seus efeitos não estacionários. Assim, é necessário desenvolver novas curvas intensidade-duração-frequência (IDF), para mesmas durações e tempos de retorno, considerando as mudanças climáticas. Esse trabalho visou a realizar o ajuste dessas curvas para a cidade de São Carlos. Para tal, foram feitas estimativas de dados máximos futuros com o modelo climático regional (RCM) Eta – HadGEM e Eta – MIROC5, para RCP 4.5 e 8.5, para anos futuros. Como resultado, espera-se que essas IDFs sejam incorporadas ao dimensionamento modular de TC para serem usadas como medidas adaptativas às mudanças climáticas.

Palavras-chave: Modelo climático regional. Intensidade de precipitação. Atualização de IDF.

Abstract

In Brazil, extreme events of precipitation are still one of the main causes of environmental disasters. With climate change scenarios, the extremes tend to intensify. Thus, it is necessary to develop adaptive measures that can address these problems by reducing the risks to the population, such as Low Impact Development practices (LID). However, the current scales do not take into account future scenarios of climate change, and their non-stationary effects. Therefore, it is necessary to develop new intensity-duration-frequency (IDF) curves for the same durations and return times. This work aimed to perform the adjustment of these curves to the city of São Carlos. For that, estimates of future maximum data were made with the regional climate model (RCM) Eta - HadGEM and Eta - MIROC5,

¹ Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo - São Carlos - São Paulo - Brasil.

***Autora correspondente:** marinabatalini@usp.br.

for RCP 4.5 for future years. As a result, these IDF's are expected to be incorporated into the modular design of LID, to be used as adaptive measures for climate change.

Keywords: Regional climate model. Rainfall intensity. IDF update.

1 INTRODUÇÃO

As principais causas de desastres no Brasil, atualmente, são os eventos extremos de inundações e secas (Santos, 2007; Young et al., 2015), que acometem principalmente os centros urbanos e produção agrícola. Tendo em vista que a principal atividade econômica do país é a exportação de commodities, esses desastres levam a importantes perdas econômicas, em nível nacional. Quando esses desastres acontecem nos centros urbanos, notam-se também perdas econômicas, em nível mais individual e normalmente acometendo pessoas de baixa renda, localizadas em regiões de risco, podendo haver inclusive perdas de vida. Além disso, os sistemas de abastecimento de água são comprometidos, afetando a segurança hídrica da população.

Adicionalmente, o acelerado processo de urbanização, que ocorre mundialmente desde a década de 30 e no Brasil se acelera na década de 50, ocasiona modificações estruturais e ambientais nas bacias urbanas, aumentando a pavimentação, reduzindo a infiltração no solo, aumentando a quantidade de poluentes depositados (Leopold, 1968; Konrad & Booth, 2005; Wong & Eadie, 2000; Stoven et al., 2012), por exemplo, como também modifica as condições sociais, gerando locais de vulnerabilidade e risco para a população. Como consequência dessas mudanças, há um expressivo aumento do escoamento superficial, fazendo com que os riscos do ciclo hidrológico natural se tornem um problema urbano. Eventos extremos de precipitação são elementos precursores de riscos à população (Santos, 2007; Young et al., 2015), com maior vulnerabilidade às inundações e deslizamentos.

Estes podem se agravar com as mudanças climáticas (Debortoli et al., 2017; Valverde & Marengo, 2010; Marengo et al., 2010).

Considerando os cenários de mudanças climáticas, os eventos extremos e suas consequências tendem a se tornar cada vez mais frequentes, conforme já se pode observar (Debortoli et al., 2017; Marengo et al., 2010). Aumento no volume de chuva, intensidade de chuva e incidentes de desastres naturais são consequências previstas pelos estudos (IPCC, 2007). Os estresses adicionais nas infraestruturas, construções e condições ambientais (Carmin et al., 2009), além da grande concentração populacional em centros urbanos (mais de 70% da população mundial até 2050), fazem com que as cidades sejam um dos principais palcos dos impactos das mudanças climáticas.

Após a problematização da importância das cidades no cenário de mudanças climáticas, tanto como contribuinte como sofrendo as consequências, as 40 maiores cidades do mundo formaram o grupo C40 para discutir e intercambiar ações e políticas de gestão pública que visem diminuir os impactos gerados e sofridos por elas, contando atualmente com outros centros urbanos. Em 2014 este grupo lançou um relatório de diagnóstico e avaliação de suas ações propostas. Neste relatório (C40, 2014), 90% das cidades que compõem o grupo indicam que as mudanças climáticas apresentam riscos significativos para suas cidades, sendo os principais associados a inundações e estresse hídrico. No mais, também apontam a drenagem como chave para gestão de riscos de inundações, em que os sistemas al-

ternativos de drenagem urbana ocupam o terceiro lugar nas ações mais realizadas pelo grupo.

Nota-se a importância da drenagem urbana como medida de adaptação para tornar as cidades mais resilientes, destacando o Brasil que, mesmo antes das mudanças climáticas, as inundações já se apresentavam como principal causa de desastres. As técnicas compensatórias de drenagem urbana (TC) se baseiam no reestabelecimento do ciclo hidrológico natural, ou de pré-urbanização, focando na infiltração da água e eficiência integrada no controle quali-quantitativo do escoamento. Assim, as técnicas variam entre infiltração induzida, retenção, (bio)filtração, controle na fonte de geração dos escoamentos (Eckart et al., 2017).

No entanto, algumas lacunas científicas ainda permanecem. Apesar de possuírem objetivo de retenção de cheias e remoção de poluentes da água de drenagem, os dimensionamentos atuais não levam em consideração os cenários futuros, em relação à mudança do uso e ocupação do solo (urbanização), mas principalmente aos efeitos não estacionários das mudanças climáticas. Assim, para que essas técnicas realmente possam ser utilizadas como medidas adaptativas frente aos cenários previstos pelo IPCC para mudanças do clima, é necessário incorporar esses fatores no dimensionamento.

Dessa forma, este estudo visa atender uma das perguntas que ainda faltam ser respondidas para o dimensionamento de TCs: como se podem incorporar as mudanças não-estacionárias no dimensionamento das técnicas? Para tal, propõe-se que o dimensionamento incorpore novas IDF's construídas a partir dos dados regionais de precipitação simulados para os cenários de emissão de gases do efeito estufa do IPCC. No entanto, essas IDF's ainda são desconhecidas e precisam ser construídas. É essa última lacuna que se visa atender com esse estudo.

Por fim, este estudo está integrado ao Projeto Temático INCT Mudanças Climáticas-II (FAPESP 2014/50848-9 e CNPq 465501/2014-1), liderada por CEMADEN/MCTIC e IAG/USP (MARENGO e AMBRIZZI, 2016). No INCT-MC anterior foram desenvolvidos estudos sobre impactos, adaptações, vulnerabilidade e inovação tecnológica relacionados às mudanças climáticas, contribuindo para os relatórios do IPCC AR5 e o PBMC, com resultados sobre extremos e variabilidades climáticas sobre a vulnerabilidade dos centros urbanos.

2 MATERIAL E MÉTODOS

Este estudo compõe outros projetos em desenvolvimento, dentro do tema de pesquisa maior sobre drenagem urbana alternativa e técnicas compensatórias. Dessa forma, a área de estudo abordada é definida como a cidade de São Carlos, SP, Brasil. Essa área experimental é representativa de outras localidades brasileiras com urbanização variando entre taxas médias a aceleradas. Em relação ao clima, a área de estudo é classificada como Cwa (clima subtropical úmido, com invernos secos e verões quentes), de acordo com a classificação de Koeppen. No mais, São Carlos apresenta uma temperatura média diária de 21.5 °C, umidade relativa média diária de 74.3% e média de precipitação anual de 1361.6 mm, com maior concentração no mês de janeiro e menor concentração em julho e agosto (EMBRAPA, 2017).

A metodologia é composta de três etapas principais: (1) sintetizar as curvas IDF's já existentes para a cidade de São Carlos com seus respectivos anos de elaboração e avaliação de necessidade de atualização para o cenário atual, (2) atualização da IDF para o cenário atual e verificação da sua aplicabilidade comparando com IDF's já consolidadas e, (3) sua atualização considerando diferentes cenários futuros de mudanças climáticas.

2.1 Metodologia de construção de curvas IDF

As curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) relacionam a intensidade máxima de chuva (mm/h) com sua duração (min) e seu tempo de retorno (anos). Essas curvas são importantes para determinar as intensidades máximas de precipitação, para elaboração de chuva de projeto para obras de engenharia. A equação da IDF é obtida a partir de uma série de dados de chuvas intensas, suficientemente longa e representativa para o local em questão, e segue o formato apresentado na Eq. 1. A metodologia de sua determinação já é bastante conhecida em literatura, e será apresentada resumidamente nessa seção.

$$I = \frac{K \times TR^m}{(t + t_0)^n} \quad (1)$$

onde: I é intensidade de precipitação (mm/h), TR é o tempo de retorno para determinada curva IDF (anos), t é o tempo de duração da chuva de projeto (min), e K , m , n e t_0 são parâmetros específicos a serem obtidos para cada localidade.

Primeiramente, foi realizada a análise da série histórica de precipitação, sendo considerados os anos que apresentam menos de 10 dias de falhas no ano e que não tiveram falhas no período chuvoso. Em seguida, é necessária a verificação da ocorrência de “outliers”, sendo desconsiderados os anos cujas máximas precipitações estavam fora do intervalo dos limites de “outlier”. Para tal verificação, foram realizados os seguintes passos: as precipitações foram colocadas em ordem decrescente; identificaram-se a mediana, o menor e o maior valor da série, a mediana entre o menor número da série e a mediana geral (Q_1) e a mediana entre o maior número da série e a mediana geral (Q_2). A seguir, foi calculado o interquartil (IQR) segundo a Eq. 2.

$$IQR = Q_3 - Q_1 \quad (2)$$

Assim, o limite de “outlier” (L_0) foi obtido pela Eq. 3.

$$L_0 = IQR \times 1,5 \quad (3)$$

Foram considerados “outliers” os valores da série abaixo de $(Q_1 - L_0)$ ou acima de $(Q_3 + L_0)$. Os valores da série histórica que se encontravam fora desse intervalo foram desconsiderados, a fim de se garantir um bom ajuste ao realizar o modelo probabilístico de Gumbel, conforme proposto por Pinheiro (2013).

Para a construção da curva IDF, calculou-se a média das máximas precipitações diárias de cada ano (\bar{X}) e seu desvio padrão (σ_x). Em função do tamanho da amostra N , consulta-se os valores da média reduzida (\bar{y}_n) e do desvio padrão reduzido (σ_n) para o método de Gumbel.

Em seguida, é necessário encontrar a equação de precipitação teórica para os tempos de retorno desejados, escolhidos aqui como 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Utilizando-se os tempos de retorno, determina-se o valor da variável de Gumbel (y) pela Eq. 4.

$$y = -\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{TR}\right)\right) \quad (4)$$

Assim, calcula-se o valor do fator de frequência $K1$ e da lâmina teórica ($X_{teórico}$) conforme Eq. 5 e 6.

$$K1 = \frac{y_1 - \bar{y}_n}{\sigma_n} \quad (5)$$

$$X_{teórico} = \bar{X} + K1 \cdot \sigma_x \quad (6)$$

As lâminas teóricas foram desagregadas para as durações de 5 min, 15 min, 30 min, 1 h, 6 h, 12 h e 24 h, utilizando desagregadores obtidos a partir dos dados observados por Barbassa (1991). Para a conversão da chuva diária na chuva de 24 ho-

ras utilizou-se o coeficiente de desagregação da chuva indicado por Cetesb (1979) para a cidade de São Paulo, com valor igual a 1,14. Posteriormente, as lâminas de precipitação são convertidas para intensidade de precipitação (mm/h).

Posteriormente, os parâmetros K, a, b e c da curva IDF (Eq. 1) são ajustados por regressão linear, a partir do método dos mínimos quadrados. Para tal, a Eq. 1 foi reescrita na forma da Eq. 7 e 8.

$$I = \frac{C}{(t + t_0)^n} \quad (7)$$

$$C = K \cdot TR^m \quad (8)$$

onde: C é um novo parâmetro de simplificação.

As duas equações são então linearizadas por meio de transformação logarítmica, obtendo-se as Eq. 9 e 10. Para fazer o ajuste linear, os dados de intensidade máxima de precipitação, duração da chuva e tempo de retorno também são logaritizados.

$$n(I) = \ln(C) - n \ln(t + t_0) \quad (9)$$

$$\ln(C) = \ln(K) + m \ln(TR) \quad (10)$$

Plotando os pares coordenados da Eq. 9 obtém-se o valor de n e os valores de C para cada TR. Para isso, o valor de TR é arbitrariamente escolhido de modo que o coeficiente de linearização das retas resulte o mais próximo de 1. Com os valores de C obtidos anteriormente, é plotado o gráfico proveniente da Eq. 10, determinando-se os valores de m e k. Por fim, obtendo-se todos os parâmetros para a cidade escolhida, pode-se escrever a equação de intensidade de chuvas e traçar o gráfico de IDF, para diferentes TR.

Nesse estudo, os dados históricos de precipitação foram obtidos do site do INMET para a cidade de São Carlos, sendo utilizada a série de 1961 a 2019. Após o cálculo da IDF para o cenário atual, os parâmetros da equação foram comparados com outras curvas IDFs já estabelecidas para São Carlos, de modo a confirmar o método utilizado. Os dados históricos de precipitação foram obtidos do site do INMET.

2.2 Atualização das IDFs para os cenários de mudanças climáticas

As estimativas de precipitação e outros parâmetros climáticos para os cenários futuros de mudanças climáticas para cada local são feitos com base em Modelos de Circulação Global (GCM), que fazem uma modelagem física dos processos climáticos frente aos cenários de concentração de gases do efeito estufa na atmosfera (IPCC, 2007).

Existem vários GCM utilizados atualmente, e seus resultados variam em precisão de acordo com o local, resolução espacial e temporal desejada. Esses modelos podem ser usados com diferentes finalidades. No caso desse trabalho, serão utilizados os valores estimados de precipitação, para atualização das IDFs considerando os cenários futuros. No entanto, esses modelos apresentam resolução espacial incompatível com a escala de bacia hidrográfica, principalmente quando se trata de drenagem urbana. Assim, para que os dados sejam utilizados com maior acurácia, é necessário fazer uma equivalência para escala reduzida. Esse processo é chamado de *downscaling*. Os modelos climáticos regionais já apresentam dados realizando o *downscaling* dinâmico e normalmente são mais indicados para dados de precipitação.

Assim, para este estudo, foram utilizados os modelos regionais de clima (RCM) desenvolvidos pelo INPE-PROJETA (CHOU et al., 2014 e LYRA et al., 2018) para a região de São Carlos, Brasil, com

base nos GCMs, sendo eles o Eta – HadGEM (5 x 5km) e Eta-MIROC5 (20x20km), para os cenários RCP 4.5 e 8.5 de forçante radioativa, representando um cenário mais otimista e pessimista de mudanças no clima.

Para o procedimento de correção de viés, empregou-se o programa CMHyd, uma vez que este apresenta código aberto e já vem sendo amplamente utilizado para modelagens hidrológicas com mudanças climáticas, principalmente ligadas ao modelo SWAT (*Soil and Water Assesment Tool*), um modelo em escala de bacia hidrográfica desenvolvido para prever os efeitos de diferentes usos, coberturas e manejos do solo na produção de água e sedimentos e na qualidade da água (Neitsch et al., 2009). No programa CMHyd, para a correção de viés foram utilizados 44 anos de dados sobrepostos históricos observados (pela estação do INMET) com dados históricos obtidos pelos modelos empregados, sendo utilizado o intervalo de 1961 a 2005, e o ajuste foi feito por meio dos métodos *distribution mapping* e *power transformation*.

Posteriormente, foi realizado o *downscaling* temporal para o período futuro de 2015 a 2099, procedimento necessário para construção das IDF's com mudanças climáticas (Srivastav et al., 2014; Simonovic et al., 2017; Saboia et al., 2017). Para o *downscaling* temporal, os dados de máximos diários foram desagregados em máximos subdiários com os fatores de desagregação obtidos por Barbassa (1991) e Cetesb (1979) para ambos os modelos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Revisão de IDF's para a cidade de São Carlos

Para a cidade de São Carlos, diversos autores propuseram diferentes curvas. Barbassa, em 1991, utilizou 27 anos de dados pluviográficos do período de 1950 a 1988 fornecidos pelo IN-

MET para proceder ao ajuste da IDF. Desenvolveu programas que forneceram as séries para cada duração de precipitação e realizou a verificação de aderência à curva de Gumbel.

Cavalcanti, Silva e Reis (2015) utilizaram dados do INMET (estação convencional e automática) e da rede de monitoramento implantada pela EES-C-USP. Os dados utilizados para a análise deveriam seguir os seguintes critérios: o mínimo de horas sem chuva entre eventos ser de 4 horas e a precipitação mínima acumulada durante o evento ser de 10 mm. Os autores verificaram que os dados da estação INMETa apresentam inconsistências e, assim, a estação INMETc foi considerada mais confiável e foi utilizada como referência para a análise de consistência dos postos da rede de monitoramento instalada mais recentemente.

Outros estudos mais antigos também apresentaram seus parâmetros específicos para a cidade de São Carlos, sendo esses apresentados de forma resumida na Tabela 1. Observando a diversidade dos valores de intensidades de chuva obtidos por meio das diferentes IDF's existentes para São Carlos, indica-se a necessidade da atualização da equação de chuva.

Tabela 1 - Parâmetros das IDF's já consolidadas para a cidade de São Carlos

Referência	K	m	t0	n
Barbassa (1991)	1681,8	0,199	16,00	0,936
Righetto (1998)	1519	0,236	16,00	0,935
SMOP (2014)	1681,8	0,199	16,00	0,916
Cavalcanti, Silva e Reis (2015)	1504	0,1307	12,24	0,8274

Fonte: Cavalcanti, Silva e Reis (2015)

3.2 Atualização da IDF para São Carlos no cenário atual

Utilizando-se a metodologia apresentada, foi construída a IDF para São Carlos apresentada na Eq. 11 e, graficamente, na Fig. 1. Para fins de comparação com as IDF's já consolidadas para a

cidade de São Carlos, a Fig. 2 apresenta a comparação da curva obtida nesse estudo com as previamente apresentadas na Tabela 1, para os tempos de retorno de 5 e 50 anos.

$$I = \frac{845,4 \times TR^{0,1703}}{(t + 12)^{0,764}} \quad (11)$$

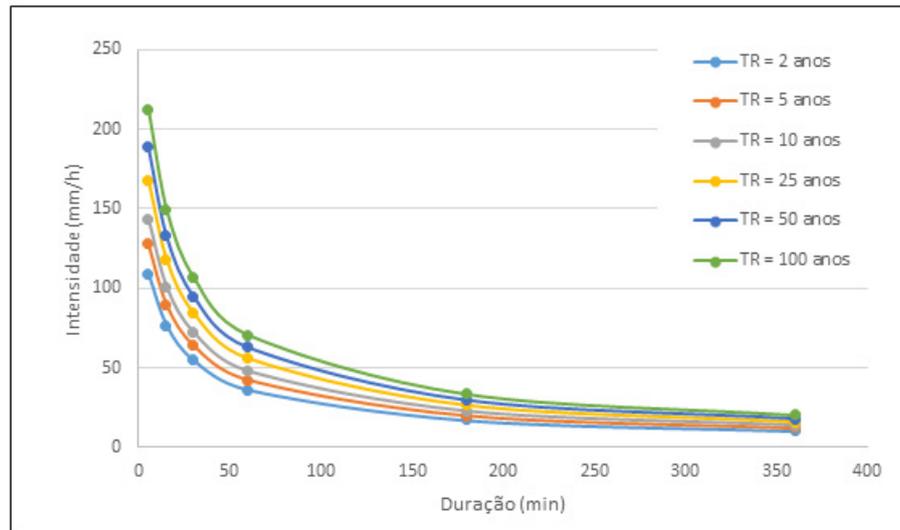


Figura 1 - IDF atualizada para os Tempos de Retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos

A curva obtida foi comparada com as outras curvas apresentadas, sendo mais próxima da proposta por Cavalcanti, Silva e Reis (2015), pois, por ser a mais recente, tem dados de precipitação mais similares com a construída nesse artigo. Quanto menor o tempo de retorno e a duração da chuva, maiores são as diferenças entre as curvas. A discrepância maior ocorreu entre a curva obtida e a proposta por Righetto (1998) (in CAVALCANTI, SILVA E REIS, 2015).

As diferenças entre as curvas são dadas tanto pela quantidade e atualidade dos dados históricos obtidos como tratamento dos dados (verificação de falhas e outliers), mas também apresentam grande influência dos desagregadores, como já apresentado anteriormente no trabalho de Cavalcanti, Silva e Reis (2015). Assim, recomenda-se maior estudo relacionado aos desagregadores subsidiários, como também, quando

possível, utilização de dados históricos que apresentem resolução espacial menor (como de minuto, ou horários). No entanto, no Brasil ainda é difícil encontrar uma base de dados com tamanho suficientemente grande que apresente essa resolução espacial necessária.

3.3 Atualização da IDF para São Carlos para períodos futuros com projeções climáticas

Verificaram-se as precipitações máximas diárias para cada um dos anos de 2015 a 2099 com os modelos Eta - HadGEM e Eta - MIROC5, para RCP 4.5 e 8.5. Com os valores obtidos utilizando-se os modelos de correção de viés (*Distribution Mapping - DM* e *Power Transformation - PT*), construíram-se novas IDFs que incorporam esses cenários de mudanças climáticas e cujos parâmetros são apresentados na Tabela 2 e 3.

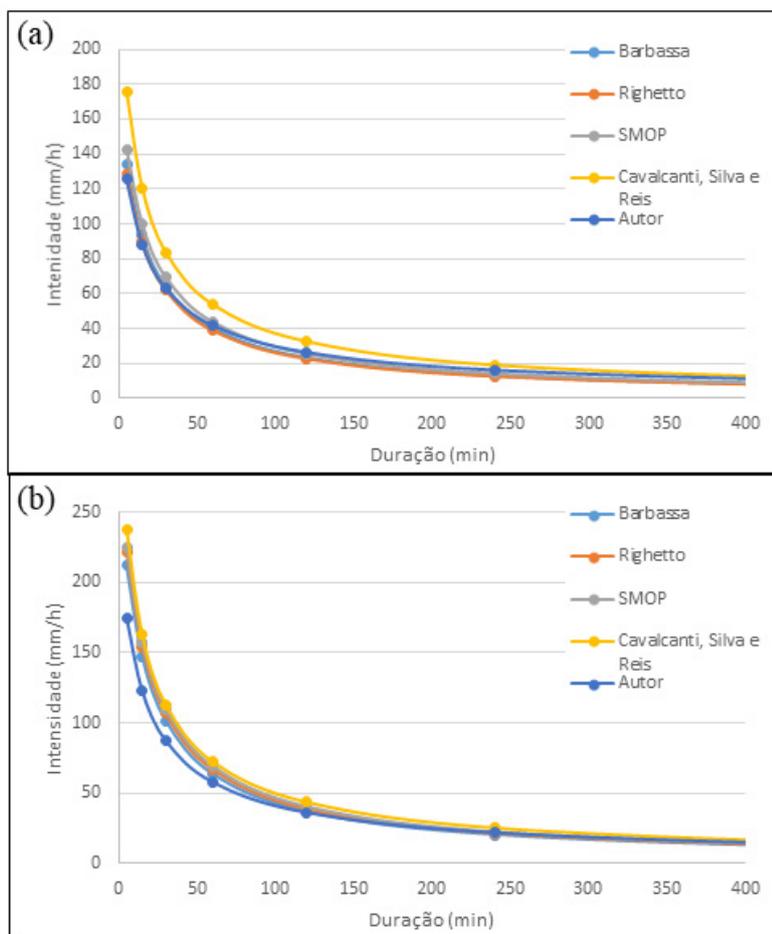


Figura 2 - Comparação de IDFs de diversos autores para TR de (a) 5 anos e (b) 50 anos

Para melhor visualização e futuros dimensionamentos, as IDFs são apresentadas para dois períodos: de 2015 a 2050 e de 2050 a 2099. Os dados para o modelo climático HadGEM apresentavam inconsis-

tências e, por esse motivo, foi realizada a atualização apenas para o RCP 4.5. Por esse motivo também, são apresentadas para discussão posterior apenas as IDFs construídas a partir do modelo MIROC5.

Tabela 2 - Parâmetros das IDFs obtidas para o período de 2015 a 2050 e para cada modelo incorporando mudanças climáticas

	MIROC5 RCP 4.5		MIROC5 RCP 8.5		HadGEM RCP 4.5	
	DM	PT	DM	PT	DM	PT
K	764.56	772.40	890.52	899.82	978.48	883.24
a	0.30	0.31	0.22	0.22	0.26	0.27
b	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
c	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76

Tabela 3 - Parâmetros das IDF's obtidas para o período de 2051 a 2099 e para cada modelo incorporando mudanças climáticas

	MIROC5 RCP 4.5		MIROC5 RCP 8.5		HadGEM RCP 4.5	
	DM	PT	DM	PT	DM	PT
K	965.94	1007.77	1034.01	1036.49	858.77	725.96
a	0.21	0.26	0.20	0.24	0.31	0.44
b	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
c	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76

As Fig. 3 e 4 apresentam as IDF's de forma gráfica obtidas por meio do modelo MIROC5, para os cenários RCP 4.5 e 8.5, para os modelos DM e PT, para os períodos de 2015 a 2050 e 2051 a 2099, respectivamente. Para o período de 2015 a 2050 (Fig. 5), a diferença entre os dois modelos de correção de viés utilizados é mínima, de forma que há uma sobreposição quase comple-

ta das curvas para ambos os cenários, embora seja possível observar que há uma ligeira discrepância para o cenário RCP 4.5 e TR 50 anos. Já para o período mais futuro (intervalo 2051 a 2099, Fig. 4), as diferenças entre os modelos se acentuam, de forma que há uma menor sobreposição de curvas para o RCP 4.5 e para tempos de retorno maiores.

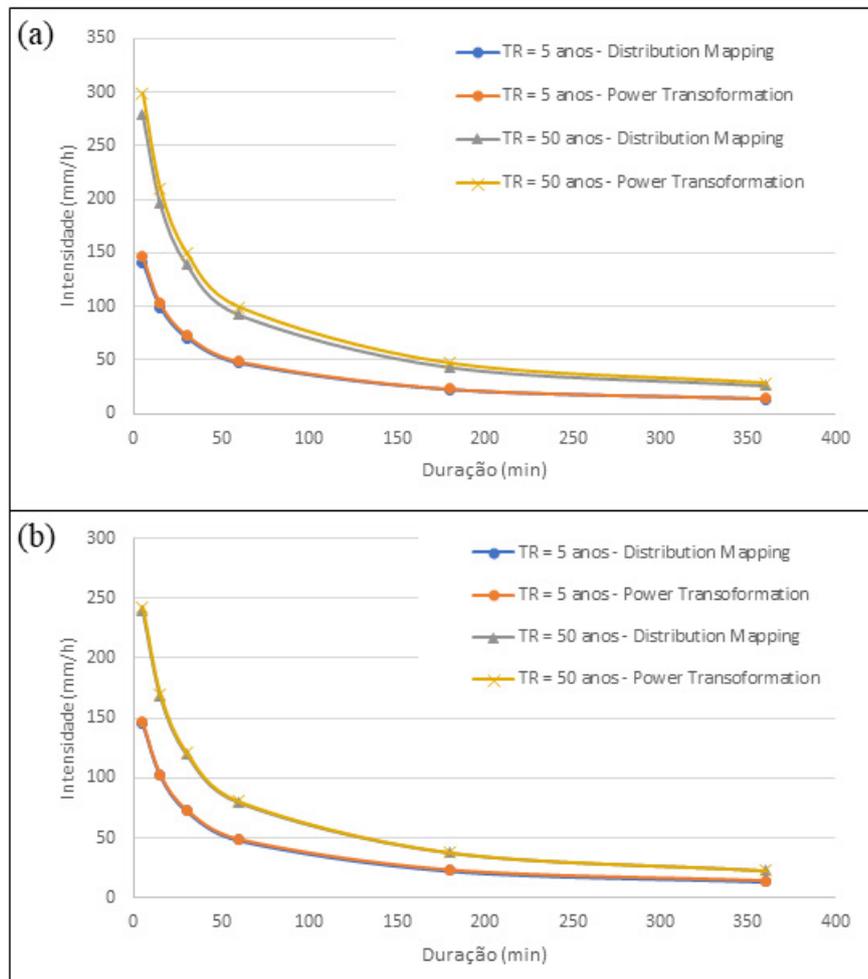


Figura 3 - IDF's para o período de 2015 a 2050 para (a) RCP 4.5 e (b) RCP 8.5

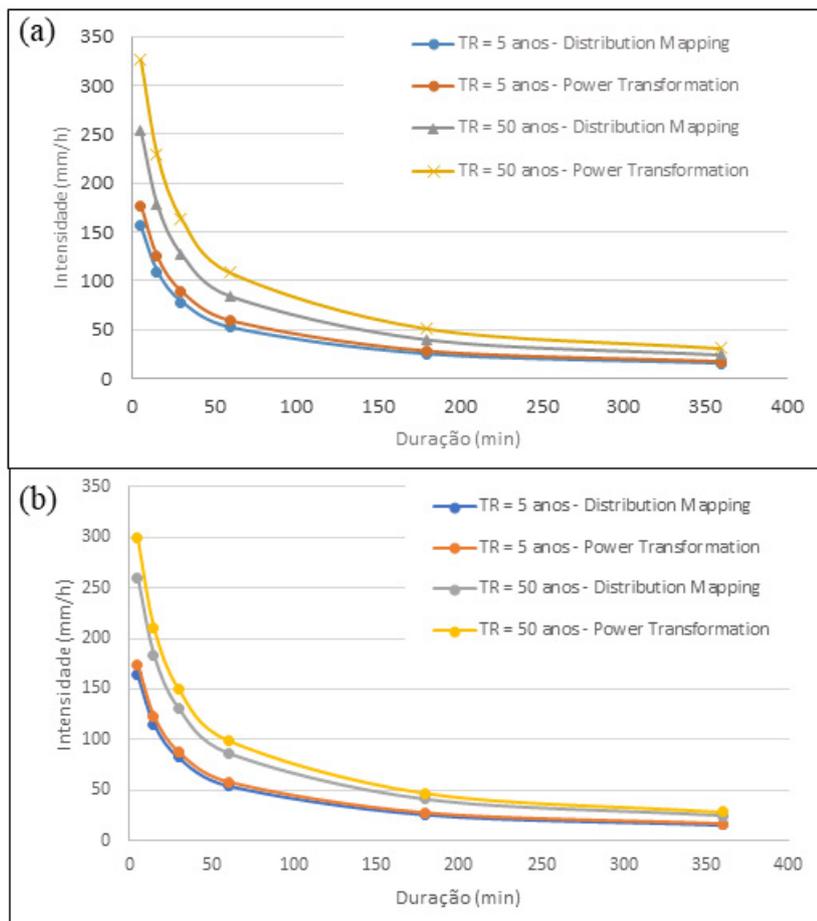


Figura 4 - IDFs para o período de 2051 a 2099 para (a) RCP 4.5 e (b) RCP 8.5

Os tempos de retorno maiores representam maiores intensidades de precipitação. Além disso, de acordo com os trabalhos de Chou et al. (2014) e Lyra et al. (2018), também foi obtido que o aumento da forçante radioativa irá ocasionar uma maior seca na região sudeste do Brasil, porém podendo ter eventos de precipitação mais intensos. Assim, os cenários RCP 4.5 com tempo de retorno maior representam maiores volumes de precipitação, comparativamente com o cenário RCP 8.5 e menores tempos de retorno. Dessa forma, percebe-se que há uma maior importância do modelo de downscaling escolhido quanto maior a magnitude da intensidade de precipitação. Assim, a escolha do modelo de downscaling a ser utilizado deve levar em consideração o tipo de variável climática

a ser avaliada e, para o caso de precipitação, o intervalo de magnitude a ser avaliado.

Existem incertezas intrínsecas aos modelos futuros de mudanças climáticas (tanto para os GCMs como os RCMs), mesmo após os métodos de downscaling e correção de viés, que já fazem o ajuste dos dados futuros projetados com base em uma diminuição dos erros entre os dados históricos projetados e os dados históricos observados. Essas incertezas devem ser levadas em consideração quando utilizados os dados projetados futuros tanto para estudos de simulação como para sua utilização em dimensionamento de obras (como no caso de chuva de projeto por meio de IDFs). Devido à dificuldade de calcular essas incertezas estatisticamen-

te, Willems & Vrac (2011) sugeriram a utilização de cenários de variabilidade, em que se consideram diferentes modelos, diferentes métodos de downscaling e correção de viés e diferentes cenários de projeção de emissão de gases de efeito estufa. O tomador de decisão deve levar esses cenários de variabilidade em consideração durante a escolha dos parâmetros e dados de entrada nos diferentes estudos ou dimensionamento de obras. Para o caso de estruturas de drenagem, há uma maior segurança na obra e redução da ocorrência de falhas se as estruturas são dimensionadas considerando o limite externo superior do cenário de variabilidade,

que resulta em eventos de maior magnitude. Assim, recomenda-se a utilização do modelo PT e cenário de forçante radioativa que cause maior volumes e intensidades de chuva.

Nas Fig. 5 e 6, exploram-se as diferenças das IDFs considerando as mudanças climáticas em relação à IDF construída para a cidade de São Carlos com base nos dados observados. Para os tempos de retorno de 5 e 50 anos e duração de 30 minutos, são apresentadas na Tabela 4 as diferenças relativas percentuais quando se compara a IDF obtida para São Carlos com os dados históricos (IDF atual) e com dados que incorporam mudanças climáticas.

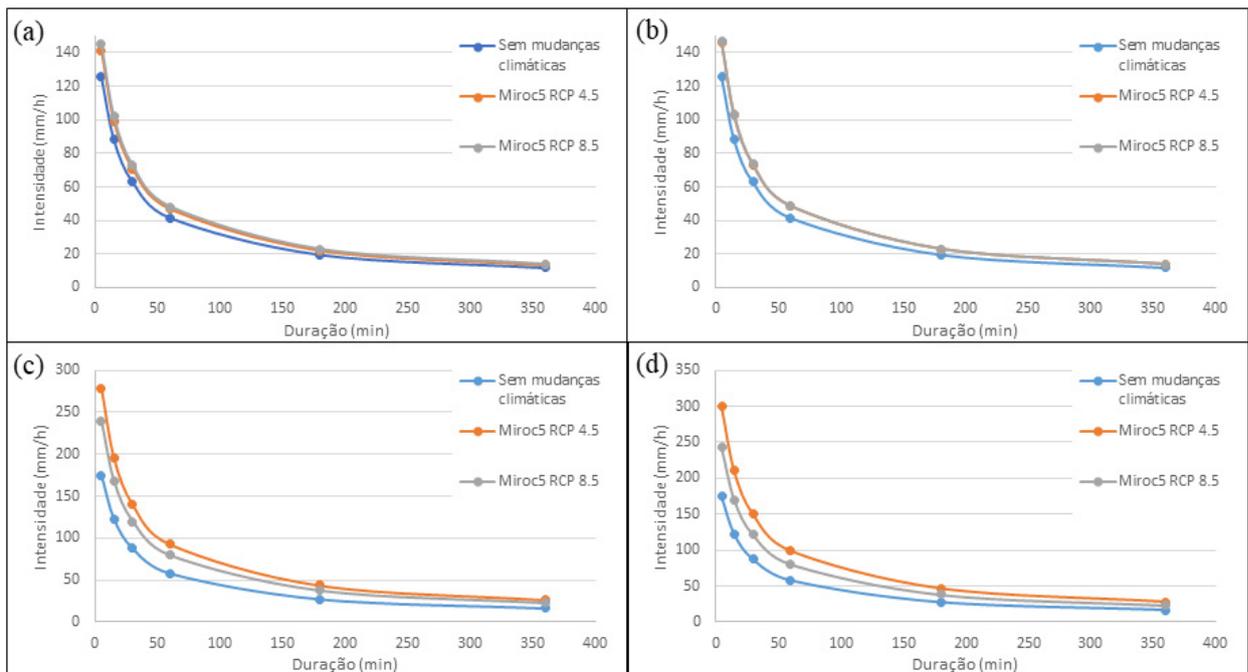


Figura 5 - Comparação das IDFs para o período atual e para o período de 2015 a 2050 com mudanças climáticas: (a) DM para TR 5 anos, (b) PT para TR 5 anos, (c) DM para TR 50 anos e (d) PT para TR 50 anos.

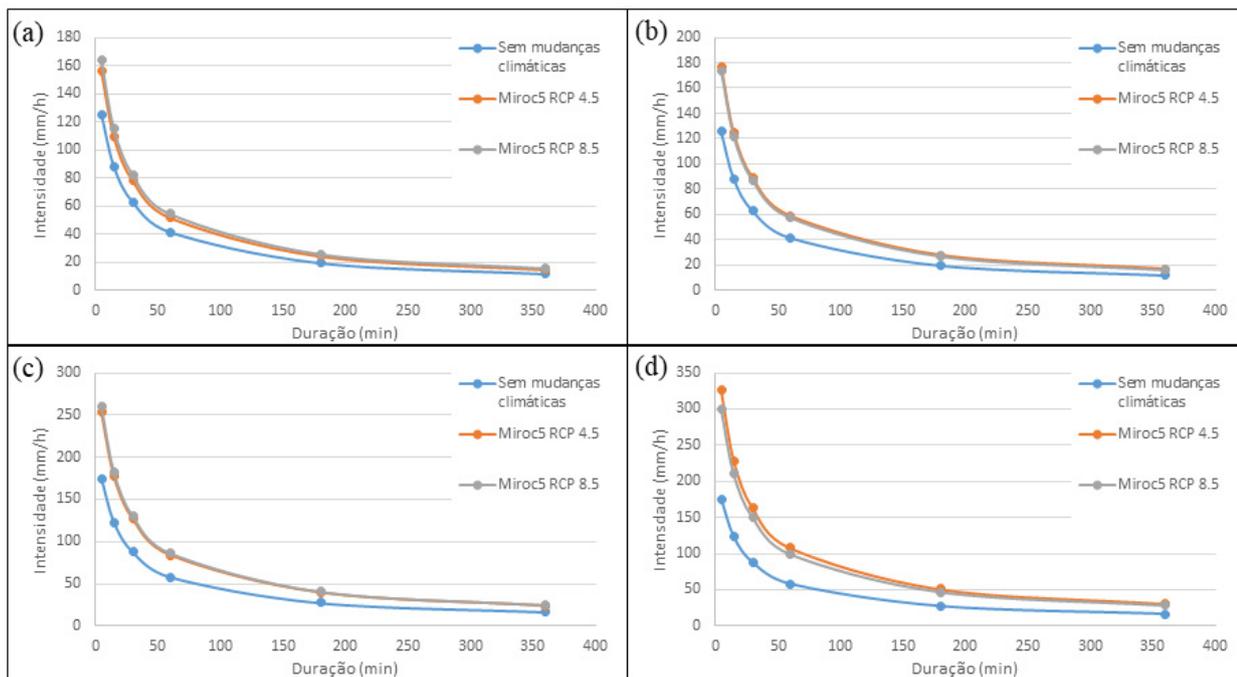


Figura 6 - Comparação das IDFs para o período atual e para o período de 2051 a 2099 com mudanças climáticas: (a) DM para TR 5 anos, (b) PT para TR 5 anos, (c) DM para TR 50 anos e (d) PT para TR 50 anos.

Tabela 4 - Diferenças relativas entre as intensidades de precipitação em relação à IDF atual de São Carlos

	2015 a 2050		2050 a 2099	
	TR = 5 anos		TR = 5 anos	
	MIROC5 RCP 4.5	MIROC5 RCP 8.5	MIROC5 RCP 4.5	MIROC5 RCP 8.5
DM	13%	16%	24%	31%
PT	58%	46%	41%	39%
	TR = 50 anos		TR = 50 anos	
	MIROC5 RCP 4.5	MIROC5 RCP 8.5	MIROC5 RCP 4.5	MIROC5 RCP 8.5
	DM	59%	37%	45%
PT	40%	17%	86%	71%

Percebe-se que, tanto para o RCP 4.5 como para o 8.5, as intensidades de precipitação são maiores que as calculadas para a IDF sem mudanças climáticas, sendo que as diferenças são acentuadas quanto maior o tempo de retorno estudado, ou seja, maiores intensidades e volumes de precipitação, assim como para a influência do modelo de correção de viés. A diferença relativa chega a atingir valores de até 86% para o cenário MIROC5 com RCP 4.5, TR de 50 anos, para modelo PT e período 2051 a 2099, sendo esse o ce-

nário mais crítico em relação a volume e intensidade de chuva. No entanto, mesmo para TR de 5 anos e período 2015 a 2050, o menor valor de diferença relativa é de 13%. Esses incrementos nas precipitações geram uma diferença significativa nos volumes das estruturas alternativas de drenagem urbana a serem dimensionadas para mitigação de cheias. Se não forem levados em consideração os cenários futuros no dimensionamento das obras, haverá uma defasagem mais rápida, aumentando os riscos da população.

4 CONCLUSÃO

Como conclusão deste trabalho, percebe-se que as mudanças climáticas influenciarão os padrões de precipitação no futuro de forma a aumentar a intensidade de precipitação. A atualização de IDF considerando os efeitos não estacionários das mudanças climáticas deve ser feita para a obtenção de chuvas de projeto mais realistas para os cenários futuros. Considerando esses efeitos, as obras de drenagem urbana conseguirão ser projetadas de forma a prevenir e mitigar os efeitos dos eventos extremos para um cenário de médio e longo prazo.

Entretanto, devido às incertezas intrínsecas presentes tanto nos GCMs e RCMs como na própria construção da IDF, é importante que os projetos de engenharia lidem com cenários de incerteza estatísticas ou de variabilidade. Neste estudo, foi apresentado um cenário de variabilidade para a cidade de São Carlos, considerando diferentes métodos de correção de viés e cenários de projeção. Os incrementos de intensidade de precipitação para os cenários futuros variaram de 13 a 58% para TR de 5 anos e intervalo de 2015 a 2099, sendo o menor incremento para o método de correção de viés DM e projeção RCP 4.5 e com maior incremento para o método de correção de viés PT e também para projeção RCP 4.5. Já no caso do período de retorno de 50 anos, os incrementos são maiores (entre 17 e 86%), sendo o menor incremento para o método PT e projeção RCP 8.5 e maior incremento para o método PT e projeção RCP 4.5.

Assim, o tomador de decisão deve adotar o cenário de variabilidade que atenda ao objetivo da obra a ser dimensionada. Para obras de drenagem urbana com visão mais conservadora, aconselha-se adotar cenários com maior incremento de precipitação para reduzir os riscos de falha das estruturas. No entanto, os cenários com maior incremento de precipitação terão maiores dimensões, ocasionando em maiores custos. Estudos de otimização multi-critério podem ser feitos para auxiliar na obtenção do tamanho ótimo das estruturas.

5 AGRADECIMENTOS

Agradeço ao CNPq pela bolsa de iniciação científica para realização desse projeto e ao Projeto Temático INCT Mudanças Climáticas-II (FAPESP 2014/50848-9 e CNPq 465501/2014-1).

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Macedo MB, Mendiondo, EM, e Jochelavicius V; **Metodologia:** Macedo MB, Jochelavicius V e Gomes Junior MN; **Investigação:** Jochelavicius V e Macedo MB; **Redação – Primeira versão:** Jochelavicius V, Macedo MB, Gomes Junior, MN; **Redação – Revisão & Edição:** Jochelavicius V e Macedo MB; **Aquisição de Financiamento:** Mendiondo, EM; **Recursos:** Mendiondo, EM; **Supervisão:** Mendiondo, EM

7 REFERÊNCIAS

- BARBASSA, A. P. **Simulação do efeito da urbanização sobre a drenagem pluvial da cidade de São Carlos – SP.** 1991, Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1991. 312 p.7
- C40, **Climate Action in Megacities: C40 Cities Baseline and Opportunities.** Volume 2.0. Feb, 2014. Acesso em: 21 out 2016. Disponível em: <http://issuu.com/c40cities/docs/c40_climate_action_in_megacities/149?e=10643095/6541335> .
- CARMIN, J.; ANGUELOVSKI, I. **Planning Climate Resilient Cities: Early Lessons from Early Adapters.** 2009.
- CAVALCANTI, D. O.; SILVA, D. F.; REIS, L. F. R. Análises preliminares de dados de monitoramento das bacias urbanas do município de São Carlos – SP. In: XXI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Brasília. 2015. 8p. **Anais...**
- CETESB. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Drenagem Urbana: manual de projeto.** São Paulo, 1979. 476p.
- CHOU, S. C., LYRA, A., MOURÃO, C., DERECZYNSKI, C., PILOTTO, I., GOMES, J., ... & CAMPOS, D. Assessment of climate change over South America under RCP 4.5 and 8.5 downscaling scenarios. **American Journal of Climate Change**, v. 3, n.5, p. 512-525, 2014. <https://doi.org/10.4236/ajcc.2014.35043>
- DEBORTOLI, N. S.; CAMARINHA, P. I. M.; MARENGO, J. A.; RODRIGUES, R. R. An index of Brazil's vulnerability to expected increases in natural flash flooding and landslide disasters in

context of climate change. **Nat Hazards**, <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2705-2>, 2017.

ECKART, K.; MCPHEE, Z.; BOLISETTI, T.. Performance and implementation of low impact development—a review. **Science of The Total Environment**, v. 607, p. 413-432, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.06.254>

EMBRAPA. **Condições Meteorológicas Estação da Embrapa Pecuária Sudeste**. Disponível em: <<http://www.cppse.embrapa.br/meteorologia/index.php?pg=caracterizacao>>. Acesso em: 01 jun. 2017.

IPCC. **Contribution of working groups I, II and III to the fourth assessment report of the intergovernmental panel on climate change**. Geneva, Switzerland, p. 104, 2007.

KONRAD, C.P., BOOTH, D.B. Hydrologic changes in urban streams and their ecological significance. **American Fisheries Society Symposium**. v. 47, p. 157–177, 2005.

LEOPOLD, L.B. Hydrology for urban land planning: A guidebook on the hydrological effects of urban land use. Circ. No. 554. U.S. **Geological Survey**, Washington, DC. 1968.

LYRA, A., TAVARES, P., CHOU, S. C., SUEIRO, G., DEREZYNSKI, C., SONDERMANN, M., ... & GIAROLLA, A. Climate change projections over three metropolitan regions in Southeast Brazil using the non-hydrostatic Eta regional climate model at 5-km resolution. **Theoretical and Applied Climatology**, v. 132, n.1-2, p. 663-682, 2018. <https://doi.org/10.1007/s00704-017-2067-z>

MARENGO, J. A.; SCHAEFFER, R.; ZEE, D.; PINTO, H. S. **Mudanças climáticas e eventos extremos no Brasil**. Disponível em: http://www.fbds.org.br/cop15/FBDS_MudancasClimaticas.pdf. Acesso em Out., 2010.

MARENGO, J. A., AMBRIZZI, T. **Programa INCT Mudanças Climáticas (INCT-MC-II)**, CNPq 465501/2014-1. 2016.

NEITSCH, S. L.; ARNOLD, J. G.; KINIRY, J. R.; WILLIAMS, J. R.; **Soil and Water Assessment Tool – Theoretical documentation**, Version 2009. Texas Water Resources Institute, 2011.

PINHEIRO, E. C. **Contribuições e influência e modelagem de valores extremos**. Tese (Doutorado). Instituto de Matemática e Estatística da Universidade de São Paulo. 2013. 171p.

SABÓIA, M. A. M., SOUZA FILHO, F. A., ARAÚJO JUNIOR, L. M.; SILVEIRA, C. S. Climate changes impact estimation on urban drainage system located in low latitudes districts: a study case in Fortaleza–CE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 22, 2017. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011716074>

SANTOS. **Vulnerabilidade ambiental: desastres naturais ou fenômenos induzidos?** MMA, 2007.

SRIVASTAV, R.K., SCHARDONG, A., SIMONOVIC, S.P. Equidistance Quantile Matching Method for Updating IDF Curves Under Climate Change. **Water Resources Management: An International Journal**, 28(9): 2539-2562, 2014. : <https://doi.org/10.1007/s11269-014-0626-y>

SIMONOVIC, S.P. Adapting to Climate Change: a Web Based Intensity-Duration-Frequency (IDF) Tool, **Geotechnical news**, 35(3):40-42, 2017.

VALVERDE, M. C.; MARENGO, J. A. Mudanças na circulação atmosférica sobre a América do Sul para cenários futuros de clima projetados pelos modelos globais do IPCC AR4. **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. 25, n. 1, p. 125-145, 2010. <https://doi.org/10.1590/S0102-77862010000100011>

WILLEMS, P., & VRAC, M. Statistical precipitation downscaling for small-scale hydrological impact investigations of climate change. **Journal of Hydrology**, v. 402 n.3-4, p. 193-205, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.02.030>

WONG, T.H.F., EADIE, M.L. Water sensitive urban design—a paradigm shift in urban design. In: Xth World Water Congress, 12:16. http://gabeira.locaweb.com.br/cidadesustentavel/biblioteca/%7B30788FE6-98A8-44E5-861E-996D286A78B3%7D_Wong1.pdf. 2000. **Anais...**

YOUNG, C. E. F.; AGUIAR, C.; SOUZA, E. **Valorando Tempestades: Custo econômico dos eventos climáticos extremos no Brasil nos anos de 2002 – 2012**. Observatório do clima. São Paulo, 2015.

Remoção de umidade de lodo anaeróbio de UASB em leito de secagem com piso de blocos drenantes

Moisture removal from anaerobic UASB sludge in a drying bed with drainage blocks floor

• **Data de entrada:**
03/03/2020

• **Data de aprovação:**
03/08/2021

Sabrina Mariel Corrêa da Silva^{1*} | Cali Achon² | Gustavo Henrique Ribeiro da Silva³

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.066>

ORCID ID

Silva SMC  <https://orcid.org/0000-0002-2294-0592>

Achon C  <https://orcid.org/0000-0001-5819-8089>

Silva GHR  <https://orcid.org/0000-0002-0741-8966>

Resumo

Diante do aumento da fiscalização ambiental e do volume de lodo gerado durante o tratamento de esgoto, concessionárias de saneamento têm buscado alternativas mais econômicas e eficientes para o desaguamento do lodo, visando à redução de custos e facilitando a destinação ambientalmente adequada. O leito de secagem com piso de blocos drenantes é uma modalidade de desaguamento natural, que inclui a fase de drenagem e secagem do lodo, e pode ser visto como alternativa promissora para sistemas de tratamento de esgoto de pequeno porte. Portanto, o presente trabalho analisou o desaguamento de lodo anaeróbio nas fases de drenagem e secagem, em leito piloto de piso de blocos drenantes em três períodos do ano distintos. O leito com piso de blocos drenantes mostrou-se eficiente na drenagem do lodo reduzindo mais de 65% do volume de lodo, após 24h do descarte, independentemente da concentração do lodo. Em relação à secagem, em todos os ensaios o lodo alcançou acima de 20% de ST em apenas 8 dias. As condições climáticas influenciaram a fase de secagem, principalmente a umidade relativa do ar e precipitação, propiciando em 22 dias de secagem valores de ST próximos a 30% em dois ensaios e acima de 60% para o ensaio realizado no inverno.

Palavras-chave: Desaguamento de Lodo. Secagem de lodo. Leito de Secagem. Bloco Drenante.

Abstract

In view of the increase in environmental inspection and the volume of sludge generated during sewage treatment, sanitation concessionaires have been searching for more economical and efficient alternatives for sludge dewatering, aiming at reducing costs and facilitating environmentally adequate disposal. The wedge wire drying bed is a natural dewatering modality, encompassing the drainage and drying phase of the sludge, and seen as a promising alternative for small-sized sewage treatment systems. The efficiency of natural dewatering systems depends on the type and concentration of the sludge and also on the climatic conditions that influence natural drying. Therefore, the present work analyzed the dewatering of anaerobic sludge without polymer in the drainage and drying phases, in a pilot wedge wire sludge bed, with three different concentrations of total solids (%ST) in the sludge, and consequently the application rate of solids (ARS) in three different periods of the year. The wedge wire sludge bed proved

¹ Mutação Sustentável - Lins - São Paulo - Brasil.

² UFSCar - São Carlos - São Paulo - Brasil.

³ Universidade Estadual Paulista - Bauru - São Paulo - Brasil.

* **Autora correspondente:** sabrina.eng.amb@gmail.com.

to be efficient in sludge drainage reducing more than 65% of the sludge volume, after 24h of the discharge, regardless of the ARS. Regarding to its drying phase, in all trials, the sludge reached above 20%ST in only 8 days. After 22 days of drying, the climatic conditions influenced mainly the relative air humidity and precipitation, providing ST values close to 30% in two trials and over 60% for the winter test.

Keywords: Sludge dewatering. Sludge drying. Drying bed. Wedge wire.

1 INTRODUÇÃO

O lodo, resíduo gerado durante o tratamento de esgotos, tem recebido maior atenção por parte das concessionárias de saneamento devido ao desafio de atingir o gerenciamento sustentável, em atendimento à legislação da Política Nacional dos Resíduos Sólidos (PNRS), intitulada pela Lei 12.305 de agosto de 2010 (BRASIL, 2010), a qual determina que o resíduo sólido deverá ter sua destinação ambientalmente correta, antes da disposição dos rejeitos, ou seja, quando os resíduos não possuem mais possibilidade de serem tratados e recuperados. Nessa vertente, o lodo após sua digestão é considerado um biossólido, isto é, um resíduo rico em matéria orgânica e nutrientes com quantidade de patógenos reduzida a níveis que possibilitam a sua reutilização na agricultura desde que estejam de acordo com a Resolução Conama nº 498 (BRASIL, 2020), que define os critérios e procedimentos para a aplicação de biossólido gerado em Estação de Tratamento de Esgotos (ETEs) em solos.

Mas, antes de qualquer destinação hoje disponível, o lodo precisa ser preparado, o que acarreta em uma elevação dos custos de operação para o gerador, pois o gerenciamento do lodo pode significar de 20 a 60% do custo total da ETE (VON SPERLING et al., 2007).

Por esses motivos, as empresas têm buscado a melhor solução para cada ETE, pois o adequado planejamento para destinação final do lodo é determinado a partir de uma série de características, desde a concepção e tecnologia do tratamento do esgoto, que influencia na quantidade e tipo do

lodo, até nas etapas de preparação do lodo que incluem: adensamento, estabilização, desaguardamento (drenagem e secagem) e higienização.

No Brasil, apesar do uso das tecnologias mecanizadas ter aumentado nos últimos anos, ainda existe a tendência de optar pelo leito de secagem para o desaguardamento de lodo, principalmente em ETE de pequenos municípios e, visto que além do clima do país ser propício à secagem natural, a população de 44% dos municípios brasileiros está abaixo de 10.000 habitantes (IBGE, 2015), o que classifica ETE de pequeno porte. Devido também ao clima quente, existe uma maior propensão do tratamento do esgoto destes pequenos municípios a conter tratamento anaeróbio por reator UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*), o qual gera um lodo do tipo anaeróbio digerido.

As vantagens da utilização de leitos de secagem são: baixo valor de investimento, simplicidade operacional, baixo consumo de energia elétrica, baixa sensibilidade a variações nas características do lodo e torta de lodo com alto teor de sólidos. No entanto, se essa solução for mal aplicada ou operada, as desvantagens se sobressaem, que são: elevada área requerida para instalação, necessidade de estabilização prévia do lodo, influência do clima no desempenho da secagem, lenta remoção do lodo seco, elevada mão de obra para limpeza, restrição no teor de sólidos final do lodo e facilidade de colmatação da camada filtrante, que pode causar em perda da mesma e aumentar os custos com manutenção.

Com o objetivo de minimizar as desvantagens dessa solução natural de desaguardamento, o lei-

to de secagem tem sido modificado, e variações desse sistema têm surgido, dentre as quais podemos destacar o leito de secagem com piso de blocos drenantes.

O bloco drenante é um meio filtrante em polipropileno que substitui as camadas de brita e areia de um leito convencional, o qual já possui aplicação no Brasil por indústria e concessionária de águas e esgotos. No entanto, ainda existe pouco estudo sobre o seu desempenho.

Por esse motivo, este artigo tem como objetivo analisar de uma forma exploratória a remoção de umidade de lodo anaeróbio digerido em um piloto de leito de secagem com piso de blocos drenantes, avaliando as fases de drenagem e secagem, sem uso de produtos químicos (condicionantes) e considerando a influência das condições climáticas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O bloco drenante utilizado nesta pesquisa é de polipropileno, com medidas de 30x30cm com 5cm de altura e segundo o fabricante possui 12% de área livre com aberturas cônicas de 0,07mm (EMICOL). Na Fig. 1 é apresentado o bloco drenante utilizado no leito piloto.

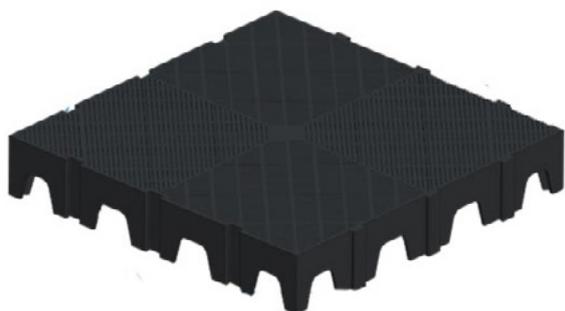


Figura 1 - Bloco drenante em polipropileno.
(Fonte: Emicol)

Para a realização dos testes, construiu-se um leito piloto com medidas internas de 90x90cm por 28cm de altura, com o total de 9 blocos drenantes. Em um dos lados do leito foi colocada uma válvula para drenagem da água livre do lodo.

O lodo foi coletado em uma ETE, que trata atualmente 636 L.s⁻¹, cujo sistema de tratamento é composto por tratamento preliminar, tratamento biológico com reatores UASB, tratamento físico-químico e flotação por ar dissolvido, desinfecção com radiação ultravioleta e pós-aeração por escada hidráulica. As amostras de lodo para a realização dos testes foram coletadas na saída de um dos reatores UASB, na primeira válvula de descarte de lodo com altura de 1,40 m da base do reator, para se obter o lodo mais concentrado.

O volume de lodo desaguado foi determinado a partir da altura de camada de lodo de 20 cm acima do piso de bloco drenante, ou seja, 25 cm no total. Sendo assim, o volume total descartado foi de aproximadamente 202,5 L em todos os testes. Nos testes realizados, não foi adicionado condicionante, a fim de verificar o desempenho e eficiência da fase de drenagem sem uso de produtos químicos. Após seu preenchimento até a altura de 20cm foi estabelecido um tempo de repouso para ocorrer a decantação e conseqüentemente a separação do lodo mais concentrado no fundo. O tempo de repouso de 20min foi estipulado a partir do primeiro teste após ser possível notar a clarificação e separação na superfície do lodo.

Após o tempo de repouso, a válvula de drenagem foi aberta, e a partir do 11^o (décimo primeiro) minuto foi medida a altura da camada de lodo para estimar a redução de volume no tempo durante a drenagem. Também foi coletada amostra do lodo bruto descartado para determinação de teor inicial de sólidos totais conforme a metodologia SMEWW 2540 (APHA; AWWA; WEF, 2011). Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros de controle e os tempos de coleta de dados durante a fase de drenagem.

Tabela 1 - Parâmetros de controle durante a fase de drenagem.

Controle/Tempo(min)	1	11	31	41	51	61	71	81	91	101
Altura		x	x	x	x	x	x	x	x	x
Coleta de Amostra	x	x	x		x			x		x

A Taxa de aplicação de sólidos (TAS) de cada ensaio foi determinada de acordo com a Eq. 1, que relaciona o teor de sólidos totais do lodo bruto (ST), a densidade média do lodo (ρ) de 1030 kg m^{-3} , o volume de lodo aplicado no leito (V) em m^3 e a área de fundo do piloto (A) $0,81 \text{ m}^2$.

$$\text{TAS} [\text{kgST} \times (\text{m}^{-2})] = (\text{ST} \times \rho \times V) \times A^{-1} \quad (1)$$

Após a fase de drenagem, foi determinada a altura de camada de lodo inicial para a fase de secagem. Para acompanhamento da fase de secagem do lodo, foram coletadas amostras da torta de lodo em triplicata, após 24 horas do descarte, e mais cinco amostras em triplicata durante todo o período de secagem. As médias para o teor de sólidos foram relacionadas com o tempo de secagem para reproduzir a curva de secagem.

Foram realizados três testes com o lodo anaeróbio em escala piloto. O TP (teste piloto) 1 foi iniciado no dia 10 de maio de 2016, estação de

outono no Brasil. O TP 2 foi iniciado no dia 27 de agosto de 2016, estação de inverno. E por fim, o TP 3 iniciou-se no dia 19 de novembro, estação de primavera.

Durante o período de secagem informações sobre as condições climatológicas, como temperatura e umidade do ar, radiação solar, velocidade do vento e precipitação, foram extraídas do site do Instituto Nacional Meteorológico (INMET) da Estação Automática A711 para relacionar a influência no processo de secagem natural do lodo.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Desaguamento do lodo: taxa de aplicação de sólidos (TAS).

Na Tabela 2 são apresentadas as condições iniciais dos testes realizados: o volume de lodo aplicado, o teor de sólidos totais do lodo bruto e a TAS em kgST.m^{-2} , determinada de acordo com a Eq. 1.

Tabela 2- Condições iniciais dos testes: volume, teor de sólidos totais do lodo bruto e TAS.

Teste	Volume inicial de lodo bruto (L)	Teor de sólidos totais do lodo bruto (%ST)	Taxa de aplicação de sólidos (kgST.m^{-2})
TP 1	202,5	1,2	3
TP 2	202,5	2,8	7
TP 3	202,5	4,4	11

3.2 Desaguamento do lodo: fase de drenagem

Na Fig. 2 é apresentada a redução de volume para os três testes durante a fase de drenagem do lodo, obtido por meio da medição da altura

reduzida ao longo do tempo. Ao compará-las, percebe-se uma similaridade na redução do volume de lodo em 24h (1140min), acima de 70% para o TP 1 e, acima de 65% para o TP 2 e o TP 3.

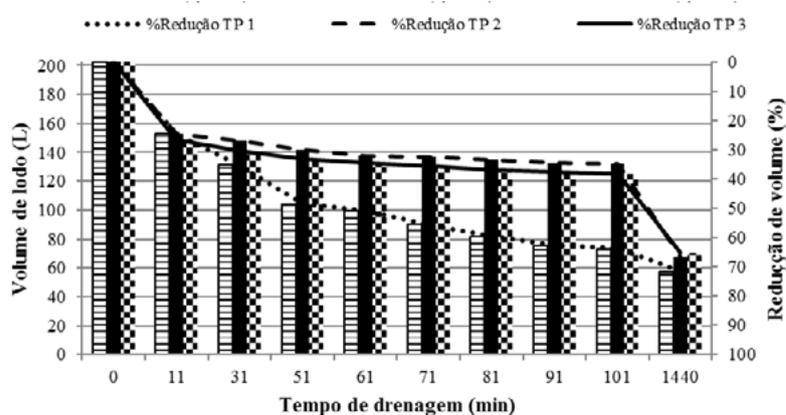


Figura 2 - Redução de volume de lodo durante a drenagem.

Como o teor inicial de sólidos totais do lodo dos testes TP 2 e TP 3 é mais elevado, 2,8% e 4,4%, respectivamente, nota-se na Fig. 2 que a redução de volume no TP 2 e TP 3 foi menor até os 101min de drenagem, porém atingiu valores muito próximos do TP 1 após 24h (1440min). Isso indica que, para uma duração de drenagem pré-determinada em 24h em leito com piso de bloco drenante, a variação de TAS aplicada não influenciou significativamente na eficiência de redução de volume para o mesmo tipo de lodo, com isso a aplicação

de TAS de 11 kgST. m⁻² traria vantagem com otimização de área.

Após 24h do descarte foi caracterizado como o fim da fase de drenagem e início da fase de secagem, pois praticamente toda a água livre já havia sido drenada com a vazão de drenagem de 0,2 L.min⁻¹, não sendo possível mais visualizar água drenando. Para avaliar a eficiência dessa etapa, foi medida a altura de camada de lodo inicial e determinado o teor de sólidos da torta de lodo (lodo desaguado), os quais estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Altura da camada e umidade do lodo desaguado após a fase de drenagem (24h).

Ensaio	% ST no lodo bruto (inicial)	Altura de camada de lodo no leito após 24h (cm)	% ST do lodo desaguado após 24h
TP 1	1,2	6,5	13,9
TP 2	2,8	7,7	14,4
TP 3	4,4	8,5	13,0

Como pode ser observado na Tabela 3, quanto maior a %ST no lodo bruto e consequente TAS, maior a altura da camada de torta de lodo formada após a drenagem da água livre. Por outro lado, os resultados do teor de sólidos totais no lodo ao final da fase de drenagem (após 24h) foram aproximados para os três testes, atingindo

valores de 13,9%, 14,4% e 13,0% de ST, para TP 1, TP 2 e TP 3 respectivamente. Embora o TP 3 tenha atingido o menor valor para %ST após 24h, pode-se considerar insignificante em relação à média de 13,8%ST. Logo, a aplicação da TAS de 11 kgST. m⁻² se apresentou vantajosa em relação às demais.

3.3 Desaguamento do lodo: fase de secagem

Após 24h do descarte, iniciou-se a etapa de secagem, e o %ST inicial é aproximadamente o mesmo para os três testes, 13,9% para TP 1, 14,4% para o TP 2 e 13,0% para o TP 3.

A partir dos dados de teor de sólidos totais e de tempo, foi possível reproduzir as curvas de secagem para os testes TP 1, TP 2 e TP 3, que estão ilustradas na Fig. 3.

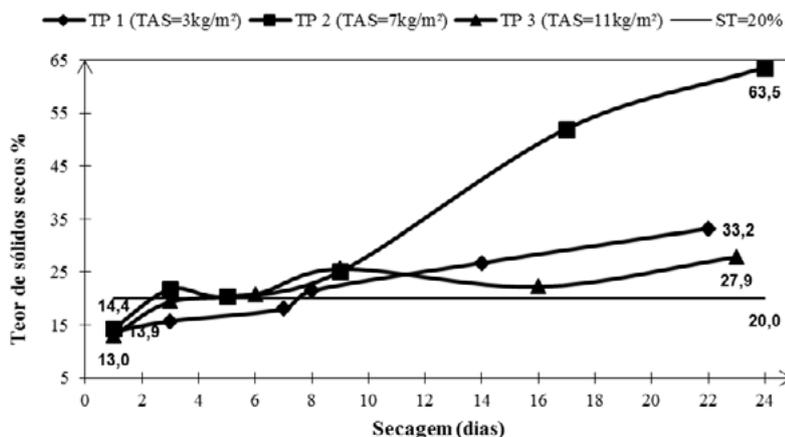


Figura 3 - Curvas de secagem do TP 1, TP 2 e TP 3.

Analisando a Fig. 3, nota-se uma similaridade no comportamento dos três testes até o 10º dia da fase de secagem, sendo que o %ST atingido em menos de 8 dias foi acima de 20%, independentemente da TAS de cada teste e das condições climáticas do período. No entanto, dentro praticamente da mesma duração de secagem (de 22 a 24 dias), os valores para %ST final foram diferentes. O TP 1 atingiu 33,2%ST, o TP 2 atingiu 63,5%ST e o TP 3 atingiu 27,9% ST.

Na Tabela 4 têm-se as condições climáticas médias diárias e precipitações acumuladas para os

três períodos de secagem. Como pode ser observado na Tabela 4, durante o TP 2, que foi realizado no inverno, as condições climáticas foram mais favoráveis para a secagem do que os outros dois testes (TP 1 e TP 3) realizados no outono e primavera, pois a umidade relativa do ar média foi menor, a radiação solar média foi maior, causando aumento de temperatura, e ainda ocorreu menos chuva durante o teste. Segundo Vanzetto (2012), a evaporação da água no lodo é mais rápida quando a temperatura do ar é alta, a umidade relativa do ar é baixa e há ventilação para renovação do ar.

Tabela 4 - Condições climáticas durante o TP 1, TP 2 e TP 3.

Teste	Estação	Período (dias)	Temperatura Média (°C)	Umidade Média (%)	Vel. Vento (m.s ⁻¹)	Radiação Média (kJ.m ⁻²)	Precipitação Acumulada (mm)
TP 1	Outono	22	17,9	85	1,50	13.620,7	151,2
TP 2	Inverno	24	20,5	66,5	1,75	20.098,5	39,6
TP 3	Primavera	23	21,8	77,2	1,75	19.240,3	202,2

Ao analisar as condições de temperatura, umidade e radiação do TP 3, é possível afirmar que o que prejudicou a evolução da secagem do lodo neste caso foi a precipitação, umidificando o lodo, que seria praticamente anulado por uma cobertura plástica transparente tipo estufa agrícola no leito piloto, o qual já tem sido aplicado para leitos de secagem (COMPARINI, 2001; FERREIRA, 2001; ANDREOLI et al., 2001).

Ao comparar com os resultados obtidos por Mortara (2011), o leito com piso de blocos drenantes apresentou vantagem na secagem se comparado ao leito de drenagem com manta geotêxtil. O teor de sólidos final encontrado por Mortara (2011) em 20 dias de secagem foi de 23,7%, para TAS de 13,6 kgST.m⁻² iniciando a etapa de secagem com quase 12%ST. Segundo Mortara (2011), o

período de secagem foi entre fevereiro e março de 2011, estação de verão no Brasil, o que caracteriza alta temperatura e radiação solar. O TP 3 com TAS de 11 kgST.m⁻² o qual ocorreu durante esta estação da primavera, poderia ter encerrado a etapa de secagem com 9 dias quando atingiu 25,7%ST, valor este próximo e até mesmo mais alto comparado ao teor de sólido total alcançado por equipamento mecânico de desaguamento que usam condicionantes.

Outra característica do lodo que está relacionado com o teor de matéria orgânica é o seu encolhimento na secagem. O encolhimento consiste na redução do tamanho do lodo devido à perda de água na secagem. Na Fig. 4 está ilustrada a alteração do aspecto do lodo TP 1 durante a secagem.

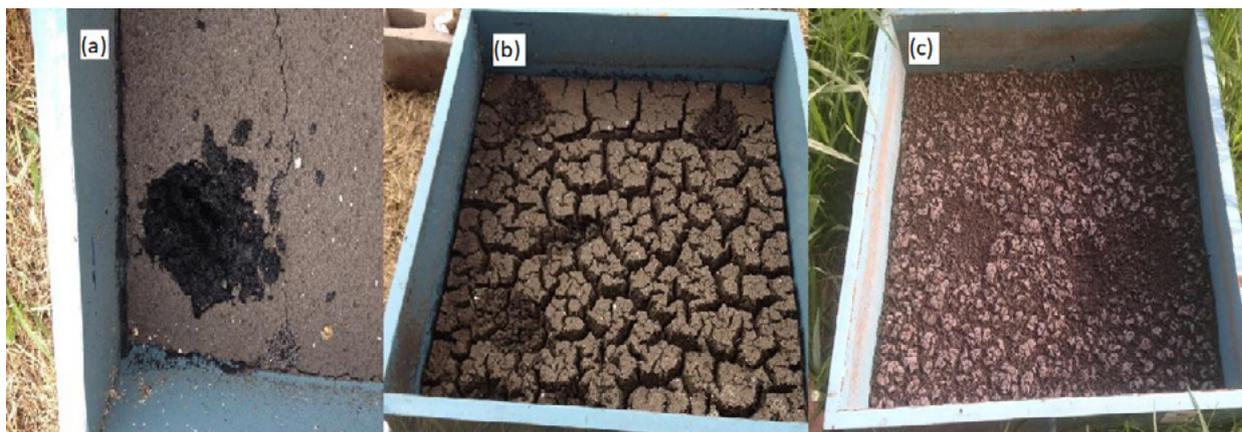


Figura 4 - Aspecto do lodo durante a secagem: a) lodo pastoso b) lodo com rachaduras c) lodo granular

A imagem (a) refere-se ao lodo com 1 dia de secagem, aspecto pastoso de cor escura característica do lodo anaeróbio, na imagem (b) está apresentado o lodo com a presença de várias rachaduras formadas em 14 dias de secagem e coloração mais clara; e por fim, na imagem (c) está apresentado o lodo com aspecto granular e encolhido, mais seco, cor mais clara na camada mais exposta do que as camadas inferiores com 22 dias de secagem.

4 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos a partir dos testes em escala piloto de leito de secagem com piso de blocos drenantes para lodo anaeróbio digerido se mostraram satisfatórios, apresentando uma drenagem eficiente, reduzindo acima de 65% o volume de lodo após um dia do descarte, independentemente da taxa de aplicação de sólidos (TAS) no leito.

Em relação à secagem, as condições climáticas se mostraram determinantes no resultado final, principalmente a umidade relativa do ar, pois para o mesmo tipo de lodo, mesmo método de operação e condições iniciais de secagem semelhantes, os valores finais de teor de sólidos totais foram diferentes para os três períodos analisados.

Quanto à taxa de aplicação de sólidos, os resultados obtidos comprovam que fixar uma TAS para dimensionar um leito não é suficiente para determinar o processo de drenagem e secagem, sendo que poderá ocorrer variação no teor de sólido total no lodo e variação das condições climáticas que influem na secagem e umidade final. Porém, para o lodo com característica anaeróbia de reator UASB, a TAS que se mostrou mais vantajosa na aplicação obtendo os mesmos resultados na drenagem foi a de 11 kgST.m⁻².

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Silva SMC, Achon C; **Metodologia:** Silva SMC e Achon C; **Investigação:** Silva SMC; **Redação – Primeira versão:** Silva SMC; **Redação – Revisão & Edição:** Silva SMC, Achon C, Silva GHR; **Aquisição de Financiamento:** Silva GHR; **Recursos:** Silva SMC, Achon C, Silva GHR; **Supervisão:** Silva GHR.

6 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) - Código Financeiro 001; Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) 309064/2018-0 e 427936/2018-7. Os autores agradecem ao Laboratório de Saneamento do DECiv do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), e a Estação de Tratamento de Esgotos Mon-

jolinho do Serviço Autônomo de Águas e Esgoto de São Carlos.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION; AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION; WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION. **Standard methods for the examination of water and wastewater.** 22º ed. Washington. 2005.

ANDREOLI et al. Desidratação de Lodo de Esgotos. In: ANDREOLI, C.V. **Resíduos sólidos do saneamento: processamento, reciclagem e disposição final.** Rio de Janeiro. ABES. 2001. Cap III. pag. 57-86.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209: Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário.** Brasília 2011.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. **Lei nº 12.305**, de 02 de agosto de 2010. Brasília, DF, Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=636>>. Acesso em: 28 de agosto de 2016.

BRASIL. **Resolução CONAMA N.º 498** de 19 de agosto de 2020. Define critérios e procedimentos para produção e aplicação de biossólido em solos, e dá outras providências. Ministério do Meio Ambiente, Conselho Nacional do Meio Ambiente, 2020a, 21 p.

EMICOL. **Imagem bloco drenante.** Disponível em: <<http://www.brasworld.net/site/secagem-de-lodo/bloco-drenante/>>. Acesso em: 30 de julho de 2015.

COMPARINI, J.B. **Estudo do decaimento de patógenos em biossólidos estocados em valas e em biossólidos submetidos à secagem em estufa agrícola.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001. 278p.

DAVID, A. C. **Secagem térmica de lodos de esgoto. Determinação da umidade de equilíbrio.** Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica USP, São Paulo. 2002. 163p.

FERREIRA, A. C. **Monitoramento da secagem e desinfecção de lodo anaeróbio em leito de secagem com uso de estufa plástica e biogás.** Dissertação (Mestrado em Agronomia). Universidade Federal do Paraná. 2001. 112p.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo 2015.** Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/projecao_da_populacao/2013/default.shtm>. Acesso em: 28 agosto de 2016.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_auto_graf>. Acesso em: 10 de outubro de 2016 e 03 de janeiro de 2017.

MORTARA, F. C. **Utilização de leitos de drenagem no desaguamento de lodos anaeróbios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011. 241p.

RUIZ, T., WISNIEMSKI, C., KAOSOL, T., PERSIN, F. Influence of organic content in dewatering and shrinkage of urban residual sludge under controlled atmospheric drying. **Institution of Chemical Engineers**, 2017. Vol 85 (B1) 104-110p. Disponível em: < [http://www.psep.ichemejournals.com/article/S0957-5820\(07\)71392-7/abstract](http://www.psep.ichemejournals.com/article/S0957-5820(07)71392-7/abstract)>. Acesso em: 25 de abril de 2017.

SNIS - Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **20º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos**. Brasília: Ministério das Cidades, 2014. 212 p.

USEPA - Environmental Protect Agency. **Design manual: Dewatering Municipal Wastewater Sludge**. 1a ed. Cincinnati: EPA, 1987.

VANZETTO, A. S. **Análise das alternativas tecnológicas de desaguamento de lodos produzidos em estações de tratamento de esgoto**. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). Universidade de Brasília, Distrito Federal. 2012. 185p

VON SPERLING, M. (Org.); ANDREOLI, C. V; FERNANDES, F. **Sludge treatment and disposal**. 1. ed. Londres: IWA Publishing, 2007. v. 1. 244p.

WANG, L.K. et al. Drying Beds. In: **Handbook of Environmental Engineering**, Volume 6: Biosolids Treatment Processes. Totowa, NJ: Wang et al, 2007. cap 13, p. 403-430.

Avaliação do crescimento de *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp em efluente doméstico tratado

Evaluation of Scenedesmus sp and Chlorella sp growth in treated domestic effluent

• **Data de entrada:**

07/08/2019

• **Data de aprovação:**

12/08/2021

Rafaela Seara Santos¹ | Andreza Pereira Mendonça² | Ana Lúcia Denardin da Rosa¹ | Wanderley Rodrigues Bastos¹ | Elisabete Lourdes do Nascimento^{1*}

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.067>

ORCID ID

Santos RS  <https://orcid.org/0000-0002-8006-1166>

Mendonça AP  <https://orcid.org/0000-0001-7252-715X>

Rosa ALD da  <https://orcid.org/0000-0003-0470-5115>

Bastos WR  <https://orcid.org/0000-0002-2105-9947>

Nascimento EL  <https://orcid.org/0000-0003-2157-6415>

Resumo

O objetivo deste trabalho foi avaliar a utilização de efluente doméstico tratado para o crescimento de *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp e o potencial dessas microalgas para a remoção de nutrientes. Os efluentes foram coletados em maio (experimento com *Scenedesmus* sp) e setembro de 2016 (experimento com *Chlorella* sp). Diluiu-se o efluente com água destilada em concentrações de 25% e 50%, e houve um tratamento sem diluição. No controle utilizou-se meio ASM-1. O experimento durou 15 dias, e a cada três dias foram realizadas análises de nutrientes, densidade de microlagas, pH e temperatura. O maior aumento na densidade foi obtido no T100%. Houve a redução dos teores dos nutrientes para as duas microalgas testadas. No T25%, para a *Scenedesmus* sp a redução foi de 81,3% para amônia e 44% para o fósforo. Já para a *Chlorella* sp a remoção de amônia foi de 70% e a de fósforo de 60%. O efluente foi eficiente para o crescimento das cepas e paralelamente reduziu as concentrações de nutrientes.

Palavras-chave: Microalga. Crescimento. Remoção de nutrientes.

Abstract

The objective of this work was to evaluate the use of treated domestic effluent for the growth of *Scenedesmus* sp and *Chlorella* sp and the potential of these microalgae for the removal of nutrients. The effluents were collected in May (experiment with *Scenedesmus* sp) and September 2016 (experiment with *Chlorella* sp). The effluent was diluted with distilled water at concentrations of 25% and 50%. One of treatments were maintained without dilution and ASM1 culture medium was used as a control. The experiment lasted 15 days, and every three days, analysis of nutrients, microalgae density, pH and temperature were performed. The greatest increase in density was obtained at T100%. There was a reduction in the levels of nutrients for the two microalgae tested. At T25%, for *Scenedesmus* sp the reduction was 81.3% for ammonia and 44% for phosphorus. For *Chlorella* sp, the removal of ammonia was 70% and that of phosphorus was 60%. The effluent was efficient for the growth of the strains and at the same time reduced the concentrations of nutrients.

Keywords: Microalgae. Growth. Nutrient removal.

¹ Universidade Federal de Rondônia - Porto Velho - Rondônia - Brasil.

² Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Rondônia - Porto Velho - Rondônia - Brasil.

* **Autora correspondente:** elisabetenasascimento@unir.br.

1 INTRODUÇÃO

O mundo, em meio à problemática de caráter ambiental, sofre com a exploração intensa de seus recursos naturais, tendo em vista a satisfação de interesses econômicos e, ainda, aos índices de consumo da sociedade. Como consequência, esse aumento gradativo da demanda por recursos naturais tem gerado, cada vez mais, uma grande quantidade de resíduos, tornando esses recursos muitas vezes escassos pelo fato de frequentemente encontrarem-se poluídos e degradados.

Diante desse cenário, busca-se estabelecer uma ligação entre desenvolvimento econômico e proteção ambiental, desenvolvendo-se novos produtos, novas alternativas de processos e técnicas eficientes no combate e mitigação da poluição (Pena et al., 2017). Sendo assim, os processos biológicos surgem como uma possibilidade interessante no combate à poluição e na geração de novos produtos, visto que esses processos utilizam o metabolismo microbiano para degradar e remover poluentes, gerando produtos menos nocivos ao meio ambiente, como relatado por Schimitz et al., 2012. Podem ser utilizados microrganismos como bactérias, fungos e microalgas.

A biomassa das microalgas possui um excelente potencial biotecnológico, devido às inúmeras aplicações nas indústrias alimentícias, farmacêuticas e químicas, além da obtenção de biocombustíveis. Para a produção de biomassa de microalgas a baixo custo, é crucial o aprimoramento de um sistema menos oneroso. Entre os fatores que mais encarecem o cultivo de microalgas está o meio de cultura sintético.

Uma opção economicamente viável, que atualmente tem sido discutida, é o aproveitamento de efluentes industriais ou domésticos como meio de cultura alternativo, pois os efluentes têm uma elevada carga de nutrientes para o cultivo de microalgas (AZEREDO, 2012; CARDOSO et al., 2011; COSTA, 2018; GUPTA et al., 2016, LABBÉ

et al., 2017, NEVES et al., 2013; OLIVEIRA, 2013; OLIVEIRA et al., 2018, NI et al., 2018; SCHMITZ et al., 2012).

Além da produção de biomassa, que pode ter diferentes fins biotecnológicos, as microalgas oferecem uma solução eficaz para tratamento de efluentes sanitários, devido a sua capacidade absorverem nutrientes (nitrogênio e fósforo). Estudos com esta temática têm sido cada vez mais frequentes (ANTÔNIO et al., 2013; CAI et al., 2013; CAVALCANTI et al., 2014; CHRISTENSON e SIMS, 2013; MATA et al. 2010, 2016; PIRES et al., 2018; SILVA, 2014; PENA et al., 2017; ZHOU, 2014).

Desta forma, o objetivo deste trabalho foi avaliar o efeito de efluente doméstico tratado sob o crescimento das espécies *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp. Paralelamente, avaliar o potencial para remoção de nutrientes do efluente por essas espécies.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

As amostras de efluente doméstico utilizadas para o desenvolvimento do experimento foram coletadas na lagoa facultativa pertencente ao Sistema Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) do município de Cacoal no Estado de Rondônia nos meses de maio e setembro de 2016. Esta lagoa foi selecionada pois foi verificado em ensaios preliminares que a mesma apresentava elevadas concentrações de nutrientes, os quais são essenciais para o crescimento das microalgas. Além disso, é a última lagoa de tratamento antes do lançamento do esgoto no corpo hídrico receptor, desejando-se assim verificar o potencial de remoção de nutrientes pelas cepas de microalgas testadas.

Após cada coleta, as amostras de efluente eram mantidas resfriadas e transportadas ao Laboratório de Limnologia e Microbiologia-LABLIM, do

Departamento de Engenharia Ambiental-DEA, da Fundação Universidade Federal de Rondônia-UNIR, campus de Ji-paraná. No laboratório as análises dos nutrientes dissolvidos (amônia e fósforo) foram realizadas por técnicas espectrofotométricas, como descrito em APHA (2012). *In loco*, também foram medidas as variáveis, temperatura e pH (pHmetro portátil, LT Lutron PH-221), condutividade elétrica-CE (condutivímetro portátil, EC 300). Inicialmente o objetivo do trabalho era submeter as duas cepas (*Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp) ao crescimento no efluente coletado no mês de maio e posteriormente submeter as duas cepas ao efluente coletado no mês de setembro de 2016. Entretanto, na coleta de maio, a cepa de *Chlorella* sp não se encontrava apta a ser utilizada, e na coleta de setembro houve problemas com a cepa *Scenedesmus* sp. Por essa razão, a cepa de *Scenedesmus* foi exposta ao efluente de maio e a cepa de *Chlorella* sp foi exposta ao efluente de setembro de 2016.

As cepas foram gentilmente cedidas pelo Laboratório de Ecofisiologia e Toxicologia de Cianobactérias (LETC), do Instituto de Biofísica Carlos Chagas Filho (IBCCF) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). As cepas, são mantidas no Laboratório de Limnologia e Microbiologia-LABLIM/UNIR. A manutenção ocorre em meio de cultura ASM-1 (GORHAN, 1964). Para o experimento foram utilizados inóculos que se encontravam na fase exponencial de crescimento. O monitoramento do crescimento das cepas antes e durante o experimento foi realizado a partir de leituras de absorvâncias a 750nm em espectrofotômetro (LAB 1000).

A montagem do experimento e a porcentagem de diluição do efluente foram baseadas em literatura (NEVES et al., 2014; OLIVEIRA, 2013; ROTERMUND, 2015; SILVA 2014). Assim, foram preparadas soluções, em que o efluente doméstico foi diluído em água destilada nas porcenta-

gens de 25% e 50%. Também optou-se por um tratamento sem diluição (100%).

Posteriormente as misturas de água destilada e efluente foram autoclavadas por 30 minutos, e após o completo resfriamento das mesmas, foram adicionados em cada tratamento 150mL de inóculo na fase exponencial (efluente maio/2016 para *Scenedesmus* e efluente setembro/2016 para *Chlorella* sp), totalizando um volume final de 3.000mL. Os experimentos foram realizados em balões de fundo chato de 5.000mL. Os experimentos também foram acompanhados por um controle contendo meio de cultura ASM-1.

Os experimentos ocorreram em triplicata, com fotoperíodo de 12 horas, temperatura ambiente entre 23±3°C e intensidade luminosa de aproximadamente 160μmol.fótons.m².s⁻¹. Cada experimento teve a duração de 15 dias. A cada 3 dias, iniciando do T0, foram retiradas amostras de cultura para as análises de biomassa e nutrientes. A cada amostragem foram medidos os valores de pH e temperatura.

A temperatura e o pH foram medidos por meio do uso de sonda multiparâmetros de bancada (HANNA HI 3512) e o crescimento das microlagas foi medido por meio de leituras em espectrofotômetro (marca LAB 1000) à absorvância à 750nm. No caso dos nutrientes, amônia (N-NH₃+NH₄⁺) e fósforo dissolvido (PO₄⁻³) foi realizada espectrofotometria, como descrito em APHA (2012).

As análises estatísticas dos resultados foram obtidas pelos programas Microsoft Office Excel 2010 e o Action 2.8 da Estatcamp, em que foi assumido um p-valor = 0,05.

3 RESULTADO E DISCUSSÕES

As características físicas e químicas dos efluentes coletados encontram-se nas Tabelas 1 e 2,

em que as diferenças entre os efluentes utilizados no cultivo das microalgas são devidas a fatores como: (I) a variação sazonal; (II) a vazão

do efluente; (III) a operação do sistema de tratamento; (IV), bem como às características do próprio efluente.

Tabela 1 - Características físico-químicas da Lagoa Facultativa (maio/2016).

pH	T° (°C)	CE (μSm.cm ⁻¹)	Amônia NH ₃ +NH ₄ ⁺ (mg.L ⁻¹)	Fósforo dissolvido PO ₄ ⁻³ (mg.L ⁻¹)
9,18	29,1	810	17,46	1,05

Tabela 2 - Características físico-químicas da Lagoa Facultativa (setembro/2016).

pH	T° (°C)	CE (μSm.cm ⁻¹)	Amônia NH ₃ +NH ₄ ⁺ (mg.L ⁻¹)	Fósforo dissolvido PO ₄ ⁻³ (mg.L ⁻¹)
8,34	34,3	1300	20,03	4,77

Nas Fig. 1 e 2 estão apresentados os perfis de crescimento da *Scenedesmus sp* (efluente maio/2016) e *Chlorella sp* (efluente

setembro/2016), respectivamente, no controle e nos diferentes tratamentos ao longo do experimento.

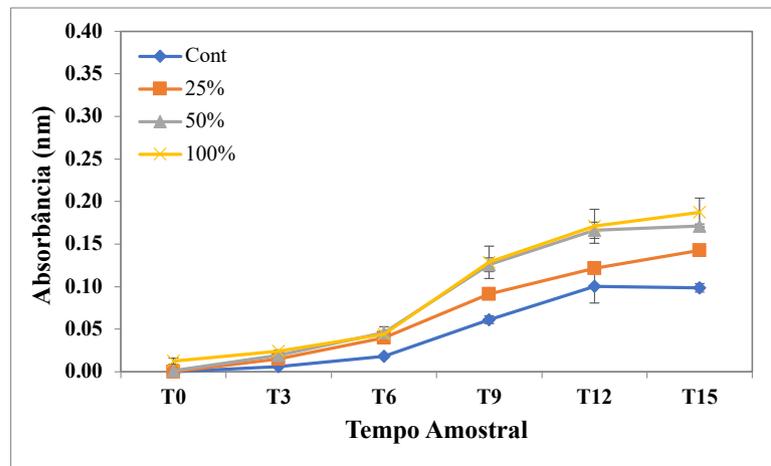


Figura 1 - Crescimento da *Scenedesmus sp* (efluente maio/2016).

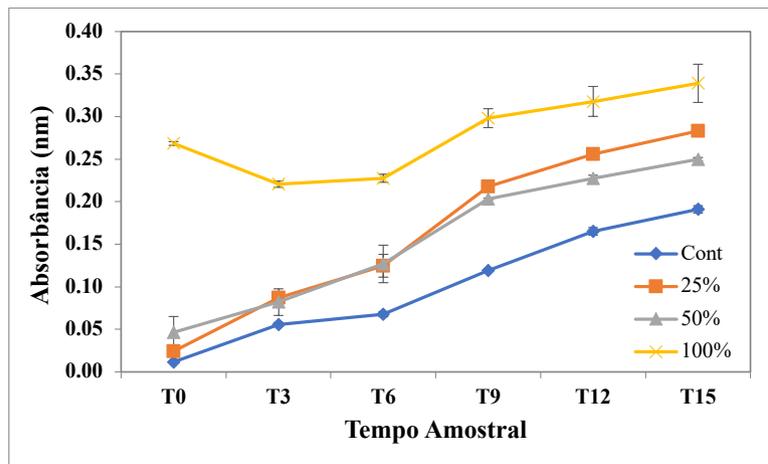


Figura 2 - Crescimento da *Chlorella sp* (efluente setembro/2016).

Observou-se que para os dois experimentos, logo nos primeiros dias (T0 e T3) os valores de absorvância foram menores quando comparados aos dias de experimento que se sucederam. Exceção apenas para o experimento com *Chlorella* sp para o tratamento 100%. Como colocado por Russo (2011), isto decorre por ser uma fase em que as microalgas passam a sintetizar as moléculas essenciais ao seu crescimento (proteínas e enzimas) e absorverem nutrientes.

No cultivo com *Scenedesmus* sp, Fig. 1, a partir do T6 foi possível observar claramente a fase exponencial (*log*), em todos os tratamentos e também no controle. Na fase exponencial, as células das microalgas iniciam sua divisão celular devido à grande disponibilidade de nutrientes, fase essa de maior metabolismo. Para os tratamentos 25%, 50% e 100% essa fase foi observada até o último dia do experimento (T15). Já para o controle, foi observada até o T12.

Também se verificou que no cultivo com *Scenedesmus* sp houve uma diferença estatística significativa entre o controle e os demais tratamentos em todo o período amostral (p -valor < 0,05). Já os tratamentos 50% e 100% apresentaram crescimento estatisticamente semelhante a partir do T6 (p -valor > 0,05). Ao término do experimento foi possível constatar que a *Scenedesmus* sp apresentou crescimento maior que o controle, certamente em razão da maior oferta de amônia e fósforo.

Quanto ao perfil do crescimento de *Chlorella* sp (Fig. 2), a fase *lag* teve a duração de aproximadamente três dias. A partir do T3 foi possível observar claramente a fase exponencial para os tratamentos 25% e 50% e para o controle. O tratamento 100% apresentou valores de absorvância mais elevados desde a montagem do experimento (T0), e se manteve com uma absorvância maior até o final do experimento (T15). Baseados nos dados mais elevados de condutividade

elétrica obtidos no efluente coletado em setembro/2016 utilizado no experimento com a *Chlorella* sp ($1300\mu\text{Sm}\cdot\text{cm}^{-1}$), acredita-se que a elevada concentração de substância presentes tenha contribuído para maiores valores de absorvância obtidos no T0 e T3, em virtude de se tratar de efluente bruto.

Com relação aos valores de absorvância encontrados nos tratamentos 25% e 50%, é possível que tais substâncias também tenham exercido alguma interferência. No entanto, atribuiu-se as maiores densidades celulares encontradas no experimento com a *Chlorella* sp às maiores concentrações de fósforo presentes no efluente coletado em setembro/2016 ($4,77\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$) em relação ao encontrado em maio/2016 no efluente utilizado no experimento com a *Scenedesmus* sp ($1,054,77\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$). O fósforo é um nutriente muito importante para as microalgas, de forma que muitas espécies tendem a absorver o fósforo do meio e estocá-lo em grânulos de fosfato, atuando com uma reserva de fósforo intracelular (Reynolds, 2006; Madigan et al, 2010).

No cultivo de *Chlorella* sp, constatou-se nos testes estatísticos que houve uma diferença significativa entre o controle e os demais tratamentos em todo o período amostral (p -valor < 0,05). Entretanto, os tratamentos 25% e 50% tiveram valores semelhantes para o crescimento nos dias 3 e 6 (p -valor > 0,05).

De forma geral, estudos que avaliam o potencial de efluentes domésticos e industriais como meio de cultura alternativo para o crescimento de microalgas têm apresentado resultados satisfatórios. A adaptação das microalgas às novas condições de cultivo estará relacionada a espécies testadas, às características dos efluentes e às diluições realizadas. Vieira et al. (2014) observaram bom crescimento das espécies *Chlorella* sp ao adicionarem ao meio de cultura uma proporção de 10% de vinhaça. Em concen-

trações de 15%, 20% e 25% não foi verificada adaptação das microalgas a este resíduo líquido da indústria sucroalcooleiras. Lúcio (2013), avaliando o crescimento de *Chlorella vulgaris* e *Desmodemus* sp, em efluente doméstico tratado, verificou que dentre as microalgas testadas, a *Chlorella vulgaris* apresentou maior densidade de células após 14 dias de experimento, bem como teve as maiores taxas de remoção de fósforo, nitrato e amônia do meio.

Silva (2018) cultivou *Scenedesmus subspicatus* com diferentes diluições de efluente avícola. As melhores condições de crescimento ocorreram na diluição 50% ou sem diluição, como os resultados encontrados nesta pesquisa para o experimento com a *Scenedesmus* sp.

Quando comparou-se o perfil do crescimento de *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp, notou-se que os valores de absorvância para *Chlorella* sp foram superiores desde o início do experimento. Acredita-se que tal resultado é decorrente de dois fatos. O primeiro é que o efluente doméstico tratado, mesmo após autoclavagem, apresentava níveis altos de materiais dissolvidos e particulados, e esses materiais poderiam ter apresentado

algum nível de interferência nas medidas de absorvância. Resultado semelhante foi encontrado por TREVISAN et al. (2014) ao cultivar *Chlorella vulgaris* em efluente doméstico. O segundo fator está relacionado ao fato de se tratar de duas espécies de microalgas distintas, que por consequência apresentam taxas de crescimento e taxas de assimilação de nutrientes do meio diferentes.

Esteves (2011) enfatiza que o pH e as comunidades vegetais apresentam uma estreita interdependência. Esse fenômeno ocorre na medida em que as comunidades aquáticas interferem no pH, assim como o pH interfere de diferentes maneiras no metabolismo dessas comunidades. Sobre as comunidades, o pH atua diretamente nos processos de permeabilidade da membrana celular, interferindo, portanto, no transporte iônico intra e extracelular e entre os organismos e o meio. As comunidades podem interferir nos valores de pH de diferentes maneiras, como por meio da assimilação de CO₂ durante o processo fotossintético que pode elevar o pH.

Assim o pH foi monitorado durante o experimento nos diferentes tratamentos e no controle, e os resultados são apresentados nas Fig. 3 e 4.

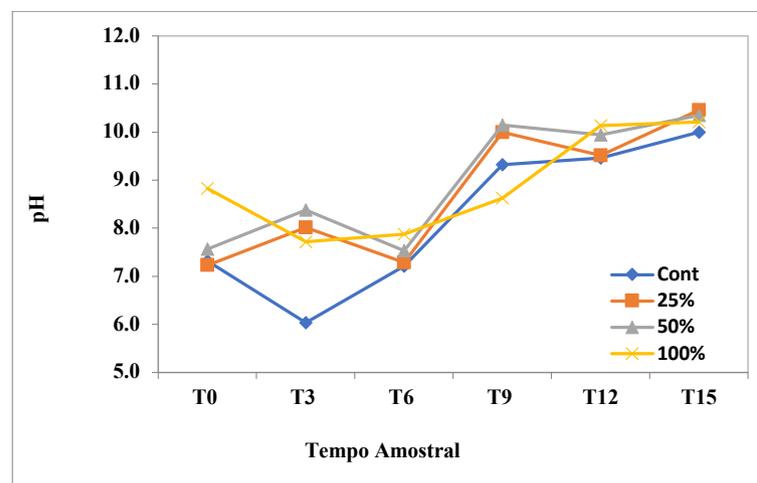


Figura 3 - Valores de pH no experimento com *Scenedesmus* sp.

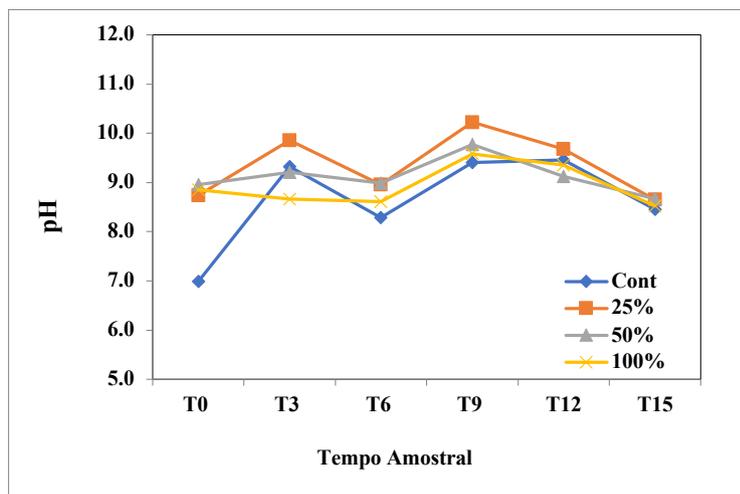


Figura 4 - Valores de pH no experimento com *Chlorella* sp.

No experimento com *Scenedesmus* sp (Fig. 3), o menor valor de pH foi registrado no T3 (6,0) do controle, caracterizado como levemente ácido. Neste tempo amostral, os tratamentos 25%, 50% e 100% encontravam-se alcalinos, 8,0, 8,4 e 7,6, respectivamente. Apenas a partir do 9º dia amostral foi observado meio alcalino no controle, com média 9,3. Dessa forma, do T9 até o término do experimento (T15), tanto o controle como os tratamentos estavam alcalinos.

Por meio da Fig. 4, observa-se a variação do pH durante o período amostral no experimento com a *Chlorella* sp, no qual se observou comportamento semelhante ao experimento com a *Scenedesmus* sp. O menor valor encontrado durante todo o experimento foi registrado no primeiro dia no controle (6,9) e o maior valor, 10,2, registrado no T9 no tratamento 25%. No primeiro dia (T0, controle), quando foi encontrado o menor valor de pH, é importante frisar que os tratamentos 25%, 50% e 100% já estavam alcalinos, tendo valores iguais a 8,7, 8,9 e 8,8, respectivamente. Logo, desde o T3 até o término do experimento foi observado que o meio permaneceu alcalino.

Ao comparar os dados de crescimento celular de *Scenedesmus* sp (Fig. 1) e *Chlorella* sp (Fig. 2) com

os dados de pH (Fig. 5 e 6, respectivamente), observa-se que o aumento do pH ocorreu paralelamente ao crescimento das microalgas. Esteves (2011) enfatiza que, em casos de elevado crescimento algal, o pH do meio pode ser elevado a valores próximos a 11. Isso ocorre em função do elevado consumo de CO_2 , provocando o consumo de bicarbonato e a liberação de OH^- no meio.

Rossi (2013), ao cultivar *Desmodesmus* sp e *Scenedesmus* sp em efluente doméstico por 20 dias, verificou que o maior número de células ocorreu entre pH 9,2 e 11,2 e menores densidades celulares foram observadas no pH 6,2.

Os elementos mais importantes para o crescimento das microalgas incluem o carbono, o nitrogênio e o fósforo (PRANDINI, 2016). O nitrogênio é um nutriente muito importante para a produção de biomassa, sendo essencial em muitos componentes celulares. A amônia é considerada a forma preferencial de nitrogênio assimilado pelas microalgas (Zhou, 2014). Assim a Fig. 5 apresenta os resultados de amônia encontrados no experimento realizado com a cepa de *Scenedesmus* sp e a Fig. 6 apresenta os resultados para o experimento realizado com a *Chlorella* sp.

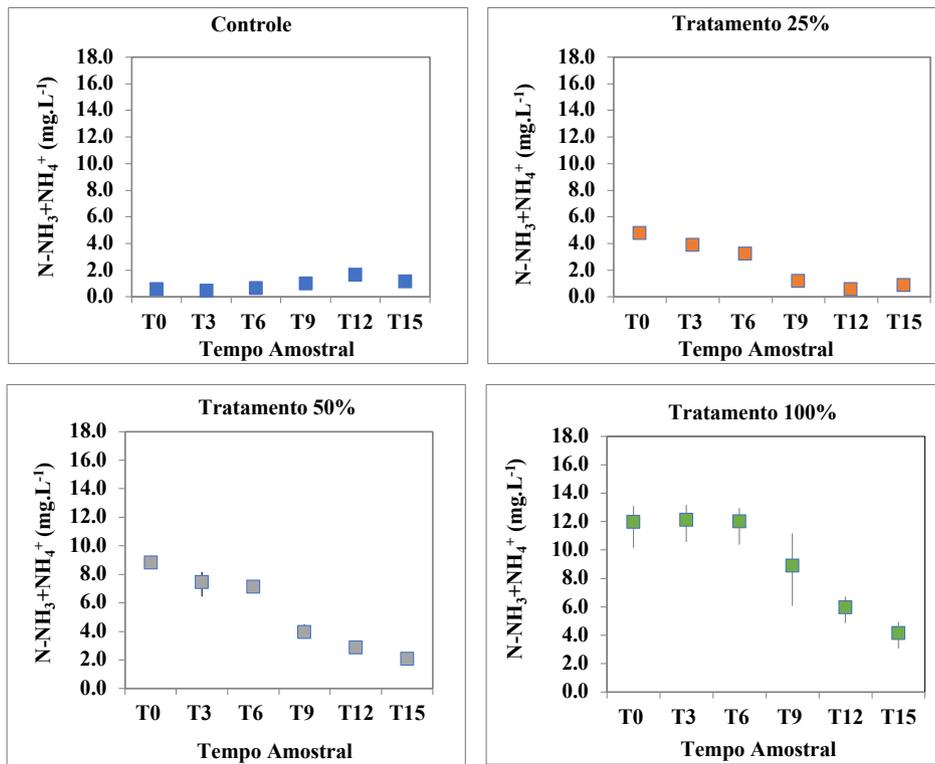


Figura 5 - Concentração de Amônia no experimento com *Scenedesmus* sp.

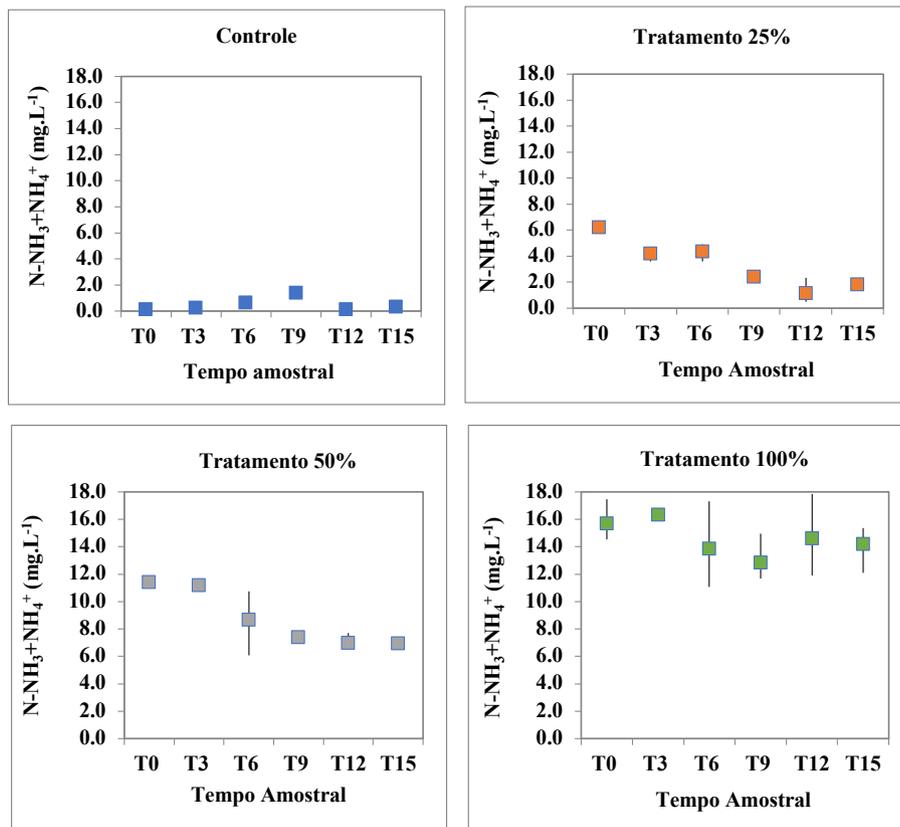


Figura 6 - Concentração de Amônia no experimento com *Chlorella* sp.

No experimento com a *Scenedesmus* sp (Fig. 5), no controle observou-se que não houve diferenças significativas entre as concentrações de amônia ao longo do tempo. Já nos tratamentos 25%, 50% e 100%, as concentrações de amônia decaíram ao longo do experimento, indicando a absorção da amônia presente no meio pelas microalgas.

No tratamento 25%, a concentração no T0 foi de 4,7mg.L⁻¹ e no T15 foi de 0,88mg.L⁻¹, apresentando assim uma redução de 81,3% de amônia. No tratamento 50% a redução foi de 76,7% e no tratamento 100% de efluente a redução foi de 62,5%.

As microalgas têm como principal forma de nitrogênio o nitrato, o nitrito e a amônia, sendo esta última preferencialmente absorvida por haver menos gasto energético, pois encontra-se na forma reduzida (REYNOLDS, 2006). Por essa razão, durante o experimento nos tratamentos observou-se rápido consumo desse nutriente pelas microalgas.

Durante os experimentos, foi verificado que os tratamentos que continham efluente doméstico (independentemente da concentração, 25% e 50% 100%) tiveram as maiores concentrações de amônia, devido à carga de poluentes.

No controle foi observado um leve aumento da amônia do T6 (0,640mg.L⁻¹) ao T12 (1,6mg.L⁻¹). Isso pode estar relacionado à não absorção deste íon, por haver no meio maior concentração de nitrato (NO₃⁻), preferencialmente absorvido pelas microalgas quando há baixas concentrações de amônia.

Em relação à análise estatística da amônia para o experimento com *Scenedesmus* sp, observou-se que as concentrações de amônia no controle e nos tratamentos foram diferentes ao longo do tempo (p-valor < 0,05).

No experimento com a *Chlorella* sp (Fig. 6), foi observado um decréscimo da amônia ao longo

do tempo nos tratamentos 25%, 50% e 100%, comportamento semelhante ao experimento com a *Scenedesmus* sp. O tratamento com 25% de efluente foi o que apresentou a maior redução de amônia, 70%, visto que a concentração no T0 foi de 6,2mg.L⁻¹ para 1,8mg.L⁻¹ no T15. Já no tratamento 50% a redução foi de 39% e no tratamento 100% a redução foi de 9,5%.

No controle do experimento com a microalga *Chlorella* sp, foi verificada a mesma tendência de aumento nas concentrações da amônia observada no experimento com *Scenedesmus* sp. No T0 a concentração de amônia era 0,096mg.L⁻¹ e passou para 0,190mg.L⁻¹ no T15.

No meio aquático, em sistemas de pH entre ácido e neutro, a amônia formada é instável, sendo convertida por hidratação a íon amônio (NH₃ + H₂O = NH₄⁺ + OH⁻). Já em meio alcalino, a possibilidade de ocorrência desse processo é reduzida, e parte da amônia formada pode ser perdida para atmosfera por difusão (ESTEVES, 1998).

Em relação à análise estatística da amônia para o experimento com a *Chlorella* sp, observou-se que houve diferença entre os cultivos (p-valor < 0,05), com exceção do controle e do tratamento 25%, que tiveram valores iguais no T9 (p-valor >0,05).

Segundo Resolução CONAMA n° 430 de 13 de maio de 2011 em termos de teores de nitrogênio amoniacal total, o valor máximo permitido para efluentes lançados em corpos hídricos é de 20mg.L⁻¹. Assim, as concentrações de amônia total em todos os experimentos estiveram muito abaixo dos valores preconizados pela resolução. Entretanto, há de se destacar que os próprios efluentes domésticos coletados em maio/2016 e setembro/2016 estavam dentro do padrão preconizado pela legislação vigente, pois apresentaram concentrações de 17,46mg.L⁻¹ e 20,0mg.L⁻¹, respectivamente.

O fósforo está presente em elevadas concentrações nos efluentes industriais e domésticos, os quais contêm grande quantidade de matéria orgânica e compostos fosfatados, intrínsecos à maioria dos detergentes (PENA et al, 2017). Esse é um elemento importante para os organismos vivos, visto que está presente na maioria dos compostos bioquímicos essenciais à vida (ácidos nucleicos, DNA e RNA), sendo fundamental ao armazenamento e à transferência de energia (ATP) (Reynolds, 2006).

Embora a biomassa de microalgas possua menos do que 1% de fósforo, esse nutriente pode limitar seu crescimento, pois o fósforo é facilmente ligado a outros íons (por exemplo, cálcio e ferro), resultando na sua precipitação e, por conseguinte, tornando este nutriente indisponível para absorção pelas algas (Cai et al., 2013).

Assim as Fig. 7 e 8 apresentam as concentrações do fósforo dissolvido no controle e nos tratamentos 25%, 50% e 100% para as duas espécies de microalgas estudadas.

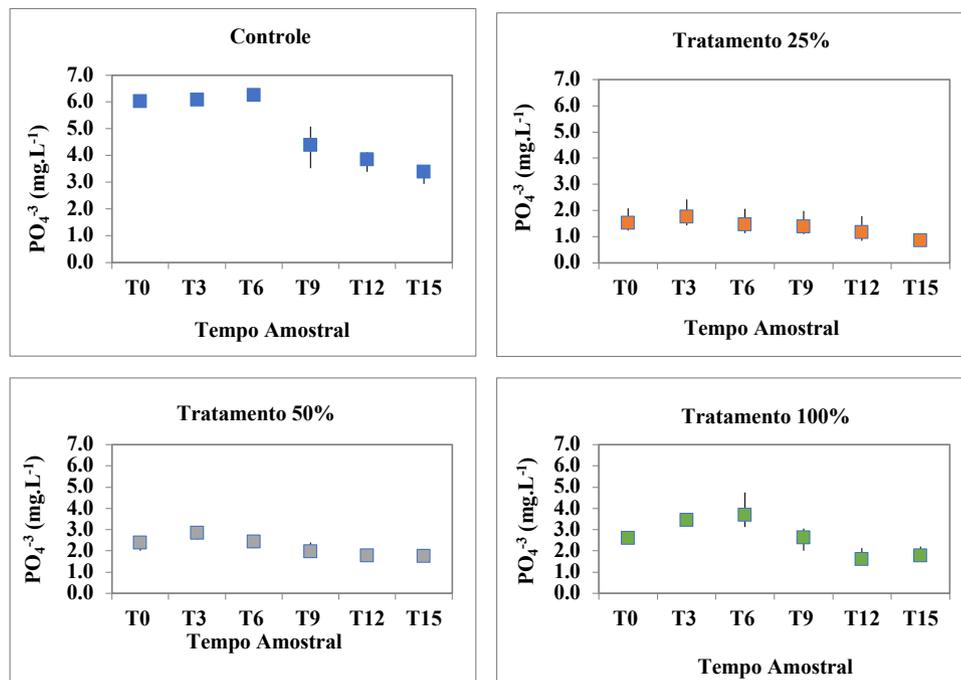


Figura 7 - Concentrações de fósforo dissolvido no experimento com *Scenedesmus* sp.

Em relação aos resultados obtidos para o fósforo dissolvido no experimento com a *Scenedesmus* sp (Fig. 7), foi verificado que no controle as concentrações de fósforo dissolvido no meio decaíram a partir do T9; já para os tratamentos 25%, 50% e 100%, essa diminuição foi observada a partir do T6, tempo amostral em que as microalgas

encontravam-se no início de fase exponencial, como apresentado na Fig. 3.

No controle, a concentração no T0 foi de $6,03mg.L^{-1}$ e no T15 foi de $3,4mg.L^{-1}$ apresentando uma redução de 43,9%. No tratamento 25%, a concentração no T0 foi de $1,5mg.L^{-1}$ e no T15 foi de $0,9mg.L^{-1}$, com redução de 44%.

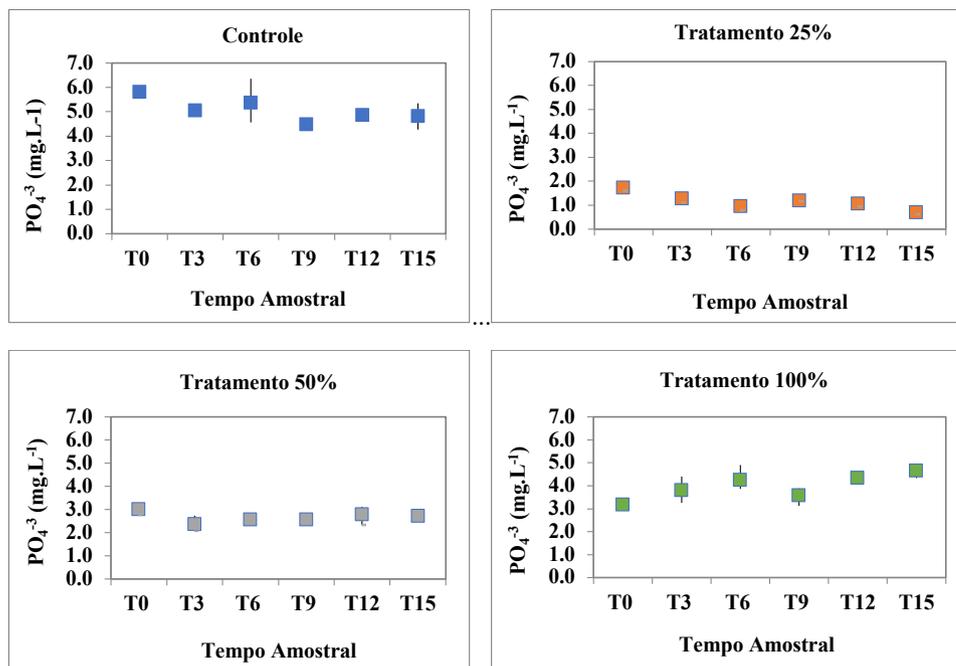


Figura 8 - Concentrações de fósforo dissolvido no experimento com *Chlorella* sp.

No tratamento 50% a concentração no T0 foi de $2,4mg.L^{-1}$ e no T15 foi de $1,8mg.L^{-1}$, uma redução de 26,7% e no tratamento 100% a redução foi de 30,7% em que a concentração de fósforo dissolvido era $2,6mg.L^{-1}$ no T0 e dcaiu para $1,8mg.L^{-1}$ no T15.

Em relação à análise estatística, os tratamentos 25% e 50% no tempo T12 apresentaram o mesmo comportamento (p -valor $>0,05$). Assim como o tratamento 50% e o 100% nos tempos amostrais T0, T12 e T15.

Ao comparar os dados de crescimento e concentração de fósforo disponível no meio, verificou-se que com o passar do tempo, o crescimento da *Scenedsmus* sp aumentou e as concentrações de fósforo dissolvido no meio diminuíram, reflexo da absorção desse elemento pelas células. Oliveira (2013) aborda que as microalgas são capazes de absorver grandes quantidades de fósforo, de 8 a 16 vezes a mais do que a cota mínima do elemento, o que permite o crescimento mesmo em período de privações.

Ressalta-se que durante a fase *lag* as microalgas já iniciaram a absorção de fósforo dissolvido; entretanto essa absorção foi menor, provavelmente devido ao fato de microalgas possuírem um estoque deste elemento, pois estavam ambientadas no meio ASM-1, rico em fósforo.

A respeito dos resultados de fósforo dissolvido obtidos no experimento com a *Chlorella* sp (Fig. 8), foi verificado que no controle e nos tratamentos 25% e 50% as concentrações de fósforo dissolvido decaíram a partir do T6 e no decorrer do experimento apresentaram valores um pouco mais altos. Para o tratamento 100%, esse decaimento foi observado apenas no T9.

No controle, a concentração no T0 foi de $5,8mg.L^{-1}$ para $4,8mg.L^{-1}$ no T15, uma redução 17%. A maior redução do fósforo dissolvido foi observada no tratamento 25%, em que a concentração no T0 foi de $1,7mg.L^{-1}$ e no T15 foi de $0,7mg.L^{-1}$, apresentando assim uma redução 60%. No Tratamento 50%, a concentração no T0 foi de $3,0mg.L^{-1}$ e no T15 foi de $2,7mg.L^{-1}$ (redução de 9,8%)e no tratamento

100% a concentração foi de 3,2mg.L⁻¹ no T0 e de 4,6mg.L⁻¹ no T15. Em relação à análise estatística referente ao experimento com a *Chlorella* sp, observou-se que os tratamentos 25% e 50% no T12 e os tratamentos 50% e 100% no T0, T12 e T15 apresentaram o mesmo comportamento (p-valor > 0,05).

Ao comparar os dados de crescimento e concentração de fósforo disponível no meio nos tratamentos 25% e 50%, verificou-se que com o passar do tempo, o crescimento aumentou e as concentrações de fósforo dissolvido no meio diminuíram, reflexo da absorção deste elemento pelas células de *Chlorella* sp. O aumento das concentrações de fósforo dissolvido observado no tratamento 100% pode estar relacionado ao processo de lise celular, o que estaria disponibilizando fósforo ao meio, ou algum outro processo de ciclagem deste nutriente intermediado por ação bacteriana, visto que os inóculos tanto de *Scenedesmus* sp como de *Chlorella* sp são oriundos de culturas não axênicas.

A legislação Conama 357 de 17 de março de 2005 preconiza que a concentração de fósforo total deve ser de 0,05mg.L⁻¹ em efluentes que serão lançados no corpo hídrico receptor, para águas de classe 2. Em todos os experimentos com as microalgas *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp, os valores finais de fósforo não estão dentro do valor preconizado pela legislação. Destaca-se que o próprio efluente doméstico coletado na lagoa facultativa em maio/2016 e setembro/2016 estava fora dos padrões preconizados pela legislação vigente, pois apresentaram concentrações de 1,05mg.L⁻¹ e 4,77mg.L⁻¹ respectivamente, conforme as Tabelas 1 e 2.

4 CONCLUSÕES

Os experimentos mostraram que a cepa de *Scenedesmus* sp e *Chlorella* sp apresentaram bom crescimento celular, principalmente nos tratamentos 50% e 100%.

Em relação ao T100%, a espécie *Scenedesmus* sp foi mais eficiente na redução de fósforo dissolvido e amônia, porém para o fósforo a redução não foi suficiente para atingir o padrão de lançamento no corpo hídrico receptor para águas de classe 2 previsto na Resolução Conama 357/2005, que é de 0,05mg.L⁻¹, pois a concentração de fósforo no experimento com esgoto in natura no último dia de experimento foi de 1,8mg.L⁻¹.

Diferentemente do que ocorreu com a amônia, que ao final do experimento (T15) com efluente *in natura* e a espécie *Scenedesmus* sp teve concentração final de 4,14mg.L⁻¹, abaixo do que preconiza a Resolução do Conama nº 430/2011.

Desta forma, os resultados demonstraram que o efluente doméstico tratado foi eficiente para o crescimento das cepas estudadas, contribuindo para o crescimento celular, bem como para a redução dos nutrientes dissolvidos no efluente. Essa redução atingiu valores próximos aos preconizados pela legislação vigente, no que se refere ao lançamento de efluente no corpo hídrico receptor, contribuindo assim, para um descarte do efluente menos impactante ao meio no ambiente.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

- ANTÔNIO, P. R.; TEIXEIRA, C.; OLIVEIRA, M. C. R. de. Avaliação das diferentes condições de cultivo da microalga *Chlorella vulgaris* visando o aumento da Produtividade em biomassa. In: XIX Simpósio Nacional de Bioprocessos. *Anais...* 30 jul. e 02 ago. 2013. Foz de Iguaçu, PR, Brasil. ISBN: 978-85-85905-06-4
- APHA, AWWA, WEF. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. Ed. 19. Washington, 2012.
- AZEREDO, V. B. S. **Produção de biodiesel a partir do cultivo de microalgas: estimativa de custos e perspectivas para o Brasil**. Dissertação (Mestrado em Planejamento Energético).

Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia. Rio de Janeiro, RJ. 2012.

BRASIL, Decreto Lei nº 357, de 17 de abril de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. **Diário Oficial da União**, Brasília, n.53, p. 58, 18 mar. 2005, Seção 1.

BRASIL, Decreto Lei nº 430, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamentos de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de abril de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. **Diário Oficial da União**, Brasília, n. 92. 2011.

CAI, T.; PARK, S. Y.; LI, Y. Nutrient recovery from wastewater streams by microalgae: Status and prospects. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v.19, p. 360–369, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2012.11.030>

CAVALCANTI, V.F.; LEAL, B.E.S.; PRADO, M.R.; SAKUMA, A.C.; PEGORARO, L.A.; RAMOS, L.P. Cultivo de microalga *Chlorella Vulgaris* em fotobioreator de placas planas e produção de Ésteres por transesterificação *in situ*. **Revista Brasileira de Energias Renováveis**. v. 3, p. 244- 254, 2014. <http://dx.doi.org/10.5380/rber.v3i4.38616>

CARDOSO, A. S.; VIEIRA, G. E. G.; MARQUES, A. K. O uso de microalgas para a obtenção de biocombustíveis. **Revista Brasileira de Biociências**. Porto Alegre, vol. 9, n. 4, p. 542-549, 2011. Disponível on-line em <http://www.ufrgs.br/seerbio/ojs/index.php/rbb/article/view/1797>

CHRISTENSON, L. and SIMS, R.. Production and harvesting of microalgae for wastewater treatment, biofuels, and bioproducts. **Biotechnology Advances**. v.29, p.686–702, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.biotechadv.2011.05.015>

COSTA, A.G. **Efeitos de diferentes condições físicas e efluentes agrícolas sobre o cultivo de microalgas da família Scenedesmeaceae como subsídio à aplicação biotecnológica**. Tese (Doutorado em Biologia Vegetal). Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2018

ESTEVES, F. A. Fundamentos de Limnologia. Rio de Janeiro: **Interciência**. 2ª ed. 602 p. 1998.

ESTEVES, F. A. Fundamentos de Limnologia. Rio de Janeiro: **Interciência**. 3ª ed. 826 p. 2011.

GORHAM, P. R, MCLACHLAN, J., HAMMER, U. T, KIM, W. K. (1964) Isolation and culture of toxic strains of Anabaena foies-aquae (Lyngb.) de Bréb. **Int Ver Theor Angew Limnol Verh** 15:796–804. <https://doi.org/10.1080/03680770.1962.11895606>

GUPTA, S.K., et al. Dual role of *Chlorella sorokiniana* and *Scenedesmus obliquus* for comprehensive wastewater treatment and biomass production for bio-fuels. **J. Clean. Prod.** v. 115, p. 255–264, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.12.040>

LABBÉ, J. I. et al. Microalgae growth in polluted effluents from the dairy industry for biomass production and phytoremediation. **J. Environ. Chem. I Engineering**, v. 5, p. 635–643, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2016.12.040>

LÚCIO, M. J. **Cultivo de microalgas Chlorella Vulgaris com efluente doméstico como meio de cultura alternativo**. Monografia (Bacharelado em Graduação de Engenharia Sanitária e Ambiental). Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, SC. 2013

MATA, T.M.; MARTINS, A.; CAETANO, N.S. Microalgae for biodiesel production and others: a review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**. p. 217–232. 2010. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2009.07.020>

MADIGAN, M. T., MARTINKO, J. M., DUNLAP, P. V., CLARK, D. P. **Microbiologia de Brock**. 12 Edição. Editora Artmed. 1160p. 2010.

NEVES, F. F.; JERÊMIAS, M. L.; LOPES, R. G.; SARDÁ, A.; RÖRIG, L. R.; OLIVEIRA, A. C. **Produção de biomassa de microalgas Scenedesmus sp em efluente de bovinocultura biodigerido**. EdUFPR. Curitiba, PR. 2013.

NI, Z. Y. et al. Role of granular activated carbon in the microalgal cultivation from bacteria contamination. **Bioresour. Technol.** v. 247, p. 36–43, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2017.07.079>

OLIVEIRA, A. C. **Produção de biomassa de microalgas Scenedesmus sp em efluente de bovinocultura biodigerido**. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciência de Materiais). EdUFPR. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, PR. 2013.

OLIVEIRA, G. A. et al. Comparison between coagulation-flocculation and ozone-flotation for *Scenedesmus* microalgal biomolecule recovery and nutrient removal from wastewater in a high-rate algal pond. **Bioresource Technology**. v. 259, p. 334–342, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2018.03.072>

PENA, A.C.C.; FONTOURA, J.T.; TRIERWEILE, L.F.; GUTTERRES, M. Estudo de um consórcio de microalgas na remoção de nutrientes de efluentes de curtume, **Rev. Elet. Cient. UERGS**, v. 3, n. 4 (Número Especial), p. 743-752, 2017. <http://dx.doi.org/10.21674/2448-0479.34.743-752>

PIRES, T.A.; CARDOSO, V.L.; BATISTA, F.R.X. Microalga *Chlorella vulgaris* e o tratamento de efluentes. **Ciência & Tecnologia: Fatec-JB**, Jaboticabal, v. 10, p. 89-93, 2018.

PRANDINI, J. M. **Remoção de nutrientes de efluente suínico alopado à purificação de biogás por microalgas nativas de Scenedesmus spp. e Chlorella spp.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Química). Programa de pós-graduação em Engenharia Química. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2016.

RÊGO, F.S.; VIEIRA, G.E.G.; MARQUES, A.K.. Obtenção de biodiesel a partir de microalgas coletadas em uma lagoa facultativa

localizada na ETE da Vila União Palmas – TO. In: **VII Seminário de Iniciação Científica**. Vol. 3. 2011. Universidade Federal do Tocantins. Palmas, 2011.

SILVA, E.V. H. dA. **Cultivo de microalgas *Scenedesmus subspicatus* com efluente avícola como meio de cultura alternativo**. Monografia (Bacharelado em Medicina Veterinária graduação). Universidade Federal do Paraná – UFPR, PR. 2018

VIEIRA, T. Q. Et al. Estudo da viabilidade do uso de resíduos líquidos no cultivo da microalga *Chlorella* sp visando a produção de biocombustíveis. **Revista Monografias Ambientais - REMOA**. Vol.13 (4). p.3477-3490. 2014. <https://doi.org/10.5902/2236130813544>

REYNOLDS C. S. **Ecology of Phytoplankton** - Ecology, Biodiversity and Conservation. Cambridge, 2006.

ROSSI, R.A. **Seleção de microalgas dos gêneros *Desmodesmus* e *Scenedesmus* produtoras de lipídeos: otimização do cultivo e aplicação do efluente doméstico de reator UASB como substrato alternativo à produção de biodiesel**. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

ROTERMUND, S. R. V. Cultivo da microalga *Scenedesmus* sp. em efluente de ribeira. In: **XXVII Salão de iniciação científica da UFRGS**. Porto Alegre, RS, 2015.

RUSSO, D.A.M.T. **Estudo do crescimento da microalga *Chlorella vulgaris* numa água residual tratada, sob diferentes condições de fotoperíodo e temperatura**. Dissertação (Mestrado em Energia e Bioenergia). Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, 2011.

SCHMITZ MAGRO, C.D.; COLLA, L.M. Aplicações ambientais de microalgas. **Revista CIATEC – UPF**. vol.4 (1). p.48-60. 2012. <https://doi.org/10.5335/ciatec.v4i1.2393>

SILVA, D. A. **Produção de biomassa de microalgas cultivadas em esgoto sanitário biodigerido visando a produção de biodiesel**. Dissertação (Mestrado em Engenharia e Ciência de Materiais). Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2014.

TREVISAN, E.; BRANCO, K. B. Z. F.; MORO, P.; ARROYO, P. A. Cultivo de microalga *Chlorella vulgaris* em efluente doméstico para a produção de lipídeos. In: XX Congresso Brasileiro de Engenharia Química. Florianópolis, SC. 19 a 22 de outubro de 2014. **Anais...**

VIDAL JUNIOR, E.A. **Obtenção de óleo extraído da Microalga *Chlorella* sp**. Monografia (Bacharel em Engenharia Química). Escola de Engenharia de Lorena – EEL. Universidade de São Paulo - USP. Lorena, SP. 2014.

ZHOU, W. **Potential Applications of Microalgae in Wastewater Treatments, Recent Advances in Microalgal Biotechnology**. Center for Biorefining, Bioproducts and Biosystems Engineering Department, University of Minnesota, USA. 2014.

Indicador de Salubridade Ambiental: adaptações, contribuições metodológicas e estudo de caso em municípios da UGRHI 5

Environmental Health Indicator: adaptations, methodological contributions and case study in municipalities of UGRHI 5

• **Data de entrada:**
06/05/2021

• **Data de aprovação:**
12/08/2021

Katia Sakihama Ventura^{1*} | Luiz Henrique Rosolen Ferro¹ | Danilo Rezende¹ | Maria Eugênia
Gonzalez Alvares¹ | Karina Shibasaki¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.068>

ORCID ID

Ventura KS  <https://orcid.org/0000-0003-3853-668X>
Ferro LHR  <https://orcid.org/0000-0001-7281-1134>

Rezende D  <https://orcid.org/0000-0002-3340-4832>
Alvares MEG  <https://orcid.org/0000-0002-2550-5780>
Shibasaki K  <https://orcid.org/0000-0001-5210-5785>

Resumo

O Indicador de Salubridade Ambiental (ISA) torna-se útil à tomada de decisão municipal para mensurar a qualidade de vida urbana, segundo o Conselho Estadual de Saneamento de São Paulo (Conesan). O objetivo foi adaptar o ISA e analisar a salubridade em quatro municípios, integrantes da bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (UGRHI 5). A partir da revisão de literatura e da dificuldade de acesso aos dados, ajustes foram realizados no modelo original para análise do ISA em Rio Claro, Cordeirópolis, Limeira e em Santa Gertrudes. O método adaptado com 18 indicadores ilustrou que três municípios estão salubres, e o outro, em média salubridade. O esgoto sanitário não tratado é um dos quesitos para elevar a salubridade e garantir a gestão pública satisfatória. Investimentos econômicos e técnicos são necessários para assegurar os serviços equânimes à população.

Palavras-chave: Salubridade Ambiental. Indicador. Gestão Pública.

Abstract

Environmental Health Indicator (ISA) becomes useful for municipal decision-making to measure the quality of urban life, according to the São Paulo State Sanitation Council (CONESAN). The objective was to adapt ISA and analyze the environmental health in four municipalities, members of the Piracicaba, Capivari and Jundiá river basin (UGRHI 5). From the literature review and the difficulty of data access, adjustments were elaborated to the original method for ISA analysis in Rio Claro, Cordeirópolis, Limeira, and in Santa Gertrudes. The adapted method with 18 indicators showed three municipalities are healthy and the other one, in medium healthy. The untreated sewage is one of the issues to increase the health environmental and assure the satisfactory public management. Economic and technical investments are necessary to ensure equitable services to the population.

Keywords: Environmental Health. Indicator. Public Management.

¹ Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – São Carlos – São Paulo – Brasil.

* **Autora correspondente:** katiasv@ufscar.br.

1 INTRODUÇÃO

A universalização do acesso aos serviços de saneamento básico e a transparência de ações neste quesito foi regulamentada pela Política Nacional de Saneamento Básico com a Lei Federal nº 11.445/2007 (BRASIL, 2007).

No Brasil, 83,7% da população possui rede de distribuição de água e 54,1% dos brasileiros possuem rede coletora de esgoto sanitário, sendo que 49,1% do esgoto sanitário gerado no país é tratado. O serviço de coleta de resíduos sólidos urbanos atinge 92,1% da população brasileira e 54,3% dos municípios possuem sistema exclusivo para drenagem (BRASIL, 2020).

O diagnóstico sobre o déficit do saneamento básico apresentado no Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) considerou os aspectos socioeconômicos e culturais, de infraestrutura e da qualidade dos serviços realizados ou solução adotada. Os índices ilustram a) 33,9% da população com atendimento precário e 6,8% sem atendimento para abastecimento de água; b) 50,7% dos habitantes com atendimento precário e 9,6% sem atendimento dos serviços de esgotamento sanitário e, c) 27,2% dos brasileiros com atendimento precário e 14,2% sem atendimento dos serviços de manejo de resíduos sólidos (BRASIL, 2013).

Esses índices ilustram a carência de investimentos financeiros e de infraestrutura no setor para elevar a oferta de serviços de saneamento básico, de forma a garantir condições sanitárias e ambientais adequadas e equânimes aos municípios. Estima-se até o ano de 2033, a necessidade de R\$ 283,8 bilhões em obras de infraestrutura e R\$ 224,7 bilhões em medidas que garantem a intervenção e sustentabilidade da prestação de serviços (ações socioeducativas, plantio de cobertura vegetal, instrumentos legais), segundo Brasil (2013).

Neste aspecto, a melhoria dos serviços públicos pode ser realizada a partir da mensuração da salubridade ambiental, a qual compreende o estado de hígidez em que vive uma população urbana e rural, referindo-se às condições de promover ambientes favoráveis ao pleno gozo de saúde e bem-estar e a capacidade de evitar a ocorrência de endemias ou epidemias veiculadas pelo meio ambiente (BRASIL, 2019).

Para isso, uma das formas de investigação do bem-estar físico, emocional, ambiental, mental e social é a análise de indicadores. Os indicadores são ferramentas úteis ao monitoramento da qualidade sanitária e ambiental, considerando os critérios políticos, socioeconômicos e culturais, tendo como função: i) avaliar condições e tendências; ii) permitir comparações entre lugares e situações; iii) avaliar condições e tendências em relação a objetivos e metas; iv) fornecer informações antecipadas sobre eventos e, v) prever futuras condições e tendências (SCOPE, 1997).

Em 1999, o Conselho Estadual de Saneamento de São Paulo (CONESAN) propôs o Indicador de Salubridade Ambiental (ISA) como instrumento de avaliação da salubridade aos municípios paulistas. O método foi estruturado a partir da média ponderada de indicadores que compõem seis eixos temáticos (abastecimento de água, esgotamento sanitário, resíduos sólidos, controle de vetores, recursos hídricos e aspectos socioeconômico), conforme exposto por Piza (1999). Na ausência de ferramenta consolidada no país, pesquisadores adotaram esse método na análise da salubridade em diversas localidades do território nacional, como ilustra Teixeira, Prado Filho e Santiago (2018).

Pesquisas recentes identificaram a necessidade de ajustes no método pioneiro, em virtude de especificidades locais e da dificuldade de acesso a dados em plataforma digital.

Barreto et al. (2020) adaptaram o ISA a partir da análise de 47 estudos de caso. O modelo proposto foi utilizado em dois municípios de pequenos portes (Cuité de Mamanguape e Marcação) e na capital paraibana, cujos resultados apontaram que somente a capital está em condições salubres.

Bernardes, Bernardes e Günther (2018) consideraram o ISA para área urbana e pesquisas sobre aspectos socioeconômicos para concepção do novo indicador. Foram 23 indicadores organizados nos eixos abastecimento de água, esgotamento sanitário, resíduos sólidos, condição de moradia e socioeconômico. Dos 117 domicílios entrevistados em oito comunidades pertencentes a duas unidades de conservação de uso sustentável na Amazônia, os resultados apontaram que a maior parte dos domicílios encontra-se em baixa salubridade.

Alvares (2020) propôs ajustes no método original e realizou análise por indicador e por município da bacia hidrográfica Baixo Pardo Grande, Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos (UGRHI) 12. Dos doze municípios, oito se classificaram com média salubridade e quatro como salubres. Observou-se baixo índice de salubridade para os indicadores recursos hídricos em todos municípios, enquanto seis deles apresentaram baixa salubridade para o indicador socioeconômico.

Rezende, Ventura e Rispoli (2020) adotaram os resultados do ISA elaborado por Alvares (2020) e estabeleceram análise comparativa com as diretrizes do plano de bacia da UGRHI 12. Para o indicador recursos hídricos, a salubridade foi afetada pela alta demanda rural, baixa cobertura vegetal e elevada carga orgânica nos corpos hídricos. Os autores elaboraram mapa georreferenciado no QGIS 3.10 com o Índice Paulista de Responsabilidade Social (IPRS) para melhor compreensão dos aspectos socioeconômicos, concluindo que dois municípios apresentaram elevados níveis de riqueza, longevidade e/ou escolaridade, seis

deles atingiram classe desigual, três municípios apresentaram-se em transição e um deles foi classificado em condição vulnerável. Com isso, ilustraram a necessidade de investir em ações em longevidade e/ou escolaridade para promover níveis elevados de salubridade.

Desta forma, observou-se a potencialidade do referido indicador, mas sobretudo a justificativa de aprimoramento do método original, em função das demandas de cada localidade.

O principal objetivo foi adaptar o Indicador de Salubridade Ambiental (ISA) proposto pelo Conesam e analisar as condições sanitárias e ambientais dos municípios de Rio Claro, Cordeirópolis, Limeira e Santa Gertrudes, pertencentes à UGRHI 5, denominada bacia hidrográfica dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (PCJ).

2 MATERIAIS E MÉTODO

Esta pesquisa teve apoio de bolsa de iniciação científica PIBIC de 2020 a 2021, período de levantamento de dados pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento em 2021.

2.1 Seleção do Objeto de Estudo

A revisão bibliográfica e documental foi etapa relevante para identificar as distintas condições locais e os ajustes realizados no ISA em contexto nacional.

O município de Rio Claro foi, inicialmente, selecionado para pesquisa devido ao estudo de Sartori (2009), que aplicou o método em parcela da área urbana no município.

Para selecionar os demais municípios, foram definidos os seguintes critérios: i) até 30 quilômetros de distância de Rio Claro; ii) de pequeno porte (20 mil a 30 mil habitantes); iii) existência de planos de saneamento básico disponível em meio digital. Os municípios de Cordeirópolis e

Santa Gertrudes foram selecionados segundo esses critérios. No entanto, o município de Limeira, embora tenha faixa populacional superior à dos demais, foi selecionado por atender dois desses critérios, além de possuir relevância econômica na região pela fabricação de folheados e pela geração de efluentes industriais.

Desta forma, a pesquisa abrangeu os municípios de Cordeirópolis (24.826 hab.), Limeira (308.482 hab.), Rio Claro (208.008 hab.) e Santa Gertrudes (27.381 hab.) da UGRHI 5, e totaliza 568.697 habitantes (IBGE, 2021), como se observa na Fig. 1.

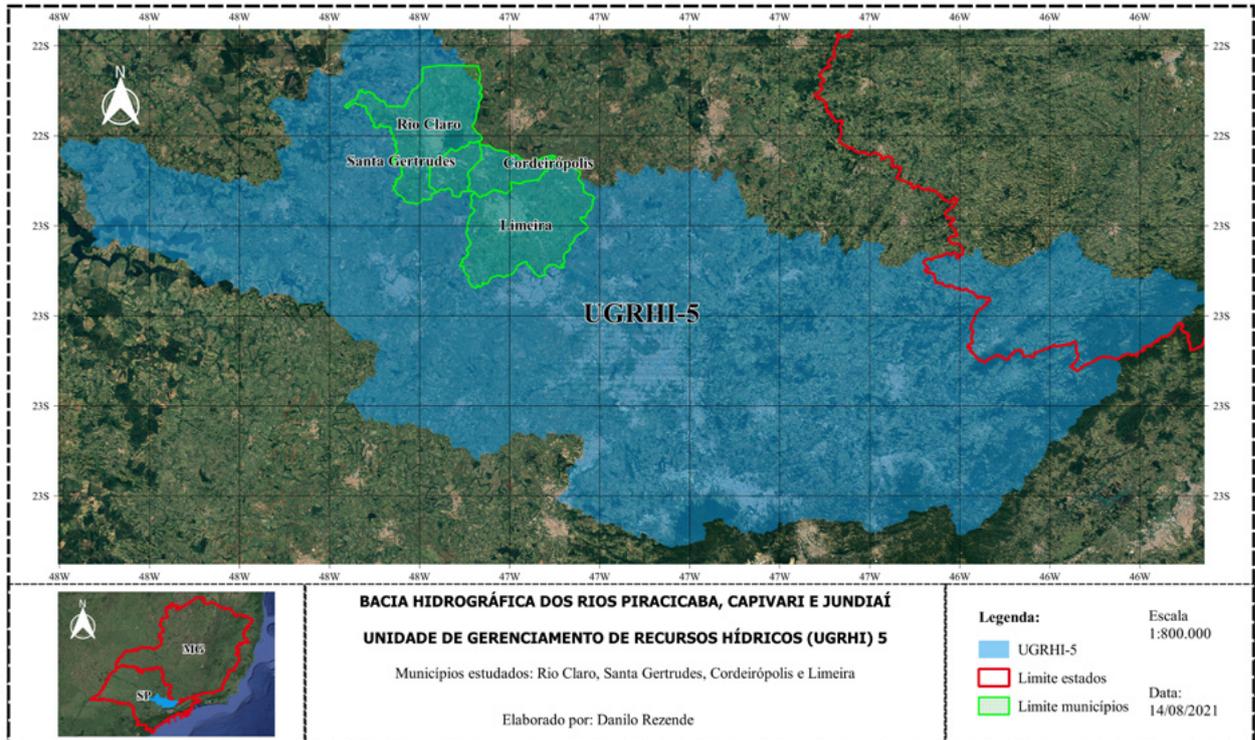


Figura 1 - Delimitação dos municípios selecionados na UGRHI 5

Obtenção de dados a partir do modelo Conesan

O modelo adotado encontra-se na Eq. 1, segundo Piza (1999).

$$ISA = 0,25 lab + 0,25 les + 0,25 lrs + 0,10 lcv + 0,10 lrh + 0,05 lse \quad (1)$$

Sendo que:

lab = Indicador de Abastecimento de Água

les = Indicador de Esgotos Sanitários

lrs = Indicador de Resíduos Sólidos

lcv = Indicador de Controle de Vetores

lrh = Indicador de Recursos Hídricos

lse = Indicador Socioeconômico

A Tabela 1 ilustra a classificação do nível de salubridade. Os parâmetros para o ISA foram obtidos em meio digital pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) no ano de 2020. Outros parâmetros foram obtidos por empresas de saneamento e em plataformas municipais, nos anos disponíveis.

As Tabelas 2 a 7 ilustram os parâmetros do ISA.

Tabela 1 - Classificação do ISA por nível de salubridade

Nível	Faixa do ISA
Salubre	76 – 100
Média Salubridade	51 – 75
Baixa Salubridade	26 – 50
Insalubre	0 – 25

Fonte: Adaptado de Piza (1999).

Tabela 2 - Indicadores de Abastecimento de Água

Indicador	Parâmetros de Entrada
Cobertura de atendimento (Ica) $Ica = (Dua/Dut) * 100$	Domicílios urbanos atendidos (Dua)
	Domicílios urbanos totais (Dut)
Qualidade da água Distribuída (Iqa) $Iqa = k * (NAA/NAR) * 100$	(Número de amostras realizadas/Número mínimo de amostras) (k)
	Amostras consideradas como sendo de água potável relativa à colimetria, cloro e turbidez (NAA) (mensais)
	Amostras realizadas (NAR) (mensais)
Saturação dos Sistemas Produtores (Isa) Obtido por: $n = \frac{\log\left(\frac{CP}{VP * \left(\frac{K2}{K1}\right)}\right)}{\log(1+t)}$	Volume de produção para atender 100% da população (VP) (m³/ano)
	Capacidade de produção (CP) (m³/ano)
	Taxa anual de crescimento (em 5 anos) (t)
	Coefficiente de perdas (%) (k2/K1)
	Nº de anos para saturação do sistema (n)

Fonte: Piza, 1999.

Tabela 3 - Indicadores de Esgotamento Sanitário

Indicador	Parâmetros de Entrada
Cobertura (Ice) $Ice = (Due/Dut) * 100$	Domicílios urbanos atendidos por coleta (Due)
	Domicílios urbanos totais (Dut)
Esgotos Tratados (Ite) $Ite = icex(VT/VC) * 100$	Índice de esgoto coletado (Ice)
	Volume tratado de esgotos medido ou estimado nas ETE (VT) (m³/ano)
	Volume coletado (VC) (m³/ano)
Saturação do Tratamento (Ise) Obtido por: $n = \frac{\log\left(\frac{CT}{VC}\right)}{\log(1+t)}$	Volume coletado de esgoto (VC) (m³/ano)
	Capacidade de tratamento (CT) (m³/ano)
	Taxa anual de crescimento (em 5 anos) (t)
	Nº de anos para saturação do sistema (n)

Fonte: Piza, 1999.

Tabela 4 - Indicador de Resíduos Sólidos

Indicador	Parâmetros de Entrada
Coleta de Resíduos Sólidos (Icr) $Icr = (Duc/Dut) * 100$	Domicílios urbanos com coleta de resíduo (Duc)
	Domicílios urbanos totais (Dut)
Tratamento e Disposição Final (Iqr)	Índice de qualidade de aterros de resíduos sólidos domiciliares – Cetesb (IQR)
Saturação do Tratamento e Disposição Final (Isr) $n = \frac{\log\left(\frac{CA+t}{VL}\right)}{\log(1+t)}$	Volume coletado de resíduos anual (VL) (ton)
	Capacidade restante do aterro (CA) (ton)
	Taxa anual de crescimento (em 5 anos) (t)
	Nº de anos para saturação do sistema (n)

Fonte: Piza, 1999.

Tabela 5 - Indicador de Recursos Hídricos

Indicador	Parâmetros de Entrada
Água Bruta (Iqb)	Situação de poços do município
Disponibilidade dos Mananciais (Idm) $Idm = Disp/Dem$	Disponibilidade, água em condições de tratabilidade para abastecimento (Dis) (m³/s)
	Demanda futura de 10 anos (Dem) (m³/s)
Fontes Isoladas (Ifi) $Ifi = (NAA/NAR)$	Quantidade de amostras consideradas como sendo de água potável relativa à colimetria, cloro e turbidez (NAA) (mensais)
	Amostras realizadas (NAR) (mensais)

Fonte: Piza, 1999.

Tabela 6 - Indicadores de Controle de Vetores

Indicador	Parâmetros de Entrada
Dengue - (Ivd)	Casos de transmissão e infestação de Dengue
Esquistossomose - (Ive)	Casos de Esquistossomose
Leptospirose - (Ivl)	Casos de Leptospirose e enchentes

Fonte: Piza, 1999.

Tabela 7 - Indicadores de Aspectos Socioeconômicos

Indicador	Parâmetros de Entrada
Indicador de Saúde Pública (Isp) $Isp=0,7^*Imh+0,3^*Imr$	Indicador relativo à mortalidade (Imh)
	Indicador relativo à média de mortalidade (Imr)
Indicador de Renda (Irf) $Irf=0,7^*I3s+0,3^*Irm$	Indicador de distribuição de renda menor que 3 salários mínimos (I3s)
	Indicador de renda média (Irm)
Indicador de Educação (Ied) $Ied=0,6^*Ine+0,4^*Ie1$	Indicador de O escolaridade (Ine)
	Indicador de escolaridade até o 1º grau (Ie1)

Fonte: Piza, 1999.

2.2 Aplicação e análise do ISA adaptado

A adaptação do ISA foi realizada com base nas pesquisas de Xavier e Almeida (2018), que consultaram especialistas sobre o método e decidiram pela exclusão e inserção de indicadores, e Nirazawa e Oliveira (2018), que adotaram os indicadores governamentais recomendados e, com apoio de especialistas, utilizaram os mais úteis à gestão do serviço de saneamento ambiental. Nesta pesquisa, o ISA adaptado identificou a condição da salubridade ambiental e apontou os aspectos mais frágeis por município.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Adaptações ao método original

O método original teve o intuito de nortear o monitoramento das condições ambientais e sanitárias, permitindo a alteração de indicadores, conforme interesse do gestor público. As Tabelas 8 a 11 descrevem os ajustes aos indicadores, considerando o manual Conesan (Piza, 1999) e o julgamento observado nos documentos científicos coletados.

Tabela 8 - Ajuste ao Indicador de Abastecimento de água (Iab)

Indicador	Parâmetro ajustado	Descrição do ajuste
Iqa – Qualidade da água distribuída	NAA	O “número de amostras consideradas como sendo de água potável (NAA)” foi adotado como: resultados sobre a qualidade da água que não se encontraram fora do padrão.
Isa – Saturação dos Sistemas Produtores	t	A “Taxa anual de crescimento para os próximos 5 anos (t)”, presente em 3 indicadores (2ª ordem), foi obtida considerando um crescimento aritmético da população estudada. Ou seja, tendo a população do ano de 2000 e do ano de 2010, foi possível obter a taxa de crescimento da população a cada ano e estimá-la para o ano de 2025.
Isa – Saturação dos Sistemas Produtores	Coefficiente de perdas	Sendo K1 o coeficiente de perdas atual e K2 o coeficiente de perdas previsto para 5 anos, o “Coeficiente de perdas (K2/K1)” foi adotado com o valor 1. Por conta de Rio Claro apresentar uma melhora no índice de perdas na distribuição nos três últimos anos, apresentando uma previsão positiva, adotou-se um índice de perdas previsto para 5 anos (K2) no mínimo igual ao atual. Assim, tem-se o fator 1, que contribui positivamente para a avaliação final.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 9 - Ajuste ao Indicador de Recursos Hídricos (Irh)

Indicador	Parâmetro ajustado	Descrição do ajuste
Idm - Disponibilidade dos Mananciais	Dem	A “Demanda futura de 10 anos (Dem)” foi considerada como sendo a “Demanda Total” com um acréscimo de 15%. Ou seja, de acordo com o aumento do consumo de água e o provável crescimento na demanda futura, a demanda futura dos próximos 10 anos foi calculada como “Demanda Total * 1,15”.
Idm - Disponibilidade dos Mananciais	Disp	A “Disponibilidade de água (Disp)” foi calculada por meio da vazão média disponível por habitante no período de 1 ano. Para isso, estimou-se a vazão disponível do município tendo em vista a população deste. Ou seja, foi possível obter a disponibilidade de água no período de 1 ano por meio da multiplicação da disponibilidade <i>per capita</i> pela população.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 10 - Ajuste ao Indicador de Resíduos Sólidos (Irs)

Indicador	Parâmetro ajustado	Descrição do ajuste
Irs - Saturação do Tratamento e Disposição Final	CA	A "Capacidade restante do aterro (CA)" teve de ser calculada da seguinte forma: inicialmente, a taxa de geração de resíduos sólidos urbanos (RSU) gerados por dia foi extrapolada de modo anual até o ano de 2050, estimando-se que um aterro funciona por 30 anos (tempo estimado pelo pesquisador, pois a informação não foi encontrada). Para isso, considerou-se a taxa de crescimento anual da população entre 2000 e 2010, a quantidade de RSU gerados diariamente, bem como a taxa de compactação e cerca de 20 a 30% a mais devido ao volume do material e solo inserido no aterro sanitário. Então, a CA foi calculada pela soma da capacidade anual dos próximos 30 anos.
Irs - Saturação do Tratamento e Disposição Final	VL	O "Volume coletado de resíduos anual (VL)" também teve de ser calculado. Por meio da divisão da "Capacidade restante do aterro (CA)" por 30, identificou-se o volume anual de resíduos coletados.

Fonte: Autoria própria.

Tabela 11 - Ajuste ao Indicador Socioeconômico (Ise)

Indicador	Parâmetro ajustado	Descrição do ajuste
Ise - Socioeconômico	Ise	O dado obtido representante do "Indicador Socioeconômico (Ise)" foi o "Índice de Desenvolvimento Humano (IDH)". O IDH é composto a partir de dados que contemplam 3 quesitos principais: saúde, educação e renda (PNUD, IPEA, FJP, 2013). Então, é possível estabelecer uma relação entre o IDH e o Ise, proposto por Piza (1999), sendo que ambos indicam as mesmas categorias de informação

Fonte: Autoria própria.

3.2 Resultados do ISA para os municípios selecionados da UGRHI 5

As Tabela 12 a 17 apresentam os resultados por indicador adaptado. Primeiramente, tendo em vista os resultados do indicador Ica, nota-se todas as avaliações com nota máxima, apontando que os domicílios urbanos possuem abastecimento de água. Em seguida, observa-se que, para o indicador Iqa, tem-se que os municípios apresentaram a qualidade da água distribuída em condição excelente ou ótima. Essa diferença ocorreu por conta dos "Resultados fora do

padrão" serem diferentes de 0 (zero). Além disso, todos cumpriram com o número mínimo de amostras analisadas (Tabela 12).

Em relação ao Isa, percebe-se que os municípios apresentaram nota máxima. Isso ocorreu principalmente pela capacidade de produção (CP) ser maior que o volume de água produzido (VP). Assim, mesmo levando em consideração a taxa de crescimento "t" e o coeficiente de perdas "K2/K1", o sistema é capaz de produzir mais água do que o necessário, mostrando que não está saturado (Tabela 12).

Tabela 12 - Dados obtidos para o cálculo do Ica e resultado de cada indicador

Municípios	Ica	Iqa				Isa					
	Ica (%)	Amostras obrigatórias (un/a)	Resultados fora do padrão	Amostras analisadas (un/a)	Iqa	VP $\left(\frac{10^3 m^3}{a}\right)$	CP $\left(\frac{10^3 m^3}{a}\right)$	t (%)	k2/k1	n	Isa
Rio Claro	100	24.620	884	42.220	80	20.712	29.455	0,85	1	42	100
Cordeirópolis	100	2.400	0	2.400	100	1.760	2.838	1,34	1	36	100
Limeira	100	16.189	1	34.166	80	24.254	29.200	0,86	1	22	100
Santa Gertrudes	100	11.016	0	15.726	100	1.858	2.208	1,93	1	9	100

Fonte: Autoria própria.

Todos os domicílios urbanos são atendidos por rede coletora de esgoto sanitário. Nota-se que as avaliações do Ite, exceto para Cordeirópolis,

apresentaram o melhor resultado. Esse fato ocorreu pelo elevado percentual de esgoto coletado ser tratado em Rio Claro, Limeira e San-

ta Gertrudes. O município de Cordeirópolis, pelo fato de não tratar o esgoto gerado, obteve nota nula nesse indicador (Tabela 13).

Por fim, no Indicador de Saturação do Tratamento (Ise), foi obtida uma notável diferença entre as pontuações. Os municípios de Limeira e Santa Gertrudes apresentaram uma capacidade de

tratamento (CT) maior que o volume de esgoto coletado, mostrando bom planejamento para o sistema de tratamento, diferentemente de Rio Claro e Cordeirópolis. O município de Rio Claro trata 92% do esgoto coletado, e Cordeirópolis não trata esgoto sanitário (nota nula), segundo dados do SNIS (Ministério do Desenvolvimento Regional, 2020).

Tabela 13 - Dados obtidos para o cálculo do Ise e resultado de cada indicador

Municípios	Ice	Iqa				Ise				
	Ice	Índice de coleta	Volume tratado ($\frac{10^3 m^3}{a}$)	Volume coletado ($\frac{10^3 m^3}{a}$)	Ite	Volume tratado ($\frac{10^3 m^3}{a}$)	CT ($\frac{10^3 m^3}{a}$)	t (%)	n	Ise
Rio Claro	100	100	15.800	17.174	100	17.174	15.800	0,85	0	0
Cordeirópolis	100	100	0	1.002	0	1.002	0	1,34	0	0
Limeira	100	100	19.089	19.089	100	19.089	26.806	0,86	40	100
Santa Gertrudes	100	100	1.045	1.048	100	1.048	1.577	1,93	21	100

Fonte: Autoria própria.

O resultado exposto na primeira coluna aponta que todos os domicílios urbanos são atendidos por coleta de resíduos sólidos (Tabela 14). Os municípios apresentaram boa avaliação para Tratamento e Disposição Final dos resíduos (Iqr). Cordeirópolis apresentou uma diferença de 1% no quesito “Índice de qualidade de Aterros de Resíduos sólidos domiciliares”, que modificou a nota de maneira insignificativa. Esse fato apre-

senta uma situação positiva da disposição final dos resíduos.

Os municípios apresentaram Isr elevados, em vista a capacidade restante dos aterros (CA) em que destinam seus resíduos, o volume coletado de resíduos por ano e o crescimento populacional, tempo estimado para saturação do sistema, como detalhado na Tabela 10.

Tabela 14 - Dados obtidos para o cálculo do Irs e resultado de cada indicador

Municípios	Icr	Iqr		Isr				
	Icr	IQR	Iqr	Volume coletado (ton/a)	CA (ton)	t (%)	n	Isr
Rio Claro	100	8,3	100	94.676	2.840.294	0,85	27	100
Cordeirópolis	100	7,9	95	12.489	374.672	1,34	25	100
Limeira	100	8,3	100	199.873	5.996.204	0,86	27	100
Santa Gertrudes	100	9,8	100	18.965	568.957	1,93	2	100

Fonte: Autoria própria.

Observa-se pelo Ivd que todos os municípios apresentaram casos de dengue nos últimos 5 anos (2015-2019). Pela ausência de dados que descrevam o tipo da dengue, foram considerados todos os casos de dengue do tipo clássica.

A existência de casos nos municípios estudados, o resultado aponta a necessidade de programas preventivos para redução do vetor da dengue e dos possíveis criadouros do mosquito (Tabela 15).

Tabela 15 - Dados obtidos para o cálculo do lcv e resultado de cada indicador

Municípios	lvd		lve		lvi		
	Casos	lvd	Casos	lve	Inundações	Casos	lvi
Rio Claro	1100	25	0	100	41	1	0
Cordeirópolis	6	25	0	100	0	1	25
Limeira	142	25	0	100	1	1	0
Santa Gertrudes	15	25	0	100	0	2	25

Fonte: Autoria própria.

Não foram identificados, em meio digital, casos de Esquistossomose (lve), sendo atribuído o valor máximo como recomenda o método. A baixa avaliação dos municípios no Indicador de Leptospirose (lvi) refere-se aos casos de leptospirose no ano de 2018. Além disso, Rio Claro e Limeira apresentaram casos de inundações e alagamentos nos últimos 5 anos. Assim, Rio Claro e Limeira obtiveram a menor avaliação. Os resultados para o lvi indicam a relevância de programas preventivos para leptos-

pirose, especialmente para os municípios Rio Claro e Limeira.

Pela ausência de dados atualizados sobre a situação dos poços das cidades (lqb), adotou-se que existem poços com risco de contaminação. Pelo método, a nota atribuída é nula. Quanto ao ldm, tem-se que em todas as avaliações a demanda é menor do que a disponibilidade, proporcionando nota máxima para todos os municípios. Desse modo, estimou-se que a disponibilidade dos mananciais atende à demanda no período de 1 ano (Tabela 16).

Tabela 16 - Dados obtidos para o cálculo do lrh e resultado de cada indicador

Municípios	lqb	ldm			lfi		
	lqb	Disp (m ³ /s)	Dem (m ³ /s)	ldm	Resultados fora do padrão	Amostras analisadas (un/a)	lfi
Rio Claro	0	6,19	0,6887	100	884	42.220	80
Cordeirópolis	0	0,72	0,0848	100	0	2.400	100
Limeira	0	9,19	0,7871	100	1	34.166	80
Santa Gertrudes	0	0,78	0,0638	100	0	15.726	100

Fonte: Autoria própria.

Quanto ao lfi, o ideal seria analisar a qualidade da água partindo de fontes alternativas, como bicas, fontes e poços. Contudo, os resultados de amostras realizadas disponíveis não tratam necessariamente de fontes alternativas (Tabela 16). Assim, para essas avaliações, cabem os mesmos comentários feitos para Tabela 1 quanto ao lsa, por conta dos mesmos dados terem sido utilizados.

O Indicador Socioeconômico (lse) sofreu alteração, conforme Tabela 11, considerando o IDH como indicador para mensurar o lse (Tabela 17). Esse resul-

tado indica, de maneira geral, boa avaliação dos municípios em quesitos como saúde, conhecimento e padrão de vida (PNUD; IPEA; FJP, 2013).

Tabela 17 - Dados obtidos para o cálculo do lse e resultado de cada indicador

Municípios	IDH	lse
Rio Claro	0,803	80,3
Cordeirópolis	0,758	75,8
Limeira	0,755	75,5
Santa Gertrudes	0,737	73,7

Fonte: Autoria própria.

3.3 Cálculo da salubridade ambiental nos municípios selecionados da UGRHI 5

O município de Santa Gertrudes e Limeira atingiram níveis mais elevados do nível salubre, especialmente por conta dos indicadores lab, les e lrs. Por outro lado, Rio Claro apresentou situação salubre e obteve os menores valores para lab, lcv e lrh. Por fim, Cordeirópolis obteve resultado do ISA adaptado pouco abaixo dos demais, sendo

classificada com média salubridade por não tratar o esgoto sanitário.

Vale observar que alguns indicadores, como o lrs, lrh, lcv e lse, não foram decisivos individualmente na pontuação do ISA adaptada pelos municípios por apresentarem resultados semelhantes.

A Tabela 18 ilustra o resultado obtido com o ISA adaptado para os municípios do estudo, os quais atingiram, em sua maioria, nível salubre.

Tabela 18 - ISA adaptado para os municípios do estudo

Municípios	lab	les	lrs	lcv	lrh	lse	ISA
Rio Claro	93,3	66,7	100,0	31,25	60,00	80,3	78,14
Cordeirópolis	100,0	33,3	95,0	43,75	66,67	75,8	72,75
Limeira	93,3	100,0	100,0	31,25	60,00	75,5	86,23
Santa Gertrudes	100,0	100,0	100,0	43,75	66,67	73,7	89,73

Fonte: Autoria própria.

4 CONCLUSÃO

Desde a concepção do ISA pelo Conesan, alterações no cálculo e nos indicadores foram desenvolvidas por distintas pesquisas para estimar as condições sanitárias e ambientais locais, de modo que não há método consolidado em literatura, além da proposta original.

Os pontos mais críticos estão relacionados ao esgoto sanitário não tratado, ao controle de vetores à saúde pública e à possibilidade de contaminação de poços subterrâneos nos municípios estudados. Assim, as intervenções na infraestrutura de saneamento básico, em conjunto com investimentos econômicos, podem minimizar o risco de contaminação do ambiente e, conseqüentemente, auxiliar na análise do local investigado.

Além do ISA, os gestores públicos podem considerar os planos municipais (saneamento, resíduos sólidos, águas pluviais) e planos estaduais (bacia hidrográfica) como instrumentos de planejamento e de avaliação da qualidade de vida urbana. Assim, os indicadores servem como ferramenta

de análise progressiva das melhorias ao longo do tempo, tanto em escala local como regional.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Ventura KS; **Metodologia:** Ventura KS e Ferro LHR; **Redação e revisão:** Ferro LHR, Ventura KS, Rezende D, Alvares MEG, Shibasaki K; **Financiamento (bolsa de pesquisa de iniciação científica):** Ferro LHR; **Supervisão:** Ventura KS.

6 REFERÊNCIAS

ALVARES, M. E. G. **Avaliação da salubridade ambiental como fator de contribuição à gestão de resíduos sólidos urbanos. Estudo de caso: Bacia Hidrográfica Baixo Pardo/Grande (SP).** Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

BARRETO, J. B.; FEITOSA, P. H. C.; ANJOS, K. L.; TEIXEIRA, R. O. Criação de um modelo de indicador de salubridade ambiental (ISA) adaptado ao contexto de municípios de pequeno porte (ISA/MPP). **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.11, n.2, p.278-295, 2020. DOI: <http://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2020.002.0028>

BERNARDES, C.; BERNARDES, R.S.; GÜNTHER, W.M.R. Proposta de índice de salubridade ambiental domiciliar para comunidades rurais: aspectos conceituais e metodológicos. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v.23, n4, 2018. p: 697-706.

BRASIL. Lei Federal nº 11445, de 5 de fevereiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 5 jan. 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm#:~:text=Estabelece%20diretrizes%20nacionais%20para%20o,1978%3B%20e%20d%C3%A1%20outras%20provid%C3%AAsncias.>. Acesso em: 18 fevereiro 2021.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB)**. Brasília: Ministério das Cidades, 2013. 172p.

BRASIL. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento**. 5ª edição. Brasília (DF): Funasa, 2019. 545 p.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. **Diagnóstico SNIS 2020**. Portal Eletrônico. Disponível em: <<http://snis.gov.br/diagnosticos>> Acesso em 30 ago. 2020.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **IBGE Cidades**. Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/>> Acesso em: 03 mar. 2021.

NIRAZAWA, A.N.; OLIVEIRA, S.V.W.B. Indicadores de saneamento: uma análise de variáveis para elaboração de indicadores municipais. p.753-776. **Revista de Administração Pública**, v.52, n4, jul-ago, 2018.

PIZA, M. **ISA: Indicador de Salubridade Ambiental - Manual Básico**. São Paulo: Conselho Estadual de São Paulo (CONESAN), 1999. 35p.

PNUD; IPEA; FJP. **Atlas de desenvolvimento humano no Brasil 2013**. Disponível em: <<http://www.atlasbrasil.org.br/ranking>>. Acesso em: 05 mai. 2020.

REZENDE, D.; VENTURA, K.S.; RISPOLI, I.A.G. Análise da Salubridade Ambiental pelas Diretrizes do Plano de Bacia Hidrográfica. Estudo de Caso: Municípios da UGRHI 12 (Baixo Pardo Grande). **Revista Latino-americana de Ambiente Construído & Sustentabilidade**, v. 1, n. 2, 2020. p:67-80

SARTORI, A.G.O. **Aplicação do Indicador de Salubridade Ambiental - ISA no município de Rio Claro**. Monografia de graduação de curso. Universidade Estadual Paulista. Rio Claro (SP): 2009. 101p.

SCOPE - *Scientific Committee On Problems of the Environment*. MOLDAN, B.; BILLHARZ, S. (orgs) **Indicadores de Sustentabilidade: Relatório do projeto sobre Indicadores para o Desenvolvimento Sustentável**. Wiley, UK, 1997.

TEIXEIRA, D.A.; PRADO FILHO, J.F.; SANTIAGO, A.S. Indicador de Salubridade Ambiental: variações da formulação e usos do indicador no Brasil. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v.23, n.3, p.543-545, 2018. Disponível em: <<https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/10760>>. Acesso em: 05 abril 2019.

XAVIER, A. P. M.; ALMEIDA, P. P. **O Indicador de Salubridade Ambiental (ISA) como ferramenta de avaliação do saneamento dos municípios goianos**. Trabalho de conclusão de curso. Goiânia (GO): UFG, 2018. 91p.

Análise estatística da resistência à compressão de concreto preparado com águas de reúso

Statistical analysis of the compressive strength of concrete prepared with reused waters

- **Data de entrada:**
17/11/2020
- **Data de aprovação:**
19/08/2021

Ana Rachel Melo Nascimento^{1*} | Gracielle Ferreira de Souza¹ | Leonardo Vieira Soares¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.069>

ORCID ID

Nascimento ARM  <https://orcid.org/0000-0003-3219-8683>

Souza GF  <https://orcid.org/0000-0001-6634-5018>

Soares LV  <https://orcid.org/0000-0001-8367-2766>

Resumo

Para o enfrentamento de situações de crise hídrica, o uso de efluentes de estações de tratamento de esgoto como fonte alternativa de água vem sendo investigado. Buscando maior entendimento sobre o tema, este trabalho propõe analisar a resistência à compressão de concretos preparados com dois efluentes nos processos de amassamento e cura: um proveniente do sistema de Reator de Bateladas Sequenciais (SBR) e outro efluente oriundo de Lagoas de Estabilização, ambos os sistemas localizados no município de João Pessoa - PB. Os efluentes estavam em conformidade com as normas NBR 15.900 e NM 137 e os corpos de prova produzidos foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial aos 7, 28 e 120 dias. Os dados de resistência obtidos foram sujeitos à análise estatística, pela qual se observou redução na influência da água de amassamento na resistência à compressão do concreto com o aumento do tempo de cura e se constatou semelhança significativa das resistências apenas aos 120 dias de cura.

Palavras-chave: Reúso. Tratamento de esgoto. Produção de concreto.

Abstract

In order to face situations of water crisis, the use of effluents from sewage treatment plants as an alternative source of water has been investigated. Seeking for greater understanding on the subject, this work proposes to analyze the compressive strength of concretes prepared with two effluents in the kneading and curing processes: one from the Sequential Batch Reactor (SBR) system and the other effluent from Stabilization Lagoons, both systems located in the city of João Pessoa – PB. The effluents were in compliance with the NBR 15,900 and NM 137 standards and the concrete samples produced were submitted to axial compression resistance test at 7, 28 and 120 days. The resistance data were subjected to statistical analysis by which it was possible to conclude that the water's influence on the compressive strength of the concrete reduces as the curing time increases and that there is a significant similarity between the resistances only at 120 days of curing.

Keywords: Reuse. Sewage treatment. Concrete production.

¹ Universidade Federal da Paraíba (UFPB) - João Pessoa - Paraíba - Brasil.

* **Autora correspondente:** anaracheleng@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural essencial à vida e que está intimamente ligado ao progresso da sociedade e de diversas atividades econômicas. Apesar de ter sido considerado como inesgotável em décadas passadas, atualmente esse recurso gera sérias preocupações em decorrência do estado de escassez observado em diferentes localidades e das projeções de crise hídrica para o futuro. De acordo com o Relatório Mundial das Nações Unidas Sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos (UNESCO; WWAP, 2019), mais de dois bilhões de pessoas vivem em países que apresentam alto estresse hídrico, e cerca de quatro bilhões de pessoas experimentam escassez severa de água durante pelo menos um mês do ano.

A crise hídrica tende a piorar quando projetada para o futuro. Estima-se que a demanda mundial por água se mantenha semelhante à taxa de consumo atual de forma que, até o ano de 2050, haja aumento de 20% a 30% em relação ao nível atual de uso, destacando crescimento majoritário na demanda dos setores industrial e doméstico (BUREK et al., 2016).

Dentre as indústrias de maior consumo de água, o ramo da construção civil se encontra como autor de 9% da demanda industrial total (FAO, 2014) e gasta mais de um trilhão de litros de água anualmente na preparação concreto (MILLER et al., 2018). De maneira geral, estudos estimam o consumo médio entre 180 e 211 litros de água para a confecção de um metro cúbico de concreto dosado (BARRETO, 2015; SILVA et al., 2013; TSIMAS et al., 2011). Não obstante, para realizar as atividades secundárias ligadas à produção, como processo de cura e lavagem dos equipamentos, são necessários cerca de 2,5 vezes mais litros de água em relação ao usado na confecção (HANNAH et al., 2013).

Dessa forma, frente à perspectiva de crise hídrica, tornam-se necessárias soluções tecnológicas e sustentáveis em setores com elevado consumo de água, especialmente na indústria da construção civil, para proporcionar o equilíbrio entre a oferta e demanda de água. Assim, diversos estudos investigaram o uso de água de reúso na produção do concreto.

Al-Jabri et al. (2011) investigaram a influência de efluentes de lavagem de carros nas propriedades do concreto de alta resistência. Para isso, empregaram diferentes porcentagens de águas de reúso e água potável variando entre 25 e 100% e verificaram as resistências à compressão axial aos 7 e 28 dias. Outra pesquisa realizada por Brandão et al. (2019) utilizou água de reúso proveniente do tratamento terciário, caracterizado por filtros de areia e carvão ativado de uma Estação de Tratamento de Reúso compacta, para preparação de concreto e investigou os parâmetros de índice de vazios, a absorção, a massa específica e a resistência à compressão axial aos 3, 7, 28 e 91 dias. Ambas as pesquisas concluíram que não houve diferença significativa na resistência à compressão do concreto produzido com água de reúso em comparação ao preparado com água potável.

Raza et al. (2020) apresentaram um estudo utilizando cinco tipos diferentes de águas residuais oriundas de fábricas têxteis, fábrica de fertilizantes, esgoto doméstico, esgoto de posto de gasolina e fábrica de açúcar. Os resultados demonstraram diferença significativa entre as resistências à compressão de misturas de concreto, apontando que o concreto preparado com águas residuais de fábricas têxteis apresentou maior resistência à compressão que o desenvolvido com água potável.

Ghairy et al. (2018) relataram que água cinza tratada é adequada para a produção de concreto. Os resultados desse trabalho indicaram que resistên-

cia à compressão aos 28, 120 e 200 dias de cura não foi influenciada negativamente quando comparada ao concreto feito com água destilada.

Portanto, com o intuito de sugerir uma forma de redução no consumo de água extraída de mananciais para produção de concreto e amenizar a problemática acerca da disposição final de águas residuais domésticas, o presente trabalho tem como finalidade avaliar estatisticamente o desempenho de concretos preparados com águas de reúso — efluentes tratados em Reator de Bateladas Sequenciais (SBR) e Lagoas de Estabilização — em relação à resistência à compressão axial.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Águas de reúso utilizadas no amassamento e cura do concreto

Dois tipos de efluentes foram utilizados nesta pesquisa como água de amassamento e cura para a preparação do concreto: um proveniente do tratamento de esgoto doméstico tratado em Reator de Bateladas Sequenciais (SBR) e Lagoas de Estabilização. Ambos os sistemas de tratamento estão instalados na Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) de Mangabeira, si-

tuada no município de João Pessoa, Paraíba, e gerenciada pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA).

O SBR, ilustrado na Fig. 1 (a), faz parte da instalação experimental projetada, construída e operada pelo Projeto Bramar (Estratégias e tecnologias para a escassez de água no nordeste brasileiro). Funcionando em escala piloto, o SBR possui capacidade de tratamento de 16,2 mg/l de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO_5) de carga orgânica nominal de poluente e atende à demanda de uma residência unifamiliar (0,90 m³ diários). O sistema trata 180 litros esgoto por ciclo e realiza cinco ciclos por dia (ABELS et al., 2018).

Já o sistema de Lagoas de Estabilização, indicado na Fig. 1 (b), funciona em escala plena com vazão de 8.275 m³/dia e está funcionando conforme o sistema australiano: duas Lagoas Anaeróbias (LA) seguidas por uma Lagoa Facultativa (LF) operadas em série. As Lagoas Anaeróbias possuem volume de 14.800 m³, área superficial de 0,4 ha e tempo de detenção hidráulica (TDH) de 1,8 dias cada uma, enquanto a Lagoa Facultativa (LF) apresenta 57.600 m³ de volume, 3,2 ha de área superficial e 7 dias de TDH (CAGEPA, 1981; SILVA et al., 2016).

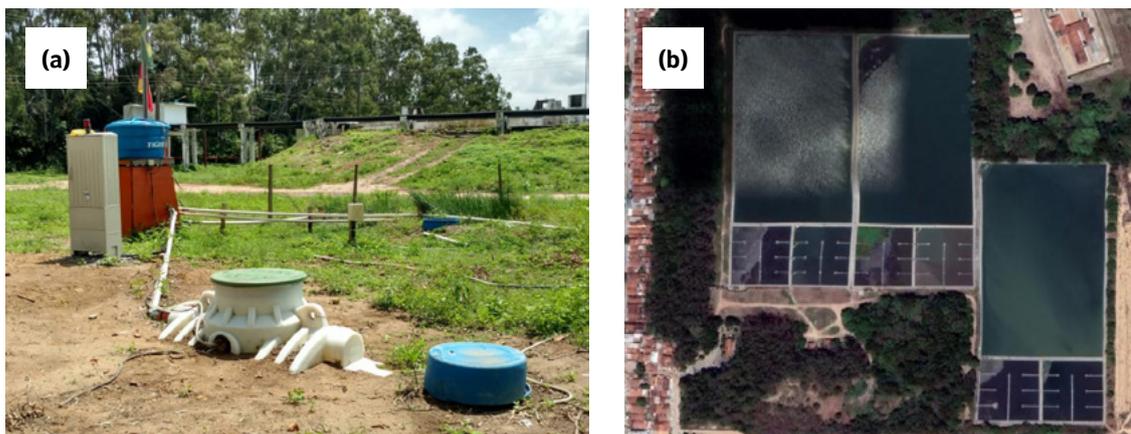


Figura 1 – Sistemas de tratamento: a) Instalações experimentais do Reator de Bateladas Sequenciais; b) Módulos de Lagoas de Estabilização.

Fontes: a) Autores (2018); b) Google Earth (2020). Acesso: 20 out. 2020.

2.2 Ensaios e análises realizadas

Para cada um desses sistemas de tratamento, foram coletadas três amostras dos efluentes no decorrer dos meses de abril e junho de 2018. De forma a obter uma referência comparativa com os efluentes em estudo, a água proveniente do sistema de abastecimento público do município de João Pessoa, fornecida pela CAGEPA, foi utilizada como água de referência.

Os efluentes foram caracterizados por meio de análises físico-químicas conforme os parâmetros discriminados na NBR 15.900 (ABNT, 2009) e na Norma Mercosul 137 (1997). Desse modo, foram realizadas as determinações de pH a 25°C (valor adimensional); Teor de Sólidos Totais (mgST/L); Teor de Ferro total (mgFe/L); Teor de Cloretos (mgCl⁻/L) e Teor de Sulfatos Solúveis (mgSO₄²⁻/L) de acordo com *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA et al., 2012) para cada amostra dos efluentes. Todas as análises foram realizadas em réplica no Laboratório de Saneamento Ambiental (LABSAM) do Centro de Tecnologia da UFPB.

Os demais componentes do concreto — cimento e agregados graúdo e miúdo — foram caracterizados de forma a servir como base para a definição do traço experimental e dosagem do material. As composições granulométricas dos agregados foram obtidas conforme a NM 248 (ABNT, 2003), massa unitária pela NBR NM 45 (ABNT, 2006) e massa específica para agregado miúdo foi obtida com base a NBR NM 52 (ABNT, 2003) e NBR NM 53 (ABNT, 2003) para agregado graúdo. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LABEME) do Centro de Tecnologia da UFPB.

2.3 Produção e ensaios no concreto

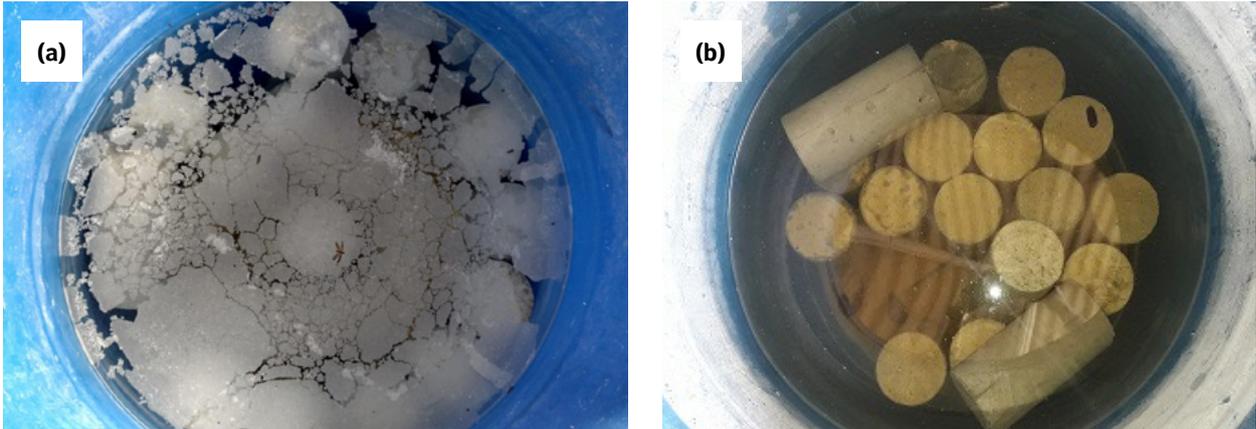
Baseado nos dados encontrados, foi realizada a dosagem do concreto em concordância com a metodologia experimental ABCP/ACI. Adotou-se para o concreto, a resistência característica (fck) de 25 MPa e o abatimento (*Slump Test*) de 100 ± 20 mm pelo método tronco de cone. De posse do traço experimental, preparou-se o concreto que, no estado fresco, foi testado a partir de ensaios de abatimento do tronco de cone para avaliar a trabalhabilidade do concreto no estado plástico.

Com a finalidade de averiguar a influência do tipo de água de amassamento nas propriedades do concreto, foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, conforme prescreve a NBR 5738 (ABNT, 2015), confeccionados com as três águas de amassamento em estudo (efluente do SBR, efluente das Lagoas de Estabilização e água de abastecimento público).

Após 24 horas da moldagem, os corpos de prova foram colocados em cura úmida até as idades de 7, 28 e 120 dias (Tabela 1), tendo em vista o ensaio de resistência à compressão axial. No processo de cura úmida, os corpos de prova foram imersos em tanques contendo o mesmo tipo de líquido que o utilizado como água de amassamento na preparação do concreto (Fig. 2). O ensaio de resistência à compressão axial foi executado de acordo com as diretrizes da norma NBR 5739 (ABNT, 2007). Para realizar o ensaio, foi realizada a regularização dos topos dos corpos com auxílio de uma máquina retificadora e de um disco de Neoprene, denominado capeador elástico, com o intuito de garantir a distribuição uniforme das tensões de compressão axial.

Tabela 1 - Corpos de prova confeccionados por tipo de água de amassamento e idade de ruptura.

Água de amassamento	Número de corpos de prova			Total de corpos de prova
	7 dias	28 dias	120 dias	
Abastecimento	8	12	12	32
SBR	12	18	18	48
Lagoas	12	18	18	48

**Figura 2** - Tanques de cura contendo corpos de prova e efluente do a) SBR; b) das lagoas de estabilização.

Fonte: a) Autores (2018).

2.4 Características dos efluentes

O efluente do SBR e o efluente das lagoas de estabilização foram caracterizados a partir de análises físico-químicas de acordo com a NBR 15.900 (ABNT, 2009). Os resultados obtidos foram comparados aos teores limites da citada norma brasileira e da Norma Mercosul 137 (1997), que apresenta limites de tolerâncias mais rígidos em comparação a NBR 15.900.

Das três determinações provenientes das três amostras por efluente, realizou-se o cálculo de média aritmética e os resultados por tipo de efluente estão dispostos na Tabela 2.

Tabela 2 - Caracterização dos efluentes de Reator SBR e das lagoas de estabilização utilizados como água de amassamento e cura

Parâmetros	SBR	Lagoas
pH a 25°C	3,55	7,55
Cloretos (mgCl/L)	62,78	60,35
Sulfatos (mgSO ₄ ²⁻ /L)	66,35	38,29
Ferro total (mgFe/L)	0,304	0,455
Sólidos Totais (mgST/L)	483,56	374,50

2.5 Características do traço experimental de concreto

A massa específica do cimento utilizado nos experimentos foi de 3,10 g/cm³. Os demais materiais componentes do concreto, agregado graúdo (brita) e miúdo (areia) foram caracterizados por meio dos ensaios de granulometria e massa específica, e os resultados estão apresentados na Tabela 3 e 4.

Devido a problemas no estoque, foram utilizadas duas areias diferentes na confecção dos concretos de forma que foram calculados dois traços experimentais diferentes, um para cada tipo de água de amassamento. A Tabela 5 indica os traços experimentais calculados para cada tipo de concreto assim como o consumo de agregados, água e cimento. Destaca-se que para produção de 1 m³ de concreto, foram gastos 270 litros de água de amassamento e que esse volume foi destinado apenas para a preparação do concreto, sem considerar os gastos nos processos de cura e limpeza de equipamento.

Tabela 3 - Características do agregado graúdo.

Parâmetro	SBR	Lagoas
Diâmetro máximo (mm)	19	19
Massa específica (g/cm ³)	2,70	2,70
Massa unitária (Kg/dm ³)	1,50	1,50

Tabela 4 - Características do agregado miúdo.

Parâmetro	SBR	Lagoas
Módulo de finura	2,21	2,09
Massa específica (g/cm ³)	2,57	2,63
Massa unitária (kg/dm ³)	1,58	1,63

Tabela 5 - Traço experimental e consumo de material por metro cúbico de concreto.

Parâmetro	Cimento	Areia	Brita	Água
Traço 1 (efluente do SBR)	1	1,49	1,78	0,48
Consumo 1	442 kg	674,5 kg	1011,5 kg	270 litros
Traço 2 (efluente das Lagoas)	1	1,50	1,80	0,48
Consumo 2	452 Kg	680,9 kg	1021,4 kg	270 litros

2.6 Análises estatísticas dos dados de resistência

Os resultados de resistência à compressão aos 7, 28 e 120 dias para os três tipos de concreto receberam dois tratamentos estatísticos. O primeiro tratamento consiste na comparação das médias de cada tipo de concreto preparado com as águas de reúso com o concreto comum (preparado com água de referência) a partir do teste *t-student* ou Mann-Whitney. Para essa análise, os resultados foram previamente analisados em relação à distribuição normal pelo teste de normalidade Shapiro-Wilk (SW) e Kolmogorov-Smirnov. De forma complementar, realizou-se um segundo tratamento estatístico por meio da Análise

Estatística de Variância (ANOVA), em que foram verificadas possíveis diferenças significativas por meio da comparação múltipla de médias por meio do teste de Tukey.

2.6.1 Teste de comparação de médias (*t-student* ou Mann-Whitney)

A análise de médias foi realizada em função do tipo de distribuição apresentado pelos dados de resistência do concreto, definido pelo teste Shapiro-Wilk. Caso a amostra apresentasse comportamento conforme a distribuição Normal, utilizou-se o teste paramétrico de comparação de médias "*t-student*" com prévia verificação da homogeneidade de variâncias pelo teste de Levene. Caso contrário, fez-se uso do teste não paramétrico de Mann-Whitney. O fluxograma apresentado na Fig. 3 esquematiza de forma geral os passos executados para realizar a análise de médias.

Ambos os testes paramétrico e não-paramétrico foram realizados no software SPSS-23, todos com nível de significância α de 5% e formulados sob as seguintes hipóteses:

- H0 (hipótese nula) → Não há diferença significativa entre as médias das amostras, isto é, os três tipos de concreto apresentam resistências semelhantes.
- H1 (hipótese alternativa) → Há diferença significativa entre as médias das amostras, isto é, os três tipos de concreto não apresentam resistências semelhantes.

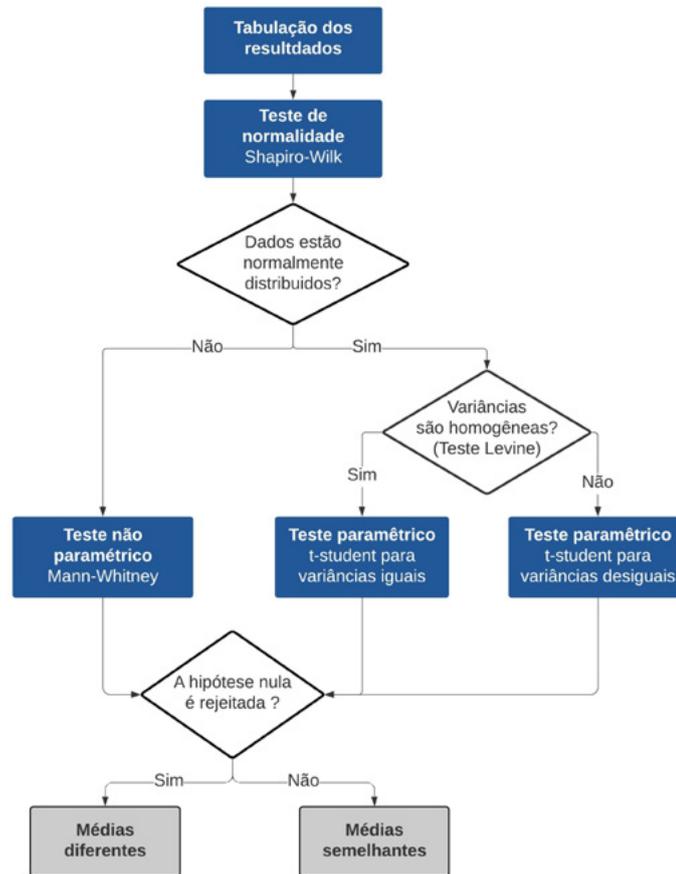


Figura 3 - Fluxograma para comparação de médias
 Fonte: Adaptado de Farto (2018)

2.6.2 Análise estatística de Variância

Análise estatística de Variância (ANOVA) foi realizada para verificar a influência da variável tipo de água de amassamento sobre os resultados obtidos de resistência à compressão nos tempos de cura de 7, 28 e 120 dias. Para isso, foi utilizado o Teste de Fischer e, de forma complementar, o Teste Tukey.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os ensaios de resistência à compressão axial foram executados conforme norma NBR 5739

(ABNT, 2007) aos 7, 28 e 120 dias. Os resultados obtidos para os diferentes tipos de água de amassamento e idades de ruptura estão descritos estatisticamente na Tabela 6. Foi calculado preliminarmente um fator de variação do concreto de referência (FR) preparado com água de abastecimento através da relação f_i/FR (Tabela 7). De forma geral, os resultados de resistência a compressão axial estão apresentados no diagrama de boxplot da Fig. 4.

Tabela 6 - Estatística descritiva dos dados de resistências à compressão aos 7, 28 e 120 dias

Concreto		Parâmetro estatístico					
Idade de ruptura	Água de amassamento	Média	Variância	Desvio padrão	Mediana	Mínimo	Máximo
7 dias	Abastecimento	25,5	12,95	3,60	25,0	20	30
	SBR	20,8	6,62	2,57	21,5	16	24
28 dias	Lagoas	14,6	0,83	0,92	15,0	13	16
	Abastecimento	32,5	3,83	1,96	32,0	30	36
	SBR	29,4	5,67	2,38	29,0	26	33
120 dias	Lagoas	25,0	22,00	4,69	22,5	20	31
	Abastecimento	33,0	11,43	3,38	32,5	28	39
	SBR	36,7	8,32	2,88	37,0	32	41
	Lagoas	33,7	10,77	3,28	34,0	28	38

Tabela 7 - Análise preliminar das resistências à compressão axial aos 7, 28 e 120 dias

Idade de cura úmida	Resistência à compressão axial (MPa)			f _i /f _R		
	Água de referência	Efluente SBR	Efluente Lagoas	Água de referência	Efluente SBR	Efluente Lagoas
7 dias	25,57	20,80	14,63	1	0,81	0,57
28 dias	32,50	29,45	25,00	1	0,91	0,77
120 dias	33,00	36,76	33,78	1	1,11	1,02

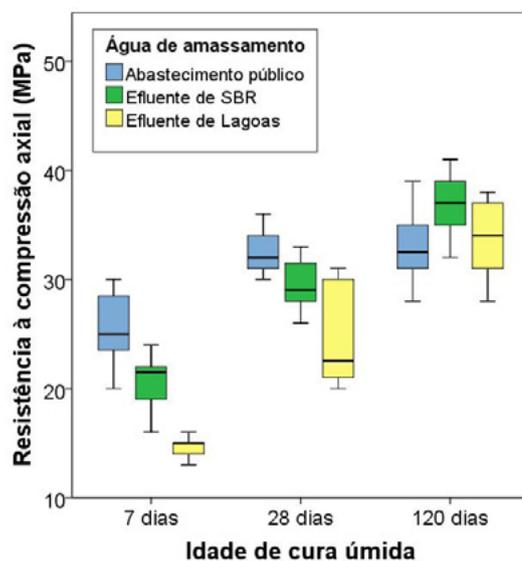


Figura 4 - Resistências à compressão aos 7, 28 e 120 dias

Pelos dados apresentados nas Tabelas 6 e 7 e ilustrados na Fig. 4, observa-se que, para as idades de 7 e 28 dias, o concreto confeccionado com qualquer efluente não obteve resistência à compressão semelhante ao encontrado no concreto de fabricado com água potável, estando a maioria dos valores abaixo da mediana deste. Por outro lado, no estudo feito por Brandão et al. (2019) ao utilizar água de reúso proveniente de tratamento terciário, caracterizado por filtros de

areia e carvão ativado, os corpos de prova apresentavam resistência satisfatória com 7 dias.

Para a idade de 120 dias, o concreto fabricado com efluente das Lagoas de Estabilização foi equivalente ao concreto de água potável no tocante à resistência à compressão, enquanto o concreto feito com efluente do SBR não só se igualou como a maioria dos valores foram superiores a mediana do concreto de referência.

Os valores de resistência à compressão obtidos pelos corpos de prova rompidos foram analisados de duas maneiras:

- Tratamento estatístico por comparação de médias (*t-student* ou *Mann-Whitney*);
- Tratamento estatístico de múltiplas médias pelo ANOVA.

3.1 Teste de comparação de médias (*t-student* ou *Mann-Whitney*)

Para o primeiro tratamento estatístico, foram feitas análises de distribuição de dados por meio dos métodos Shapiro-Wilk e Kolmogorov-

v-Smirnov, conforme apresentado na Tabela 8. Observou-se que apenas a análise das resistências do concreto confeccionado com o efluente das Lagoas de Estabilização, rompido aos 28 dias, resultou em p inferior a 0,05 e, portanto, não obedeceu a distribuição normal. Desse modo, neste caso foi utilizado o teste não paramétrico de Mann-Whitney para comparar a média com o concreto preparado com água de abastecimento público de mesmo tempo de cura. As demais análises resultaram no valor de p superior a 0,05, o que indica comportamento normal para tais distribuições de médias, e então foram analisados posteriormente por meio de testes paramétricos.

Tabela 8 - Análise de normalidade pelos testes Shapiro-Wilk e Kolmogorov-Smirnov para as resistências à compressão de cada tipo de concreto

Água de amassamento	Idade de ruptura	Kolmogorov-Smirnov (p)	Shapiro-Wilk (p)	Resultado dos testes
Abastecimento público	7 dias	0,200*	0,772	Normal
	28 dias	0,200*	0,394	Normal
	120 dias	0,200*	0,915	Normal
Efluente do SBR	7 dias	0,200*	0,574	Normal
	28 dias	0,200*	0,553	Normal
	120 dias	0,094	0,228	Normal
Efluente das Lagoas	7 dias	0,057	0,324	Normal
	28 dias	0,039	0,009	Não-Normal
	120 dias	0,073	0,124	Normal

* Este é um limite inferior ao verdadeiro resultado.

A análise paramétrica foi realizada por meio do teste *t-student*, de forma a comparar os resultados obtidos de cada tipo de concreto confeccionado com água de reúso com o concreto confeccionado com água de abastecimento. Em paralelo, o teste Levene foi realizado, visando identificar os grupos amostrais que não apresentavam homogeneidade entre as variâncias, o que permitiu corrigir os valores calculados pelo teste *t-student*. Os resultados da comparação de

médias, assim como os valores calculados pelos testes paramétricos e não paramétricos, estão expostos nas Tabelas 9 e 10.

Tabela 9 - Comparação de médias em relação ao concreto de água de abastecimento público pelo teste U de Mann-Whitney

Efluente (Idade)	Teste não paramétrico (Mann-Whitney)	Resultado comparação das médias
Lagoas (28 dias)	0,000	Diferente

Tabela 10 - Comparação de médias em relação ao concreto de água de abastecimento público pelo teste t-student

Efluente (Idade)	Teste Levene	Resultado teste Levene	Teste paramétrico (t-student)			Resultado comparação das médias
			t	df	p	
SBR (7 dias)	0,253	Igualdade de variâncias	3,200	15	0,006	Diferente
Lagoas (7 dias)	0,004	Sem igualdade de variâncias	7,828	6,681	0,000*	Diferente
SBR (28 dias)	0,482	Igualdade de variâncias	3,181	19	0,005	Diferente
Lagoas (28 dias)	-	-	-	-	-	-
SBR (120 dias)	0,858	Igualdade de variâncias	-2,885	23	0,008	Diferente**
Lagoas (120 dias)	0,875	Igualdade de variâncias	-0,553	24	0,585	Semelhante

* Valor já corrigido após o teste Levene.

** As médias deram diferentes, porém os valores de resistência do concreto de reúso foram superiores aos do concreto com água potável.

O teste *t-student* mostrou que há diferença significativa entre as médias de resistência à compressão calculadas para o concreto preparado com as águas de amassamento propostas em relação ao concreto preparado com a água de abastecimento para o tempo de cura de 7 e 28 dias. Contudo, esperava-se que houvesse semelhança entre os valores obtidos conforme experimentado por Silva et al. (2008) ao utilizar efluente de lagoas de estabilização.

Com relação aos corpos de prova com idade de ruptura de 120 dias, o teste indicou que não houve diferença significativa ao utilizar o efluente de lagoas em vez da água de abastecimento. Já no caso do efluente de SBR, existiu diferença significativa, porém isso se deve ao melhor desempenho do concreto de reúso em relação ao concreto preparado com água abastecimento.

A resistência à compressão de concretos de reúso com idades de ruptura mais avançadas (120 e 200 dias) também foi avaliada por Ghair et al. (2018)

fazendo uso de águas cinzas tratadas, e como resultado o autor também evidenciou semelhança significativa entre os resultados obtidos.

3.2 Análise Estatística de Variância

Para analisar a significância das diferenças entre os resultados alcançados, foi realizada uma análise estatística ANOVA, em que a variável resposta é a própria resistência à compressão e o fator controlável é o tipo de água de amassamento, que neste trabalho foram os efluentes das lagoas de estabilização, do SBR e água de abastecimento como referência.

As Tabelas 11, 12 e 13 apresentam os resultados para a análise de variância e o Teste F (Fischer) para os tempos de cura considerados, o qual compara a relação entre as médias quadradas dentro do grupo e entre o grupo com o valor encontrado na tabela de limites unilaterais de Fisher. Considera-se probabilidade de significância (valor-P) de 5%.

Tabela 11 - Análise ANOVA para resistência à compressão aos 7 dias.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F-crítico
Entre grupos	344,5632	2	172,2816	18,95	0,000014	3,42
Dentro dos grupos	209,0801	23	9,0904	-	-	-
Total	553,6433	25	-	-	-	-
R2	62%	-	-	-	-	-

Legenda: sq: soma dos quadrados; gl: grau de liberdade; MQ: média dos quadrados; F: Teste Fischer; valor-P: referência de 0,05; F-crítico (tabelado); R2: coeficiente de determinação que é igual a razão entre SQ entre grupos e SQ total.

Tabela 12 - Análise ANOVA para resistência à compressão aos 28 dias.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F-crítico
Entre grupos	324,4480	2	162,2240	14,43	0,000041	3,32
Dentro dos grupos	337,1698	30	11,2390	-	-	-
Total	661,6178	32	-	-	-	-
R2	49%	-	-	-	-	-

Legenda: SQ: soma dos quadrados; gl: grau de liberdade; MQ: média dos quadrados; F: Teste Fischer; valor-P: referência de 0,05; F-crítico (tabelado); R2: coeficiente de determinação que é igual a razão entre SQ entre grupos e SQ total.

Tabela 13 - Análise ANOVA para resistência à compressão aos 120 dias.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F-crítico
Entre grupos	122,0174	2	61,0087	6,31	0,004163	3,23
Dentro dos grupos	386,9686	40	9,6742	-	-	-
Total	508,9860	42	-	-	-	-
R2	24%	-	-	-	-	-

Legenda: SQ: soma dos quadrados; gl: grau de liberdade; MQ: média dos quadrados; F: Teste Fischer; valor-P: referência de 0,05; F-crítico (tabelado); R2: coeficiente de determinação que é igual a razão entre SQ entre grupos e SQ total.

Observa-se nas Tabelas 11, 12 e 13, que os valores valor-P se encontram abaixo do valor de referência 0,05, bem como os valores de F estão acima do F-crítico para todos os tempos de cura estudados. Isso indica que a hipótese de que as médias para as resistências à compressão calculadas para cada tipo de água de amassamento são iguais é nula, ou seja, pelo menos uma das médias é diferente de outra ou de todas. Porém, para que se identifique quais médias são diferentes, foi necessário realizar o Teste Tukey.

Ainda se pode observar pelas Tabelas 11, 12 e 13 que o valor do coeficiente de determinação (R2) diminui à medida que se aumenta o tempo de cura, passando de 62% (7 dias) para 24% (120 dias). Isso quer dizer que a importância da água de amassamento para a resistência à compressão diminui à medida que aumenta o tempo de cura.

As Tabelas 14, 15 e 16 apresentam os resultados para a análise de Tukey para os tempos de cura considerados. Os valores em destaque e inferiores a 0,05 indicam que as médias são, estatisticamente diferentes.

Tabela 14 - Análise Tukey para resistência à compressão aos 7 dias

Tipo de água de amassamento	Efluente das Lagoas de Estabilização	Efluente do SBR	Água de abastecimento
Efluente das Lagoas de Estabilização	-	0,005786	8,68E-06
Efluente do SBR	4,894	-	0,01544
Água de abastecimento	8,666	4,299	-

Tabela 15 - Análise Tukey para resistência à compressão aos 28 dias

Tipo de água de amassamento	Efluente das Lagoas de Estabilização	Efluente do SBR	Água de abastecimento
Efluente das Lagoas de Estabilização	-	0,007991	2,89E-05
Efluente do SBR	4,581	-	0,1066
Água de abastecimento	7,499	2,972	-

Tabela 16 - Análise Tukey para resistência à compressão aos 120 dias

Tipo de água de amassamento	Efluente das Lagoas de Estabilização	Efluente do SBR	Água de abastecimento
Efluente das Lagoas de Estabilização	-	0,01592	0,7353
Efluente do SBR	4,113	-	1,14E-02
Água de abastecimento	1,061	4,296	-

Para o tempo de cura de 7 dias (Tabela 14), observa-se que há diferença significativa entre as médias calculadas de resistência à compressão para todos os tipos de águas de amassamento estudados.

Em relação aos resultados obtidos para o tempo de cura de 28 dias (Tabela 15), observa-se que há diferença significativa entre as médias calculadas de resistência à compressão para os casos do efluente das lagoas de estabilização em relação ao efluente do SBR e à água de abastecimento, mas não há diferença significativa entre os valores médios obtidos entre o efluente do SBR e a água de abastecimento.

Por fim, analisando os dados obtidos para o tempo de cura de 120 dias (Tabela 16), observa-se que há diferença significativa entre as médias calculadas para os efluentes das lagoas de estabilização e do SBR, bem como entre os valores médios do efluente SBR e água de abastecimento. Logo, não há diferença significativa entre os valores médios obtidos para o efluente das lagoas de estabilização e da água potável.

4 CONCLUSÕES

A Análise Estatística de Variância (ANOVA) permitiu constatar diferença entre as médias de

resistência à compressão calculadas para os concretos produzidos com os dois tipos de água de amassamento estudados (efluente de SBR e efluente de Lagoas de estabilização), independentemente do tempo de cura. Pode-se observar que, para todas as idades de cura úmida, a resistência obtida para o concreto preparado com efluente do SBR apresentou valores superiores aos valores do concreto preparado com efluente das Lagoas. Nota-se também que ambos os concretos preparados com efluentes de sistema de tratamento apresentaram médias de resistência à compressão inferiores às médias do concreto produzido com água de abastecimento nas idades de 7 e 28 dias.

Analisando a variação do coeficiente de determinação (R^2), conclui-se que a importância da água de amassamento sobre os demais fatores que determinam a resistência à compressão diminui à medida que aumenta o tempo de cura. Restringindo-se à análise de resistência à compressão dos corpos de prova, conclui-se que a água de reúso apresenta resultados satisfatórios para uso no preparo do concreto apenas quando verificado na idade de 120 dias de cura. Caso seja adotado esse tipo de água em estruturas de concreto armado, deve-se estudar a eventual ação deletéria quando em contato com a armadura.

Conclui-se a água de reúso é satisfatória como água de amassamento e cura apenas quando considerados elevados tempos de cura para o concreto em razão de que não houve diferença significativa entre as médias de resistência à compressão axial do concreto elaborado com efluente e água de abastecimento apenas na idade de 120 dias.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

- ABELS, A. et al. Tratamento e reúso de águas residuárias. In: Anna Abels; Marcos Freitas; Johannes Pinekamp; Bernd Rusteberg. (Org.). **Mitigação da escassez de água no nordeste do Brasil**. 1ed. Alemanha, 2018, v. 1, p. 80-105.
- APHA, WWA, WPCR. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. 22a ed. Washington: AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION. 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS/ASSOCIAÇÃO MERCOSUL DE NORMALIZAÇÃO. **NBR 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro
- ASSOCIAÇÃO MERCOSUL DE NORMALIZAÇÃO. **NM 137**: Argamassa e concreto - Água para amassamento e cura de argamassa e concreto de cimento Portland. Rio de Janeiro, 1997.
- AL-JABRI, K.S.; AL-SAIDY, A. H.; TAHA, R.; AL-KEMYANI, A. J. Effect of using wastewater on the properties of high strength concrete. **Procedia Engineering**. v.14, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.pro-eng.2011.07.046>
- BARRETO, L. P. G. L. **O estudo da água real e virtual no concreto usinado**. Belém: UFPA, 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PP-GEC. Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.
- BRANDÃO, A. S.; CABRAL, A. E. B.; DEUS, E. P.; SILVA, W. K. D.; SILVA, W. M. M.. Estudo de caso: uso de água recuperada na construção civil. **Revista DAE**. v. 67, n. 217, Maio 2019. Edição especial. <https://doi.org/10.4322/dae.2019.021>
- BUREK, P. et al. Water Futures and Solution. **International Institute for Applied Systems Analysis**, [s. l.], n. May, p. 1–113, 2016.
- CAGEPA - Companhia de Agua e Esgotos da Paraíba. **Relatório Técnico: Estudo que modificarão a concepção do tratamento dos modulos da ETE de Mangabeira, de lagoas aeradas para lagoas anaerobias**. Joao Pessoa - PB, 1981.
- FARTO, C. D. **Análise comparativa da qualidade da água de chuva e de açudes armazenada em cisternas na região do Cariri Oriental no estado da Paraíba**. João Pessoa: UFPB, 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM. Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2018.
- AQUAFAS - FAO'S GLOBAL INFORMATION SYSTEM ON WATER AND AGRICULTURE. **Water withdrawal by source**. 2014. Disponível em: <http://www.fao.org/nr/aquastat>. Acesso em: 20 de out. 2020.
- HANNAH, B.; MARTIN, L.; URIARTE, M.; HAASE, T. Water usage optimization during concrete operations. In: ASCE (org.). **World Environmental and Water Resources Congress**. Cincinnati, Estados Unidos da América. p. 3114–3121. <https://doi.org/10.1061/9780784412947.308>
- MILLER, S. A.; HORVATH, A.; MONTEIRO, P. J. M. Impacts of booming concrete production on water resources worldwide. **Nature Sustainability**, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 69–76, 2018. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1038/s41893-017-0009-5>. <https://doi.org/10.1038/s41893-017-0009-5>
- RAZA, A.; SHAH, S. A. R.; KAZMI, S. N. H.; ALI, R. Q.; AKHTAR, H.; FAKHAR, S.; KHAN, F. N.; MAHMOOD, A. Performance evaluation of concrete developed using various types of wastewater: A step towards sustainability. **Construction and Building Materials**. v. 262, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120608>
- GHRAIR, A. M.; AL-MASHAQBEH, O. A.; SARIREH, M. K.; AL-KOUZ, N.; FARFOURA, M.; MEGDAL, S. B. Influence of grey water on physical and mechanical properties of mortar and concrete mixes. **Ain Shams Engineering Journal**. v. 9, n.4, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2016.11.005>

SILVA, I. M.; PONTES, M. L. F. C.; LEITE, J. P. R.; SANTOS, K. D. **Caracterização do efluente da estação de tratamento de esgoto – unidade Mangabeira – João Pessoa/PB**. In: VII Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental, Campina Grande, 2016.

SILVA, R. R.; VIOLIN, R. Y. T. **Gestão da água em canteiros de obras de construção civil**. In: Encontro Internacional de Produção Científica Cesuma, 8, Maringá, 2013.

UNESCO, WWAP. **Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos - Não deixar ninguém para trás**. Perúgia, Itália. 2019.

TSIMAS, S.; ZERVAKI, M. Reuse of waste water from ready-mixed concrete plants. **Management of Environmental. Quality: An International Journal**. Vol. 22, n. 1, 2011, 7-17 p. <https://doi.org/10.1108/14777831111098444>

Simplificação de tanque séptico unifamiliar: uma contribuição para a universalização do saneamento no Brasil

Simplification of individual septic tank: a contribution to universalization of access to sanitation in Brazil

• **Data de entrada:**
27/05/2021

• **Data de aprovação:**
30/08/2021

Maria Eduarda Pereira de Almeida¹ | Isabel Campos Salles Figueiredo¹ |
João Paulo Borges Pedro² | Adriano Luiz Tonetti^{1*}

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.070>

ORCID ID

Almeida MEP  <https://orcid.org/0000-0002-0057-6187>
Figueiredo ICS  <https://orcid.org/0000-0003-0940-0556>

Pedro JPB  <https://orcid.org/0000-0002-9735-8871>
Tonetti AL  <https://orcid.org/0000-0003-0910-401X>

Resumo

No Brasil, as comunidades que habitam locais distantes da rede coletora tipicamente lançam seus esgotos em fossas rudimentares inadequadamente construídas. A melhoria dessa situação passa pela construção de sistemas de tratamento de esgotos unifamiliares que sejam os mais simplificados possíveis. Seguindo esse princípio, foi constatado que caixas d'água de 1000 ou 2000 L disponíveis no mercado brasileiro poderiam substituir os tanques sépticos convencionais e atender às exigências da norma brasileira (NBR 7229, 1993). Mesmo tendo uma profundidade inferior à orientada pela norma, as caixas d'água avaliadas proporcionam um grande tempo de retenção hidráulica que contrabalançaria essa limitação, permitindo que o lodo seja adequadamente acomodado no tanque séptico proposto. Logo, o uso de caixas d'água no tratamento de esgotos contribuiria com a universalização do saneamento em nosso país.

Palavras-chave: Esgoto. Tratamento. Tanque séptico. Descentralizado.

Abstract

In Brazil, poorly built cesspools are a common solution for wastewater disposal in areas that are not nearby or connected with public sewer systems. To change and improve this scenario, it is important to guarantee the construction of simplified onsite sewerage systems. An alternative to this it is the use of 1000 L or 2000 L water tanks available in the Brazilian market as simpler system, if they it is in accordance with the requirements of the national standard (NBR 7229, 1993). Even though these water tanks do not have the depth desired by the standard, there is a tendency that the hydraulic retention time compensates this limitation by allowing an appropriate sludge settling. Therefore, water tanks used as a onsite sewerage system could be a way to universalize sanitation in our country.

Keywords: Sewage. Treatment. Septic tank. Decentralized.

¹ Universidade Estadual de Campinas - Campinas - São Paulo - Brasil.

² Instituto de Desenvolvimento Sustentável Mamirauá - Tefé - Amazonas - Brasil.

* **Autor correspondente:** tonetti@unicamp.br.

1 INTRODUÇÃO

Buscando a universalização do saneamento, os **sistemas unifamiliares** de tratamento de esgoto devem ter seu dimensionamento e construção adequados à peculiaridade que lhes é inerente, ou seja, receber o esgoto de apenas uma família. Logo, suas características construtivas devem ser adequadas ao tipo e quantidade de público que poderá atender (TONETTI et al., 2021). No Brasil, na maioria dos casos esse público é representado pelas **comunidades isoladas** que lançam seus esgotos em fossas absorventes, muitas delas inadequadas à função de tratamento ou disposição final da água residual (FIGUEIREDO et al., 2019d).

A denominação “*comunidades isoladas*” refere-se às populações que, por razões diversas, estão distantes da rede coletora centralizada (TONETTI et al., 2018b). Tal distanciamento pode ocorrer devido ao afastamento em relação à sede do município, em razão de acesso difícil, a baixa densidade populacional, a grande dispersão entre as residências ou ocasionada por uma situação de irregularidade fundiária.

Em nosso país, essas comunidades isoladas são representadas por uma diversidade de povos, como os agricultores, quilombolas, agroextrativistas, seringueiros, assentados, povos do cerrado, do semiárido, da caatinga, dos campos, das montanhas, dos pampas, do Pantanal e comunidades ribeirinhas (BRASIL, 2019). Elas também podem ser representadas pelas populações que habitam regiões urbanas, periurbanas, áreas litorâneas e principalmente áreas rurais (TONETTI et al., 2018b).

Normalmente são pessoas marginalizadas quanto a educação formal e saúde pública (BRASIL, 2019). Desse modo, as tecnologias adequadas ao tratamento de esgotos nessas localidades não seriam atrativas de serem seguidas e multiplicadas caso exijam um dimensionamento rígi-

do ou que demandem cálculos elaborados ou até mesmo considerados simplificados na visão de um engenheiro especialista.

Por isso, as fossas rudimentares ainda são amplamente utilizadas para tratamento e destinação de esgoto em áreas rurais no Brasil, apresentando-se como uma solução simples, econômica e popularmente conhecida (FIGUEIREDO et al., 2019). Embora seu uso seja muitas vezes considerado precário, trata-se de um sistema que garante a separação entre as pessoas e suas excretas. Isso a torna muitas vezes a única alternativa em situações em que outras tecnologias são inacessíveis (FIGUEIREDO et al., 2019d).

No entanto, há uma ampla variedade de tecnologias que podem ser usadas para o tratamento de esgotos gerados por uma residência. Algumas publicações (TONETTI et al., 2018b e FUNASA, 2018) compilam essas tecnologias e orientam a sua construção.

No contexto das comunidades isoladas, o tanque séptico também pode ser uma alternativa muito interessante. Essa tecnologia é normatizada e é definida como “*uma unidade cilíndrica ou prismática retangular de fluxo horizontal para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão*” (NBR 7229, 1993). Apesar de ser um marco muito importante para o tratamento de esgotos domésticos em áreas desprovidas de rede coletora, essa norma está defasada. Por isso, é necessário realizar alguns questionamentos.

Neste sentido, no presente artigo será avaliada a possibilidade de simplificar o dimensionamento e construção do tanque séptico a partir do uso de reservatórios de água amplamente comercializados no mercado brasileiro. Com isso espera-se viabilizar a construção de mais unidades de tratamento de esgoto que poderão contribuir para a universalização do saneamento em comunidades isoladas brasileiras.

2 DIFICULDADES EM APLICAR AS DIRETRIZES PRESENTES NA NBR 7229 (1993)

Na Fig. 1 está demonstrado todo o detalhamento exigido na construção de um tanque séptico segundo as recomendações da NBR 7229 (1993). Para uma empresa ou equipe capacitada, a visualização dessas informações é simples, mas será que o mesmo ocorre em localidades isola-

das nos estados brasileiros? Será que até mesmo as pequenas prefeituras do interior do Brasil teriam uma equipe técnica em condições de dimensionar e executar a construção desse simples tanque séptico aplicado ao tratamento de esgoto unifamiliar? Mesmo tendo essa equipe, imaginemos o tempo demandado para a construção de um único tanque séptico.

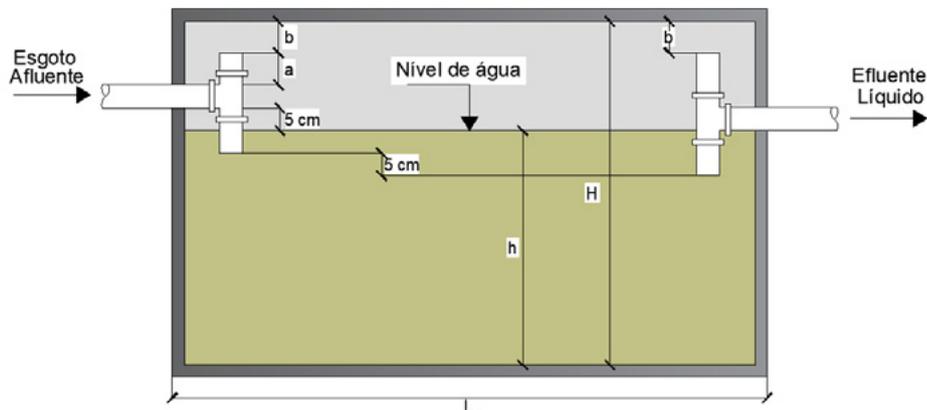


Figura 1 - Detalhes do dimensionamento de um tanque séptico (NBR 7229, 1993).

Devemos também considerar a dimensão continental do território brasileiro e sua grande diversidade cultural e de logística. Por exemplo, imaginemos a dificuldade de acesso às populações das ilhas oceânicas do litoral e as populações ribeirinhas da Amazônia. Quais seriam os desafios de transportar cimento, areia, brita e tijolos por meio

de pequenos barcos até o local da construção do sistema de tratamento (Fig. 2)? Além disso, é importante destacar que o cimento é um material com prazo de validade bastante curto (90 dias a partir da data de fabricação), o que demanda o uso de forma rápida e impossibilita o armazenamento de grandes quantidades.



Figura 2 - Barco carregado com brita (esquerda) e tijolos (direita) para construção de sistema de tratamento de esgoto no interior do Amazonas.

Mesmo o estado de São Paulo, que é o mais rico da federação, está enfrentando grandes desafios para levar o saneamento às comunidades que habitam as pequenas ilhas de seu litoral. Devido à grande dificuldade de transporte, em alguns projetos está sendo avaliada a possibilidade do uso de helicópteros para o traslado dos insumos básicos!

Outro ponto a ser questionado nos sistemas de tratamento de esgotos unifamiliares aplicáveis a comunidades isoladas mais vulneráveis é que seu dimensionamento não deveria demandar uma busca de literatura específica para encontrar valores para os parâmetros de dimensionamento. Como podemos exigir de uma comunidade rural o conhecimento de uma série de informações acerca do consumo de água, da temperatura média e máxima do local, do número de câmaras a ser empregado no tanque séptico, da taxa de digestão de lodo a ser adotada e do período de remoção de lodo se nem ao menos a população saberia dizer o que é lodo? Como exigir construções em concreto se, muitas vezes, nem a própria residência é feita desta maneira?

Além disso, construções de estruturas em concreto exigem conhecimento não só sobre a dosagem do concreto, mas também sobre a elaboração de elementos estruturais (vigas e pilares), impermeabilização, estanqueidade, vedação e prevenção contra patologias (trincas e fissuras, por exemplo). Logo, a dificuldade de promover capacitação de pessoas para o entendimento técnico desses parâmetros é outro obstáculo.

Desse modo, tanto o dimensionamento como a construção de sistemas de tratamento de esgotos unifamiliares aplicáveis a áreas isoladas deveriam ser os mais simplificados possíveis, permitindo o uso de componentes comumente presentes nesses mesmos locais. No entanto, simplicidade não deve ser vista como sinônimo de simplório ou inadequado, feito de qualquer maneira!

Ao mesmo tempo, não é defendida a extinção das normas. O que se pretende é que tanto as normas como as práticas construtivas simplificadas caminhem em conjunto para que se encontre a solução mais adequada para cada situação, tendo como princípio unificador a necessidade de universalizar o acesso ao saneamento no país.

Tendo um enfoque simplificador, será que um grande detalhismo no dimensionamento e na construção de um tanque séptico em uma unidade familiar **numa área isolada** traria um significativo aumento de sua eficiência? Será que não poderíamos construí-lo com unidades pré-fabricadas já existentes no mercado de qualquer cidade brasileira? Será que a partir dessas unidades pré-fabricadas e as orientações da norma não podemos chegar a uma construção mais simplificada?

Nesse ponto, temos que reconhecer que a Fossa Séptica Biodigestora desenvolvida pela Embrapa (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária) tem como grande mérito sua enorme facilidade construtiva, a qual tem propiciado sua disseminação no Brasil e até mesmo em outros países da América Latina (Silva, Marmo e Leonel, 2017, Silva, 2018). Há quase uma unanimidade das pessoas que adotaram essa tecnologia em afirmar que o sistema é fácil de ser construído ao envolver apenas três caixas d'água e suas conexões (FIGUEIREDO et al., 2019b). Além disso, não exige a instalação de uma nova tubulação de esgoto no interior da residência, pois mantém separada a água cinza da água do vaso sanitário, condição presente em cerca de 90% dos domicílios rurais brasileiros (FIGUEIREDO et al., 2019c). Logo, por que não termos tanques sépticos feitos a partir de caixas d'água?

3 DIMENSIONAMENTO DO TANQUE SÉPTICO - DEFINIÇÃO DO VOLUME

Para a definição do volume mais adequado do tanque séptico, podemos levar em consideração

as especificações sugeridas pela norma brasileira. Nesse caso, estão apresentados na Tabela 1 os dados obtidos a partir do emprego da Eq. 1 apresentada na NBR 7229 (1993).

$$V = 1000 + N \times (C \times T + K \times Lf) \quad (1)$$

Nessa equação, V é o volume útil (L); N é o número de pessoas ou unidades de contribuição; C é a contribuição de despejos (L.pessoa⁻¹.dia⁻¹ ou L.unidade⁻¹.dia⁻¹); T é o período de detenção (dias); K é a taxa de acumulação de lodo digerido (dia) e Lf é a contribuição de lodo fresco (L.pessoa⁻¹.dia⁻¹ ou L.unidade⁻¹.dia⁻¹).

Tabela 1 - Volume de tanque séptico unifamiliar (4 pessoas) para diferentes contribuições de despejo.

Despejos (L.pessoa ⁻¹ .dia ⁻¹)	Contribuição da família (L.dia ⁻¹)	Volume calculado (L)*	Volume da caixa d'água (L)	Tempo de detenção hidráulica (dia)**
50	200	1428	2000	10,0
100	400	1628	2000	5,0
150	600	1828	2000	3,3
200	800	2028	2000	2,5

*Volume calculado a partir da Eq. 1. **Considerando um volume útil de 2000 L.

No cálculo, foi considerado que o intervalo de limpeza seria de 1 ano, a taxa de acumulação de lodo digerido por pessoa de 57 dia⁻¹, a contribuição de lodo fresco seria igual a 1 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹ e temperatura média de 20°C. Também foi considerado um valor de contribuição de despejo ou geração de esgoto que variou entre 50 e 200 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹.

O menor valor (50 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹) considera uma condição quase que extrema, onde a família tem escasso acesso à água ou que lança no tanque séptico somente o esgoto produzido no vaso sanitário. Tal cenário é o mais comum no Brasil em domicílios desconectados da rede coletora (FIGUEIREDO et al., 2019c). No caso, foi considerado que cada pessoa vá cinco vezes diariamente ao banheiro (TOMAZ, 2000; KUJAWA-ROELEVELD et al., 2006; LUOSTARINEN et al., 2007) e gasta 10 L de água em cada descarga. Tal valor é ligeiramente superior ao da norma brasileira que estipula as condições que as caixas de descarga acopladas devem atender (NBR 15491, 2010). Na norma está apresentado que o volume útil da caixa acoplada pode variar de 5,8 a 7,1 L. A adoção desse volume útil maior no presente artigo (10 L) busca considerar problemas operacionais

ao longo de todo o histórico de uso do equipamento, evitando um subdimensionamento do tanque séptico.

É importante sabermos que essa prática de segregação é muito comum em áreas isoladas do Brasil, onde há a divisão entre as águas cinza e as geradas no vaso sanitário (FIGUEIREDO et al., 2019c).

O maior valor (200 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹) considera uma contribuição típica encontrada nas principais cidades brasileiras (DE OLIVEIRA CRUZ et al., 2018 e COMITÊ PCJ, 2019), onde todo o esgoto produzido por cada pessoa é direcionado ao tanque séptico.

Como resultado da avaliação apresentada na Tabela 1 pode ser constatado que o volume útil pode variar de 1428 a 2028 L. ***Ou seja, caso empreguemos uma caixa d'água de 2000 L ou duas caixas sequenciais de 1000 L atenderíamos, em termos de volume, a norma brasileira em todas essas situações.*** Mesmo ao considerarmos uma remoção de lodo a cada 2 anos, somente quando adotamos uma contribuição de despejos de 200 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹ o volume do tanque séptico superaria 2000 L, chegando a 2180 L ou 9% acima do volume da caixa comercialmente disponível.

4 AVALIAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE ÁGUA EXISTENTES NO MERCADO BRASILEIRO

Após avaliação das especificações técnicas dos reservatórios ou caixas d'água disponíveis no

mercado, foi constatado que os modelos produzidos para volumes de 1000 e 2000 L possuem basicamente as mesmas dimensões, com poucas mudanças entre eles (Tabela 2).

Tabela 2 - Dimensões das caixas circulares em polietileno de 1000 e 2000 L existentes no mercado brasileiro¹.

Parâmetro	Caixa Forte	Fortlev	Tigre	Amanco	Acqua Limp	Makro Caixa	Bakof Tec
	1000 L*						
Profundidade (m)**	-	0,76	0,84	0,74	0,74	0,68	0,84
Diâmetro superior (m)	-	1,51	1,45	1,49	1,50	1,52	1,43
Diâmetro inferior (m)	-	1,16	1,06	1,30	1,21	1,34	1,14
Peso (kg)	-	-	17,00	17,60	17,00	20,00	17,40
2000 L*							
Profundidade (m)**	1,17	0,90	0,88	-	0,94	0,98	1,07
Diâmetro superior (m)	1,70	1,88	1,82	-	1,85	1,87	1,84
Diâmetro inferior (m)	1,35	1,55	1,52	-	1,56	1,55	1,40
Peso (kg)	33,00	-	34,50	-	36,00	35,00	32,00

* Referente ao volume útil **Profundidade total sem a tampa. Não é a profundidade útil.

Analisando-se a Tabela 2, é possível perceber que todos os modelos atendem ao diâmetro mínimo de 1,10 m exigido pela NBR 7229 (1993) para tanques sépticos cilíndricos.

Nenhum dos reservatórios (exceto um dos modelos de caixa d'água com capacidade de 2000 L) apresenta profundidade superior a 1,20 m. Esse é o valor mínimo exigido pela norma para os tanques sépticos com volume de até 6 m³. Devemos

ponderar que as profundidades (Tabela 2) dessas caixas comerciais referem-se à total, não a útil. Para determinarmos a útil, devemos considerar o nível inferior do tubo de saída (Fig. 3). Logo, há a necessidade de descontar a profundidade da parte superior da caixa não ocupada por esgoto. Para isso, devemos considerar o tubo de entrada. Ele poderá entrar na caixa pela parte superior ou na lateral (Fig. 3).

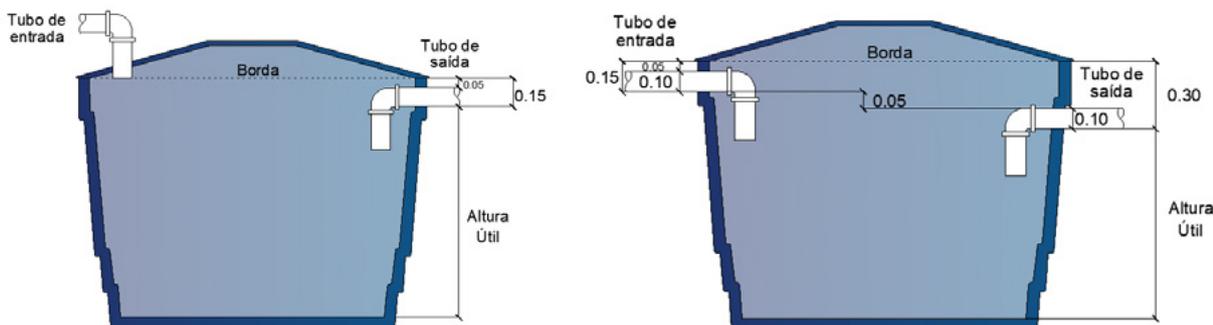


Figura 3 - Posicionamento do tubo de saída com entrada pela parte superior (esquerda) e pela lateral (direita) (dimensões em metros).

¹ <http://caixaforte.ind.br/caixadagua/caixa-dagua-2000-litros-alta-2/>
https://www.fortlev.com.br/wp-content/uploads/2020/01/Manual_tecnico_fortlev_caixa_dagua_2020-06.pdf
https://tigrecombr-prod.s3.amazonaws.com/default/files/produtos/ficha-tecnica/FT_Caixa%20D%27%20A%CC%81gua_2021.pdf
http://assets.production.amanco.com.br.s3.amazonaws.com/uploads/asset/file/1671/FTC000016_-_FT_Reservat_rios.pdf
https://www.acqualimp.com/wp-content/uploads/2018/10/manual_basica.pdf
<http://www.makrocaixa.com.br/caixa-dagua-makrocaixa/>
<http://www.bakof.com.br/site/files/arquivos/catalogo/pasta-representantes-atualizad.pdf>

Se a entrada for pela parte **superior**, a tubulação de saída poderá estar localizada o mais próximo possível da borda da caixa. Sugere-se que a base desse tubo esteja a 0,15 m da borda (Fig. 3), garantindo que não haja comprometimento da estrutura da caixa ao ter 0,05 m entre sua borda e a parte superior do tubo. Também devemos respeitar uma diferença de profundidade mínima de 0,05 m exigida pela NBR 7229 (1993) entre a parte inferior do tubo afluente e efluente.

Porém, se o tubo de entrada for posicionado na **lateral**, para manter a estrutura da caixa será prevista uma distância de 0,05 m entre a parte superior da borda e do tubo. Como o tubo terá 0,10 m de diâmetro, sua parte inferior estará a 0,15 m de profundidade. Consequentemente, a parte inferior do tubo de saída deverá estar a 0,30 m de distância da borda da caixa (Fig. 3).

Descontando esse valor de 0,30 m, todas as caixas avaliadas não possuem uma profundidade útil superior a 1,20 m, valor mínimo exigido pela norma brasileira (NBR 7229, 1993).

No entanto, para volumes de 2000 L, o tanque séptico deve propiciar um tempo de detenção hidráulica (TDH) mínimo de 22 h (NBR 7229, 1993).

Observando a Tabela 1, para todas as contribuições avaliadas esse TDH seria facilmente atendido. Assim, mesmo tendo uma profundidade ligeiramente inferior à orientada pela norma haveria um TDH que poderia contrabalançar essa limitação, permitindo que o lodo seja adequadamente decantado e acomodado no tanque. Mesmo para uma contribuição de 200 L.pessoa⁻¹.dia⁻¹ ou o equivalente a 800 L.residência⁻¹.dia⁻¹, o TDH ainda seria de 2,5 dias.

A norma brasileira também orienta que a entrada e a saída dos tanques sépticos devam ser providas de um **Tê** (Fig. 4). Entretanto, nas caixas d'água disponíveis no mercado brasileiro não haveria espaço disponível na parte superior para tal estrutura com diâmetro de 100 mm. A função desse Tê é direcionar o afluente ao fundo do reator e dificultar o arraste de espuma por meio da tubulação de saída. Alternativamente, o encaminhamento do afluente para o fundo do tanque pode ser obtido com o uso de uma curva de 90° (Fig. 4). Na tubulação de saída pode ser feita a mesma coisa. Na parte superior de ambas essas curvas deve ser introduzido um furo de 30 mm que impeça, principalmente, a formação de um sifão no tubo de saída.

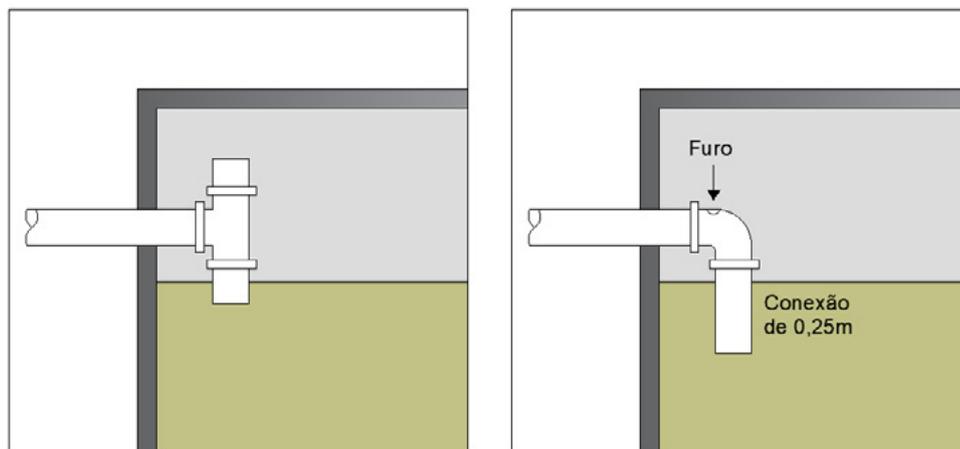


Figura 4 - Dispositivos de entrada de esgoto em forma de Tê (esquerda) segundo a NBR 7229 (1993) e a proposta com curva de 90° (direita).

A tubulação de saída poderá ter um diâmetro inferior a 100 mm. Tal diâmetro deverá considerar que os materiais particulados com maiores dimensões terão sido degradados ou fragmentados. Neste caso sugere-se um diâmetro de 50 mm.

Tanto no tubo de entrada como no de saída deverá ser conectada uma extensão de 0,25 m (Fig. 4). Desse modo seria atendida a exigência da norma de que a extensão desses tubos deve ser igual a 1/3 da profundidade do tanque séptico.

Outro ponto que dificulta a adaptação das caixas d'água ao atendimento das recomendações normativas são as câmaras múltiplas em série para tanques projetados para populações de até 30 pessoas. Essas câmaras teriam a função de amortecer a grande oscilação de fluxo existente em sistemas que recebam contribuições de pequenas populações. Este comportamento pode ocasionar o arraste do lodo ou dificultar sua sedimentação.

Mais uma vez, a impossibilidade do atendimento a esse aspecto da norma pode ser contrabalan-

çada pelo grande TDH do sistema (Tabela 1). O volume de 2000 L pode permitir que mesmo com a variação do fluxo o lodo seja adequadamente decantado e acomodado no tanque.

Conforme discutido, esse volume poderia ser obtido com a adoção de uma única caixa d'água ou pela associação de duas caixas. Um diferencial da associação de duas caixas de 1000 L seria a constituição das câmaras múltiplas recomendadas pela norma brasileira (NBR 7229, 1993). Neste caso teríamos uma maior deposição de lodo na primeira caixa, permitindo um fluxo menos turbulento e favorável à sedimentação de partículas menos suscetíveis na segunda caixa. A ligação dessas caixas poderia ser feita com tubos de 50 ou 60 mm, minimizando os custos e facilitando os aspectos construtivos.

No entanto, ao conjugar duas caixas d'água, deve ser prevista suas instalações em patamares diferentes do terreno (Fig. 5). Uma diferença de apenas 0,15 m entre os patamares permite que a segunda caixa seja usada plenamente, com a mínima perda de volume útil.

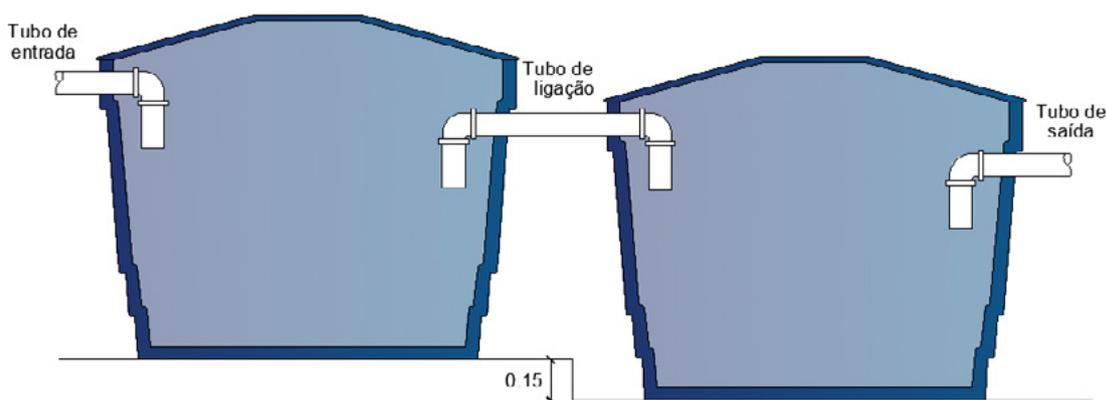


Figura 5 - Tubulação de ligação entre as caixas e patamares de instalação (dimensões em metros).

Todos os pontos de entrada ou saída das tubulações já estão previstos nas caixas disponibilizadas no mercado brasileiro, sendo especificados os diâmetros máximos permitidos. O único entrave é que, analisando os catálogos dos di-

ferentes fabricantes, verifica-se que os pontos destinados a entradas e saídas não preveem a adoção de tubulações de 100 mm de diâmetro. Dessa forma, caberia às autoridades sanitárias brasileiras incluir nas exigências técnicas aos fa-

bricantes destes produtos que, para os volumes de 1000 L e 2000 L, esse diâmetro de tubulação também esteja previsto.

Apesar da facilidade de criar a abertura para a tubulação de entrada com uma serra copo, há dificuldade em encontrar flanges que atendam ao diâmetro de 100 mm para a conexão da tubulação de forma segura e estanque. Os fabricantes tradicionais disponibilizam este material,

porém por um custo bastante alto. No entanto, têm surgido algumas empresas que têm buscado atender a esse mercado em expansão.

Como alternativa, a fixação e a vedação do tubo junto à parede da caixa poderia ser feita com selantes de poliuretano, também conhecidos como Cola PU (Fig. 6), método também recomendado pela EMBRAPA na construção das Fossas Sépticas Biodigestoras.



Figura 6 - Instalação de tubo de esgoto de 100 mm em caixa d'água.

5 INSTALAÇÃO E ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A caixa única de 2000 L ou as caixas sequenciais de 1000 L podem ser colocadas na superfície do terreno caso a tubulação da rede de esgoto

permita (Fig. 7). Nesse caso poderia ser aproveitada uma área próxima à residência em que houvesse uma declividade favorável para essa forma de instalação.

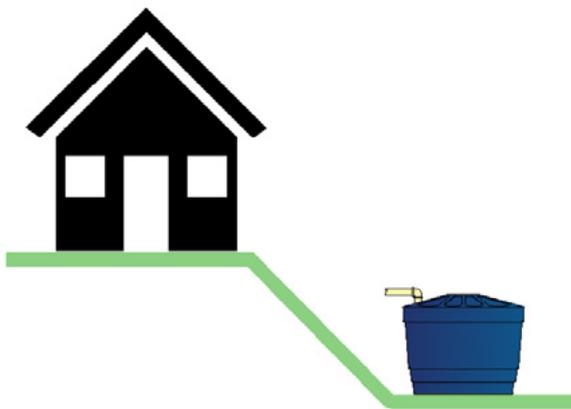


Figura 7 - Caixas instaladas em terreno com declividade favorável (esquerda) e em área plana (direita).

Em locais planos existiria a escavação e a colocação da caixa em seu interior (Fig. 8). Deve-se ter o cuidado em criar barreiras que impeçam o escoamento da água da chuva para a área do sistema. No entanto, essa opção poderia dificultar a remoção do lodo, a qual não poderia ser feita pela simples ação da gravidade. Além dis-

so, reservatórios de polietileno não podem ser totalmente enterrados, pois isso leva à deformação da caixa e muitas vezes ao vazamento e sua ruptura. Assim, seria importante o posicionamento no interior do local escavado de modo a não permitir o contato do solo com a parede das caixas.



Figura 8 - Rebaixamento do solo para colocação das caixas d'água.

Uma questão fundamental para a manutenção da segurança do sistema será a construção de uma estrutura de cercamento ao redor dos reservatórios cujo objetivo é impedir o acesso de animais e crianças, bem como seu pisoteio.

6 ASPECTOS POSITIVOS

Um aspecto positivo no uso dessas caixas d'água seria a fácil viabilização de sua compra em editais públicos por municípios e estados. Todos os materiais envolvidos estão disponíveis em planilhas de custos de materiais e sua quantidade adquirida seria facilmente monitorada por entidades fiscalizadoras.

Além disso, tais tanques ou caixas d'água já são tradicionalmente vendidos em lojas de materiais de construção e possuem um custo mais acessível em função de sua grande produção. Sua

forma construtiva é voltada para o fácil e prático transporte, sendo que uma caixa pode ser justaposta a outra, permitindo a conjugação de uma grande quantidade de unidades. Ademais, tais caixas podem ser armazenadas por bastante tempo antes do seu uso e apresentam ótima durabilidade, uma vez que sua estrutura é capaz de suportar as intempéries (sol e chuva), visto que são fabricadas em polietileno e com camada protetora contra os raios UV. A durabilidade desses produtos pode ser comprovada pelo grande número de caixas d'água que observamos nos telhados de residências de todo o Brasil. Também é importante enfatizar que os fabricantes das caixas d'água garantem a sua estanqueidade, o que reduz drasticamente a ocorrência de problemas associados a vazamentos que são recorrentes em estruturas de concreto moldadas *in loco*.

Outro ponto a ser destacado é que a experiência da disseminação das Fossas Sépticas Biodiges-

toras (FSB) da Embrapa tem demonstrado que a construção de todo esse aparato é rápida, demandando cerca de um dia em todo o processo.

Observando o mercado das grandes cidades brasileiras, nota-se que cada vez mais tem avançado a existência dos reservatórios com tampas rosqueáveis (Fig. 8). Esses reservatórios possuem como grande diferencial positivo uma maior facilidade e segurança em seu fechamento, porém não foram encontrados dados suficientes no tocante às suas dimensões junto aos fabricantes para que pudessem ser avaliados para este artigo.

7 ÁGUA CINZA, LODO E REÚSO

Caso o morador faça a divisão entre águas cinzas e do vaso sanitário, não podemos exigir a união desses fluxos de águas residuais (FIGUEIREDO et al., 2019c). Tal imposição desrespeitaria as escolhas familiares e demandaria a destruição de pisos internos e externos e encareceria e atrasaria todo o processo construtivo.

Logo, ocorrendo a segregação das águas, o tanque séptico aqui proposto receberia somente os despejos do vaso sanitário. As águas cinza iriam para outro sistema de tratamento, tal como uma vala de infiltração ou círculo de bananeiras (TONETTI et al., 2018b; FIGUEIREDO et al., 2019c).

Um ponto capital quando se adota o tanque séptico diz respeito à remoção e ao destino do lodo (MANFIO et al., 2018). Na presente proposta, há a sugestão de que sua retirada se dê anualmente, visando ao envolvimento da família com a gestão do sistema em um mês fixo do ano. A retirada se daria por meio de uma tubulação localizada no fundo da caixa (Fig. 9). Se o sistema for construído em um terreno com declividade favorável (Fig. 7), essa retirada será facilitada. Dependendo da concepção, o lodo poderá ser direcionado ao destino adequado por meio de mangueiras ou

tubulações, evitando o contato direto do usuário com este material.



Figura 9 - Tubo para retirada de lodo de tanque séptico.

No entanto, se a caixa for instalada em local plano (Fig. 7), haverá dificuldade para a retirada. Não se recomenda o emprego de bombas nesta tarefa, visto que o lodo poderá ter potencial de danificar o equipamento. Por sua vez, as bombas que lidam com os sólidos são caras e exigem muita manutenção.

Também não se indica a abertura da caixa para a introdução de um recipiente de coleta por motivos de ordem sanitária.

Como esse sistema seria indicado a comunidades isoladas, acredita-se que haveria dificuldade de acesso dos caminhões limpa fossa a esses locais. Além disso, existiria um custo que poderia ser impeditivo para essa prática.

A Funasa (2014) sugere a construção de uma bomba de sucção manual feita com canos de PVC de 40 mm de diâmetro e um êmbolo de madeira. Com esses materiais simples é possível construir uma espécie de seringa que puxa o lodo do fundo do reator até a superfície, escoando-o dentro de um balde de coleta (TONETTI et al., 2019b). No entanto, ainda há necessidade de aprofundar a avaliação desse instrumento, mostrando que de

vemos fazer estudos práticos a respeito da questão da remoção do lodo para definirmos a melhor solução a ser tomada.

Quanto ao destino do lodo, a norma brasileira estabelece que seja disposto em um leito de secagem (NBR 12209, 2011). Cabe questionarmos a viabilidade da construção de um leito de secagem para uma família ou mesmo para um pequeno número de famílias (TONETTI et al., 2018a). Quem seria responsável pela sua construção, operação e manutenção? Esse leito de secagem ficaria próximo da residência? Não ocasionaria a veiculação de doenças devido ao contato direto de animais domésticos e crianças ou mediante a atração de vetores?

A gestão do lodo de unidades unifamiliares ainda demanda pesquisas e a atuação dos setores envolvidos com esse tema para a busca de formas de destinação que sejam viáveis aos sistemas descentralizados.

Outro item que deve receber mais atenção e pesquisas refere-se às configurações do tanque séptico com um pós-tratamento que possibilite o lançamento em corpos hídricos. Os autores do presente artigo são críticos em relação a essa prática, pois além de o lançamento do efluente em um corpo hídrico poder contaminar a água, há um desperdício dos nutrientes e da própria água contida nesta água residual.

Mesmo na discussão de um sistema de tratamento de esgoto unifamiliar, temos que pensar numa questão mais ampla e moderna, ou seja, no aumento da sustentabilidade ambiental por meio do fechamento dos ciclos biogeoquímicos (FILHO et al., 2017; MARINHO et al., 2013). Isso se daria com o uso da água e nutrientes presentes no efluente.

No entanto, não deve ser pregado que esse efluente final tenha condições de ser utilizado de forma direta em alguma atividade agrícola, tal como propagada em divulgações da Fossa Sép-

tica Biodigestora (NOVAES et. al., 2002; GALINDO et al., 2010). Essas experiências demonstram que os moradores que receberam essa tecnologia acabam aplicando o efluente final sem o uso de luvas (FIGUEIREDO et al., 2019b). A disposição também se dava em um único local, podendo ocasionar problemas de salinização em médio e longo prazo (AGNELO et al., 2019). Em alguns casos, os próprios moradores circulavam sobre a superfície do terreno que recebeu o esgoto tratado e posteriormente acessavam a moradia. Também foi observado que animais se deitavam sobre ele e depois acabavam adentrando as residências (FIGUEIREDO et al., 2019b). Todas essas práticas possibilitam a contaminação dos moradores com os possíveis patógenos presentes na água residual (LEONEL e TONETTI, 2021; SILVA et al., 2020; LEONEL et al., 2016).

Como consequência dessas observações, deve-se priorizar o uso do efluente de um sistema composto por tanque séptico de forma indireta, sem que haja qualquer contato humano com a água residual. Um caminho para atender a esse objetivo seria a infiltração do efluente tratado, mas que ao mesmo tempo permitisse o acesso do raizame de plantas a água e aos nutrientes nele presentes (FIGUEIREDO et al., 2019a).

8 CONCLUSÕES

A construção de tanque séptico unifamiliar (4 pessoas) com o uso de caixas d'água de 1000 ou 2000 L traz como vantagens a simplicidade e agilidade na montagem da estrutura do sistema, além de ser fácil sua aquisição por meio de editais públicos. Ademais, as caixas d'água em polietileno apresentam excelente durabilidade e requerem baixa manutenção, bem como possuem estanqueidade garantida pelos fabricantes.

Mesmo tendo uma profundidade inferior à orientada pela norma (NBR 7229, 1993) haveria um

tempo de detenção hidráulica que contrabalançaria esse problema, permitindo que o lodo fosse adequadamente decantado e acomodado no tanque. A configuração de duas caixas de 1000 L interligadas atenderia também a recomendação de câmaras em série para populações inferiores a 30 pessoas.

Logo, o uso dessas caixas d'água no tratamento de esgotos contribuiria com a universalização do saneamento em nosso país.

9 AGRADECIMENTOS

Agradecemos à CAPES e ao CNPq (311275/2015-0) pelas bolsas de mestrado e doutorado recebidas e à Fapesp (Processo 2017/07490-4) pelo Auxílio à Pesquisa. Também agradecemos à Pró Reitoria de Extensão e Cultura (ProEC) da Unicamp pelos recursos financeiros destinados ao Projeto Saneamento Rural.

10 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores participaram da conceitualização, metodologia, investigação e redação. A aquisição de financiamento foi obtida por Tonetti, A. L.

11 REFERÊNCIAS

AGNELO, L.; LEONEL, L. P.; SILVA, N. B.; CANDELLO, F. P.; SCHNEIDER, J.; TONETTI, A. L. Effects of wastewater disinfectants on the soil: Implications for soil microbial and chemical attributes. **Science of The Total Environment**, v. 706, p. 136007-8, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.136007>

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Programa Nacional de Saneamento Rural**. – Brasília: Funasa, 2019. 260 p.

COMITÊ DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS PIRACICABA, CAPIVARI E JUNDIAÍ - **Relatório de situação dos recursos hídricos: versão simplificada; ano base 2019**. Piracicaba: Fundação Agência das Bacias PCJ, 2019. 100 p.

DE OLIVEIRA CRUZ, L. M.; Tonetti, A. L.; GOMES, B. G. L. A. Association of septic tank and sand filter for wastewater treatment:

full-scale feasibility for decentralized sanitation. **Journal of Water Sanitation and Hygiene for Development**, v. 8, p. washdev2018094-277, 2018. <https://doi.org/10.2166/washdev.2018.094>

FIGUEIREDO, I. C. S.; BARBOSA, A. C.; MIYAZAKI, C. K.; SCHNEIDER, J.; COASACA, R. L.; MAGALHÃES, T. M.; Tonetti, A. L. Bacia de Evapotranspiração (BET): uma forma segura e ecológica de tratar o esgoto de vaso sanitário. **Revista DAE**, v. 67, p. 115-127, 2019a. <https://doi.org/10.4322/dae.2019.059>

FIGUEIREDO, I. C. S.; COASACA, R. L.; DUARTE, N. C.; MIYAZAKI, C. K.; LEONEL, L. P.; SCHNEIDER, J.; Tonetti, A. L. Fossa Séptica Biodigestora: avaliação crítica da eficiência da tecnologia, da necessidade da adição de esterco e dos potenciais riscos à saúde pública. **Revista DAE**, v. 67, p. 100-114, 2019b. <https://doi.org/10.4322/dae.2019.058>

FIGUEIREDO, I. C. S.; DUARTE, N. C.; COASACA, R. L.; MAGALHÃES, T. M.; BARBOSA, A. C.; PORTELA, D. G.; MADRID, F. J. P. L.; CRUZ, L. M. O.; Tonetti, A. L. Águas cinzas em domicílios rurais: separação na fonte, tratamento e caracterização. **Revista DAE**, v. 67, p. 141-156, 2019c. <https://doi.org/10.4322/dae.2019.061>

FIGUEIREDO, I. C. S.; MIYAZAKI, C. K.; MADRID, F. J. P. L.; DUARTE, N. C.; MAGALHÃES, T. M.; Tonetti, A. L. Fossa absorvente ou rudimentar aplicada ao saneamento rural: solução adequada ou alternativa precária? **Revista DAE**, v. 67, p. 87-99, 2019d. : <https://doi.org/10.4322/dae.2019.057>

FILHO, J. L. P.; TONETTI, A. L.; GUIMARÃES, M. T.; SILVA, D. Nutrient recovery from airplane wastewater: composition, treatment and ecotoxicological assay. **Water Science And Technology**, v. 75, p. wst2017081, 2017. <https://doi.org/10.2166/wst.2017.081>

GALINDO, N.; SILVA, W. T. L.; NOVAES, A. P.; GODOY, L. A.; SOARES, M. T. S.; GALVANI, F. 2010. **Documentos 49: Perguntas e respostas: fossa séptica biodigestora**. Embrapa Instrumentação, São Carlos, São Paulo, p. 26, 2010.

KUJAWA-ROELEVELD, K., ZEEMAN, G., 2006. Anaerobic treatment in decentralised and source-separation-based sanitation concepts. **Reviews in Environmental Science and Bio/Technology 5**, 115-139. <https://doi.org/10.1007/s11157-005-5789-9>

LEONEL, L. P.; TONETTI, A. L. Wastewater reuse for crop irrigation: Crop yield, soil and human health implications based on giardiasis epidemiology. **Science of The Total Environment**, v. 775, p. 145833, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.145833>

LEONEL, L. P.; TONETTI, A. L.; SILVA, J. C. P.; NUNES, E. A.; ANARUMA FILHO, F. Reuse of sewage treated effluent in agricultural practices: An alarming presence of Giardia spp. cysts. **Ecological Engineering**, v. 94, p. 682-687, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2016.06.126>

LUOSTARINEN, S., SANDERS, W., KUJAWA-ROELEVELD, K., ZEEMAN, G., 2007. Effect of temperature on anaerobic treatment of

black water in UASB-septic tank systems. **Bioresource Technology**, 98, 980-986. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2006.04.018>

MANFIO, D. V.; TONETTI, A. L.; MATTA, D. Dewatering of septic tank sludge in alternative sludge drying bed. **Journal of Water Sanitation and Hygiene for Development**, v. 8, p. 792-798, 2018. <https://doi.org/10.2166/washdev.2018.276>

MARINHO, L. E. O.; Tonetti, A. L.; STEFANUTTI, R.; CORAUCCI FILHO, B. Application of Reclaimed Wastewater in the Irrigation of Rosebushes. **Water, Air and Soil Pollution** (Dordrecht. Online), v. 224, p. 1669, 2013. <https://doi.org/10.1007/s11270-013-1669-z>

NBR 12209 (2011). **Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro: ABNT, 53 p.

NBR 7229 (1993). **Construção e instalação de fossas sépticas e disposição dos efluentes finais**. Rio de Janeiro. 37 p.

NOVAES, A. P.; SIMÕES, M. L.; MARANTIN-NETO, L.; CRUVINEL, P. E.; SANTANA, A.; NOVOTNY, E. H.; S SANTIAGO, G.; NOGUEIRA, A. R. A. Comunicado Técnico 46: Utilização de uma fossa séptica biodigestora para melhoria do saneamento rural e desenvolvimento da agricultura orgânica. **Embrapa Instrumentação Agropecuária**. São Carlos, São Paulo, p.5, 2002.

SILVA, J. **Efluente tratado de fossa biodigestora serve de adubo para pequenos produtores**. Embrapa Instrumentação. São Carlos, São Paulo, 2018. Disponível em: <<https://www.embrapa.br/busca-de-noticias/-/noticia/39759154/efluente-tratado-de-fossa-biodigestora-serve-de-adubo-para-pequenos-produtores?link=agencia>>. Acesso em: 12 de dezembro de 2018.

SILVA, N. B.; LEONEL, L. P.; TONETTI, A. L. UV-LED for Safe Effluent Reuse in Agriculture. **Water Air and Soil Pollution**, v. 231, p. 343, 2020. <https://doi.org/10.1007/s11270-020-04742-4>

SILVA, W. T. L.; MARMO, C. R.; LEONEL, L. F. 2017. **Memorial Descritivo: Montagem e Operação da Fossa Séptica Biodigestora**. Documentos 65. EMBRAPA Instrumentação. São Carlos, São Paulo, p. 27, 2017.

TOMAZ, P., 2000. **Previsão de consumo de água**. São Paulo: Navegar.

TONETTI, A. L.; DUARTE, N. C.; FIGUEIREDO, I. C. S.; BRASIL, A. L. **Alternativas para o gerenciamento de lodo de sistemas descentralizados de tratamento de esgotos de áreas rurais**. **LABOR & ENGENHO**, v. 12, p. 145-152, 2018a. <https://doi.org/10.20396/labore.v12i1.8649680>

TONETTI, A. L.; BRASIL, A.L.; MADRID, F.J.P.L.; FIGUEIREDO, I.C.S.; SCHNEIDER, J.; CRUZ, L.M.O.; DUARTE, N.C.; FERNANDES, P.M.; COASACA, R.L.; GARCIA, R.S.; MAGALHÃES, T.M. **Tratamento de esgotos domésticos em comunidades isoladas: referencial para a escolha de soluções**. Biblioteca/Unicamp. Campinas, São Paulo, 153 p, 2018b. <http://www.fec.unicamp.br/~saneamentorural/index.php/publicacoes/livro/>

TONETTI, A. L.; FIGUEIREDO, I. C. S.; MADRID, F. J. P. L.; MAGALHÃES, T. M.; MIYAZAKI, C. K. Cost confrontation study for decentralized wastewater treatment: When to adopt a cluster or onsite system? **International Journal of Environmental Science and Technology**, v. 18, p. 1, 2021. <https://doi.org/10.1007/s13762-021-03327-w>

Sensibilidade da estimativa de vazões máximas para o dimensionamento de obras hidráulicas com informações derivadas de Modelo Digital de Elevação

Sensitivity of maximum discharge estimation for dimensioning hydraulic structures considering information derived from Digital Elevation Model

• **Data de entrada:**
23/02/2021

• **Data de aprovação:**
13/09/2021

Rosa Lindjhenys de Oliveira Jorge^{1*} | Adriano Rolim da Paz² |
Karolyne Aquino Alexandre Breckenfeld³

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.071>

ORCID ID

Jorge RLO  <https://orcid.org/0000-0001-7474-0050>

Paz AR  <https://orcid.org/0000-0003-0243-7006>

Breckenfeld KAA  <https://orcid.org/0000-0002-0642-5734>

Resumo

A estimativa da vazão máxima impacta custos e segurança de obras hidráulicas. Modelos hidrológicos são usados para tais estimativas, com a caracterização física da bacia hidrográfica e da rede de drenagem, dados cada vez mais extraídos a partir de Modelos Digitais de Elevação (MDE), embora métodos manuais ainda sejam usados. Neste trabalho, fez-se a incorporação de geoprocessamento nos estudos hidrológicos para a determinação da vazão máxima para dimensionamento de uma ponte, tomando cinco algoritmos de determinação de direções de fluxo e avaliando a sensibilidade a erros na caracterização física da bacia e do curso d'água. Frente ao método manual, o processamento do MDE aumentou o comprimento do curso d'água principal, reduziu a declividade e reduziu a área da bacia hidrográfica, levando à redução da vazão máxima. Erros na quantificação da área da bacia hidrográfica são mais impactantes na estimativa da vazão máxima do que erros de mesma ordem no comprimento do rio.

Palavras-chave: SIG. Modelagem hidrológica. Direção de fluxo. Rede de drenagem.

Abstract

The estimate of maximum discharge impacts costs and safety of hydraulic structures. Hydrological models are used for obtaining such estimates, considering physical characteristics of the catchment and river drainage networks, information increasingly derived from Digital Elevation Models (DEM), although manual extraction is still used. In this work, geoprocessing is incorporated to the hydrological studies for determining the maximum discharge for dimensioning a bridge, considering five flow direction algorithms and evaluating the sensitivity to errors on physical characteristics of the watershed and stream. In comparison to the manual approach, the DEM processing increased the length of the main stream, reduced its slope and reduced the catchment area, leading to maximum discharge decrease. Errors on catchment area quantification are more impactful on maximum discharge estimation than errors of the same order in the stream length.

Keywords: GIS. Hydrologic modeling. Flow direction. Drainage network.

¹ Universidade Federal do Ceará - Mauriti - Ceará - Brasil.

² Universidade Federal da Paraíba - João Pessoa - Paraíba - Brasil.

³ Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Natal - Rio Grande do Norte - Brasil.

* **Autora correspondente:** lindjhenysrosa@hotmail.com.

1 INTRODUÇÃO

A estimativa da vazão máxima de uma bacia hidrográfica tem relevância decisiva nos custos e na segurança dos projetos de engenharia, como os que envolvem o dimensionamento de dispositivos de drenagem de águas pluviais. Na ausência de dados observados de vazão, pode-se trabalhar com uma estimativa de vazão, chamada de vazão de projeto, a partir de modelos hidrológicos chuva-vazão. Modelos matemáticos têm sido usados para simular a geração de escoamento pluvial desde a década de 1970 (ZOPPOU, 2001). Existem diferentes abordagens, cuja adequabilidade depende, principalmente, do objetivo do estudo, das características da região e da disponibilidade de dados, dentre outros fatores (SINGH; FREVERT, 2006).

Para o dimensionamento de obras hidráulicas, abordagens como o método da estimativa de chuva excedente do NRCS (Natural Resources Conservation Service; USDA, 2007) baseado no parâmetro CN (Curve Number) em combinação ao hidrograma unitário triangular (HUT; USDA, 1986, 2007) prevalecem como os mais utilizados. Contribuem para isso a simplicidade, facilidade de uso e ampla aceitação desse método pelos usuários (ZHANG; PAN, 2014; VERMA et al., 2017; RAJIB; MERWADE, 2016; BARTLETT et al., 2016), até porque a experiência anterior e a familiaridade com um modelo hidrológico são fatores decisivos na escolha do modelo (ADDOR; MELSEN, 2018).

Esse tipo de abordagem depende de dados relativamente simples de obter, como características físicas da bacia hidrográfica como área, declividade do curso d'água principal, tipo de solo e uso e ocupação da terra. Tradicionalmente, atividades como a delimitação de bacias hidrográficas e a obtenção da rede de drenagem eram executadas de forma manual, por meio de dados levantados em campo, cartas topográficas e fotos aéreas (SIQUEIRA et al., 2016). Os avanços tecnológicos dos últimos anos, bem como a maior oferta, diminuição de custos e coleta de dados

de sensores remotos, vêm contribuindo para a disseminação e a popularização das tecnologias que possibilitam a análise espacial, como o conjunto de tecnologias que formam o geoprocessamento (DE SMITH, 2007; SHEFFIELD et al., 2018).

Nesse sentido, as técnicas de geoprocessamento apresentam ferramentas úteis na aplicação dos modelos chuva-vazão (TASSI et al., 2005). Um aspecto principal são as melhorias na representação topográfica obtidas a partir de Modelos Digitais de Elevação (MDE) e o desenvolvimento de procedimentos automatizados para processamento do MDE e extração de produtos como caminhos de fluxo, rede de drenagem, comprimentos e declividades dos cursos d'água (OLIVEIRA, 2001; PAZ; COLLISCHONN, 2007).

O MDE pode ser entendido simplesmente como uma matriz ou imagem raster, onde cada elemento ou pixel tem como atributo a elevação do terreno em relação a um determinado referencial. Existem muitos softwares que podem ser utilizados para o processamento do MDE, tanto comerciais como gratuitos, a exemplo do ArcGIS, TerrSet, QGIS, MapWindow GIS e GRASS, e pacotes de ferramentas computacionais que podem ser implementadas como plugins em alguns desses softwares, a exemplo do ArcHydro, TauDEM e do próprio GRASS. Embora com mesmo propósito, os algoritmos desses softwares diferem entre si, principalmente quanto à determinação do plano de informações fundamental, que são as direções de fluxo – isto é, definir a direção do escoamento oriundo de cada pixel do MDE.

A determinação de direções de fluxo tem sido abordada desde a década de 1980 (O'CALLAGHAN; MARK, 1984; JENSON; DOMINGUE, 1988) e continua sendo alvo de pesquisas (e.g. WU et al., 2019; PERSENDT; GOMEZ, 2016; STANISLAWSKI et al., 2017; YILDIRIM et al., 2015), principalmente quanto ao tratamento de áreas planas, remoção de depressões e eficiência computacional (ZHANG; JIA, 2020; PERSENDT.

GOMEZ, 2016; SOUSA; PAZ, 2017). Isso impacta as características da rede de drenagem derivada do MDE, como o comprimento, a declividade dos trechos e a área da bacia (Siqueira et al., 2016), influenciando a aplicação de modelos hidrológicos baseados nesses dados (LEE et al., 2010).

Erros na quantificação e na delimitação da área da bacia podem influenciar diretamente a simulação da transformação chuva-vazão por alterar a quantidade de precipitação captada pela bacia (WU et al., 2008), alterar as áreas de contribuição em termos quantitativos (Lai et al., 2016) e em termos da representação do tipo de solo e do uso e ocupação da terra na modelagem (SOUSA; PAZ, 2017).

Por sua vez, o dimensionamento de estruturas de drenagem deve ser respaldado em um rigoroso estudo hidrológico, para que a vazão de projeto obtida repercuta na operação eficiente e na segurança hidráulica da obra (Cunha et al., 2015). No Departamento de Estradas de Rodagem do Estado da Paraíba (DER/PB), os procedimentos para determinação da vazão máxima de uma bacia são fundamentados na metodologia do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT; DNIT, 2005; DNIT, 2006). No entanto, não é estabelecido como os dados de comprimento do rio principal e área da bacia podem ser obtidos, cabendo ao projetista decidir sobre o método utilizado.

Este trabalho aborda a incorporação do geoprocessamento nos estudos hidrológicos para a determinação da vazão máxima de bacias hidrográficas do DER/PB, para avaliar os seguintes aspectos: i) influência de incorporar ou não o geoprocessamento; ii) efeito de considerar cinco diferentes algoritmos de determinação de direções de fluxo; iii) sensibilidade a erros na caracterização física da bacia hidrográfica e do curso d'água. O estudo de caso é baseado no estudo hidrológico realizado pelo DER/PB para definição da vazão máxima e respectivo nível máximo de enchente para fins de dimensionamento de uma obra de engenharia de alto custo, uma ponte, a partir da área de contribuição de uma parte da bacia hidrográfica do Rio Gramame, na Paraíba, com 271 km².

2 METODOLOGIA

2.1 Área de estudo e dados disponíveis

A parcela da bacia hidrográfica do Rio Gramame estudada no presente trabalho corresponde à bacia hidrográfica da seção desse rio que secciona a obra rodoviária PB-016, que liga o distrito de Odilândia, no município de Santa Rita (PB), ao entroncamento com a BR-101 (Fig. 1). A bacia possui cerca de 271 km² e seu exutório fica a jusante dos reservatórios Gramame – Mamuaba.

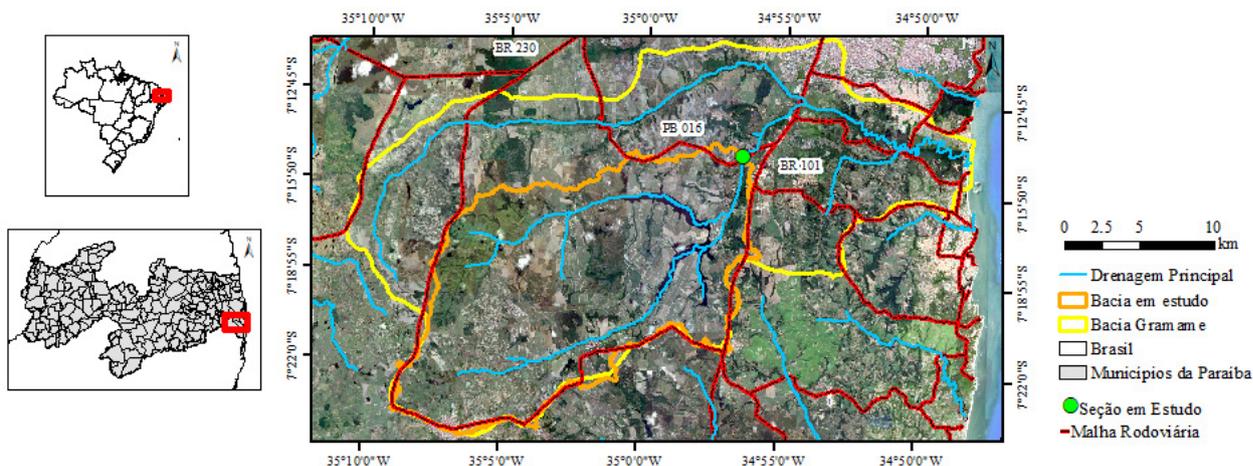


Figura 1 - Localização da seção do rio Gramame tomada para estudo de vazões máximas.

A seção em análise foi estudada pelo DER/PB para definição da vazão máxima e seu respectivo nível máximo, a fim de dimensionar e locar a estrutura da ponte a ser construída no local. Dados do perfil transversal dessa seção foram disponibilizados a partir de levantamento planialtimétrico realizado pelo DER/PB.

Os dados pluviométricos utilizados foram obtidos no Portal Hidroweb (Agência Nacional de Águas) e são provenientes da estação pluviométrica Santa Rita (código 00734001). Ao todo, a série histórica de chuva contém 78 anos de dados (1910 a 1989), dos quais 30 anos foram descartados por falhas nas informações, sendo aproveitados 48 anos para análise (1926 a 1929, 1932, 1933, 1935 a 1943, 1945 a 1976 e 1981).

Como dados topográficos da bacia hidrográfica, foram trabalhadas as cartas planialtimétricas da Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE) e o MDE do SRTM30 (Shuttle Radar Topography Mission, resolução espacial de 30m). Foram utilizadas as folhas das cartas planialtimétricas de Sapé (SB.25-Y-C-II) e de João Pessoa (SB.25-Y-C-III), disponibilizadas em formato digital pela Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba (AESÁ).

Os tipos de solo presentes na área em estudo foram especificados a partir do mapa de solos elaborado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) e disponíveis em formato digital no site do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE). Para análise do uso da terra e cobertura vegetal, foram usadas imagens disponibilizadas no Google Earth Pro.

2.2 Determinação da vazão máxima de projeto

Para estimativa da vazão máxima de projeto, seguiram-se os procedimentos recomendados pelo DNIT no Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (DNIT, 2005), com adap-

tações para o que é praticado rotineiramente no DER-PB, constando de cinco etapas: determinação do tempo de concentração; definição da chuva de projeto; estimativa de chuva excedente; aplicação do método do Hidrograma Unitário Sintético; estimativa do nível e vazão máximos.

O tempo de concentração foi obtido por meio da média das estimativas obtidas pelos métodos de Kirpich Modificado (Eq. 1), Fórmula do DNOS (Eq.2), Método Lag (Eq. 3) e Equação do California Highways and Public Works (Eq. 4). Os primeiros três métodos são os mais recomendados pelo Manual do DNIT e o quarto tem sido incluído nos estudos técnicos do DER-PB, com a prática de considerar a média de todos eles, dadas as incertezas relacionadas a essas estimativas.

$$T_c = 1,42 \cdot (L^2/H)^{0,385} \quad (1)$$

$$T_c = (10/K) \cdot A^{0,3} \cdot (10^3 \cdot L)^{0,2} / I^{0,4} \quad (2)$$

$$T_c = 16,00 \cdot Kn \cdot (L^{2,5}/H^{0,5})^{0,33} \quad (3)$$

$$T_c = [(0,87 \cdot L)^3 / H]^{0,385} \quad (4)$$

Onde: T_c é o tempo de concentração (h); L é o comprimento do curso principal (km); H é o desnível máximo (m); A é a área da bacia hidrográfica (ha); I é a declividade (%); K é o coeficiente que depende das características da bacia hidrográfica em análise; Kn é a média dos coeficientes de rugosidade de Manning ao longo dos cursos d'água mais importantes. Segundo o Manual do DNIT, $Kn = 0.07$ para bacias com áreas superiores a 10 km².

A chuva de projeto foi definida a partir de estudo estatístico, correlacionando os dados de chuva da estação Santa Rita à precipitação no posto pluviográfico João Pessoa com base no método de Pfasstetter (1957). Foi considerado um tempo de retorno de 100 anos.

A chuva excedente foi estimada a partir do método Natural Resources Conservation Service – Curve Number (NRCS– CN; Eq. 5, 6 e 7), amplamente utilizado na literatura e em estudos técnicos de obras hidráulicas. Foi considerada a condição II de umidade antecedente e definido o valor de CN da bacia estudada a partir das tabelas específicas apresentadas no referido manual do DNIT, em função da cobertura vegetal e grupo hidrológico do solo.

$$P_{exc} = (P - I_a)^2 / (P - I_a + S), \text{ quando } P_{exc} > I_a \text{ e} \\ P_{exc} = 0, \text{ quando } P \leq I_a \quad (5)$$

$$I_a = \lambda \cdot S \quad (6)$$

$$S = (25400/CN) - 254 \quad (7)$$

Onde P_{exc} é o escoamento superficial gerado ao longo do evento (mm); P é a precipitação total (mm); I_a são as perdas iniciais (mm); S é a quantidade da retenção máxima potencial (mm); λ o fator para estimativa das perdas iniciais e CN é um parâmetro adimensional chamado de Curve Number.

A partir da chuva excedente, a teoria do hidrograma unitário foi aplicada, considerando o HUT sintético do NRCS, segundo o qual a resposta a uma chuva excedente unitária tem a forma de um hidrograma triangular representado pelas Eq. 8, 9 e 10.

$$T_p = (d/2) + 0,6 \cdot T_c \quad (8)$$

$$t_b = T_p + 1,67 \cdot T_p \quad (9)$$

$$q_p = 0,208 \cdot A_b / T_p \quad (10)$$

Onde T_p é o tempo de subida do HUT (h), t_b é o tempo de base do HUT (h), d é a duração da chuva (h), q_p é a vazão de pico (m^3/s) e A_b é a área da bacia (km^2).

O nível máximo de enchente foi determinado utilizando como referência DNIT (2005) e DNIT (2006) e considerando o perfil da seção transversal do rio obtido pelo levantamento planialtimétrico realizado pelo DER/PB.

Ao estabelecer que a ponte a ser construída na seção em estudo tem 40 m de comprimento, determinou-se, para cada altura (h) do nível d'água, a área molhada (A), o perímetro molhado (P) e, conseqüentemente, o raio hidráulico (R). A partir disso, a vazão máxima (Q) para cada h foi determinada por meio da fórmula de Manning (Eq. 11).

$$Q = (A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}) / n \quad (11)$$

Onde: I é a declividade do canal (m/m); n é o coeficiente de Manning.

2.3 Aplicação da metodologia usando o procedimento padrão no DER/PB

A metodologia para estimativa de vazão máxima e seu respectivo nível máximo de enchente foi aplicada inicialmente utilizando o procedimento padrão usado no DER/PB, que inclui a extração de informações da bacia hidrográfica de forma manual.

A bacia hidrográfica foi delimitada manualmente com base na rede de drenagem presente nas cartas e conectando os pontos mais elevados (divisores de água), tomando como orientação as curvas de nível e os pontos cotados. A vetorização dessa delimitação permitiu a posterior quantificação da área da bacia, assim como procedimento análogo foi realizado para quantificar o comprimento do curso d'água. As elevações de cabeceira e do exutório do curso d'água foram obtidas das cartas para determinação da declividade, pela divisão pelo comprimento do traçado do curso d'água. A inspeção dos pontos cotados no interior da delimitação da bacia permitiu a identificação do desnível máximo. Foi calculada,

também, a sinuosidade do curso d'água principal, a partir da divisão do comprimento medido ao longo do traçado desse rio pelo comprimento medido em linha reta desde a cabeceira até a foz.

Para a estimativa do CN da bacia, foram quantificadas as parcelas de diferentes tipos de solo, usos da terra e cobertura vegetal sobre a delimitação manual da bacia. Três tipos de solos foram identificados (Argissolo Vermelho-Amarelo; Argissolo Acinzentado; Espodossolo Ferrocárbico), todos eles associados ao grupo hidrológico C do método NRCS. Logo, a atribuição do parâmetro CN variou unicamente em função das quatro categorias consideradas para o uso e cobertura da terra: mata ou bosque (CN = 77); terreno cultivado (CN = 88); terreno não cultivado com pouca vegetação (CN = 91); área urbana (CN = 87).

As informações levantadas acerca da caracterização da bacia hidrográfica foram usadas para estimar o tempo de concentração, definir a chuva de projeto, determinar a chuva excedente e estimar o hidrograma resultante desse evento de projeto e, assim, estimar a vazão e nível máximos necessários ao dimensionamento da ponte.

2.4 Aplicações da metodologia com extração de informações via geoprocessamento

A mesma metodologia de estimativa de vazões máximas foi aplicada, mas agora com a delimitação da bacia e extração da drenagem de forma automatizada a partir do MDE, considerando cinco diferentes algoritmos de direções de fluxo presentes em softwares de geoprocessamento: ArcGIS, TerrSet e QGIS. No QGIS, foram trabalhadas as extensões TauDEM e GRASS, nesta última com uso de dois algoritmos distintos: `r.watershed` e `r.terraflow`.

O algoritmo do ArcGIS segue o proposto na concepção original do método Deterministic Eight Neighbours (D8), segundo o qual a cada pixel é atribuída uma única direção de fluxo, dentre as

8 possíveis em uma janela 3 x 3, determinada em função da maior declividade (JENSON; DOMINGUE, 1988; O'CALLAGHAM; MARK, 1984). Tal regra da declividade não resolve as áreas planas nem as depressões e, para essa última, o algoritmo do ArcGIS faz o processo de preenchimento, aumentando artificialmente as elevações em função da vizinhança até encontrar uma saída da depressão (BUARQUE et al., 2009; PAZ; COLLISCHONN, 2008). Embora seja o software mais utilizado em geoprocessamento, tal algoritmo tem a tendência de gerar linhas de drenagens paralelas irreais (PAZ; COLLISCHONN, 2008; PAZ et al., 2006).

Todos os demais algoritmos testados também adotam a definição de direções de fluxo em 8 possibilidades como o método D8, além de garantirem que nenhum caminho cíclico é formado e que a partir de qualquer pixel do terreno se segue um caminho de fluxo até a borda da imagem. Porém, esses algoritmos se distinguem entre si quanto ao tratamento das depressões e das áreas planas.

O software TerrSet emprega um algoritmo para determinação de direções de fluxo que é do tipo busca por prioridade (Priority First Search – PFS), elaborado por Sedgewick (1992). Tal algoritmo é baseado em critérios de prioridade para definição do caminho de fluxo, em dois estágios. Primeiro, é feita a busca por um caminho que direcione o fluxo para fora do pixel da depressão. Em seguida, os valores de elevação das células ao longo do caminho do fluxo são ajustados para que eles diminuam até a célula final. Essa célula deve ter um valor menor que a depressão ao longo do caminho do fluxo ou a célula localizada em uma borda do MDE (BUARQUE et al., 2009). Ao procurar uma saída para a depressão, o algoritmo busca a menor passagem disponível. Caso exista mais de um caminho que satisfaça esse critério, é selecionado o caminho com o comprimento total mais curto (Jones, 2002).

No módulo `r.watershed` da extensão do GRASS associada ao QGIS, é utilizada uma adaptação de um

método de pesquisa de menor custo como alternativa para evitar as alterações no MDE realizadas pelos métodos tradicionais no tratamento de depressões no terreno (METZ et al., 2011). A ideia central do algoritmo é ranquear os pixels a serem trabalhados em ordem de custo medido pela elevação e pela ordem de inserção em uma lista de prioridade de busca. O processamento segue resolvendo os pixels segundo um caminho identificado como de menor custo.

O módulo r.terraflow da extensão do GRASS utiliza um algoritmo proposto para lidar com quantidades massivas de dados como apresentado por Arge et al. (2003), o qual é composto por quatro etapas. Primeiro, é feita a identificação de áreas planas e depressões e a determinação das direções de fluxo para as demais regiões. Em seguida, atribuem-se as direções de fluxo das áreas planas, iniciando-se pelos pixels da borda da área plana e depois consecutivamente pelos vizinhos para dentro da área. A terceira etapa é inundar o terreno e, como última etapa, determina as direções de fluxo do terreno agora inundado, repetindo os procedimentos das duas primeiras etapas.

A extensão do TauDEM emprega um algoritmo cujo procedimento para remoção das depressões consiste em identificá-las e realizar a elevação de cada uma ao nível do ponto mais baixo em torno da borda, ou seja, é realizado o procedimento de preenchimento dos pixels da depressão. Para as áreas planas, o TauDEM usa o método de Garbrecht e Martz (1997), no qual as elevações dos pixels são incrementadas e as direções atribuídas no sentido de áreas mais baixas da vizinhança.

A partir das direções de fluxo obtidas com cada algoritmo, foram geradas as áreas acumuladas de drenagem correspondentes e, em seguida, a derivação das redes de drenagem. O critério de área mínima acumulada de 0,09 km² foi adotado para denotar o início da rede de drenagem em todos os casos (FAN et al., 2016), por ser considerada como adequada para representar a extensão da drenagem das cartas planialtimétricas.

A delimitação automática da bacia foi realizada a partir do raster das direções de fluxo e da especificação do exutório correspondente à seção de estudo. Assim, para cada um dos cinco conjuntos de planos de informação gerados, foram extraídas as informações necessárias (área da bacia, comprimento do curso d'água, declividade, desníveis etc.) para estimar o tempo de concentração, definir a chuva de projeto (cuja duração foi relacionada ao tempo de concentração), computar a chuva excedente e estimar a vazão máxima.

2.5 Análise de sensibilidade da metodologia

Foram realizadas também 16 simulações para analisar a sensibilidade do método de estimativa de vazões máximas a partir de variações percentuais hipotéticas (-20%, -10%, 10% e 20%) em dois parâmetros de entrada principais (Tabela 1): a área da bacia hidrográfica e o comprimento do curso d'água. Todo o restante dos dados de entrada e demais considerações foram mantidas inalteradas entre essas 16 simulações, tomando o estudo de caso e as informações extraídas manualmente.

Tabela 1 - Combinações de variação do comprimento do curso d'água (L) e da área da bacia hidrográfica (A) para a análise de sensibilidade.

Varição de L →	-20%	-10%	10%	20%
Varição de A ↓				
-20%	-20L-20A	-10L-20A	+10L-20A	+20L-20A
-10%	-20L-10A	-10L-10A	+10L-10A	+20L-10A
+10%	-20L+10A	-10L+10A	+10L+10A	+20L+10A
+20%	-20L+20A	-10L+20A	+10L+20A	+20L+20A

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Características do curso d'água principal

Os traçados do curso d'água principal derivados do MDE são comparados ao traçado vetorizado baseado na carta da SUDENE (Fig. 2). Percebe-se que todos seguem, em geral, o traçado digitalizado da carta da SUDENE, mas apresentam maior sinuosidade. A hidrografia da SUDENE é originada de mapeamento obtido por levantamento

aerofotogramétrico e tende a apresentar representatividade mais simplificada da rede de drenagem, relativamente àquelas derivadas do MDE do SRTM (pixel de 30 m). Nem a rede da SUDENE nem as redes derivadas do MDE podem ser consideradas corretas – todas apresentam incertezas e erros associados à obtenção. Mas a referência da comparação aos dados da SUDENE foi adotada por ser a fonte de dados usada de forma padrão no DER/PB.

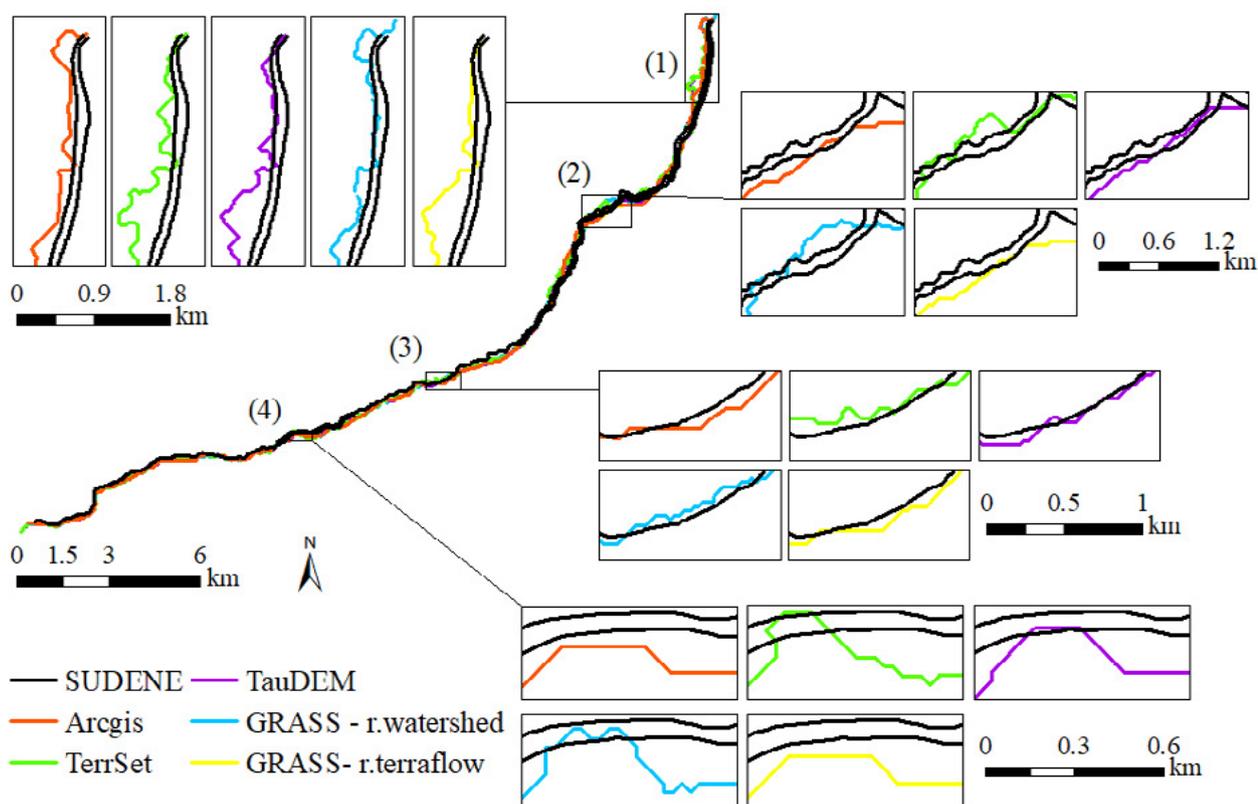


Figura 2 - Comparação entre si dos traçados do curso d'água principal obtidos a partir dos cinco algoritmos utilizados para o processamento do MDE com a hidrografia disponibilizada pela SUDENE.

O comprimento do curso d'água principal da bacia estudada variou de 33,8 a 38,5 km de acordo com o algoritmo usado (Tabela 2), cerca de 2% a 17% de aumento em relação ao comprimento a partir da carta da SUDENE (Fig. 3-a). Um erro de superestimativa no comprimento de rio de-

rivado de MDE está associado, principalmente, à situação em que o tamanho do pixel do MDE é inferior à largura do curso d'água e ocorre uma sinuosidade artificial dentro da calha, já que no MDE toda a calha é praticamente uma área plana (Paz et al., 2008; Sousa e Paz, 2017). Esse não

é o caso na maior parte do traçado (~60%) do rio estudado, cuja largura não é notavelmente superior à resolução espacial do MDE, mas sim no traçado na região do reservatório Gramame. Entretanto, observa-se a sinuosidade acentuada ao longo de todo o percurso derivado do MDE, indicando duas possibilidades, ou a combinação delas: i) a região da calha maior do rio é relativamente plana, induzindo os algoritmos ao aumento artificial da sinuosidade; ii) a hidrografia representada na carta da SUDENE é, de fato, simplificada quando à representação da rede de drenagem nessa área.

Na ocorrência do primeiro caso, a diferença entre uma linha de referência e outra linha gerada dentro da calha do rio não caracteriza, necessariamente, um erro, mas sim uma diferença entre localizações das redes, e ambas

podem ser representativas do trecho (Buarque et al., 2009).

Os resultados obtidos indicam essa ocorrência, já que o algoritmo do ArcGIS induziu à menor sinuosidade (1,21 m/m) dentre os algoritmos, por ser idêntico ao algoritmo original proposto na década de 1980, não tendo bom desempenho no tratamento de áreas planas (Buarque et al., 2009). Por outro lado, o algoritmo do TerrSet resultou na maior sinuosidade (1,37 m/m). Esses resultados a partir do ArcGIS e TerrSet se mostram coerentes entre si, pois o algoritmo empregado no primeiro software tem a tendência de criar linhas de drenagem paralelas e retilíneas irreais (Paz e Collischonn, 2008; Paz et al., 2006), ao passo que o algoritmo do segundo não apresenta tal tendência e, assim, é esperado que tenha traçado da drenagem com maior sinuosidade do que o primeiro.

Tabela 2 - Características do curso d'água e da bacia hidrográfica obtidas pelo procedimento manual e a partir do processamento do MDE segundo diferentes algoritmos.

Método	Comprimento (km)	Sinuosidade (m/m)	Elevação mínima (m)	Elevação máxima (m)	Declividade (m/km)	Área da bacia (km ²)
Manual	33,0	1,20	11	150	4,21	275,25
ArcGIS	33,6	1,21	11	151	4,17	271,32
TerrSet	38,5	1,37	11	167	4,05	271,16
TauDEM	35,4	1,27	11	163	4,29	271,30
GRASS - r.watershed	37,8	1,36	11	143	3,49	271,87
GRASS - r.terraflow	33,8	1,22	11	147	4,03	271,29

Mesmo quando não se pode afirmar a existência de erro no traçado do curso d'água, o fato é que a grandeza comprimento derivada desse traçado é usada numericamente nos métodos hidrológicos, permanecendo o impacto da existência dessa variação. Em combinação com as elevações máxima e mínima obtidas para a bacia hidrográfica, esse comprimento é usado, ainda, para obter diretamente outra grandeza usada nos cálculos hidrológicos, que é a declividade do curso d'água. Os resultados obtidos a partir dos algoritmos indicam predomínio de subestimativa da declividade em relação ao resultado do método manual, com variação de -1% a -17%, à exceção

de um algoritmo que levou ao aumento da declividade por 2% (Tabela 2 e Fig. 3). Isso decorre principalmente do efeito da superestimativa do comprimento, em combinação com as diferenças das elevações causadas pela variação da delimitação da bacia hidrográfica – mas que teve menor peso, como detalhado a seguir.

3.2 Características da bacia hidrográfica

A delimitação da bacia hidrográfica correspondente à seção em estudo apresenta menor variação de resultados do que o traçado do rio, com

áreas obtidas a partir do processamento do MDE sendo inferiores àquela delimitada manualmente sobre a carta da SUDENE (cerca de 1,2 a 1,5% menor, a depender do algoritmo; Tabela 2 e Fig. 3). Esses resultados muito similares dentre os algoritmos e também relativamente à delimitação manual têm relação com o efeito de compensação inerente à análise de áreas: a existência de diferenças em distintas regiões, ora para mais ora para menos, que podem se compensar e facilitar a coincidência no total numérico da área, sem ne-

cessariamente haver a concordância no traçado das delimitações e muito menos na rede de drenagem em si (Sousa e Paz, 2017; Wu et al., 2011).

A comparação espacial dentre as delimitações mostra percentuais de omissão de 4,0% a 4,5% e de comissão variando de 2,6% a 2,8% (Fig. 4), relativamente à delimitação manual. Isso evidencia maior discrepância no traçado das delimitações da bacia relativamente ao quantitativo da área, mas mesmo assim em patamar reduzido.

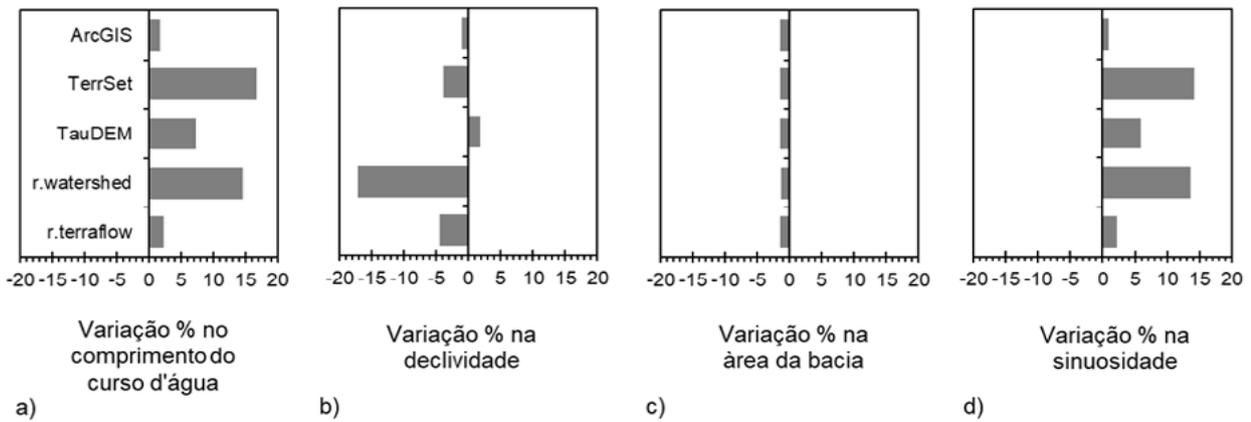


Figura 3 - Variação percentual do comprimento do curso d'água (a), da declividade (b) e da área da bacia hidrográfica (c) a partir do processamento do MDE segundo diferentes algoritmos, relativamente ao método manual de extração de informações.

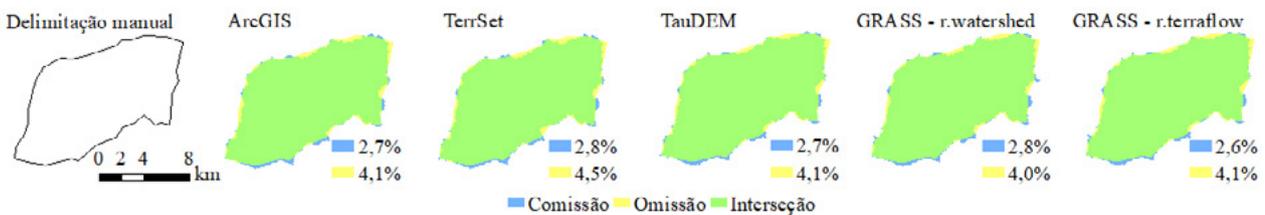


Figura 4 - Comparação das delimitações da bacia hidrográfica a partir do MDE usando diferentes algoritmos relativamente à delimitação manual, com indicação das áreas e percentuais de comissão, inclusão e interseção.

Em função da variação da área de drenagem da bacia conforme o algoritmo de processamento do MDE, as elevações máximas variaram entre +11% e -12% relativamente ao método manual, enquanto as elevações mínimas foram idênticas. Como a diferença entre as delimitações foi muito pequena, a omissão ou comissão de pequenas

porções já foi suficiente para impactar as elevações máximas, que se situam justamente nas bordas da delimitação, representando os divisores topográficos. Já a inexistência de diferença na elevação mínima é coerente por ocorrerem em áreas das calhas da drenagem, que ficaram todas incluídas em qualquer delimitação (Fig. 5-a). Isso

indica, adicionalmente, a concordância numérica da elevação mínima entre o MDE SRTM e as cartas da SUDENE nessa região – embora não se possa afirmar sobre a concordância espacial do ponto em que ocorre tal elevação mínima.

3.3 Estimativa da vazão máxima

Para a estimativa das vazões máximas, o cruzamento dos tipos de solo, que foram todos associados ao mesmo grupo hidrológico do método

SCS, com o mapa de classificação de uso e ocupação da terra resultou no mesmo valor de CN médio atribuído para a bacia, com valor de 86. Isso ocorreu em função da pequena variação na delimitação da bacia hidrográfica dentre os métodos, e por haver relativa pouca variação do uso e ocupação da terra justamente nas porções de borda da bacia, fazendo com que a distribuição percentual entre as quatro classes consideradas fosse praticamente idêntica, independentemente de se a delimitação foi manual ou a partir de algum dos algoritmos testados (Fig. 5-b e 5-c).

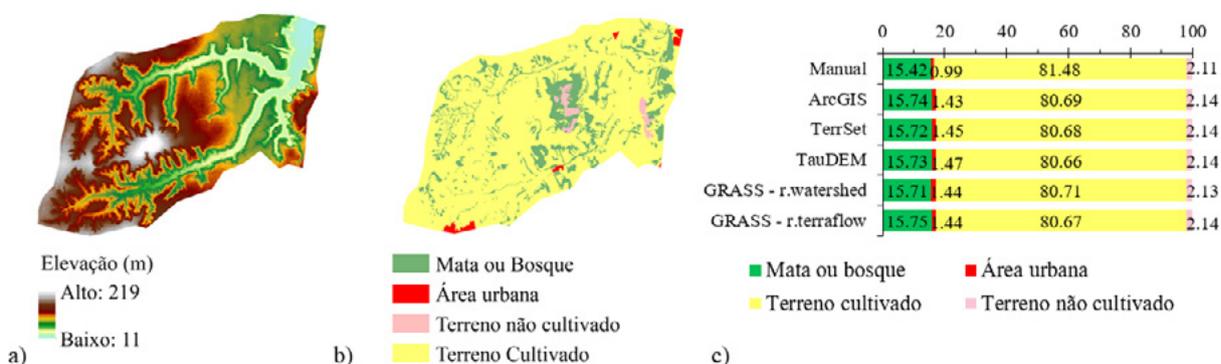


Figura 5 - a) MDE do SRTM-30 e b) Mapa de classificação de uso e ocupação da terra para a bacia em estudo considerando a delimitação manual; c) Distribuição % das classes de uso e ocupação na delimitação manual e obtida a partir de cada algoritmo.

As estimativas de tempo de concentração apresentaram variação de 8,4 h para o método manual até 9,6 h para o algoritmo do r.watershed (Tabela 3), o que é diretamente relacionado à superestimativa dos comprimentos extraídos do processamento do MDE em relação ao traçado manual (Figura 6-a) e da redução das declividades. O aumento do comprimento e a redução da declividade contribui no sentido de retardar o tempo de concentração.

Considerando a prática do DER-PB de adotar uma duração de chuva com valor inteiro imediatamente superior ao tc para a definição da chuva de projeto, houve a anulação da diferença nes-

se parâmetro extraído a partir de dados de três algoritmos e restou uma diferença de 1 h (11%) para os outros dois algoritmos testados. Ou seja, por esse procedimento metodológico, tem-se um fator atenuador dos possíveis efeitos da variação das características fisiográficas extraídas para estimativa do tc e definição da chuva de projeto.

A vazão máxima estimada a partir de informações derivadas do MDE foi inferior (entre -1,4% e -7,9%) àquela estimada a partir das informações extraídas manualmente (Fig. 6-b). Isso é resultado da combinação da tendência de aumentar o comprimento do curso d'água principal (maior amortecimento na vazão de pico), reduzir a de-

clividade (também induz ao amortecimento da vazão de pico) e de reduzir o tamanho da bacia (reduz a área de captação tem-se menor volume a escoar). Mas a variação na vazão máxima pode ser considerada pequena para todos os casos. A

maior diferença beira os 8%, ao usar as informações extraídas pelos algoritmos do TerrSet e r.watershed, pelo maior aumento do comprimento do curso d'água nesses dois casos, relativamente ao método manual.

Tabela 3 - Resultados dos estudos hidrológicos em função do método usado para extrair as informações de caracterização da bacia hidrográfica e do curso d'água principal.

Método	Tc calculado (horas)	Duração da chuva de projeto adotada (horas)	Vazão máxima (Q _{máx} - m ³ /s)	Variação de Q _{máx} em relação ao método manual (%)	Nível máximo de enchente calculado (m)	Variação absoluta em m (e %) do nível máximo calculado em relação ao método manual	Nível máximo de enchente adotado (m)
Manual	8,4	9	852,70	-	3,35	-	3,5
ArcGIS	8,5	9	840,49	-1,43	3,35	0,0 (0,0%)	3,5
TerrSet	9,3	10	785,71	-7,86	3,25	-0,10 (-3,0%)	3,5
TauDEM	8,7	9	840,46	-1,44	3,30	-0,05 (-1,5%)	3,5
GRASS - r.watershed	9,6	10	787,69	-7,62	3,40	0,05 (+1,5%)	3,5
GRASS - r.terraflow	8,6	9	840,38	-1,44	3,35	0,0 (0,0%)	3,5

O efeito da variação das vazões máximas, contudo, foi amortecido na continuidade dos métodos hidrológicos aplicados, resultando em diferença do nível máximo de enchente calculado que variou de +5,0 cm a -10 cm (+1,5% a -3,0%). Pelo

critério de utilizar, por questões práticas, a fórmula de Manning com uma variação da lâmina d'água de 50 cm, o nível máximo de enchente resultou no mesmo valor, de 3,5 m, independentemente de como as informações foram extraídas.

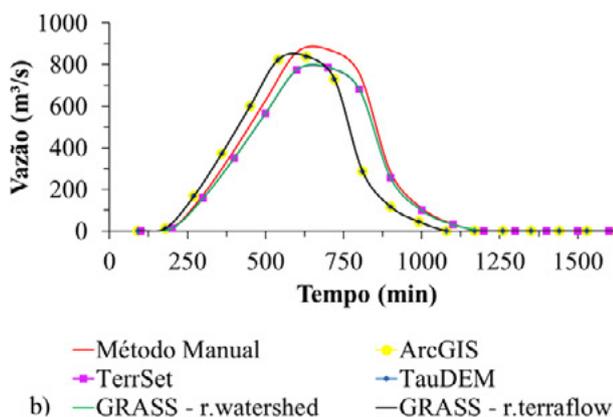
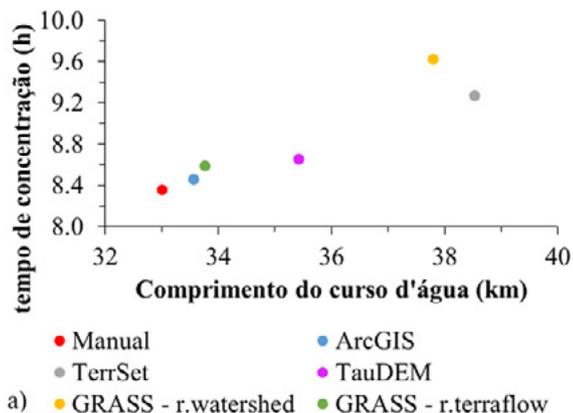


Figura 6 - a) Relação entre comprimento do curso d'água principal e tempo de concentração estimado a partir de cada método/algoritmo de extração de informações; b) Hidrograma resultante.

3.4 Sensibilidade do nível e vazão máximos a variações de comprimento do curso d'água e área da bacia

Na análise de sensibilidade realizada, variando-se comprimento do curso d'água principal (L) e área

da bacia hidrográfica (A) por +/-10% e +/-20%, observa-se que as vazões máximas variaram de 647 a 1197 m³/s (Fig. 7). A maior redução de vazão (-24%) ocorreu com a combinação de aumento de 20% em L (maior tempo de deslocamento e maior

amortecimento das vazões) com a redução de 20% em A (menor área de captação e menor volume a escoar). No sentido inverso, a combinação da re-

dução de 20% em L com o aumento de 20% em A provocou o maior aumento de vazão (+40%), quase o dobro do efeito do ponto extremo anterior.

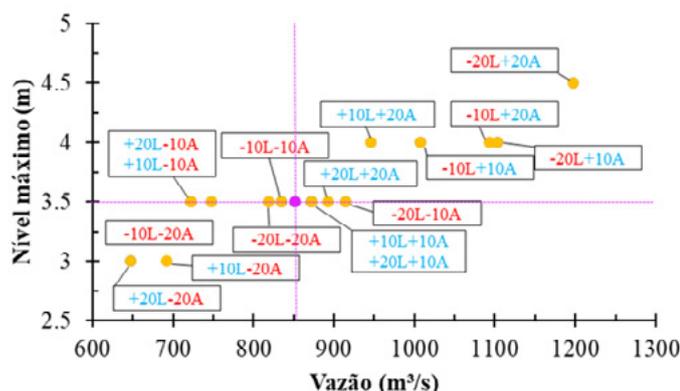


Figura 7 - Vazão e nível máximo de enchente em função das 16 combinações de variações de comprimento do curso d'água (L) e de área da bacia (A) (as variações percentuais de cada simulação estão indicadas junto aos pontos, sendo as positivas em cor azul e as negativas em vermelho).

Na Fig. 7, o ponto roxo indica a situação de cálculo original, sem variação em L e A. Observa-se que todos os demais pontos estão em dois quadrantes apenas: no inferior esquerdo e no superior direito, ou alinhados na horizontal com a borda desses quadrantes. Isso representa que as combinações de variação de L e A levaram às seguintes situações: i) redução da vazão máxima, com redução ou não variação do nível máximo; ii) aumento da vazão máxima, com aumento ou não variação do nível máximo. O primeiro caso representa todos os pontos de redução em A (localizados à esquerda do ponto da situação original de cálculo), exceto o ponto -20L-10A. O segundo caso representa todos os pontos de aumento em A (à direita do ponto da situação original de cálculo), além do ponto -20L-10A. Ou seja, independentemente da variação em L, o sentido da variação em A direcionou para indicar o mesmo sentido na variação da vazão máxima, podendo ocorrer ou não o mesmo efeito no nível máximo. Quando não há a ocorrência desse mesmo efeito no nível máximo, isso se deve ao último

passo da metodologia, de adotar um valor mais inteiro por questões práticas. O ponto de exceção, -20L-10A, indica que quando houve apenas redução de 10% na área, que induz à redução da vazão máxima, o efeito de reduzir 20% em L contrabalançou e superou isso, levando ao aumento da vazão máxima como efeito final.

O efeito sobre a vazão máxima causado pela variação isolada em L ou em A e a combinação dessas variações ficam claros com os resultados da Fig. 8. Por exemplo, mantendo a mesma variação de redução de 10% em L, ao reduzir -10% e -20% em A tem-se reduções em Q_{max} de -2% e -12%, respectivamente. Já o aumento de +10% e +20% em A levou a aumento de +18% e +28% em Q_{max} .

As variações impostas a L e A nessa análise de sensibilidade são bem superiores aos valores ocorridos em função dos diferentes algoritmos utilizados para processamento do MDE no estudo de caso. De fato, é menos provável que ocorram erros de 10% a 20% na caracterização fisiográfica da bacia,

mas ao impor tamanha variação de L e A, permitiu-se melhor identificação de padrões. Além disso, o impacto consequente na estimativa da vazão para

essa situação mais extrema de 10% a 20% de erro denota envoltória limite do que pode ocorrer ao ter variações em L e A menores e mais usuais.

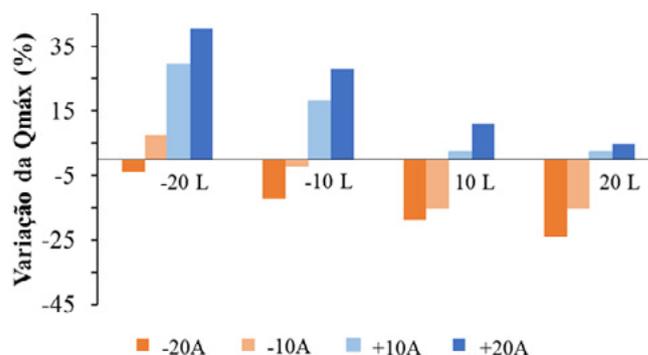


Figura 8 - Variação da vazão máxima para as 16 combinações de variações de comprimento do curso d'água (L) e área da bacia (A).

4 CONCLUSÕES

Este trabalho possibilitou analisar as contribuições do geoprocessamento na extração de informações para determinação da vazão máxima de bacias hidrográficas seguindo metodologia praticada no DER/PB. Cinco algoritmos distintos foram usados para o processamento do MDE, com resultados que indicaram padrão de aumento do comprimento do curso d'água principal, redução da declividade e redução da área da bacia hidrográfica, relativamente à extração de informações de forma manual a partir de cartas da SUDENE. O traçado obtido por processamento do MDE tendeu a captar maior sinuosidade na rede de drenagem, indicando que a hidrografia da SUDENE apresenta traçado simplificado, mas de padrão geral alinhado com as drenagens derivadas do MDE. Os algoritmos usados resultaram em variações nas informações extraídas praticamente no mesmo sentido relativamente às informações extraídas com a abordagem manual.

Os três fatores, aumento do comprimento do rio, redução da declividade do rio e redução da área

da bacia hidrográfica, atuam no mesmo sentido de reduzir a vazão máxima gerada, pelo maior efeito de amortecimento combinado com a menor área de captação. Mas destaca-se também que há considerável amortecimento do efeito da variação desses fatores extraídos com diferentes algoritmos, em função das próprias considerações metodológicas praticadas pelo DER-PB. Pelos métodos hidrológicos aplicados para estimativa dessa vazão máxima, esses fatores induziram à redução na vazão máxima. Contudo, esse efeito foi desprezível para impactar a última etapa, que é a estimativa de nível máximo de enchente, por ter sido variação inferior ao próprio arredondamento que é feito por questões práticas.

Com a análise de sensibilidade realizada, concluiu-se que possíveis erros na quantificação da área da bacia hidrográfica são mais impactantes na estimativa da vazão máxima do que possíveis erros de mesma grandeza percentual no comprimento do rio, considerando a metodologia utilizada. Ainda mostrou que, ocorrendo a combinação de erros na área e no comprimento que levem in-

dividualmente a situações opostas (redução x aumento da vazão máxima), predomina fortemente o sentido provocado pelo erro na área.

Por fim, recomenda-se a incorporação do processamento do MDE para obter informações necessárias aos estudos hidrológicos para dimensionamento de obras hidráulicas. Pois junta-se a maior facilidade de uso atual das ferramentas de processamento de MDE com a disponibilidade crescente de dados de MDE, a tendência desses dados com melhor resolução espacial e maior qualidade das informações, além de eliminar questões de subjetividade no traçado da delimitação da bacia e erros do processo de vetorização manual da hidrografia.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado da Paraíba (DER/PB) pela disponibilização de alguns dados necessários para o desenvolvimento do presente artigo; ao CNPq, pela concessão de bolsa ao segundo autor.

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Jorge RLO, Breckenfeld KAA e Paz AR; **Metodologia:** Jorge RLO, Breckenfeld KAA e Paz AR; **Investigação:** Jorge RLO, Breckenfeld KAA e Paz AR; **Redação – Primeira versão:** Jorge RLO, Breckenfeld KAA e Paz AR; **Redação – Revisão & Edição:** Jorge RLO e Paz AR; **Recursos:** Breckenfeld KAA; **Supervisão:** Breckenfeld KAA

7 REFERÊNCIAS

ADDOR, N.; MELSEN, L. Legacy, rather than adequacy, drives the selection of hydrological models. **Water Resources Research** 55, 378-390, 2019. <https://doi.org/10.1029/2018WR022958>

ARGE, L.; CHASE, J.; HALPIN, P.; TOMA, L.; VITTER, J.; URBAN, D.; WICKREMESINGHE, R. Flow computation on massive grid terrains, **Geoinformatica** 7, 283-313, 2003. <https://doi.org/10.1145/512161.512180>

BARTLETT, M. et al. Beyond the SCS-CN method: A theoretical framework for spatially lumped rainfall-runoff response. **Water Resources Research** 52(6), 4608-4627, 2016. <https://doi.org/10.1002/2015WR018439>

BUARQUE, D. et al. Comparação de métodos para definir direções de escoamento a partir de Modelos Digitais de Elevação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos** 14(2), 91-103, 2009. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v14n2.p91-103>

BURROUGH, P.; MCDONNELL, R.; 1998. **Principles of Geographical Information Systems: Spatial Information Systems and Geostatistics**. Oxford University Press, Oxford, 333pp.

CUNHA, S. et al. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo da precipitação efetiva e hidrogramas de cheia. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos** 20(4), 837-848, 2015. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v20n4.p837-848>

DE SMITH, M.; GOODCHILD, M.; LONGLEY, P. **Geospatial Analysis: a comprehensive guide to principles, techniques and software**. Leicester: Trobador Publishing 2ª edição, 2007.

DNIT. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, publicação IPR 715, 2005.

DNIT. **Manual de Drenagem de Rodovias**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, publicação IPR 724, 2006.

FAN, F. et al. Sobre o Início da Rede de Drenagem Definida a Partir dos Modelos Digitais de Elevação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos** 18(3), 241-257, 2013. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v18n3.p241-257>

GARBRECHT, J.; MARTZ, L. The assignment of drainage direction over flat surfaces in raster digital elevation models. **Journal of Hydrology** 193(1-4), 204-213, 1997. [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(96\)03138-1](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(96)03138-1)

JENSON, S.; DOMINGUE, J. Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. **Photogrammetric Engineering and Remote Sensing** 54(11), 1593-1600, 1988.

JONES, R. Algorithms for using a DEM for mapping catchment areas of stream sediment samples. **Computers and Geosciences** 28, 1051-1060, 2002. [https://doi.org/10.1016/S0098-3004\(02\)00022-5](https://doi.org/10.1016/S0098-3004(02)00022-5)

LAI, Z.; LI, S.; LV, G.; PAN, Z.; FEI, G. Watershed delineation using hydrographic features and a DEM in plain river network region, **Hydrological Processes** 30(2), 276-288, 2016. <https://doi.org/10.1002/hyp.10612>

LEE, G.; TACHIKAWA, Y.; TAKARA, K. Interaction between topographic and process parameters due to the spatial resolution of DEMs in distributed rainfall-runoff modeling, **Journal of Hydrologic Engineering** 14(10), 1059-1069, 2010. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000098](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000098)

- METZ, M.; MITASOVA, H.; HARMON, R. Efficient extraction of drainage networks from massive, radar-based elevation models with least cost path search. **Hydrology and Earth System Sciences** **15**, 667-678, 2011. <https://doi.org/10.5194/hess-15-667-2011>
- O'CALLAGHAN, J.; MARK, D. The extraction of drainage networks from elevation data. **Computer Vision, Graphics, and Image Processing** **28**, 323-344, 1984. [https://doi.org/10.1016/S0734-189X\(84\)80011-0](https://doi.org/10.1016/S0734-189X(84)80011-0)
- OLIVERA, F. Extracting Hydrologic Information from Spatial Data for HMS Modeling. **Journal of Hydrologic Engineering** **6(6)**, 524-530. 2001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(2001\)6:6\(524\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2001)6:6(524))
- PAZ, A.; COLLISCHONN, W. River reach length and slope estimates for large-scale hydrological models based on a relatively high-resolution digital elevation model. **Journal of Hydrology** **343(3-4)**, 127-139, 2007. <https://doi.org/10.1029/2005WR004544>
- PAZ, A.; COLLISCHONN, W.; Silveira, A. Improvements in large scale drainage networks derived from digital elevation models. **Water Resources Research** **42(W08502)**, 2006.
- PAZ, A.; COLLISCHONN, W. Derivação de rede de drenagem a partir de dados do SRTM. **Revista Geográfica Acadêmica** **2**, 84-95, 2008.
- PERSENDT, F.; GOMEZ, C. Assessment of drainage network extractions in a low-relief area of the Cuvelai Basin (Namibia) from multiple sources: LiDAR, topographic maps, and digital aerial orthophotographs. **Geomorphology** **260**, 32-50, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2015.06.047>
- PFASFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil**. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Obras de Saneamento – DNOS, 1957.
- RAJIB, M.; MERWADE, V. Improving soil moisture accounting and streamflow prediction in SWAT by incorporating a modified time-dependent Curve Number method. **Hydrological Processes** **30**, 603-624, 2016. <https://doi.org/10.1002/hyp.10639>
- SEdgeWICK, R. **Algorithms in C++**. Addison-Wesley, Reading, MA, 1992.
- SHEFFIELD, J.; WOOD, E.; PAN, M.; COCCIA, G.; SERRAT-CAPDEVILA, A.; VERBIST, K. Satellite remote sensing for water resources management - potential for supporting sustainable development in data poor regions. **Water Resources Research** **54(12)**, 9724-9758, 2018. <https://doi.org/10.1029/2017WR022437>
- SINGH, V.; FREVERT, D. **Watershed models**. Taylor & Francis. Boca Raton (EUA), 653 p., 2006. <https://doi.org/10.1201/9781420037432>
- SIQUEIRA, V. ET AL. IPH-Hydro Tools: uma ferramenta open source para determinação de informações topológicas em bacias hidrográficas integrada a um ambiente SIG. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos** **21(1)**, 274 – 287, 2016. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v21n1.p274-287>
- SOUZA T.; PAZ, A. How to evaluate the quality of coarse-resolution DEM-derived drainage networks. **Hydrological Processes** **1-18**, 2017. <https://doi.org/10.1002/hyp.11262>
- STANISLAWSKI, L.; SURVILA, K.; WENDEL, J.; LIU, Y.; BUTTENFIELD, B. An open source high-performance solution to extract surface water drainage networks from diverse terrain conditions. **Cartography and Geographic Information Science** **45(4)**, 319-328, 2017. <https://doi.org/10.1080/15230406.2017.1337524>
- TASSI, R. et al. Aspectos metodológicos sobre o emprego do método do SCS com auxílio de ferramentas de geoprocessamento no projeto de estruturas de drenagem de uma rodovia. **Teoria e Prática na Engenharia Civil** **7**, 27-37, 2005.
- USDA – United States Department of Agriculture. Natural Resources Conservation Service. **Technical Release 55 (TR-55) – Urban Hydrology for Small Watersheds**, 2o ed., 1986.
- USDA – United States Department of Agriculture. NRCS – Natural Resources Conservation Service. **NEH: National Engineering Handbook**. Part 630: hydrology, ch. 10, 2007.
- VERMA, S.; VERMA, R.; MISHRA, S.; SINGH, A.; JAYARAJ, G. A revisit of NRCS-CN inspired models coupled with RS and GIS for runoff estimation. **Hydrological Sciences Journal** **62(12)**, 1891-1930, 2017. <https://doi.org/10.1080/02626667.2017.1334166>
- WU, H.; KIMBALL, J.; MANTUA, N.; STANFORD, J. Automated upscaling of river networks for macroscale hydrological modeling. **Water Resources Research** **47(3)**, 1-18, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.apgeog.2008.02.006>
- WU, S.; LI, J.; HUANG, G. A study on DEM-derived primary topographic attributes for hydrologic applications: sensitivity to elevation data resolution. **Applied Geography** **28**, 210-223, 2008. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2019.04.022>
- WU, T.; LI, J.; LI, T.; SIVAKUMAR, B.; ZHANG, G.; WANG, G. High-efficient extraction of drainage networks from digital elevation models constrained by enhanced flow enforcement from known river maps. **Geomorphology** **340**, 184-201, 2019.
- YILDIRIM, A. et al. A virtual tile approach to raster-based calculations of large digital elevation models in a shared-memory system. **Computers and Geosciences** **82**, 78-88, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.cageo.2015.05.014>
- ZHANG, S.; PAN, B. An urban storm-inundation simulation method based on GIS. **Journal of Hydrology**, 517, 260-268, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.05.044>
- ZHANG, Y.; JIA, Y. Watershed Merging: A simple and effective algorithm for channel network identification and extraction. **Water Resources Research** **56(10)**, 2020. <https://doi.org/10.1029/2019WR026943>
- ZOPPOU, C. Review of urban storm water models. **Environmental Modelling & Software**, 16(3), 195-231, 2001. [https://doi.org/10.1016/S1364-8152\(00\)00084-0](https://doi.org/10.1016/S1364-8152(00)00084-0)

Índice municipal de saneamento básico: aplicação nas sub-bacias hidrográficas I e II da Estrada Nova – Belém/PA

Municipal basic sanitation index: application in the hydrographic sub-basins I and II of Estrada Nova - Belem/PA

- **Data de entrada:** 15/12/2020
- **Data de aprovação:** 13/09/2021

Karissa Auad Carvalho Duarte^{1*} | Luiza Carla Girard Mendes Teixeira¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.072>

ORCID ID

Duarte KAC  <https://orcid.org/0000-0001-6713-2612>

Teixeira LCG  <https://orcid.org/0000-0002-0204-6825>

Resumo

O objetivo geral do estudo foi determinar um Índice Municipal de Saneamento Básico (IMSB) com aplicação nas sub-bacias hidrográficas I e II da Estrada Nova - Belém/PA para acompanhar as condições de saneamento básico da área. Para isso, a pesquisa foi dividida em 3 etapas: descrição da área (Etapa 1); seleção dos subindicadores, construção do banco de dados e cálculo dos subindicadores (Etapa 2) e desenvolvimento do índice (Etapa 3). Após os subindicadores serem calculados, foram normalizados (*re-scaled values*) e em seguida ponderados (método Delphi). Os subindicadores e indicadores foram agregados por meio de cálculo aritmético e classificados nominalmente, variando de péssimo a ótimo. O valor do IMSB para a sub-bacia I foi de 59 (regular) e 61 para a sub-bacia II (bom). O estudo apontou que o serviço mais carente em ambas as sub-bacias é o de esgotamento sanitário, principalmente na sub-bacia I. O IMSB poderá ser utilizado como ferramenta de tomada de decisão.

Palavras-chave: Saneamento. Indicador. Índice. Planejamento. Delphi.

Abstract

The objective of the study was to determine a Municipal Basic Sanitation Index (IMSB) to monitor the basic sanitation conditions of the area where the hydrographic sub-basins I and II of Estrada Nova - Belem/PA are located. This research is divided into 3 steps: description of the study area was addressed (Step 1); selection of subindicators, database creation and calculation of the sub-indicators (Step 2) and development of the index (Step 3). After the sub-indicators were calculated, they were normalized (re-scaled values) and then the sub-indicators were weighted (Delphi method). The sub-indicators and indicators were aggregated through arithmetic calculation and rated nominally, ranging from very bad to excellent. The general value of IMSB for sub-basin I was 59 (regular) and 61 for sub-basin II (good). The study pointed out that the most needed service in both sub-basins is sanitary sewage, mainly in the sub-basin I. The IMSB can be used as a decision-making tool.

Keywords: Sanitation. Indicator. Index. Planning. Delphi.

¹ Universidade Federal do Pará (UFPA) - Belém - Pará - Brasil.

* **Autora correspondente:** karissaaud@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

Na cidade de Belém, localizada no estado do Pará, cuja população estimada é na ordem de 1,5 milhão de habitantes distribuídos em uma área territorial de 1.059,458 km² (IBGE, 2018), a capital ocupa a 98ª posição, enquadrando-se como uma das piores capitais com serviço de saneamento, segundo o Instituto Trata Brasil (2019).

A fim de garantir a universalização do acesso aos serviços de saneamento básico e reduzir os déficits dos sistemas, a Lei Federal nº 11.445 (BRASIL, 2007), regulada pelo Decreto nº 7.217 (BRASIL, 2010), estabelece diretrizes nacionais para o setor no país, propondo que haja condições adequadas de saneamento para melhorar a qualidade de vida e satisfação da população, além de contribuir para o desenvolvimento social, cultural e econômico. Segundo Teixeira (2014), mesmo após a instituição da Política Nacional de Saneamento Básico, há insuficiência na prestação dos serviços, uma vez que há inadequação de quase metade das obras voltadas ao saneamento no país, sendo refletida por indicadores que medem a qualidade da prestação desses serviços.

Assim, a fim de mitigar tais problemas, os municípios se tornariam responsáveis pela elaboração do Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB) e da Política Municipal de Saneamento Básico, garantindo a participação e o controle social em ambos (BRASIL 2007; BRASIL, 2010). O PMSB estabelece o planejamento estratégico que deve contemplar o delineamento integrado dos quatro componentes do saneamento básico (abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e drenagem urbana) de forma a proteger o meio ambiente e a saúde pública (BRASIL, 2007). Possuir o PMSB é uma condicionante para a validade dos contratos de prestação de serviço e requisito para o acesso

dos recursos orçamentários da União destinados ao saneamento básico (BRASIL, 2010).

Para elaborar o PMSB, a Lei 11.445 (BRASIL, 2007), bem como o Decreto Federal nº 7.217 (BRASIL, 2010), que a regulamenta, define que um dos conteúdos mínimos a serem abrangidos são o diagnóstico da situação do município e seus impactos nas condições de vida, utilizando “sistemas de indicadores sanitários, epidemiológicos, ambientais e socioeconômicos, apontando as causas das deficiências detectadas”, já que os indicadores são parâmetros que traduzem de forma sucinta e simplificada os aspectos mais relevantes de determinada temática (GALVÃO JÚNIOR et al., 2006).

Os indicadores, portanto, avaliam ao longo do tempo a evolução ou regressão de determinada característica, possibilitando a comparação com indicadores de outros anos (anteriores e/ou posteriores). Com relação ao saneamento básico, os indicadores reduzem a assimetria de informações entre regulador e prestador de serviços por meio de sistemas de informação e permite ainda mecanismos de participação dos usuários, aferindo o desempenho operacional de uma concessionária de saneamento básico, por exemplo (GALVÃO JÚNIOR et al., 2006).

Nesse sentido, a pesquisa visa elaborar um Índice Municipal de Saneamento Básico (IMSB) que permita acompanhar as condições sanitárias para melhor planejamento estratégico do poder público municipal. O IMSB será aplicado nas sub-bacias hidrográficas I e II da Estrada Nova – localizadas em Belém/PA – devido ao fato de a pesquisa fazer parte de um acordo firmado entre a Prefeitura Municipal de Belém (PMB) e a Fundação de Amparo e Desenvolvimento da Pesquisa (FADESP) para desenvolver um estudo na área da Bacia intitulada “Estudo de Intervenções em Saneamento Básico na Bacia Urbana da Estrada Nova (PA) como Estratégia para Segurança Alimentar, Hídrica e

Energética”. Dessa forma, o objetivo do trabalho foi elaborar um Índice Municipal de Saneamento Básico (IMSB) que permita o acompanhamento das condições de saneamento básico na sub-bacia hidrográfica I e II da Estrada Nova – Belém/PA.

2 METODOLOGIA

O estudo se caracterizou como uma pesquisa documental, bibliográfica e pesquisa de campo, sendo realizado em três etapas metodológicas, conforme esquema da Fig. 1.

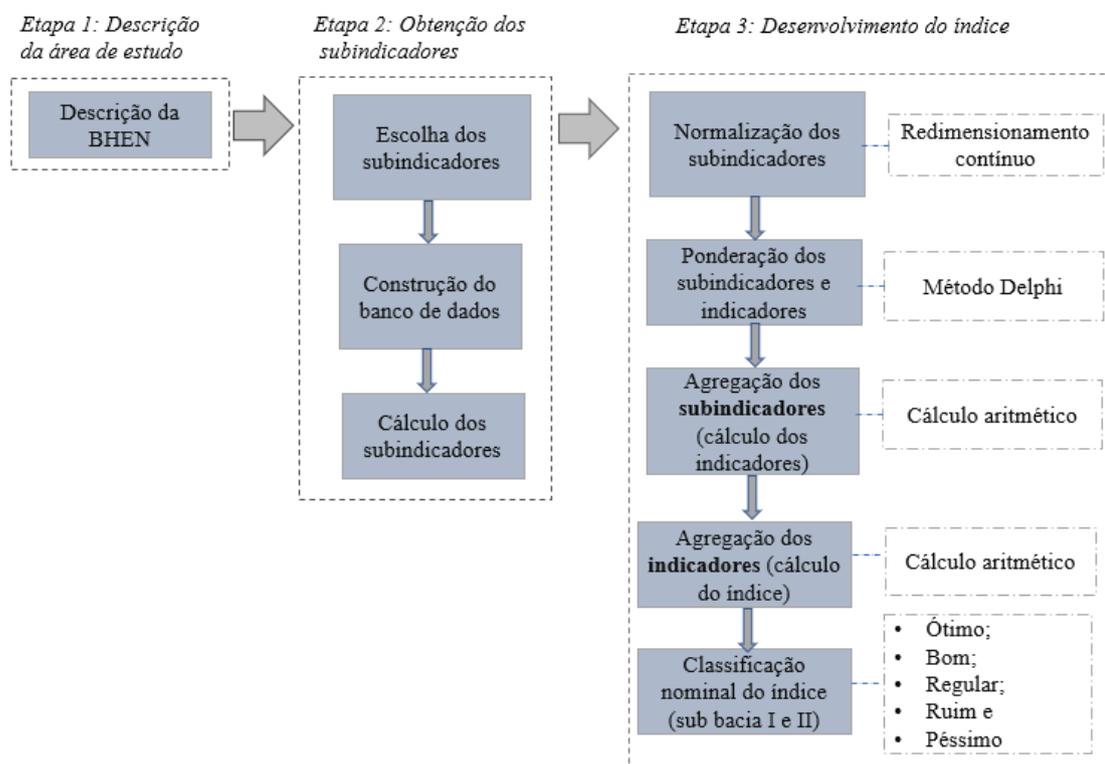


Figura 1 - Esquema das etapas metodológicas da pesquisa.

Fonte: Autora (2021).

A Etapa 1 se inicia com o levantamento de informações da Bacia Hidrográfica da Estrada Nova (BHEN) a fim de conhecer as características e peculiaridades da área de estudo, que está localizada na Região Metropolitana de Belém (RMB), cujas coordenadas geográficas são 01°27'20" de latitude Sul e 48°30'15" de longitude a Oeste de Greenwich. Segundo o plano diretor do sistema de esgotamento sanitário da RMB, a área total da bacia é de 9,54 Km² com 72,7% de área alagável (BELÉM, 2014), abrangendo parcialmente os bairros de Guamá, Nazaré, Batista Campos, São Braz, Cidade Velha e integralmente os bairros de Jurunas, Condor e Cremação.

Quanto ao relevo, a região onde está inserida a BHEN é formada por uma grande planície de baixas declividades e pouca variação de cotas altimétricas, geralmente inferiores a 4,0 m. Esse fator, aliado à influência de marés e à ocupação desordenada na bacia contribui para a deficiência do sistema de drenagem e para as ocorrências de alagamentos recorrentes (BRANDÃO, 2016). Além disso, as três comportas manuais projetadas para conter o avanço das águas nos períodos chuvosos e, assim, controlar a influência de marés nos canais estão danificadas, funcionando de forma precária (PMB, 2019).

Quanto ao tipo da ocupação, manteve-se majoritariamente residencial, sofrendo pequenas modificações. Diante desse cenário, para facilitar a proposição de alternativas de intervenções por parte do próprio poder público, viabilização das obras, elaboração de estudos de diagnóstico e projetos básicos, surgiu o Programa de Saneamento da Bacia da Estrada Nova - PROMABEN,

visando promover melhoria da qualidade de vida da população com obras de saneamento (PMB, 2014). Assim, a BHEN foi dividida em quatro sub-bacias, que incluem os seguintes canais: rua dos Caripunas, tv. Timbiras, tv. Quintino Bocáiuva, tv. Dr. Moraes, tv. 14 de Março, tv. 3 de Maio e av. Bernardo Sayão. A Fig. 2 retrata a subdivisão a que foi submetida a BHEN.

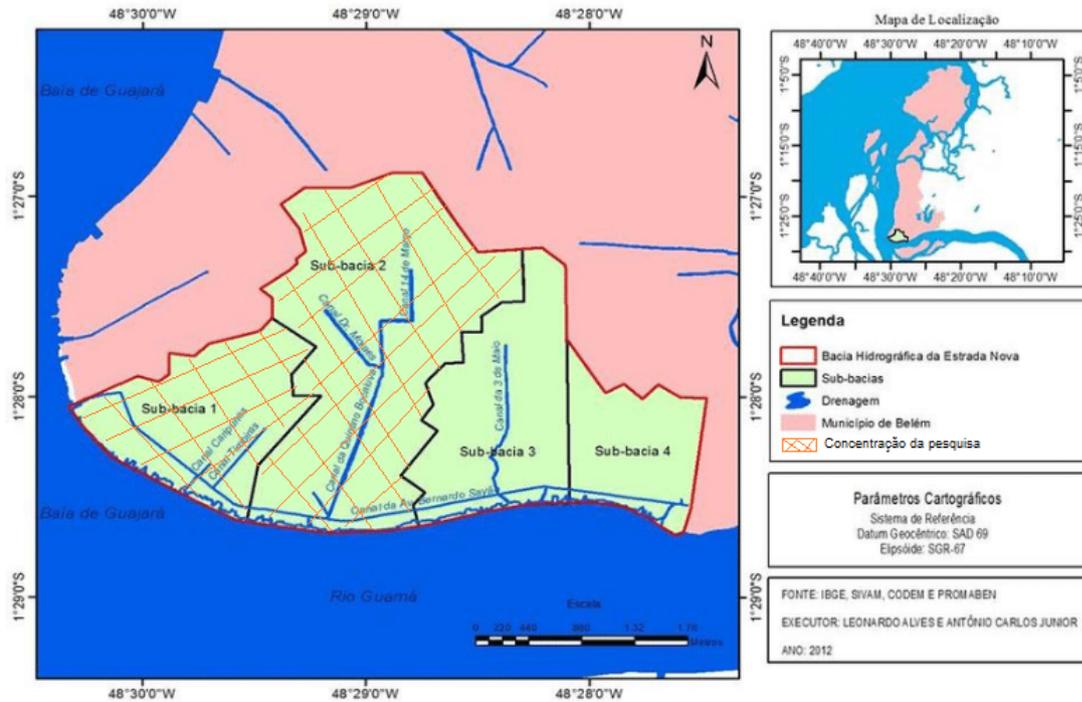


Figura 2 - Subdivisão da Bacia hidrográfica da Estrada Nova e concentração da pesquisa

Fonte: Adaptado de Antônio Júnior (2016).

Na Etapa 2 foi realizada a escolha dos subindicadores utilizados na pesquisa. Para isso, baseou-se em levantamento bibliográfico de indicadores de saneamento em nível nacional e internacional, abordados em trabalhos científicos, relatórios e resoluções das entidades/organizações que utilizam ou recomendam o uso de indicadores (denominados de subindicadores na pesquisa) nas tomadas de decisões no setor de saneamento.

Além do mais, foi levada em consideração a coerência com a realidade da BHEN, disponibilidade

de acesso dos dados para o cálculo – por meio de levantamento prévio dos dados disponíveis junto aos órgãos/entidades – confiabilidade da fonte e clareza na definição, isto é, procuraram-se indicadores que apresentassem uma definição clara, a fim evitar o uso indevido. Dessa forma, elaborou-se a matriz de indicadores apresentada, dividida em quatro indicadores do setor de saneamento e um social com seus respectivos subindicadores, que foram utilizados no desenvolvimento do IMSB.

Após a seleção dos subindicadores e a consulta prévia aos órgãos e entidades, foi realizado o levantamento das variáveis que compõem os subindicadores para o ano base de 2018. A maioria das variáveis não foi fornecida em nível sub-bacia hidrográfica, visto que o município não detinha essas informações mais específicas, então buscaram-se métodos para extrair os dados baseado no que foi fornecido pelo órgão. Basicamente, para cada órgão/entidade, estabeleceu-se uma metodologia de obtenção das variáveis.

A Etapa 3 da pesquisa consistiu na elaboração do índice. Como os subindicadores possuem diferentes unidades, precisaram passar por normalização para torná-los adimensionais. Para normalizá-los foi utilizada a metodologia de *re-scaled values* (JUWANA et al., 2012), que se baseou na classificação dos valores entre 0 e 100. A fórmula para o cálculo segue a Eq. 1.

$$S_i = \frac{X_i - X_{inf.}}{X_{sup.} - X_{inf.}} \quad (1)$$

Onde:

S_i – valor normalizado; X_i – valor a ser normalizado; $X_{sup.}$ – limite superior; $X_{inf.}$ – limite inferior.

Os limites inferiores e superiores estabelecidos para a normalização dos subindicadores foram definidos por valores de referências presentes na literatura, por metas já consolidadas na área do saneamento e por valores extremos do conjunto de dados (CHAVES, 2013; OGATA, 2014). Os valores extremos foram obtidos após a estratificação dos dados por setor censitário que consistiu, primeiramente, em gerar peso para cada variável do IBGE, onde se pode obter os valores para cada setor censitário que abrange as áreas das sub-bacias (Fig. 3).

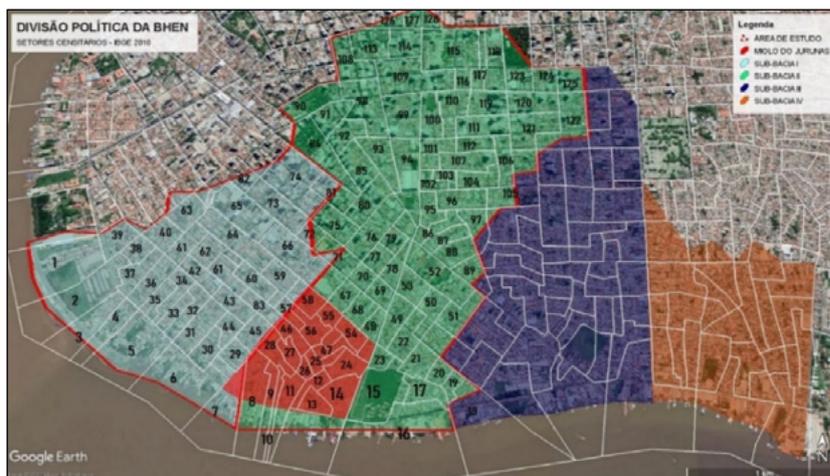


Figura 3 – Setores censitários nas sub-bacias I e II.

Fonte: Autora (2021).

Os pesos foram denominados de pesos genéricos, uma vez que dependeram da disponibilidade dos dados do IBGE para serem obtidos. Vale ressaltar que foi analisada individualmente a relação do peso com as variáveis. A variável “quantidade de ligações ativas micromedidas”, por exemplo, foi relacionada com o peso dos domicílios atendidos

com abastecimento de água de rede geral. O mesmo raciocínio foi aplicado para todas as variáveis de forma a obter uma série de dados espacializados em pequenas unidades (setor censitário), obtendo, portanto, o valor do subindicador distribuído por setores censitários das sub-bacias, permitindo extrair os valores máximos e mínimos.

Após serem normalizados, tanto os indicadores como os subindicadores foram ponderados usando o método Delphi, por meio de questionário. Foi realizada uma consulta aos especialistas locais do setor do saneamento para avaliar o grau de importância dos indicadores e subindicadores, objetivando a convergência de opiniões, uma vez que o julgamento coletivo se mostra mais eficaz do que a opinião de um único indivíduo. Além do mais, o método Delphi foi escolhido para a pesquisa devido às recomendações de utilização da técnica, isto é, para os casos em que não se dispõe de dados quantitativos ou quando tais dados não podem ser projetados para compor um cenário futuro com segurança.

Na primeira rodada do questionário, o painel de especialistas foi solicitado a classificar a importância dos 5 indicadores de forma que o somatório seja 100. Classificaram ainda a relevância de cada subindicador para o acompanhamento das condições sanitárias e sociais das sub-bacias em uma escala Likert de 5 pontos, em que 1 = "irrelevante", 2 = "pouco importante", 3 = importância moderada, 4 = "importante" e 5 = "muito importante" (LIKERT, 1932). A escala Likert foi utilizada por ser mais fácil de ser compreendida pelo respondente em pesquisas de opinião. Entretanto, para efeitos de cálculo da ponderação, os pesos foram convertidos para a escala de 0 a 1. Vale ressaltar que o peso dos indicadores e subindicadores foi extraído do questionário a partir de uma média aritmética das notas dadas pelos especialistas.

Como não atingiu 50% de consenso, foi realizada a segunda rodada, que apresentou no questionário a tabulação dos resultados do primeiro, possibilitando que cada respondente reveja seu posicionamento face a previsão e comentários do grupo, podendo até mesmo mudar a sua opinião. Depois de normalizar e ponderar, os subindicadores foram agregados pela aplicação de um cálculo

aritmético, a fim de compor os indicadores, seguindo a Eq. 2.

$$IND = \sum_{i=0}^N W_i \cdot S_i \quad (2)$$

Onde:

IND – valor do indicador;

W_i – peso atribuído ao subindicador;

S_i – valor normalizado para o subindicador;

Face ao exposto, foi utilizado um cálculo aritmético para agrupar os indicadores obtidos e, assim, elaborar o IMSB, aplicado nas sub-bacias I e II da Estrada Nova seguindo a metodologia de cálculo da Eq. 3.

$$IMSB = IAA.p1 + IES.p2 + IDU.p3 + IRS.p4 + IS.p5 \quad (3)$$

Onde:

IMSB – índice municipal de saneamento básico;

IAA – indicador de abastecimento de água;

IES – indicador de esgotamento sanitário;

IDU – indicador de drenagem Urbana;

IRS – indicador de resíduos sólidos;

IS – indicador social;

p_1, p_2, p_3, p_4 e p_5 – pesos dos indicadores.

Por fim, após o cálculo do índice, esse foi submetido a uma classificação que permitisse uma visão geral do serviço de saneamento. Para isso, utilizou-se o método estatístico do quartil para estabelecer as faixas de pontuação, que variou de péssimo a ótimo (Tabela 1).

Tabela 1 - Classificação nominal do índice.

Resultado do índice	Classificação
0 – 19	Péssimo
20 – 39	Ruim
40 – 59	Regular
60 – 79	Bom
80 – 100	Ótimo

Fonte: adaptado de Oliveira (2014).

Uma vez chegada a classificação nominal do índice, podem-se avaliar as condições de saneamento das sub-bacias I e II, enquadrando-as em “péssimo”, “ruim”, “regular”, “bom” ou “ótimo”, a fim de auxiliar os gestores nas tomadas de decisão, possibilitando fazer simulações das intervenções que podem ser realizadas nas sub-bacias.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Mesmo com a verificação prévia nos órgãos públicos a respeito da disponibilidade dos dados que compõem os subindicadores, enfrentaram-se alguns percalços para a obtenção das informações. A gestão municipal de Belém não utiliza ainda a delimitação das bacias hidrográficas para acompanhamento das informações de saneamento da região. Dessa forma, a menor dimensão dos dados obtidos para compor a pesquisa foi em nível de bairro, precisando, assim, ajustar os dados primários para a dimensão das sub-bacias hidrográficas da Estrada Nova, já que a delimitação geográfica dos bairros não coincide com a das sub-bacias.

O subindicador de hidrometração nas sub-bacias variou de 39 a 59%, sendo menor na sub-bacia II, que abrange bairros periféricos como Jurunas, Condor e Cremação. Na visita *in loco*, notou-se que grande parte da área não apresenta micromedição. Na região Norte do país, segundo o SNIS (BRASIL, 2018), o índice de hidrometração é de 66,1%, enquanto no Sul é de 99,8%, o que pode ser explicado pela falta de investimento no setor. Vale ressaltar que vários estados da região Norte possuem déficit (receita operacional maior que a despesa total com os serviços de saneamento), inclusive a COSANPA (-76,7%), de acordo com o Diagnóstico de Água e Esgoto do SNIS (BRASIL, 2018). Na capital Belém, onde estão inseridas as sub-bacias o valor de hidrometração é ainda menor, cerca de 46%, segundo a prestado-

ra dos serviços (COSANPA, 2018), valor não tão discrepante do encontrado.

Segundo a ONU (ISA, 2008), a quantidade de água suficiente para atender as necessidades básicas de uma pessoa é de 110 L/hab.dia. Assim, observa-se que o valor obtido para as sub-bacia II está ligeiramente inferior ao recomendado. Vale destacar que ambas as sub-bacias estudadas englobam bairros periféricos, o que pode ter contribuído para um valor baixo de consumo per capita. Para a região Norte, o valor médio de consumo é da ordem de 131,8 L/hab.dia, segundo o SNIS (BRASIL, 2018), enquanto no Sudeste é de 182,6 L/hab.dia (BRASIL, 2018), o que pode ser explicado pelo fato de o Norte ser economicamente mais desfavorecido.

Quanto ao atendimento urbano de água, na sub-bacia I foi de 77,5% e na sub-bacia II de 84,2%, valores abaixo da média nacional, isto é, de 92,8%, segundo o Diagnóstico de Água e Esgoto do SNIS (BRASIL, 2018). Comparado à região Norte, o atendimento urbano atingiu a ordem de 69,6% também para o ano de 2018 e para a cidade de Belém a média atingida foi de cerca de 73,6% (IBGE, 2018), valor ligeiramente menor do que nas sub-bacias. A sub-bacia II, por exemplo, está localizada em uma área mais heterogênea, se comparada à sub-bacia I, o que pode explicar o fato de ter um percentual de atendimento urbano maior. Ressalta-se que a área da sub-bacia II engloba ainda bairros mais nobres como Nazaré e Batista Campos, o que pode ter implicado em um aumento do percentual obtido para a área.

Com relação aos subindicadores que fazem referência à incidência das análises físico-químicas e bacteriológicas fora do padrão, os parâmetros foram definidos pela prestadora de serviços conforme preconiza a Portaria de Consolidação nº 5 (BRASIL, 2017), que dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de

potabilidade. Segundo a Portaria, há um número mínimo de amostras mensais para o controle da qualidade da água de sistema de abastecimento, para fins de análises microbiológicas e físico-químicas, em função da população abastecida. Os sistemas que abastecem a área das sub-bacias são o São Brás e o Bolonha; cada um atende a uma população da ordem de 158.283 e 767.339 habitantes, respectivamente.

O índice de atendimento urbano de esgoto para a cidade de Belém no ano de 2018 é de 12,73%, enquanto em algumas capitais da região Sudeste e Sul do país, como é o caso do Paraná, o atendimento urbano é da ordem de 70%. Em ambas as sub-bacias, a população conectada à rede coletora está abaixo do índice da capital, que também não é um valor satisfatório. Ressalta-se ainda que na sub-bacia I não há presença de rede de esgotamento sanitário.

Quanto ao esgoto coletado na área da sub-bacia II, não há nenhum tratamento, sendo despejado *in natura* no rio Guamá, uma vez que não há uma estação de tratamento de esgoto (ETE) para a área que abrange as sub-bacias. Observou-se ainda, por meio de visita de campo, que muitos moradores que residem onde há rede coletora de esgoto optam por não se conectar à rede para evitar gastos extras, utilizando, assim, fossa séptica. Além disso, alguns relataram, inclusive, despejar o seu esgoto doméstico direto na rede de drenagem, contribuindo, assim, para a poluição hídrica dos corpos d'água.

Segundo o Ministério do Meio Ambiente (2009), as fossas sépticas apresentam uma eficiência de remoção de 35% a 60% de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), proporcionando apenas um tratamento primário do esgoto doméstico, sendo necessário complementar o processo biológico de purificação e eliminar o risco de contaminação. Entretanto, de acordo com a Pesquisa Nacional de Saneamento Básico - PNSB (2008),

essa alternativa de tratamento foi adotada a fim de suprir a inexistência do serviço de esgotamento sanitário.

Dessa forma, observa-se que as áreas das sub-bacias apresentam baixa ou ausência de cobertura de rede de esgoto. Segundo estudo do PBL *Netherlands Environmental Assessment Agency* (2018), cidades com rápido crescimento em países em desenvolvimento irão se tornar grandes fontes de emissão de nutrientes, especialmente onde um número crescente de residências carece de sistemas adequados de tratamento de águas residuárias, como é o caso das sub-bacias. Assim, observa-se a necessidade de coletar e tratar de forma mais efetiva os esgotos da cidade, a fim de evitar maiores complicações futuras.

Quanto ao IRS, a quantidade de domicílios atendidos com coleta de resíduos sólidos para ambas as sub-bacias é bastante significativa, o que contrasta com a realidade observada *in loco* (Fig. 4): depósito de resíduos sólidos em locais inadequados, além do lançamento de resíduos nos canais e galerias de drenagem. Apesar de a abrangência do sistema de manejo de resíduos sólidos ser superior a 90% em ambas as áreas, notou-se lixo doméstico e entulhos ao longo das sub-bacias, ocasionando mau cheiro nas ruas, proliferação de vetores, dificuldade de passagem de pedestre pelas calçadas, além de contribuir com a ineficiência do sistema de drenagem.

Grande parte das sub-bacias é suscetível a pontos de inundação/alagamento, favorecidos pela topografia do local. Além do mais, observam-se ruas estreitas e sinuosas, aliadas ainda à falta de padronização das quadras, consequência de um processo de ocupação desordenado, principalmente no bairro do Jurunas. A área do bairro ocupa mais de 70% da sub-bacia I e concentrou grande parte dos pontos suscetíveis a inundação/alagamento para cada km² (26 pontos/km²).

Na sub-bacia I entre a rua dos Tamoios e Mundurucus, há concentração de pontos suscetíveis a inundações/alagamentos localizados em cotas altimétricas acima de 4 m, não estando na faixa de inundações. Possivelmente, a área apresenta ineficiência do sistema de macro e microdrenagem, já que há dificuldade para o escoamento da água. Na rua dos Timbiras, ainda na sub-bacia I, observa-se que está inserida dentro da mancha de inundações, sendo uma área desfavorecida pela topografia, demandando mais da eficiência do sistema de drenagem.

A sub-bacia II apresentou o mesmo cenário da I, porém com um adendo para os pontos suscetíveis a alagamento/inundações, que se mostraram mais dispersos e menos recorrentes na porção norte da sub-bacia, área mais elevada, onde se encontram bairros nobres, como é o caso do bairro da Nazaré. Observa-se ainda que os pontos de alagamento/inundações obtidos na sub-bacia II coincidem com as áreas de inundações. Os casos de alagamento/inundações nas áreas das sub-bacias são recorrentes e ainda mais intensos em situações em que a maré alta coincide com período chuvoso.

Cerca de 52% das habitações do município de Belém são consideradas aglomerados subnormais (IPEA, 2016), isto é, ocupação ilegal do terreno, não respeitando a urbanização no padrão vigente e não regularizadas por órgãos públicos, marcada ainda pela precariedade dos serviços públicos essenciais, como energia elétrica, coleta de lixo e redes de água e esgoto. É possível afirmar que grande parte das áreas das sub-bacias encontra-se na situação descrita.

Em visita de campo, pode-se constatar que parte das habitações é de madeira. Estudo realizado por Santana et al. (2013) corrobora a constatação feita *in loco*, uma vez que segundo os pesquisadores cerca de 46,2% das casas da BHEN eram construídas em madeira e 40,4% eram cobertas

com fibrocimento. Além do mais, cerca de 73,1% das habitações da BHEN estavam em áreas que sofriam com as constantes inundações. Ainda segundo Santana et al. (2013), 23,1% das habitações possuíam banheiro construído na área externa da casa, muitas vezes compartilhados entre várias famílias, fato também observado em levantamento de campo.

Mesmo com condições de vida insatisfatórias, aproximadamente 10% da população de Belém reside em bairros pertencentes às sub-bacias I e II, o que demonstra que as áreas continuam sendo atrativas, possivelmente devido a sua proximidade ao centro da cidade, tendo como principal via de acesso à avenida Bernardo Sayão (Fig. 4).



Figura 4 Condições habitacionais de algumas residências localizadas na av. Bernardo Sayão.

Fonte: Autora (2020).

Segundo Antônio Junior (2014), as áreas da BHEN apresentam preços mais acessíveis para aluguel e compra de imóveis, refletidos no subindicador “domicílios próprios quitados ou financiados”, que apresentou valor superior a 50% em ambas as sub-bacias.

Estudo conduzido por Carvalho & Rocha (2020) a respeito da análise dos riscos e da vulnerabilidade socioambiental urbana em Belém/PA relatou que o desenvolvimento urbano desordenado

ocorrido nos últimos anos pode estar expondo a população a possíveis situações de riscos e de vulnerabilidade socioambiental (possivelmente trata-se também das áreas que abrangem as sub-bacias), tornando-se necessária uma melhor integração entre as políticas ambientais e urbanas, a fim de minimizar possíveis entraves institucionais e políticos, fomentando a participação da sociedade.

Os indicadores foram calculados por meio de um cálculo aritmético, assim como diversos es-

tudos encontrados na literatura, como é o caso de Teixeira (2017), Santos (2017), Buckley (2010). Dessa forma, foi formulada uma equação para cada indicador levando em consideração os pesos obtidos por meio da metodologia Delphi. As equações que foram formuladas, bem como os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2. Vale ressaltar que o resultado gerado para os indicadores são valores adimensionais, uma vez que passaram pelo processo de normalização para atingir tal finalidade de cálculo.

Tabela 2 - Cálculo do indicador

Sub-bacia I		
Indicador	Metodologia De Cálculo	Resultado
IAA	$IAA = 0,15.SI_{HID} + 0,15.SI_{CPC} + 0,14.SI_{ATU} + 0,14.SI_{CRL} + 0,13.SI_{TURB} + 0,15.SI_{CAP} + 0,14.SI_{ECL}$	72
IES	$IES = 0,26.SI_{PRC} + 0,24.SI_{PSI} + 0,26.SI_{TES} + 0,24.SI_{ERE}$	8
IRS	$IRS = 0,5.SI_{GPR} + 0,5.SI_{DCR}$	70
IDU	$IDU = 0,33.SI_{INU} + 0,35.SI_{RMA} + 0,32.SI_{RMI}$	69
IS	$IS = 0,24.SI_{RFX} + 0,3.SI_{CMO} + 0,21.SI_{DPO} + 0,25.SI_{NAN}$	84
Sub-bacia II		
IAA	$IAA = 0,15.SI_{HID} + 0,15.SI_{CPC} + 0,13.SI_{ATU} + 0,15.SI_{CRL} + 0,13.SI_{TURB} + 0,14.SI_{CAP} + 0,15.SI_{ECL}$	68
IES	$IES = 0,27.SI_{PRC} + 0,22.SI_{PSI} + 0,27.SI_{TES} + 0,24.SI_{ERE}$	33
IRS	$IRS = 0,5.SI_{GPR} + 0,5.SI_{DCR}$	67
IDU	$IDU = 0,32.SI_{INU} + 0,34.SI_{RMA} + 0,34.SI_{RMI}$	76
IS	$IS = 0,23.SI_{RFX} + 0,3.SI_{CMO} + 0,22.SI_{DPO} + 0,25.SI_{NAN}$	66

Nota: IAA – indicador de abastecimento de água; IES – indicador de esgotamento sanitário; IDU – indicador de drenagem Urbana; IRS – indicador de resíduos sólidos; IS – indicador social; SI – subindicador; HID – Hidrometração; CPC – Consumo médio per capita; ATU – Atendimento urbano; CRL – Incidência das análises de Cloro Residual fora do padrão; TURB – Incidência das análises de Turbidez fora do padrão; CAP – Incidência das análises de Cor Aparente fora do padrão; ECL – Incidência das análises de *E. Coli* fora do padrão; PRC – População residente conectada à rede coletora de esgoto; PSI – População residente servida por sistema individual; TES – Tratamento de esgoto; ERE – Extensão da rede de esgoto por ligação; INU – Inundação/Alagamento; RMA – Abrangência da rede de macrodrenagem implantada; RMI – Abrangência da rede de microdrenagem implantada; GPR – Geração per capita de resíduos sólidos; DCR – Domicílios com coleta de resíduos sólidos; RFX – Residência fixa; CMO – Condições de moradia; DPO – Domicílios próprios quitados ou financiados; NAN – Nível de analfabetismo.

Fonte: Autora (2021).

Observa-se na Tabela 2 que o indicador que obteve o pior desempenho foi o IES tanto para a sub-bacia I como para a II, ressaltando que a situação da primeira é ainda pior por se tratar de uma área sem rede de esgotamento sanitário e consequentemente sem tratamento de esgoto. Devido ao fato de o indicador ser composto pelo subindicador “população servida por sistema individual”, o IES da sub-bacia I não foi igual a zero.

Quanto ao melhor indicador da sub-bacia I, obteve-se o IS (84). Apesar do valor gerado ser o mais próximo de 100, isso não implica em dizer

que a situação social está próxima ao cenário ideal. O valor obtido de 84 não condiz com a realidade observada *in loco*. Possivelmente os subindicadores selecionados camuflaram a realidade; sugere-se, então, novos subindicadores para auxiliar na análise. Cerca de 95% dos domicílios da sub-bacia I apresentam pelo menos um dos serviços públicos na sua residência, segundo o indicador obtido; entretanto, não foi levada em consideração a eficiência desse serviço.

Na sub-bacia II, o melhor indicador foi o IDU (76). Isso se deve ao fato de a abrangência da

rede de microdrenagem contemplar quase a totalidade da sub-bacia. Entretanto, também não foi levada em consideração a eficiência do sistema. Faz-se necessário, então, para uma análise mais assertiva, a inserção de subindicadores que retratem a eficiência do serviço. Os demais

valores apresentaram pontuação similar em ambas as sub-bacias. Destaca-se que ambas apresentam realidades similares observadas in loco e confirmadas com a análise dos indicadores. A Tabela 3 apresenta o cálculo do IMSB para as sub-bacias I e II.

Tabela 3 - Cálculo do IMSB

Sub-bacia I				
Indicador	Valor do indicador	Peso (Delphi)	IMSB	Classificação
IAA	72	0,20		
IES	8	0,23		
IRS	70	0,21		
IDU	69	0,19		
IS	84	0,17		
Sub-bacia II				
IAA	68	0,20	61	Bom
IES	35	0,23		
IRS	67	0,21		
IDU	76	0,19		
IS	66	0,17		

Fonte: Autora (2021).

Ao observar o resultado do IMSB para a sub-bacia I, que foi de 59, pode-se classificar as condições de saneamento da área de abrangência da sub-bacia I como “regular” para o ano de 2018, enquanto na II o valor foi de 61, sendo classificado como “bom”, porém praticamente no limite da transição da classificação nominal. O que possivelmente tornou o IMSB maior na sub-bacia II foi o fato de o subindicador “população conectada a rede coletora” ter sido atendido nessa área, enquanto na sub-bacia I a classificação foi de zero, uma vez que não há cobertura de rede de esgotamento sanitário. Assim, o IES apresentou um valor maior na sub-bacia II, contribuindo para a classificação nominal “bom”. Ressalta-se ainda que o IES teve o maior peso entre os demais indicadores.

Quanto ao IAA, segundo estudo de Colina (2018), a média de cobertura atendimento do serviço de abastecimento de água para o município Belém entre os anos de 2012 e 2016 foi de 76,75%, o que implica em dizer que mais de 20% dos do-

micílios são abastecidos por outras fontes, geralmente poços, expondo-se ao risco de contrair doenças de veiculação hídrica pela incerteza da potabilidade da água proveniente de tais fontes. Para as sub-bacias, obtiveram-se valores similares, o que condiz com a realidade.

De acordo com Da Silva (2017), existem ocupações no município de Belém com quase 20 anos sem abastecimento de água potável por fontes seguras, em que a alternativa do abastecimento é o uso de poços. São ocupações ilegais, em que a população de baixa renda passou a ocupar terrenos sem nenhum planejamento urbanístico prévio. Esse fato possivelmente existe nas áreas das sub-bacias, porém era necessário fazer um levantamento da regularização dessas moradias a fim de corroborar o presente estudo. Vale ressaltar ainda que inicialmente havia sido proposto um subindicador para acompanhar esse processo; entretanto, o dado não esteve acessível por parte dos órgãos competentes.

Quanto ao IES do estudo de Colina (2018), assim como neste estudo, também se obteve uma baixa pontuação, o que reflete na realidade das sub-bacias e conseqüentemente do município onde estão inseridas. Em sua pesquisa, por meio dos resultados obtidos foi possível observar que o serviço de esgotamento sanitário no município como um todo é extremamente deficiente, evidenciando a necessidade de expansão do sistema para que possa melhor atender a população.

A fim de observar de que forma o índice se comporta com algumas melhoras dos subindicadores e conseqüentemente dos indicadores levantados no estudo, fez-se uma análise de sensibilidade do IMSB que consistiu na simulação de duas hipóteses.

Hipótese A: “Quais estratégias pode-se adotar para atingir a classificação ‘bom’ no índice da sub-bacia I?”

Hipótese B: “Quais estratégias pode-se adotar para atingir a classificação ‘ótimo’ no índice da sub-bacia II?”

Uma das estratégias que pode ser utilizada para melhorar o índice da sub-bacia I e conseqüentemente atender à hipótese A foi aumentar em 10% dois dos subindicadores do IAA (“hidrometração” e “atendimento urbano”), assim como um subindicador de IES (“população conectada a rede coletora”). Optou-se ainda por diminuir em 10% o de IDU (“inundação/alagamento”), isto é, passou-se de 26 pontos/km² para 23 pontos/km². Dessa forma, chegou-se à pontuação mínima correspondente à pontuação 60, cuja classificação se enquadra em “bom”.

No que diz respeito à hipótese B para que o índice passe de “bom” para “ótimo”, é necessário que se façam várias intervenções. Para isso, foi preciso intervir em três subindicadores do IAA (“hidrometração”, “atendimento urbano” e “incidência das análises de cor aparente fora do padrão”). Admitiu-se 90% de hidrometração na sub-bacia II, bem

como de atendimento urbano e 2% de incidência fora do padrão. Além do mais, dois subindicadores de IES sofreram intenção (“população residente conectada a rede coletora” e “tratamento de esgoto”). Para o primeiro foi admitido 50% e para o segundo 30%. Para o IRS, precisou elevar o subindicador “domicílios com coleta de resíduos sólidos” para 100% de atendimento.

Quanto ao IDU, fez-se interferência no subindicador de “inundação/alagamento”, reduzindo os pontos susceptíveis a inundação/alagamento para 7 pontos/km², além de aumentar a abrangência de rede de microdrenagem para 100% na sub-bacia II. Para o IS, foi necessário intervir em todos os subindicadores a fim de corroborar a mudança de classificação do IMSB, isto é, passar de “bom” para “ótimo”. Dessa forma, o subindicador admitiu 97%, 92%, 90% e 1% para “residência fixa”, “condições de moradias”, “domicílios próprios quitados ou financiados” e “nível de analfabetismo”, respectivamente.

Conforme exposto, é necessário fazer diversas intervenções, especificamente na sub-bacia II, a fim de mudar a classificação do IMSB. Dessa maneira, para que isso aconteça na prática é preciso que se elabore um plano estratégico por parte dos órgãos competentes, estipulando metas a serem alcançadas ao longo dos anos, a fim de se observar a evolução dos indicadores e conseqüentemente do índice.

4 CONCLUSÕES

Conforme a pesquisa apresentada, foi possível observar que:

- O índice mostrou que a sub-bacia I encontra-se em uma situação de regular desempenho dos serviços do saneamento, com valor na ordem de 59. Já a sub-bacia II enquadrou-se na categoria de bom desempenho, com valor na ordem de 61, entretanto, bem próxima à classificação de regular que fica entre os valores de 40 a 59;

- Para efeitos de políticas públicas, verifica-se que o diagnóstico das sub-bacias pelo IMSB possibilita uma visão macro da realidade, além de auxiliar na tomada de decisão por parte do gestor público;
- O IMSB permite que por meio dos resultados gerados para os indicadores e subindicadores das sub-bacias sejam propostas intervenções prioritárias na área, a fim de melhorar a qualidade de vida das populações mais afetadas;
- A ausência de dados limitou a escolha de mais subindicadores a fim de subsidiar a pesquisa, como foi o caso do subindicador de resíduos sólidos, por exemplo, que teve apenas dois subindicadores (geração per capita de resíduos sólidos e domicílios com coleta de resíduos sólidos) para representar as condições do sistema de manejo e coleta de resíduos das sub-bacias como um todo;
- O IMSB seria mais fiel à realidade das sub-bacias caso fossem inseridos indicadores cuja abordagem tem relação com a qualidade do serviço prestado, uma vez que seria possível identificar mais pontos de déficit na infraestrutura dos sistemas e do serviço de saneamento.

5 AGRADECIMENTOS

Capes, Fapesp e Prefeitura Municipal de Belém.

6 FONTES DE FINANCIAMENTO

Capes e acordo firmado entre a Prefeitura Municipal de Belém (PMB) e a Fundação de Amparo e Desenvolvimento da Pesquisa (FADESP) para desenvolver um estudo na área da Bacia intitulada “Estudo de Intervenções em Saneamento Básico na Bacia Urbana da Estrada Nova (PA) como Estratégia para Segurança Alimentar, Hídrica e Energética”.

7 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Duarte KAC; **Metodologia:** Duarte KAC e Teixeira LCGM; **Investigação:** Duarte KAC e Teixeira LCGM; **Redação - Primeira versão:** Duarte KAC; **Redação - Revisão & Edição:** Duarte KAC; **Aquisição de Financiamento:** Teixeira LCGM; **Recursos:** Duarte KAC; **Supervisão:** Teixeira LCG

8 REFERÊNCIAS

- ANTONIO JUNIOR, C. R. A. Fatores de risco a inundação na bacia hidrográfica da Estrada Nova Belém/PA. *Revista Geografia*, v. 22, n.2, p.57-58, maio/ago. 2014. <https://doi.org/10.5433/2447-1747.2013v22n2p57>
- BRANDÃO, A. J. D. N. **Entre os rios e as favelas: O PAC nas baixadas da Bacia da Estrada Nova e da Comunidade Taboquinha-Belém (PA)**. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da USP, São Paulo-SP, 2016.
- BUCKLEY, C. F. O. **Adaptação do Indicador de Salubridade Ambiental para análise de empreendimentos do Programa de Arrendamento Residencial em Aracaju – SE**. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento e Meio Ambiente) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão-SE, 285p. 2010.
- BRASIL, Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico**. Casa Civil. Subchefia para assuntos jurídicos. Brasília-DF. 2007.
- BRASIL, Decreto nº 7.217, de 21 de junho de 2010. **Regulamenta a Lei no 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, e dá outras providências**. Casa Civil. Subchefia para assuntos jurídicos. Brasília-DF. 2010.
- BRASIL, Portaria de Consolidação nº 5, de 28 de setembro de 2017. **Consolidação das normas sobre as ações e os serviços de saúde do Sistema Único de Saúde**. Casa Civil. Subchefia para assuntos jurídicos. Brasília-DF. 2017.
- CARVALHO, A. C. L.; ROCHA, G.M. Analysis of Urban Socio-Environmental Risks and Vulnerability, in the face of Disordered Development and Pressure on Water Resources in Belém-PA. *Brazilian Journal of Development*. Curitiba, v.6, n.4, p.18127. 2020. <https://doi.org/10.34117/bjdv6n4-108>
- CHAVES, A. F. F.; COSTA, A. A. V. M.; TEIXEIRA, L. G.; VALENTE, M. D. R. V. Ambiente e Saúde: Prioridades nos estados da Amazônia Legal. Enciclopédia Biosfera. **Centro Científico Conhecer**, v.9, N.16, p.2243. Goiânia, 2013.
- COLINA, V. L. A. C. **Índice de Salubridade Ambiental (Isa) Aplicado ao Município Belém do Estado do Pará**. Dissertação

(mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Pará. Belém-PA, 2018.

GALVÃO JÚNIOR, A.C.; NISHIO, S.R.; BOUVIER, B.B.; TUROLA, F. A. (2009). Marcos regulatórios estaduais em saneamento básico no Brasil. **Revista de Administração Pública**, Rio de Janeiro, v. 43, n.1, p. 207-227. 2009. <https://doi.org/10.1590/S0034-76122009000100010>

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Pesquisa de Informações Básicas Municipais - Perfil dos Municípios Brasileiros**. Rio de Janeiro: [s.n.]. 2018.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Ranking do Saneamento**. GO Associados. 2019.

IPEA. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. **Ministério do Planejamento, Desenvolvimento e Gestão**. Brasília, 2016.

JUWANA, I.; MUTTIL, N.; PERERA, B. J. C. Indicator-based water sustainability: a review. **Science of the total environment**, v. 438, p. 357-371. 2012. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2012.08.093>

LIKERT, R. A. Technique for the measurement of attitudes. **Archives of Psychology**, v. 22, n. 140, p. 1-55. ISSN 0006-8993. 1932.

MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. Programa Nacional de Capacitação de Gestores Ambientais. **Licenciamento Ambiental de Estações de Tratamento de Esgoto e Aterros Sanitários**. Brasília, 2009.

OGATA, I. S. **Desenvolvimento do índice de pobreza hídrica para a bacia hidrográfica do Rio Paraíba**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande. 2014.

PBL NETHERLANDS ENVIRONMENTAL ASSESSMENT AGENCY. **Informative Inventory Report**. 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELÉM. **Relatório técnico da Secretaria Municipal de Saneamento**. Belém. 2014.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELÉM. **Relatório técnico da Secretaria Municipal de Saneamento**. Belém. 2019.

SANTANA, J. V.; OLIVEIRA, A. B.; MAUÉS, R. S. Habitação e remoção de famílias: reflexões sobre a política urbana na cidade de Belém/PA. In: VI Jornada Internacional de Políticas Públicas. São Luís/MA, 2013. **Anais...**

SANTOS, R. S. F. **Estudo dos Indicadores e Índices de Salubridade Ambiental Aplicados a regiões Estuarinas: o caso da comunidade de Gargaú, São Francisco do Itabapoana/RJ**. Macaé/RJ. 2017.

SILVA, I. C. L. **Proposta Metodológica para avaliação da qualidade de planos municipais de saneamento básico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária). Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal/RN, 2017.

SNIS. Sistema Nacional De Informações Sobre Saneamento. **Diagnóstico dos serviços de água e esgoto**. Ministério do Desenvolvimento Regional. 2018.

TEIXEIRA, D. A. **Construção e determinação do indicador de salubridade ambiental (ISA OP) para as áreas urbanas do município de Ouro Preto/MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Minas Gerais. 2017.

Influência da demanda no volume de reservatórios para armazenamento de água de chuva dimensionados pelo Método de Rippl

Influence of demand on the volume of rainwater harvesting reservoir dimensioned by the Rippl Method

- **Data de entrada:**
22/02/2021
- **Data de aprovação:**
27/09/2021

Cinthya Santos da Silva^{1*} | Gilson Barbosa Athayde Junior¹ | Cristiano das Neves Almeida¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.073>

ORCID ID

Silva CS  <https://orcid.org/0000-0003-4347-6861>

Athayde Junior GB  <https://orcid.org/0000-0003-2815-7600>

Almeida CN  <https://orcid.org/0000-0002-3655-5396>

Resumo

O sistema de captação e armazenamento de água de chuva possui no reservatório o componente de maior complexidade de mensuração; seu volume é determinado com base nos valores de oferta e demanda de água da chuva, sendo a distribuição da oferta ao longo do ano diretamente influenciada pela distribuição temporal das chuvas. Desta forma, é primordial analisar como os parâmetros de dimensionamento isoladamente, como a demanda avaliada neste trabalho, influenciam no volume final do reservatório. Para tanto, foram considerados seis valores de demanda diferentes, e foi analisado o efeito dessa variação no volume de armazenamento dimensionado. Observou-se então que a variação da demanda afetou o volume do reservatório de forma distinta, a depender da intensidade e da distribuição pluviométrica anual local, tendo regiões secas a tendência de concentrar os menores volumes de reservatório para as maiores demandas, situação oposta àquela observada nas regiões mais chuvosas.

Palavras-chave: Balanço hídrico. Reservatório. Demanda de água de chuva.

Abstract

The stormwater harvesting system has the most complex sizing component in the reservoir; its volume is determined based on the values of supply and demand for rainwater, where the distribution of supply throughout the year is directly influenced by the temporal distribution of rainfall. Thus, it is essential to analyze how the sizing parameters individually, such as the demand evaluated in this work, has influence in the final volume of the reservoir. For this purpose, six different demand values were considered, and the effect caused by this variation in the sized volume was analyzed. It was then observed that demand variation affected the reservoir volume in a different way, depending on the intensity and local annual rainfall distribution. For dry regions occurred the tendency to concentrate the smallest reservoir volumes for the greatest demands, a situation opposite to that observed in the rainier regions.

Keywords: Water balance. Reservoir. Rainwater demand.

¹ Universidade Federal da Paraíba - João Pessoa - Paraíba - Brasil.

* **Autora correspondente:** santosscinthya@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O consumo de água no mundo cresce cerca de 1% ao ano desde a década de 1980 (UNESCO, 2019), entretanto a oferta em muitas situações não tem a capacidade de suprir essa demanda, o que causa uma escassez de água em quantidade e/ou qualidade e cria uma situação de estresse hídrico, causadora de potenciais conflitos sobre o uso da água.

No Brasil, apesar da grande disponibilidade de água potável, o crescimento da população, associado ao constante processo de urbanização e centralização populacional, observado nas últimas décadas sobrecarrega a infraestrutura de abastecimento de água, resultando em um cenário onde quase 4 milhões de brasileiros ainda não possuem acesso a este bem (BRASIL, 2018).

Uma solução que tem se mostrado viável, técnica e economicamente, para substituição da água em seus usos não potáveis, é a implantação de sistema de captação e armazenamento de água da chuva (VUONG, ICHIKAWA, ISHIDAIRA, 2016; ANDRADE et al., 2019; KIM et al., 2021).

Diversos desafios, entretanto, existem para sua ampla utilização, entre estes a busca pela maximização do atendimento da demanda associada à minimização de custos de implantação, diante de diferentes cenários de disponibilidade de área para o sistema, e de consumo de água.

O sistema, composto por uma superfície para captação das águas precipitadas, normalmente o telhado da edificação, dispositivos para condução e remoção de impurezas, e um reservatório, encontra neste o item de maior complexidade de mensuração, e maior custo individual do sistema.

Diferentes métodos para seu dimensionamento existem na literatura, consistindo desde métodos práticos, onde o volume é determinado por meio de equações empíricas, usualmente com base nos parâmetros de área de captação, pre-

cipitação e demanda de água, como o método Prático inglês, Alemão e Brasileiro; métodos estocásticos, realizados por meio de simulações para bases de dados incompletas, e balanços de massa, aplicados a séries contínuas de dados (SEMAAN et al., 2020).

No entanto, a complexidade do dimensionamento do reservatório, que representa o componente de maior custo individual ao longo da vida útil do sistema (GURUNG, SHARMA, UMAPATHI, 2012), pode comprometer a eficiência estimada para o mesmo.

A norma brasileira ABNT 15527 – Aproveitamento de água de chuva em coberturas para fins não potáveis determina quais são as variáveis utilizadas para o cálculo do volume de água teoricamente disponível no sistema, como a precipitação e a área de coleta (ABNT, 2019). Estudos, porém, mostram que a variabilidade desses parâmetros pode influenciar na eficiência e confiabilidade do sistema (VUONG, ICHIKAWA, ISHIDAIRA, 2016; KOUMOURA et al., 2018; ONDERKA, PECHO, NEJEDLÍK, 2020).

Porém, mesmo quando do uso de um único método para uma mesma localidade, o aumento das variáveis de entrada, como a área de captação ou a demanda de água, não necessariamente proporciona um maior volume de água aproveitável no sistema, o que leva a intuir que existem condições que podem ser associadas a um volume de reservatório ótimo (NOTARO; LIUZZO; FRENI, 2017).

Diferentes estudos aplicados ao território brasileiro concentraram suas análises na comparação de diferentes métodos de dimensionamento (AMORIM, PEREIRA, 2008, FONSECA, MENEZES FILHO, 2019), na influência da precipitação no volume dos reservatórios (ARAÚJO, COHIM, 2017), e na confiabilidade do sistema, tendo em vista critérios econômicos e/ou atendimento da demanda (SILVA, ORRICO, 2015, ANDRADE et al., 2019), análises da influência de um parâmetro de dimensionamento

isolado diante da variabilidade espaço-temporal da chuva para todo o Brasil; entretanto, não foram realizadas, apesar de fundamentais para a análise de viabilidade e determinação de possíveis aplicabilidades para o uso da água.

2 OBJETIVO

Analisar a influência da variação da demanda a ser atendida no volume do reservatório para armazenamento de água de chuva, dimensionados para o território brasileiro.

3 METODOLOGIA

3.1 Dados pluviométricos

O presente trabalho foi desenvolvido para todo o território brasileiro (Fig. 1), fazendo uso de uma base de dados pluviométricos diários, no período compreendido entre 01/01/1980 e 31/12/2016.

Os dados pluviométricos, disponibilizados gratuitamente em base online (<https://www.dropbox>).

com/sh/awb2ghit03kf39c/AAD69uHiLxVN6IoAwlyXLQ3Pa?dl=0), encontram-se espacializados em forma de grade com resolução espacial de $0,25^\circ \times 0,25^\circ$, totalizando uma malha com 162 valores de latitude e 168 valores de longitude.

Essa grade de dados pluviométricos foi construída com base em informações de estações pluviométricas de todo o território brasileiro, num total de 9259 estações, dos quais foram então eliminados os pontos extremos, como valores inferiores a 0 mm e superiores a 450 mm, uma vez que estes representaram apenas 94 em um universo de 32 milhões de dias (XAVIER; KING; SCANLON, 2019).

Para interpolação das informações, foram aplicadas seis metodologias distintas, validadas por uma avaliação cruzada com dados observados; para os dados de precipitação, os métodos de ponderação do inverso da distância (IDW) e ponderação do inverso da distância angular (ADW) mostraram os melhores resultados, e foram, portanto, aplicados (XAVIER; KING; SCANLON, 2016).

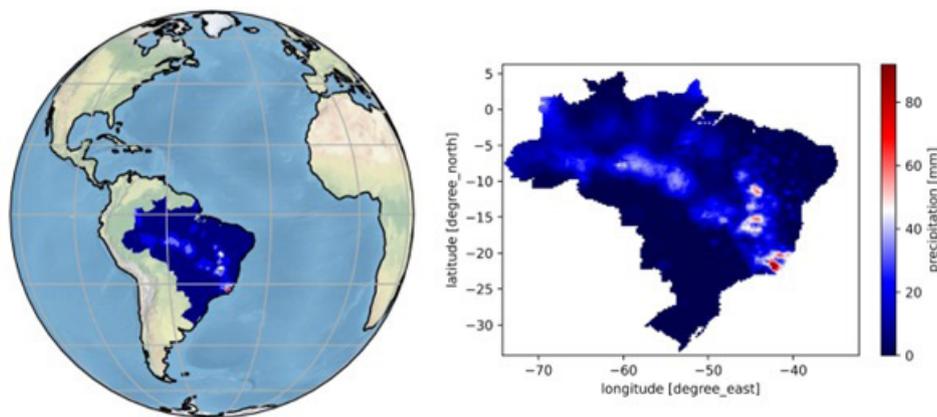


Figura 1 - Localização da precipitação para o dia 02 de fevereiro de 1980, na área de estudo.

Fonte: Autores (2021)

3.2 Variáveis admitidas para o dimensionamento do reservatório

Visto que o objetivo do trabalho limita-se a analisar a influência da variação da demanda no vo-

lume do reservatório, foi admitida uma área de captação superficial de 100 m^2 , localizada no telhado da edificação, constituída de material cerâmico, e coeficiente de escoamento superficial de 0,8, conforme sugerido por TOMAZ (2010).

Para determinação do volume aproveitável, foi necessária a adoção de um consumo de água não potável diário, aqui admitidos seis valores distintos, adotados de forma arbitrária, entre 100L/dia e 600L/dia, visto que os objetivos deste trabalho se limitam a analisar que efeito essa variação causaria no volume do reservatório, e não o efeito de um valor de demanda específico.

Nas situações em que os dados foram trabalhados em base mensal, o consumo de água foi acumulado para o mês, considerando a variação da quantidade de dias em cada mês, inclusive em anos bissextos.

3.3 Dimensionamento do reservatório

3.3.1 Método de Rippl

Diferentes métodos para dimensionamento de reservatório existem na literatura. Neste trabalho, entretanto, limita-se a análise do volume de armazenamento ao método de Rippl, também conhecido como balanço de massa.

Uma especificidade deste método é a possibilidade de análise de parâmetros de dimensionamento isolados, sem desconsiderar a variação sazonal da precipitação, diferentemente de alguns métodos empíricos que consideram apenas a média anual de precipitação (SILVA; MAIA, 2021).

Dessa forma, em um intervalo de discretização diário para os períodos de seca são mais facilmente demonstrados nos dados do que em médias mensais ou anuais (FONSECA, MENEZES FILHO, 2019).

Esse método consiste em um balanço de massas, que objetiva a regularização da vazão por meio do armazenamento do volume excedente de água precipitada, para consumo nos períodos de estiagem. Seu dimensionamento prevê o atendimento pleno da demanda, o que resulta em muitos ca-

sos, em volumes de reservatório antieconômicos (MIERZWA et al., 2007; LEITE, SANTOS, 2015).

Para tanto, são considerados para o cálculo do volume de armazenamento a precipitação, no caso deste trabalho em base diária, a área de captação disponível, o coeficiente de escoamento superficial associado ao material da superfície de captação, e a demanda de água a ser suprida pelo sistema. Para o dimensionamento do reservatório foram consideradas as Eq. 1 a 3 (ABNT, 2007).

$$Q_{(t)} = C \times \text{precipitação} \times \text{área de captação} \quad (1)$$

$$S_{(t)} = D_{(t)} - Q_{(t)} \quad (2)$$

$$V = \sum S_{(t)} \quad (3)$$

Na qual:

C é o coeficiente de escoamento superficial

D(t) é a demanda a ser atendida

Q(t) é o volume de água que entrará no sistema

V é o volume do reservatório, mas apenas para valores de S(t) > 0

Esse método é indicado para cenários em que a oferta de água acumulada é superior à demanda acumulada. Neste trabalho, nas situações nas quais esse critério não foi atingido foi considerado um reservatório com um volume de 2 m³, o que seria suficiente para o abastecimento de uma edificação com 4 habitantes em um intervalo de 1 a 5 dias, a depender do valor da demanda considerado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As menores demandas aqui consideradas, 100 L/dia (figura 2a) e 200 L/dia (figura 2b), resultaram em maiores volumes de reservatório concentrados na região do semiárido do país; sendo a região Norte aquela com os menores volumes de armazenamento.

Dessa forma, analisando uma única demanda, como o único parâmetro com variação territorial é a precipitação, pode-se inferir que a variação da distribuição anual das chuvas, bem como a altura pluviométrica total anual, tiveram forte influência no volume do reservatório.

No caso do semiárido, que possui os menores índices pluviométricos do Brasil, possivelmente a oferta de água é superada pela demanda na maioria dos dias observados, de modo que todo

o excedente anual seja armazenado, elevando o volume do reservatório.

Na região Norte, com as maiores alturas pluviométricas do país, a baixa demanda é constantemente superada pela oferta de água, de modo a tornar o armazenamento apenas da água necessária para atendimento do consumo; logo, os reservatórios nestas localidades serão tão menores quanto menores forem as demandas a serem atendidas.

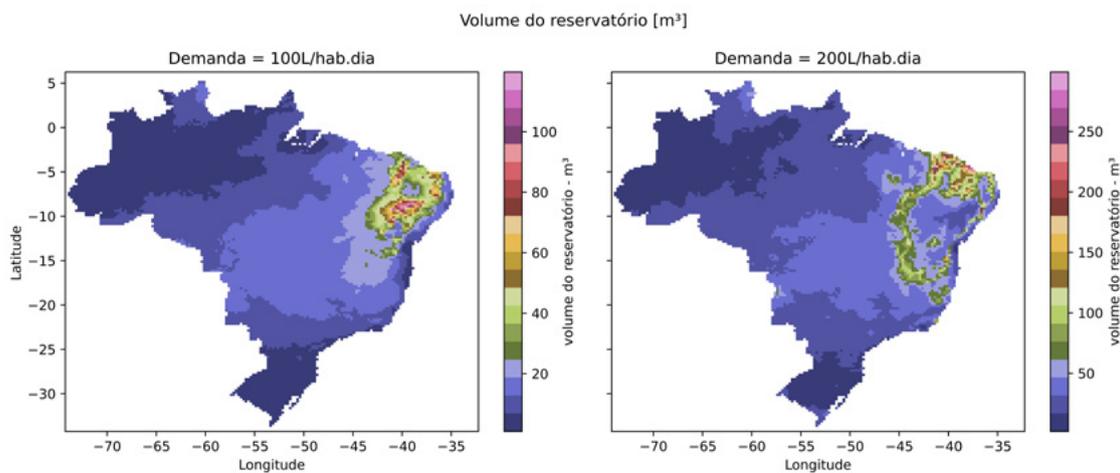


Figura 2 - Volumes dos reservatórios dimensionados para demandas de a) 100 L/dia e b) 200 L/dia.
Fonte: Autores (2021)

Com o aumento da demanda para 300 L/dia (Fig. 3a) e 400 L/dia (Fig. 3b) em quase todo o território brasileiro, os volumes de reservatório aumentaram com o aumento da demanda, exceto na região do semiárido, que passou a concentrar menores volumes de reservatório. Nesse caso, o efeito observado para demandas menores é o mesmo, porém o balanço hídrico prevê o armazenamento de todo o excedente de água para

consumo nos meses secos, o que será menor conforme a demanda é maior.

Os volumes de reservatórios diminuíram, também, em parte dos territórios Sudeste e Centro-Oeste do país, o que leva a concluir que a entrada de água no sistema, nestes locais, é ultrapassada por uma demanda de 400 L/dia (Fig. 3b), em grande parte dos dias observados.

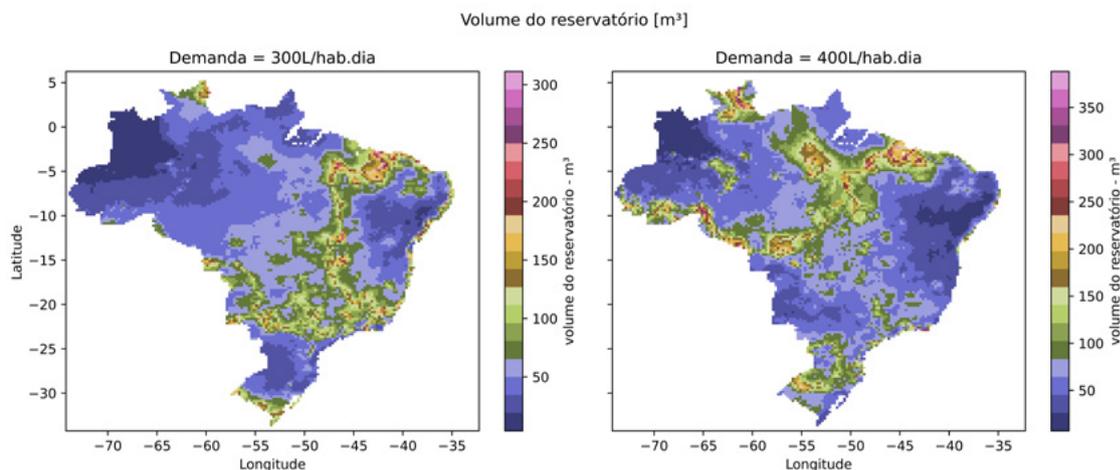


Figura 3 - Volumes dos reservatórios dimensionados para demandas de a) 300 L/dia e b) 400 L/dia.
Fonte: Autores (2021)

A partir da demanda de 500 L/dia (figura 4a), os reservatórios da região Norte aumentaram de volume. Provavelmente, porque as maiores demandas superaram a oferta de água e geraram déficits de fornecimento, o que, de acordo com a metodologia de dimensionamento empregada, levou o reservatório a ser dimensionado para armazenamento de todo o excedente de chuva,

o que, diante da alta pluviometria, resultou em altos volumes de reservatório.

Por fim, a maior demanda considerada, de 600 L/dia (Fig. 4b), resultou em menores reservatórios nas regiões Nordeste, Centro-Oeste e Sul, enquanto maiores reservatórios são observados em algumas localidades da região Norte, distribuídas nos estados do Amazonas, Amapá e Pará.

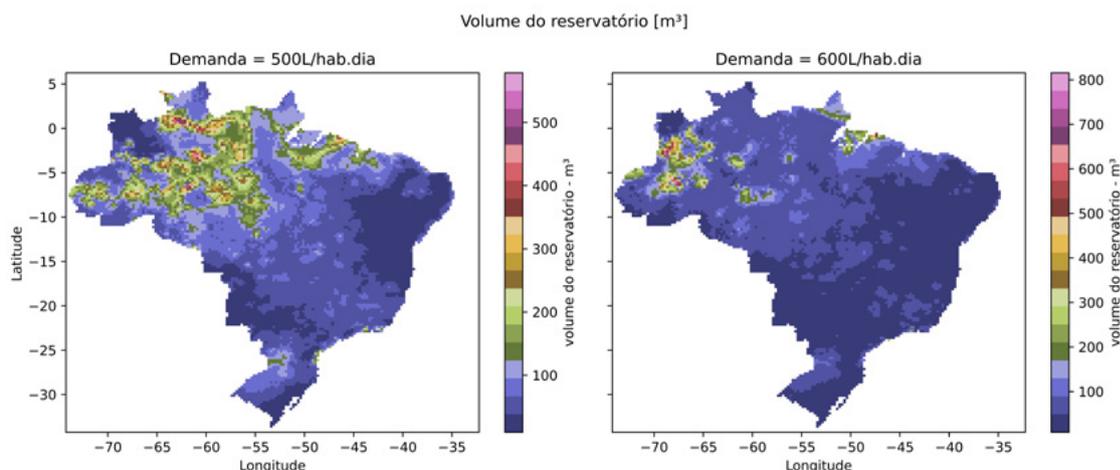


Figura 4 - Volumes dos reservatórios dimensionados para demandas de a) 500 L/dia e b) 600 L/dia.
Fonte: Autores (2021)

Para uma melhor análise, as cidades de Cabaceiras/PB, São Paulo/SP, Manaus/AM, Porto Alegre/

RS e Brasília/DF, localizadas na Fig. 5, escolhidas por estarem localizadas em diferentes regiões

geográficas do país e apresentarem regimes pluviométricos distintos, podem ter a variação dos

volumes de seus reservatórios, com relação à demanda, observados de forma detalhada na Fig. 6.



Figura 5 - Localização de cidades analisada: Cabaceiras/PB, São Paulo/SP, Manaus/AM, Porto Alegre/RS e Brasília/DF.
Fonte: Autores (2021)

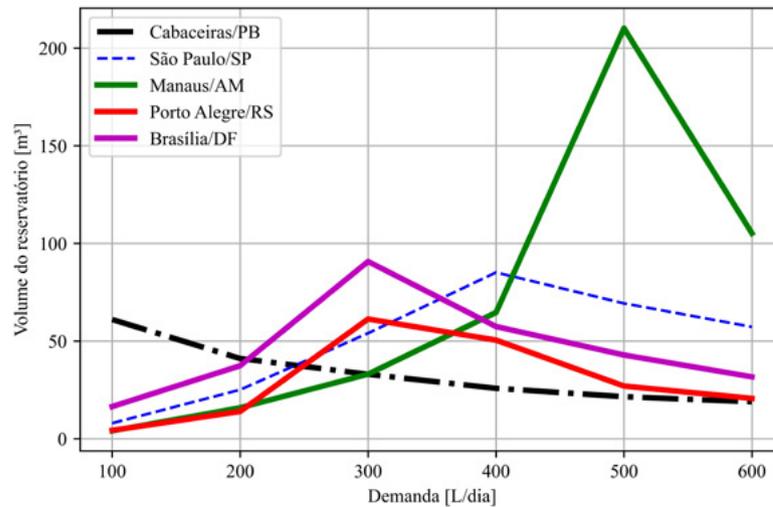


Figura 6 - Volume do reservatório x demanda, para cinco cidades brasileiras.
Fonte: Autores (2021)

A cidade de Cabaceiras/PB, que possui as menores alturas pluviométricas do Brasil (Fig. 7a), de precipitação mensal inferior a 50 mm em mais da metade do ano, quando associada a uma área de captação de 100 m², levou ao dimensionamento

de um reservatório de volume decrescente com o aumento da demanda, sendo este menos acentuado a partir da demanda de 200 L/dia. Isso decorre da diminuição do excedente disponível para armazenamento com o aumento da demanda.

Numa situação oposta, a cidade de Manaus/AM possui maiores alturas pluviométricas praticamente uniformes em mais da metade do ano, com o período seco concentrado em apenas 3 meses, com alturas pluviométricas em torno de 100 mm (Fig. 7b). Com essas características, o

volume do reservatório cresceu de forma linear com o aumento da demanda até o consumo de 500L/dia. A partir daí, a demanda passa a superar a oferta de água e apenas o excedente é armazenado, o que leva a um menor volume de reservatório.

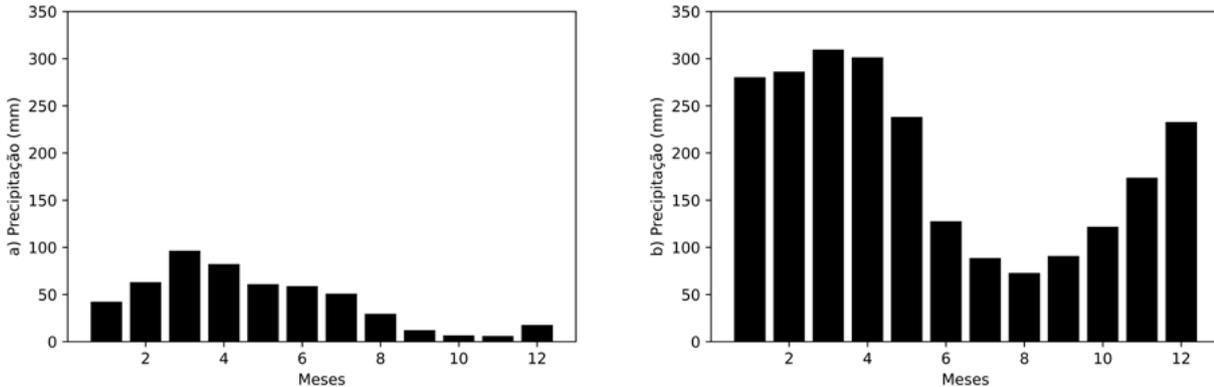


Figura 7 - Precipitação média mensal de a) Cabaceiras/PB e b) Manaus/AM, de 01/01/1980 a 31/12/2016. **Fonte:** Autores (2021)

As cidades de Porto Alegre/RS (Fig. 8a), São Paulo/SP (Fig. 8b), e Brasília/DF (Fig. 9) apresentaram variações bem semelhantes no volume do reservatório, com crescimento até certo valor intermediário de demanda e decréscimo a partir daí, sendo que maiores volumes de reservatório foram obtidos em Brasília/DF, que possui a maior discrepância entre a precipitação total máxima e mínima observada no ano.

Enquanto Porto Alegre/RS, cujas chuvas são uniformemente distribuídas ao longo do ano, apresentou o volume máximo de aproximadamente 60 m³, para demanda de 300 L/dia, ficando, porém, com volume inferior a cidade de Brasília/DF, que possui a maior variabilidade temporal da chuva, das cidades analisadas neste trabalho.

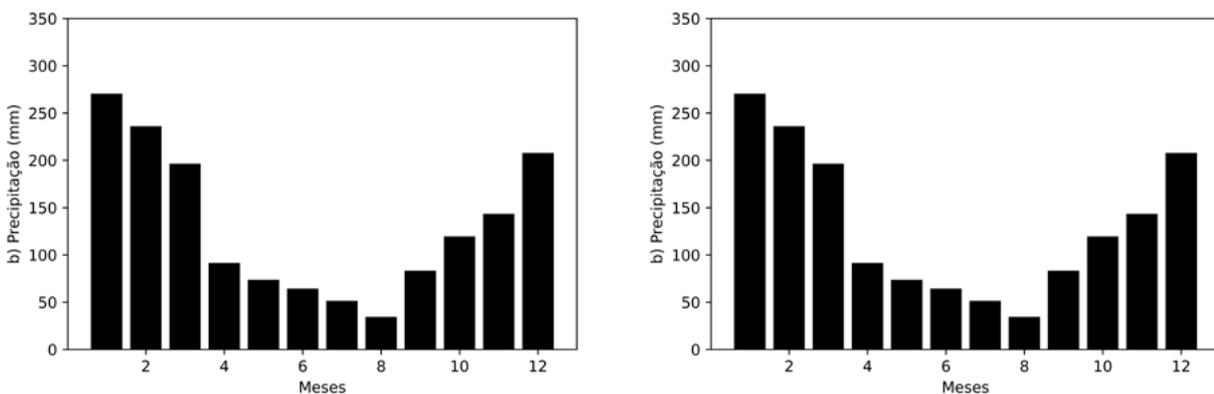


Figura 8 - Precipitação média mensal de a) Porto Alegre/RS e b) São Paulo/SP, de 01/01/1980 a 31/12/2016. **Fonte:** Autores (2021)

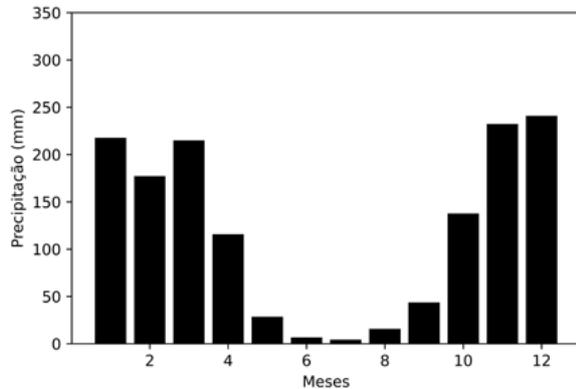


Figura 9 - Precipitação média mensal de Brasília/DF, de 01/01/1980 a 31/12/2016.

Fonte: Autores (2021)

Para estas duas cidades, Brasília e Porto Alegre, o volume do reservatório só decresceu para valores de demanda acima de 300 L/dia, sendo este decréscimo menos acentuado para a cidade de Porto Alegre. Esse fator está diretamente relacionado à uniformidade da chuva na região, uma vez que o aumento da demanda direciona o volume do reservatório para armazenamento de todo o excedente, que tende a ser uniforme ao longo do tempo, sofrendo variação diante da magnitude da mudança da demanda, em função de um acréscimo de 100 L/dia.

Por meio da análise comparativa dos seis cenários considerados, os maiores volumes de reservatórios foram obtidos, e podem ser vistos na Fig. 10, enquanto as demandas associadas a esse volume máximo estão representadas na Fig. 11.

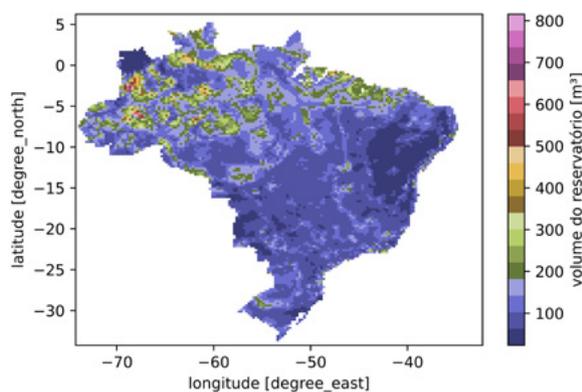


Figura 10 - Volumes máximos de reservatórios para armazenamento de água da chuva.

Fonte: Autores (2021)

Pode se observar nas Fig. 10 e 11 que na região do semiárido o maior volume de reservatório será aquele dimensionado para a menor demanda, 100 L/dia, que seria a que resulta em um maior saldo de água, quando considerada a baixa pluviometria responsável por um sistema operando prevalentemente em situação de déficit.

Já para a região Norte do país, o volume máximo ocorre, a depender da localidade, para as demandas de 400, 500 e 600 L/dia, visto que as chuvas frequentes geram uma entrada consistente de água no sistema ao longo do ano, tornando o sistema capaz de suprir 100% da demanda nos dias secos, e o reservatório maior conforme a demanda seja maior.

Na região compreendida pelas regiões Centro-Oeste, Sudeste e Sul do país, as demandas intermediárias, de 200 e 300 L/dia, proporcionaram os maiores volumes, o que leva a crer que maiores demandas levaram o sistema a operar em déficit, e mesmo armazenando todo o excedente, nessas situações a entrada de água no sistema não supera o saldo existente quando consideradas demandas inferiores.

Volumes de armazenamento acima de 200 m³ ocorreram pontualmente, possuindo a maior parte do país volumes abaixo de 150 m³, valor alto quando considerada a viabilidade executiva, porém corroborado em diferentes estudos com aplicação de balanços hídricos seriados (ANDRADE et al., 2019; ATHAYDE JÚNIOR, DIAS e GADELHA, 2008).

A Fig. 11 permite ainda visualizar o quanto as variáveis podem ser os critérios de dimensionamento, diante das variações climáticas existentes, e que, portanto, em um país de extensões territoriais como o Brasil, com grande variabilidade temporal e espacial das chuvas, o estudo da influência das condições de dimensionamento dos reservatórios, para armazenamento de água de chuva, deve fazer parte do estudo de viabilidade do sistema.

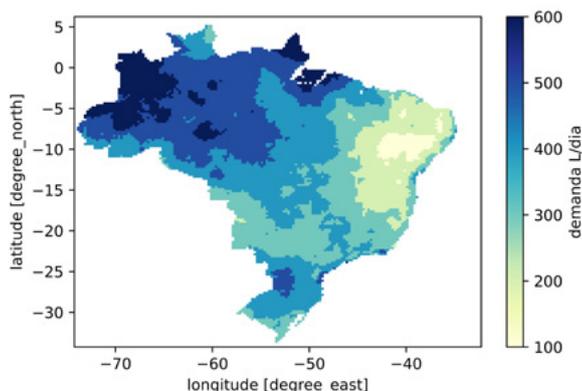


Figura 11 - Demandas associadas aos volumes máximos de reservatórios para armazenamento de água da chuva dimensionados.

Fonte: Autores (2021)

Regiões historicamente secas, como o semiárido, tenderam a concentrar os menores volumes de reservatório, com o aumento da demanda, o que mostra a necessidade de análise do percentual de demanda a ser atendida pela água da chuva, e adequação da área da superfície de captação, diante da baixa oferta pluviométrica anual.

Já regiões com chuvas mais frequentes, como a região Norte do país, resultaram nos maiores volumes de armazenamento, o que porém, torna indispensável a análise da eficiência desse volume, observando o tempo ocioso do reservatório, visto que o quesito custo é primordial na concepção desses sistemas, além dos riscos de contaminação da água crescerem com o aumento do seu tempo de detenção.

5 CONCLUSÕES

Em um país de extensões territoriais como o Brasil, com grande variabilidade temporal e espacial das chuvas, o estudo da influência das variáveis de dimensionamento dos reservatórios, para armazenamento de água de chuva, deve fazer parte do estudo de viabilidade do sistema.

Este trabalho verificou que regiões historicamente secas, como o semiárido, tenderam a concentrar os menores volumes de reservatório, com o aumento da demanda, o que mostra a necessidade de análise do percentual de demanda a ser atendida pela água da chuva, e adequação da área da superfície de captação, diante da baixa oferta pluviométrica anual.

Já regiões com chuvas mais frequentes, como a região Norte do país, resultaram nos maiores volumes de armazenamento, o que porém, torna indispensável a análise da eficiência deste volume, observando um possível superdimensionamento que resultaria em um volume ocioso para o reservatório, visto que o quesito custo é primordial na concepção desses sistemas.

A análise detalhada de cinco cidades com características pluviométricas distintas permitiu concluir que, para os valores de demanda aqui considerados, existe um valor de demanda associado a um volume máximo de reservatório a partir do qual os valores de volume decrescem, exceto na região Norte do país.

Com isso, conclui-se que as condições de dimensionamento de um sistema de armazenamento de água da chuva estão diretamente relacionadas a um volume máximo de armazenamento, mas que é necessário determinar se este corresponde ao seu volume ótimo, a fim de determinar a viabilidade técnica e econômica do sistema.

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Silva CS; **Metodologia:** Silva CS e Athayde Junior GB; **Investigação:** Silva CS; **Redação Primeira Versão:** Silva CS; **Redação, Revisão & Edição:** Athayde Junior GB, Almeida CN e Silva CS.

7 REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 15527 - Água de chuva. - Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis - Requisitos.** Norma Brasileira, [s. l.], p. 8, 2007.
- ABNT. **NBR 15527 - Água de chuva. - Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis - Requisitos.** Norma Brasileira, [s. l.], p. 10, 2019.
- AMORIM, S. V.; PEREIRA D. J. A. **Estudo comparativo dos métodos de dimensionamento para reservatórios utilizados em aproveitamento de água pluvial.** Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 53-66, 2008. ISSN 1678-8621.
- ANDRADE, A. E. F.; ATHAYDE JÚNIOR, G. B.; CARNEIRO, M. A.; FERRAZ, E. K. V. Estudo da viabilidade econômica para sistema de aproveitamento de águas de chuva na sede da companhia brasileira de trens urbanos em João Pessoa / PB. In: II Simpósio Nacional de Gestão e Engenharia Urbana, São Paulo, 2019. **Anais...**
- ARAÚJO, J.; COHIM, E. The interference of rainfall distribution in size of rain water tanks in Bahia. **Journal of Engineering and Technology for Industrial Applications**, V. 3, e. 10, 2017. Disponível em: <https://dx.doi.org/10.5935/2447-0228.20170050>
- ATHAYDE JÚNIOR, G. B.; DIAS, I. C. S.; GADELHA, C. L. M. Viabilidade econômica e aceitação social do aproveitamento de águas pluviais em residências na cidade de João Pessoa. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v.8, n.2, p. 85-98, ISSN 1678-8621.
- BRASIL. **Plansab - Relatório de Avaliação Anual 2018** . [s. l.], 2018.
- FONSECA, V. L. A.; MENEZES FILHO, F. C. M. Estudo comparativo entre métodos de dimensionamento para reservatórios de sistemas de aproveitamento de águas pluviais. **Holos Environment**. v.19, n. 2, p. 287-303, 2019.
- GURUNG, T. R.; SHARMA, A.; UMAPATHI, S. **Economics of Scale Analysis of Communal Rainwater Tanks.** Urban Water Security Research Alliance. Technical Report No . 67. [s. l.], n. 67, p. 1836-5558, 2012.
- KIM, J. E.; TEH, E. X.; HUMPHREY, D.; HOFMAN, J. Optimal storage sizing for indoor arena rainwater harvesting: Hydraulic simulation and economic assessment. **Journal of Environmental Management**, [s. l.], v. 280, p. 1-10, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.111847>
- KOUMOURA, K. A.; FELONI, E. G.; LONDRA, P. A.; BALTAS, E. A.; TSIHRINTZIS, V. A. Uncertainty analysis in sizing rainwater harvesting tanks in an isolated island with limited water resources. **Global Nest Journal**, [s. l.], v. 20, n. 3, p. 534-540, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.30955/gnj.002535>
- LEITE, P. A. C.; SANTOS, I. F. S. Dimensionamento Preliminar de Reservatório de Águas Pluviais para o Prédio do Instituto de Recursos Naturais (Irn- Unifei). **Revista Brasileira de Energias Renováveis**, v.4, p. 42- 52, 2015.
- MIERZWA, J. C.; HESPANHOL, I.; SILVA, M. C. C.; RODRIGUES, L. D. B. Águas pluviais: método de cálculo do reservatório e conceitos para um aproveitamento adequado. **REGA**, Vol. 4, no. 1, p. 29-37, 2007.
- NOTARO, V.; LIUZZO, L.; FRENI, G. Evaluation of the optimal size of a rainwater harvesting system in Sicily. **Journal of Hydroinformatics**, [s. l.], v. 19, n. 6, p. 853-864, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.2166/hydro.2017.150>
- ONDERKA, M.; PECHO, J.; NEJEDLÍK, P. On how rainfall characteristics affect the sizing of rain barrels in Slovakia. **Journal of Hydrology: Regional Studies**, [s. l.], v. 32, n. October, p. 1-12, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.ejrh.2020.100747>
- SEMAAN, M.; DAY, S. D.; GARVIN, M.; RAMAKRISHNAN, N.; PEARCE, A. Optimal sizing of rainwater harvesting systems for domestic water usages: A systematic literature review. **Resources, Conservation and Recycling: X**, [s. l.], v. 6, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.rcrx.2020.100033>
- SILVA, E. H. B. C.; ORRICO, S. R. M. A confiabilidade do volume das cisternas da zona rural para reservar água de chuva. **Gesta**, v. 3, n. 2, p. 91-99, 2015. ISSN: 2317-563X
- SILVA, M. M. M. A.; MAIA, A. G. Equation for rainwater tank efficiency: Considering demand, roof area, tank size and pluvial regime. **Environmental Challenges**, v.3, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.envc.2021.100044>
- TOMAZ, P. Aproveitamento de água de chuva de cobertura em área urbana para fins não potáveis. In: **Água Pague Menos - Capítulo 3**, [s. l.], 2010.
- UNESCO. **Relatório mundial da ONU sobre recursos hídricos**. [S. l.: s. n.], 2019.
- VUONG, N. M.; ICHIKAWA, Y.; ISHIDAIRA, H. Performance assessment of rainwater harvesting considering rainfall variations in Asian tropical monsoon climates. **Hydrological Research Letters**, [s. l.], v. 10, n. 1, p. 27-33, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.3178/hr.10.27>
- XAVIER, A. C.; KING, C. W.; SCANLON, B. A. Daily gridded meteorological variables in Brazil (1980-2013). **International Journal of Climatology**, [s. l.], v. 36, p. 2644-2659, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/joc.4518>
- XAVIER, A. C.; KING, C. W.; SCANLON, B. R. An update of Xavier, King and Scanlon (2016) daily precipitation gridded data set for the Brazil. **Kemampuan Koneksi Matematis** (Tinjauan Terhadap Pendekatan Pembelajaran Savi), [s. l.], v. 53, n. 9, p. 1689-1699, 2019.

Disparidades no acesso aos serviços de água e esgoto no Distrito Federal do Brasil: reflexões sobre comprometimento da renda

Inequalities in water and sanitation services' access in the Federal District of Brazil: reflections on income commitment

• **Data de entrada:**
20/05/2021

• **Data de aprovação:**
01/10/2021

Guilherme da Silva Pereira^{1*} | Conceição de Maria Albuquerque Alves¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.074>

ORCID ID

Pereira GS  <https://orcid.org/0000-0002-1091-2850>

Alvez CMA  <https://orcid.org/0000-0002-6553-1561>

Resumo

A avaliação isolada de indicadores de cobertura de serviços de água e esgoto (SAE) pode mascarar desigualdades significativas no esforço de comprometimento renda (CR) de famílias de diferentes classes sociais para o acesso a tais serviços. Em regiões que apresentem disparidades econômicas em seu tecido social, a estrutura tarifária de acesso aos SAE pode ser um elemento a mais de agravamento de diferenças econômicas entre comunidades abastecidas por uma mesma companhia de saneamento. O presente estudo avalia disparidades de acesso aos SAE em termos de comprometimento de renda das famílias em Regiões Administrativas (RA) do Distrito Federal do Brasil (DFB), que apresenta altos índices de cobertura de acesso aos SAE. Com base no consumo médio de água nas diferentes RA do DFB entre 2013 e 2019, foram trabalhados cenários de estrutura tarifária e avaliados respectivos impactos no comprometimento da renda das famílias e na geração de receitas e despesas da companhia de saneamento. Foi possível considerar cenários que reduzissem as disparidades no CR mantendo-se os patamares do balanço financeiro da companhia, bem como avaliar cenário de subsídio para viabilizar a oferta da água e do saneamento como direito humano.

Palavras-chave: Tarifa de água. Serviços de água e esgoto. Comprometimento de renda. Políticas públicas. Regulação econômica.

Abstract

High levels of indicators of access to water and sanitation services (WSS) may hide significant inequalities in affordability represented by family income commitments among different social classes. In regions of huge social and economic inequalities, the methodology to charge WSS may aggravate these differences among communities supplied by the same water utility. This work evaluated the inequalities in affordability of WSS among Administrative Regions (AR) in the Federal District of Brazil which presents high rates of WSS coverage. Based on average water consumption rates in the AR from 2013 to 2019, the authors proposed alternative scenarios of WSS tariffs and evaluated their impact on the family income commitments and on the financial balance of the water utility. The alternative scenarios were successful in reducing the inequalities in affordability while preserving the financial balance, including the evaluation of a human right to water and sanitation scenario made possible through the increase in the water tariffs for communities of highest incomes.

Keywords: Water tariff. Water and sanitation services. Affordability. Public policies. Economic regulation.

¹ Universidade de Brasília - Brasília - Distrito Federal - Brasil.

* **Autor correspondente:** sciguilherme@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

Em um ambiente regulatório do setor de saneamento, a estrutura tarifária é construída com base na receita requerida para provisão do serviço, na qual estão considerados os custos, os tipos de usuários, as formas de pagamento e a necessidade de políticas de subsídios, cuja definição é fundamental para o alcance dos objetivos econômicos e sociais estabelecidos para o setor (Reis, 2020).

Apesar da predominante ótica de custeio e arrecadação de recursos para investimentos, para composição da tarifa dos serviços de água e esgoto (SAE) se faz necessário observar, dentre outros, os condicionantes sociais e ambientais, sobretudo relativos ao controle racional do uso da água e o do direito humano de acesso a esse serviço, cabendo aos gestores, prestadores e reguladores, o desafio de equalizar uma estrutura tarifária que apresente mecanismos para viabilizar a prestação de um serviço de qualidade e socialmente inclusivo.

A problemática relacionada ao serviço nas localidades de baixa renda não está limitada diretamente ao acesso, pois estar localizado na zona de cobertura da rede da prestadora não significa necessariamente estar coberto por um serviço de qualidade.

Ademais, por não possuir, em muitos casos, condições de arcar com os custos, não há por parte do prestador o reconhecimento de usuário, implicando, portanto, na ocorrência de ligações irregulares e na ausência de suporte para que o serviço seja entregue com a qualidade necessária (Britto, 2015).

Nesse sentido, as soluções frequentemente adotadas para que os usuários mais pobres possam ter acesso aos serviços de saneamento são por meio do estabelecimento de políticas de subsídios em geral de teor tarifário, quando compõem

a estrutura tarifária, ou fiscais, em decorrência de aporte de recursos orçamentários (Brasil, 2007).

Com intuito de suavizar a desigualdade social de acesso das famílias de baixa de renda (Henrique, 2017), a tarifa social consiste em uma política de diferenciação de preços e condições, conforme o atendimento de requisitos pré-estabelecidos adotada pelos prestadores (Britto, 2015; Reis, 2020).

Embora a política de subsídio por tarifa social seja amplamente adotada pelos prestadores, são observados alguns entraves que dificultam o acesso ao benefício, como por exemplo a falta de transparência nos critérios de elegibilidade, acarretando em um baixo percentual de inclusão de beneficiários.

Ademais, para Britto (2015) *“as políticas de tarifas sociais existentes se mostram, na maior parte dos casos, insuficientes, tanto para garantir a universalização do acesso aos serviços de saneamento ambiental, quanto para viabilizar a equidade e a justiça social na prestação”*.

Torna-se imprescindível a observação de outros mecanismos que complementem as políticas sociais para que os usuários de baixa renda tenham condições de ser incorporados ao sistema, sem que gerem um desequilíbrio ao prestador ou a precarização do atendimento.

Ao considerar as unidades da federação, observa-se que o Distrito Federal (DF) do Brasil apresenta elevados indicadores de cobertura dos SAE. Segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), os índices de atendimento de água e esgoto são superiores a 90 e 70%, respectivamente.

Ademais, destacam-se, dentre outros indicadores, os índices de perdas de água na distribuição, inferiores à média nacional, e de tratamento de todos os esgotos coletados, realidade destoante das demais unidades da federação (SNIS, 2019).

Não obstante os satisfatórios índices de cobertura, o DF apresenta significativas desigualdades sociais e econômicas que têm impactos na acessibilidade aos SAE notadamente se consideradas as questões de comprometimento de renda familiar com citados serviços.

A literatura mostra que o Distrito Federal possui um histórico de ineficiência em critérios sociais adequados de acesso à tarifa social. Cossenzo (2013), ao analisar a política de subsídio do DF, observou que os principais critérios de acesso ao benefício eram baseados nas características do imóvel, tornando-se insuficientes para avaliar as condições socioeconômicas dos usuários, inviabilizando a concessão do benefício.

A dificuldade de acesso à política social da Companhia observada por Cossenzo (2013) foi objeto de estudo da agência reguladora, onde publicou, em seu Relatório de Análise de Impacto Regulatório (RAIR), uma proposição para alteração da estrutura tarifária para, entre outros aspectos, tornar os instrumentos de políticas sociais menos excludentes.

Haja vista as discussões relacionadas à equidade de acesso aos serviços e às políticas de subsídio, o presente trabalho analisou os impactos de alternativas de estruturas tarifárias da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB) na acessibilidade aos SAE no que se refere ao comprometimento de renda das famílias com diferentes níveis de renda representadas pela média de renda das Regiões Administrativas (RA) que compõem o DF.

2 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho foi dividida em três etapas. A primeira envolveu a caracterização socioeconômica da área de estudo, no caso o Distrito Federal, incluindo o levantamento dos domicílios atendidos pelo sistema de saneamento e a composição e estrutura tarifária adotada pela CAESB com foco na caracterização do comprometimento da renda das famílias com serviços de água e esgoto.

A segunda etapa referiu-se ao desenvolvimento de modelagem simplificada da sustentabilidade financeira da CAESB. E, por último, realizou-se um estudo prospectivo de cenários de viabilidade econômica de subsídio entre usuários residenciais baseados na espacialização de padrões de renda das Regiões Administrativas (RA) do Distrito Federal.

2.1 Área de Estudo

Embora originalmente concebido dentro da ótica do planejamento territorial, o Distrito Federal, atualmente dividido política e administrativamente em 33 RAs, dispõe de um arranjo espacial muito semelhante ao encontrado em aglomerados urbanos brasileiros. Arranjo notadamente caracterizado por um centro urbano consolidado com alto poder socioeconômico e setores regionais periféricos de elevada densidade populacional e de média e baixa renda (DA GUIA e CIDADE, 2010). A Fig. 1 ilustra a distribuição espacial de renda média no DF por RA com base na classificação socioeconômica adotada pela Companhia de Planejamento do Distrito Federal (CODEPLAN, 2019).

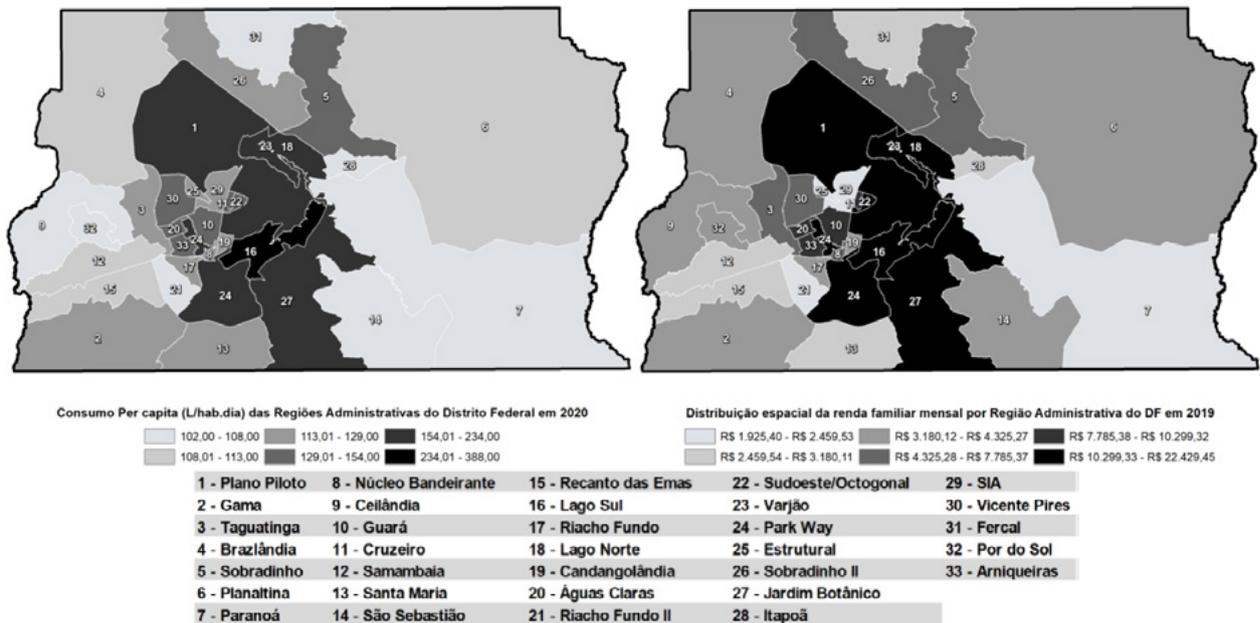


Figura 1 - Distribuição espacial do consumo per capita por Região Administrativa no Distrito Federal, segundo Adasa (2021), e da renda média familiar, segundo Codeplan (2019). Fonte: Elaborado pelos autores (2021)

As RAs integrantes de cada classe socioeconômica são:

- **Alta renda** - Plano Piloto, Jardim Botânico, Lago Norte, Lago Sul, Park Way, Sudoeste/Octogonal, com renda domiciliar média de R\$ 15.635,00;
- **Média-alta renda** - Águas Claras, Candangolândia, Cruzeiro, Gama, Guará, Núcleo Bandeirante, Sobradinho, Sobradinho II, Taguatinga e Vicente Pires, com renda domiciliar média de R\$ 7.321,00;
- **Média-baixa renda** - Brazlândia, Ceilândia, Planaltina, Riacho Fundo, Riacho Fundo II, SIA, Samambaia, Santa Maria e São Sebastião, com renda domiciliar média de R\$ 3.123,00;
- **Baixa renda** - Fercal, Itapoã, Paranoá, Recanto das Emas, SCIA-Estrutural e Varjão, com renda domiciliar média de R\$ 2.476,00.

2.2 Caracterização e evolução da estrutura tarifária da CAESB

O serviço de água e esgoto do DF é fornecido pela CAESB, sociedade de economia mista que atua no DF desde 1969. As análises realizadas no presente trabalho consideraram a política tarifária vigente até maio de 2020 que tem como princípio o uso de blocos crescentes de consumo, aplicação de uma tarifa mínima e diferenciação em categorias de usuário. Para aferição da tarifa, a companhia classificou os usuários de acordo com o uso da água em comercial, industrial, público e residencial, sendo este último o foco deste trabalho.

Como forma de expandir e viabilizar o acesso aos usuários residenciais de baixa renda, aplicava-se até maio de 2020 a denominada Tarifa Popular, que recebe um percentual de desconto em re-

lação à tarifa residencial “Normal” de 25% para consumo de até 25 m³ e de 10% para consumo entre 26 e 35 m³.

Cada categoria de usuário possui sua respectiva tabela de preços por volume de água faturada (R\$/m³), sendo os preços aos usuários residenciais mais acessíveis que os preços aos demais usuários. Adicionalmente, adota-se o princípio de progressividade tarifária para determinação da tarifa.

A progressividade tarifária é um método de cálculo a qual “penaliza” os usuários com maior consumo como forma de promover o uso racional por meio de um aumento no preço da unidade volumétrica consumida. Com base em sua tabela de preços, à medida que o consumo aumenta, o metro cúbico faturado de água se torna mais caro.

A cobrança pelo serviço de coleta e tratamento de águas residuárias é realizada com base no volume de água consumido, sendo adotado um acréscimo sobre o valor tarifa de água em função do sistema de esgotamento adotado no imóvel.

Portanto, a tarifa é calculada a partir do somatório das contribuições de água e esgoto, salvo se o consumo aferido fosse inferior a 10 m³. Nesse caso, a tarifa praticada era correspon-

dente ao volume de 10m³, sendo denominada de tarifa mínima.

Durante o período entre 2013 e 2020, a agência reguladora aprovou 8 reajustes tarifários que foram aplicados igualmente para todos os usuários em todas as faixas de consumo. A Tabela 1 apresenta os percentuais aplicados e os respectivos períodos de vigência.

Tabela 1 - Reajustes aplicados na tarifa de água e esgoto da Caesb entre 2013 e 2020.

Período	Reajuste aplicado na Tarifa(1)
03/2013 - 02/2014	9,5%
03/2014 - 02/2015	7,4%
03/2015 - 12/2015	16,2%
01/2016 - 05/2016	2,7%
06/2016 - 05/2017	8,0%
06/2017 - 05/2018	3,1%
06/2018 - 03/2019	0,0%
04/2019 - 05/2019	2,99%
06/2019 - 05/2020	3,45%

Fonte: ADASA, 2013¹; ADASA, 2014²; ADASA, 2015³; ADASA, 2016⁴; ADASA, 2017⁵; ADASA, 2019b⁶

Em vigência desde 1º de Junho de 2020, a reestruturação tarifária proposta por Adasa (2019) teve por objetivo aperfeiçoar o modelo de cobrança e adequá-lo aos normativos legais. O quadro 2 apresenta as principais críticas apontadas, justificativas e soluções apontadas por Adasa (2019) para concepção da nova estrutura tarifária.

Tabela 2 - Critérios a serem avaliados para nova estrutura tarifária, segundo Adasa (2019)

Críticas apontadas	Justificativa	Soluções propostas
Tarifa socialmente injusta	Existência de cobrança mediante consumo mínimo de 10 m ³ .	Adequação à Lei Distrital n° 6.272/2019 e alteração das faixas de consumo
Critérios inadequados de acesso à tarifa popular	Necessidade de critérios socioeconômicos mais apropriados e compatibilização com as referências nacionais para avaliação socioeconômica	Considerar como critério de seleção o cadastro no sistema CadÚnico e ser beneficiário do Bolsa Família
Inadequada distribuição do subsídio cruzado	A estrutura atual possui pouca equidade, beneficiando os usuários que consomem entre 6 e 27 m ³ /mês	Nova distribuição das faixas de consumo e alteração dos parâmetros de aferição da tarifa

Com base nas soluções propostas por Adasa (2019), a nova política tarifária extinguiu o uso da tarifa mínima. Assim sendo, a estrutura atualizada passou a utilizar um valor de tarifa fixa independente do consumo na unidade aplicada

a cada serviço prestado, que varia de acordo com a categoria de usuário.

Essa tarifa fixa é adicionada à tarifa variável calculada de acordo com o volume consumo com

uso de preços diferenciados em blocos de consumo. Busca-se incentivar o uso racional da água mesmo em faixas de volumes de baixo consumo.

A progressão tarifária se manteve distribuída em 6 níveis para os usuários residenciais e passou de 2 para 5 faixas de consumo dos usuários não residenciais. Entretanto, houve maior segregação dos primeiros níveis de consumo, nos quais estão contidos mais de 90% dos usuários residenciais, e ampliação do desconto da tarifa popular, renomeada para Tarifa Social, que passou para 50% até o consumo mensal de 30 m³.

As novas distribuições nas faixas de consumo e as respectivas alterações na tarifa buscaram alterar as disposições de subsídio, tornando a estrutura tarifária mais justa socialmente.

Por último, as alterações nos critérios para concessão do benefício da Tarifa Social permitiram a ampliação significativa do benefício, passando de cerca de 3 mil beneficiários para aproximadamente 70 mil, conforme apontado por Adasa (2019a) e CAESB (2021).

2.3 Simulação do balanço financeiro mediante operação do serviço

Para avaliação do alcance dos objetivos, foi desenvolvida uma simulação simplificada do balanço financeiro mensal da Caesb, com as demonstrações médias de receitas e despesas do prestador, por região administrativa (RA). Foram reunidos os seguintes dados de entrada:

- i. Renda domiciliar mensal média e classe socioeconômica das RAs entre 2013 e 2019 (Codeplan, 2013; Codeplan 2019);
- ii. Informações de consumo mensal dos domicílios e das RAs, disponibilizadas pela Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (Adasa) por meio do

Serviço Informações ao Cidadão (SIC), entre Janeiro/13 e Abril/20;

- iii. Estrutura tarifária adotada pela companhia, entre Janeiro/13 e Abril/20;
- iv. Informações operacionais da companhia sobre o serviço de coleta e tratamento dos esgotos gerados, com base nos indicadores IN015 (índice de coleta de esgotos) e IN016 (índice de tratamento de esgotos) do SNIS, entre Janeiro/13 e Abril/20;

Com base nos dados de entrada, foram realizadas simulações de indicadores técnicos e financeiros. A primeira tem o intuito de determinar o consumo médio mensal em cada RA em cada ano de simulação. A segunda, por sua vez, busca simular as tarifas médias relacionadas aos respectivos consumos apurados e os custos relacionados à exploração dos serviços.

Para cômputo do consumo médio mensal por domicílio em cada RA foi considerada a média com base no volume total mensal consumido e o número de unidades de consumo na RA:

$$Q_{med} \left(\frac{m^3}{mês} \right) = \frac{Vol. \text{ água}_{cons.}}{Unidades} \quad (1)$$

Por se tratar de uma estimativa, considerou-se que o volume de esgotos gerados é o percentual do volume de água consumido que foi devidamente coletado e tratado. Para isso, foi adotada a combinação dos indicadores IN015 e IN016 do SNIS, aplicados igualmente para todas as RAs do Distrito Federal, conforme apresentado a seguir.

$$Vol_{esg}(m^3) = Vol. \text{ água}_{cons.} \cdot IN015 \cdot IN016 \quad (2)$$

A tarifa foi aferida a partir da combinação entre o consumo médio e a tabela de preços do prestador, considerando os reajustes e a progressividade tarifária de cada usuário. Ademais, foi

acrescentado o percentual de 100% para fins de contribuição da tarifa de esgoto.

$$Tarifa(R\$) = \left(\sum_i^n Vc_i \cdot T_i \right) * 2 \quad (3)$$

Sendo,

i = faixas de consumo;

n = número de faixas de consumo aplicadas;

Vc_i = Volume consumido na respectiva faixa de consumo i (m^3);

T_i = Tarifa da respectiva faixa de consumo i ($R\$/m^3$)

O custo de exploração representa a despesa relativa à exploração do serviço de água e esgoto. Para isso, apurou-se o volume de esgoto como o produto entre o volume de água e os percentuais de coleta (IN015) e tratamento de esgotos (IN016).

Posteriormente, considerou-se o indicador IN026 do SNIS que apura a despesa de exploração por m^3 faturado, que representa o custo médio, em $R\$/m^3$, necessários para provisão dos serviços de água e esgoto.

$$Vol_{esg} = IN015 \cdot IN016 \cdot Vol_{\acute{a}gua_{cons}}$$

$$Vol_{faturado} = Vol_{\acute{a}gua_{cons}} + Vol_{esg}$$

$$Custo(R\$) = Vol_{faturado} \cdot IN026 \quad (4)$$

A partir das informações simuladas foi apurado o somatório de receitas e despesas mensais por RA e o balanço (saldo) pela prestação dos serviços no período.

$$Receita_j(R\$) = \sum_{r=1}^{33} \sum_{i=1}^{12} Tarifa_{r,i}$$

$$Despesa_j(R\$) = \sum_{r=1}^{33} \sum_{i=1}^{12} Custo_{r,i}$$

$$Balanço_j(R\$) = Receita_j - Despesa_j \quad (5)$$

Sendo,

i = mês (1, 2, 3, ..., 12);

j = ano (2013, 2014, ..., 2020);

r = RA (1, 2, 3, ..., 33).

Ademais, verificou-se o Índice de Comprometimento de Renda (ICR) médio mensal de cada RA, que avalia o percentual de representação da tarifa na renda média domiciliar.

$$ICR_{ij}(\%) = \frac{Tarifa_{ij}}{Renda_{dom,j}} \quad (6)$$

Sendo,

i = mês (1, 2, 3, ..., 12);

j = ano (2013, 2014, ..., 2020);

Para fins de avaliação entre os anos da série histórica, os valores apurados de ordem econômica foram atualizados segundo o IPCA para Abril de 2020.

Em que pesem as bases de dados disponíveis, foram consideradas as seguintes hipóteses simplificadoras:

- i. Inexistência de inadimplência e de domicílios atendidos pelo benefício da tarifa social;
- ii. Inexistência de custos distintos à exploração dos serviços, tais como dívidas, depreciações e amortizações e de aporte de recursos financeiros distintos da tarifa;
- iii. Igualdade de atendimento entre usuários, em quantidade e qualidade do serviço, sem que haja mudanças nos hábitos de consumo, como adoção por de outras fontes de água distintas da companhia.

2.4 Concepção dos cenários de subsídio e equidade

A partir do balanço simulado e com base nos resultados de comprometimento de renda (tópico 2.4), foi realizado um estudo prospectivo que pudesse avaliar potenciais cenários de estruturação

tarifária que favorecessem um serviço mais equitativo de acesso entre os usuários residenciais.

Assim sendo, foram realizadas aplicações de reajustes tarifários hipotéticos na estrutura tarifária da concessionária apenas nas RA de classe socioeconômica alta e média-alta (tópico 2.1), considerando o consumo apurado em 2019. As receitas das demais RA de classe baixa e média-baixa não sofreram reajustes. Os percentuais aplicados estão descritos no Tabela 3.

Tabela 3 - Reajustes aplicados na estrutura tarifária para desenvolvimento dos cenários

Cenários	Reajuste aplicado
Cenário 1	2,5% na 1ª faixa de consumo (0 a 7 m³)
	4,5% na 2ª faixa de consumo (8 a 13 m³)
Cenário 2	3,1% na 1ª faixa de consumo (0 a 7 m³)
	5,1% na 2ª faixa de consumo (8 a 13 m³)
Cenário 3	3,6% na 1ª faixa de consumo (0 a 7 m³)
	5,5% na 2ª faixa de consumo (8 a 13 m³)
Cenário 4	5,0% na 1ª faixa de consumo (0 a 7 m³)
	9,0% na 2ª faixa de consumo (8 a 13 m³)

A partir dos ajustes realizados apurou-se um somatório de receitas distinto e superior ao simulado anteriormente, uma vez que os reajustes tornam as faixas de consumo mais onerosas aos usuários residenciais de classe alta e média-alta.

$$\text{Saldo (R\$)} = \text{Receita}_{cen} - \text{Receita}_{2019} \quad (7)$$

Considerou-se que todo saldo excedente gerado será revertido em descontos nas tarifas com vistas a torná-la menos onerosas aos usuários mais pobres, que será denominado neste trabalho de “desconto de equidade”. Nesse trabalho, sugere-se que o referido desconto não seja aplicado aos usuários que já possuem acesso ao benefício da tarifa social, para que não incorra em duplicidade de política social dentro do mesmo objeto e público alvo.

Segundo Adasa (2019a), o quantitativo aproximado de usuários que se enquadram para o benefício da tarifa social é de 70 mil domicílios, então deduziu-se esse quantitativo do total de domicílios das RA de baixa renda e distribuiu-se a eles 80% do saldo excedente. Os 20% restante foram distribuídos entre os domicílios das RA de média-baixa renda.

$$\begin{aligned} \text{Dom}_{B.R.-2019} &= \text{Dom}_{B.R.-2019} - 70.000 \\ \text{Desc}_{B.R.} \left(\frac{\text{R\$}}{\text{Dom. mês}} \right) &= \frac{0,8 \cdot \text{Saldo} / 12}{\text{Dom}_{B.R.-2019}} \\ \text{Desc}_{M.B.R.} \left(\frac{\text{R\$}}{\text{Dom. mês}} \right) &= \frac{0,2 \cdot \text{Saldo} / 12}{\text{Dom}_{M.B.R.-2019}} \quad (8) \end{aligned}$$

Sendo,

$\text{Dom}_{B.R.-2019}$ = Número de domicílios de baixa renda em 2019;

$\text{Dom}_{M.B.R.-2019}$ = Número de domicílios de média-baixa renda em 2019;

$\text{Desc}_{B.R.}$ = Desconto aplicado na tarifa dos usuários de baixa renda;

$\text{Desc}_{M.B.R.}$ = Desconto aplicado na tarifa dos usuários de média-baixa renda;

Após a aplicação do desconto, foi realizada uma avaliação para perceber o impacto do “desconto de equidade” sobre o comprometimento de renda de todos os usuários.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com produção média anual de aproximadamente 158 milhões de m³ de água no DF, o serviço ofertado é destinado majoritariamente para os usuários residenciais, seguidos dos comerciais, públicos e industriais.

Representando cerca de 83% do volume ofertado, o consumo residencial anual observado foi, em média, acima de 130 milhões de m³ de água e gera cerca de 103 milhões de m³ de esgoto.

O consumo médio domiciliar mensal no DF entre 2013 e 2019 é inferior a 12 m³. Destaca-se que esse período inclui a fase pós crise hídrica, em que foi observada uma redução no padrão de consumo residencial em torno de 10% no DF.

Em comparação com as informações apuradas pelo SNIS, por meio dos indicadores FN001 (Receita Operacional Direta) e FN015 (Despesas de Exploração), entre 2013 e 2019, os resultados simulados apresentaram uma diferença média de 16% para as receitas e 14% para as despesas.

Em que pesem as variações observadas e a estrutura tarifária do prestador, por tratar de valores médios, a maioria dos domicílios (54%) exibiu valores de tarifas médias praticadas próximas ao mínimo faturado de 10m³, suavizando, portanto, a progressividade tarifária em função do consumo, gerando, por sua vez, valores inferiores aos declarados pelo prestador.

Em relação às despesas, as variações observadas podem estar relacionadas aos critérios adotados de custos médios e à simplificação de geração de volume de esgotos.

A adoção do indicador IN016 apresentou, em 2018, uma diferença de cerca de 10% em relação ao declarado pela agência reguladora (Adasa, 2019a). Ademais, as simplificações adotadas consideram um cenário ideal que não abrange, por exemplo, a geração de esgotos distinta do volume de água faturado, o que não representa necessariamente a realidade.

Isto posto, apesar das referidas discrepâncias nas simulações, os impactos observados não prejudicam as análises e observações, bem como a construção dos cenários.

3.1 Balanço pela exploração do serviço ao usuário residencial

Considerando as despesas por exploração do serviço apurado pelo indicador do SNIS IN026 e a estrutura tarifária do prestador vigente, observou-se que, em média, os usuários residenciais que apresentem um consumo mensal superior a 7m³ e inferior a 18m³ são subsidiados pelos demais usuários, conforme disposto no Tabela 4.

Tabela 4 - Classificação de subsídio dos usuários residenciais do DF, entre 2013 e 2019

Período	Superavitário	Subsidiado
2013 ¹	0 a 6 m ³ e acima de 20 m ³	Entre 7 e 19 m ³
2014 ²	0 a 7 m ³ e acima de 18 m ³	Entre 8 e 17 m ³
2015 ³	0 a 7 m ³ e acima de 17 m ³	Entre 8 e 16 m ³
2016 ⁴	0 a 7 m ³ e acima de 17 m ³	Entre 8 e 16 m ³
2017 ⁵	0 a 6 m ³ e acima de 19 m ³	Entre 7 e 18 m ³
2018 ⁵	0 a 5 m ³ e acima de 26 m ³	Entre 6 e 25 m ³
2019 ⁶	0 a 7 m ³ e acima de 15 m ³	Entre 8 e 14 m ³

Fonte: ADASA, 2013¹; ADASA, 2014²; ADASA, 2015³; ADASA, 2016⁴; ADASA, 2017⁵; ADASA, 2019b⁶

Além de deter o maior percentual de consumo dentre as categorias de usuários, o consumo médio dos usuários residenciais, apurado na simulação, mostrou-se superior a 10m³ e inferior a 20, à exceção das RA Lago Sul, Lago Norte e Park Way, onde o consumo tende a ser mais elevado.

Assim sendo, os resultados demonstraram que os usuários residenciais geraram maior *déficit* em função do consumo, conforme ilustrado na Fig. 2, observado em toda série, sendo mais acentuado nos anos de enfrentamento da crise hídrica no DF, especialmente 2017 e 2018.

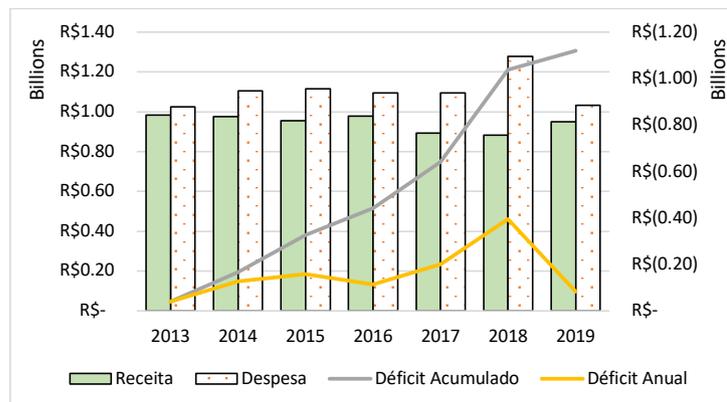


Figura 2 - Balanço financeiro resultante da prestação do serviço de água e esgoto oferecido à categoria residencial, entre 2013 e 2019

Todavia, a existência do referido saldo deficitário para a classe de usuários residências não constitui um desequilíbrio financeiro ao prestador, uma vez que outras categoriais (comerciais e industriais) possuem saldo positivo capaz de subsidiar o balanço negativo observado.

Em relação às classes socioeconômicas, à exceção de RA de classe alta, todas as classes apresentaram *déficit*, sobretudo a partir de 2016.

A condição de saldo superavitário observado na referida classe está diretamente relacionada às especificidades construtivas dos domicílios e dos hábitos de consumo, que proporcionam um uso

mais intenso do recurso hídrico. Tais condições se demonstraram presentes especialmente nas RAs Lago Norte, Lago Sul e Park Way.

Entretanto, constatam-se algumas regiões também de classe alta, tais como as RAs Plano Piloto, Sudoeste e Noroeste, que são formadas, em sua maioria, por unidades habitacionais menores e que tendem a consumir até 15m³, o que representaria, em valores médios, a presença de subsídio.

Observou-se que dentre as classes socioeconômicas apenas a classe alta estaria subsidiando e as demais sendo subsidiadas, conforme exposto na Tabela 5.

Tabela 5 - Distribuição das receitas e despesas pelo serviço de água e esgoto e proporção dos domicílios atendidos pela concessionária, segundo a classe socioeconômica, entre 2013 e 2019

Classe socioeconômica	Proporção da Receita	Proporção da despesa	Proporção da dos domicílios
Alta	28%	23%	15%
Média-alta	34%	35%	33%
Média-baixa	32%	35%	43%
Baixa	7%	8%	8%

Os usuários industriais, que representam a menor parcela de consumo, apresentaram, de acordo com os resultados da simulação, um saldo R\$ 62,5 milhões, com limites entre R\$ 12,5 milhões, em 2013, e R\$ 4,7 milhões, em 2018.

Os usuários comerciais e públicos, aglutinados em função da mesma estrutura tarifária, apresenta-

ram, para o mesmo período, um saldo de R\$ 2,05 bilhões de reais, com limites entre R\$ 356 milhões e R\$ 196 milhões, nos mesmos anos observados.

Logo, os usuários residenciais, que representam o maior consumo volumétrico de água ofertada pela companhia, tiveram seu consumo subsidiado pelos demais usuários do sistema em praticamen-

te toda a simulação, demonstrando-se fundamentais para o equilíbrio financeiro do prestador.

3.2 Comprometimento de renda dos usuários

A capacidade de pagamento pelo serviço é um dos princípios fundamentais para a universalização do atendimento com qualidade e regularidade.

Elevados índices de comprometimento da renda do usuário para pagamento da tarifa tendem a provocar o aumento de inadimplência e ocorrência de ligações irregulares, sendo prejudicial tanto para o prestador como para os usuários.

Para que sejam alcançados os objetivos para o desenvolvimento do milênio em relação ao acesso à água, a Organização das Nações Unidas indica que os custos pelo serviço de água não sejam superiores a 3% dos rendimentos das famílias (PNUD, 2006), e de 5%, considerando água e esgoto (ONU, 2016).

Com vistas a verificar os percentuais praticados aos domicílios do DF, apurou-se o Índice de Comprometimento de Renda (ICR), que representa a relação entre o valor da tarifa e o rendimento domiciliar médio mensal.

Para isso, foram calculados os resultados de ICR entre o período de 2013 a 2019, bem como uma estimativa do ICR aplicado à nova estrutura tarifária vigente desde Junho de 2020, considerando os consumos e rendas domiciliares aferidas em 2019.

O ICR médio mensal observado se demonstrou inferior ao percentual recomendado pela ONU, sendo em média inferior a 2,0%, considerando os serviços de água e esgoto. Uma vez que valores médios tendem a mascarar a presença de valores extremos, observou-se uma significativa diferença entre as distintas classes socioeconômicas representadas no presente trabalho em RA de caracterização socioeconômica díspares.

As RAs de classe alta e média-alta apresentaram um ICR médio próximo a 1%, enquanto as RAs de classe baixa e média-baixa apresentaram ICR mais elevados e próximos a 2% e 3%, respectivamente. Ademais, observaram-se, em algumas localidades, percentuais acima de 3%, como nas RAs Estrutural e Fercal.

Ao considerar o subsídio da tarifa social praticado aos usuários de baixa renda até maio de 2020, mesmo aplicando os descontos ofertados, o ICR médio das famílias de baixa renda estariam próximos a 2,0%, bem acima dos percentuais observados para as famílias de alta e média-alta renda.

3.2.1 Comprometimento de renda e a nova estrutura tarifária

A partir da reestruturação tarifária, e aplicando os consumos registrados em 2019, observou-se que a nova tarifa se tornou mais onerosa aos usuários.

Apesar de tal observação, credita-se o resultado à adoção da metodologia de avaliação por valores médios de consumo, uma vez que por conta do referido procedimento não foi possível observar consumos mensais inferiores a 9 metros cúbicos.

Assim sendo, todas as RA que possuíam um consumo médio próximo a 10 m³, e, portanto, concentravam-se substancialmente na primeira faixa de consumo (0 a 10m³), passaram a ter mais representatividade na segunda faixa da nova estrutura tarifária, correspondente ao consumo entre 8 e 13 m³, tornando assim a tarifa mais onerosa.

Conforme observado na Fig. 3, considerando o consumo médio das RA e o custo médio apurado para o mesmo ano, o valor do m³ faturado de água pela estrutura tarifária antiga era mais em conta aos usuários residenciais quando o consumo estava entre 8 e 13 m³ que corresponde exatamente ao consumo médio de todas as RA, a exceção das localidades Lago Sul, Lago Norte, Jardim Botânico, Park Way e Vicente Pires.

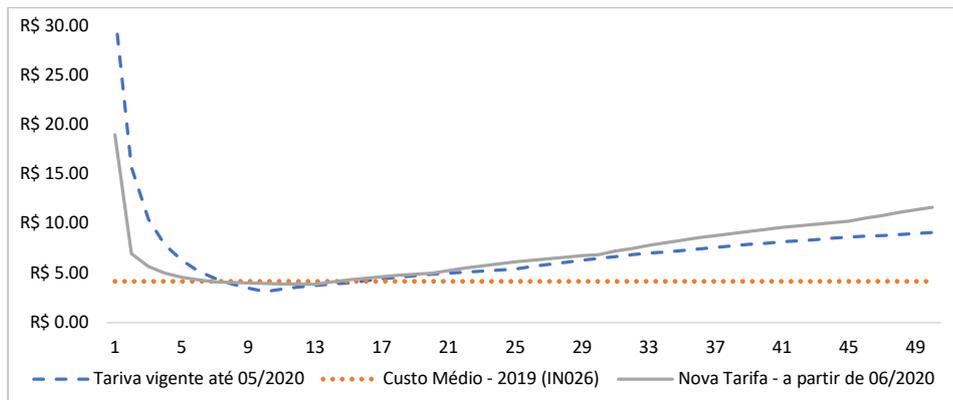


Figura 3 - Valor médio do m³ de água faturado em função do consumo mensal apurado, considerando a estrutura tarifária vigente até Maio de 2020 e a estrutura tarifária atual.

Assim sendo, a adoção da nova estrutura tarifária trouxe, em valores médios, um acréscimo de comprometimento de renda especialmente nas RA que consomem entre 9 e 11 m³. Dentre essas

localidades, destacam-se as RA de baixa renda que sofreram impactos negativos em comparação com as localidades alta renda, conforme apresentado na Fig. 4.

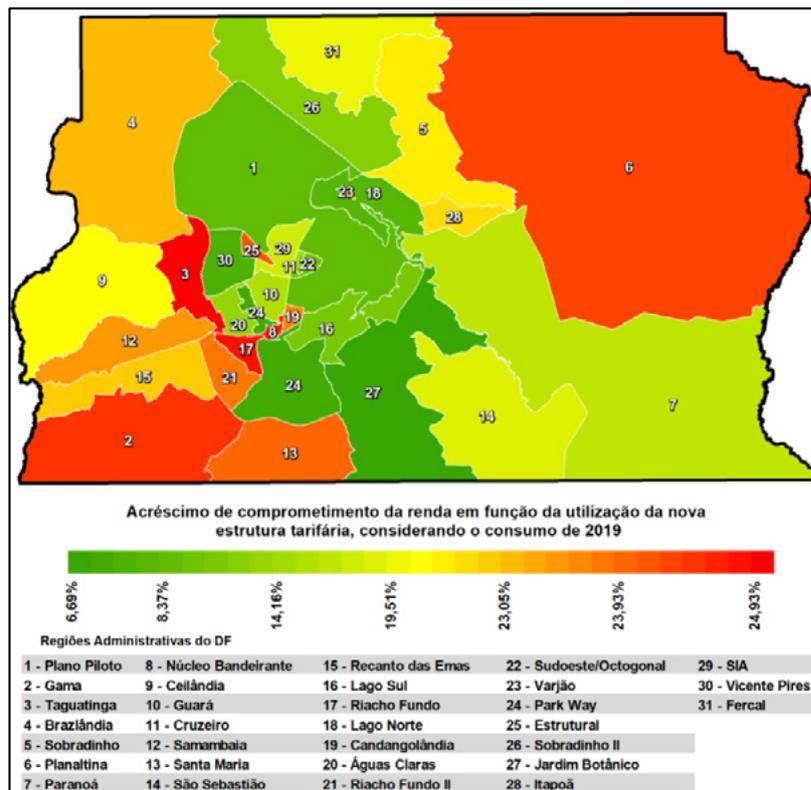


Figura 4 - Acréscimo de comprometimento de renda em função da adoção da nova estrutura tarifária, valores em percentual (%)

3.3 Cenários de subsídio por regionalização socioeconômica

Dentro de um esforço para contribuir com reflexões no contexto da reestruturação tarifária em andamento no DF, o presente estudo propôs e avaliou cenários de estrutura de tarifa que pudessem promover uma distribuição de subsídios entre RAs, considerando que internamente essas regiões apresentam considerável homogeneidade socioeconômica, uma particularidade apresentada pelo DF, enquanto uma comparação socioeconômica inter-regional pode apresentar disparidades de renda considerável.

Com base nos resultados de ICR praticados com as classes socioeconômicas e nas políticas sociais às populações de baixa renda, foram construídos 3 cenários para avaliar a oportunidade de subsídio entre os usuários residenciais.

Deste modo, os cenários de subsídio buscarão um novo ambiente de equilíbrio com menores índices de ICR das localidades de baixa e média-baixa renda, proporcionando uma tarifa com desdobramentos mais homogêneo entre as di-

versas classes econômicas sem que prejudique a sustentabilidade financeira do prestador.

Haja vista lógica de subsídio, os cenários propostos não alterariam o balanço financeiro simulado anteriormente, portanto todo o acréscimo de receita gerado por um incremento nas famílias de alta e média-alta seria automaticamente compensado pela redução da receita das famílias de baixa ou média-baixa renda.

Para validação das proposições, é pertinente considerar que todas as despesas simuladas serão as mesmas, assim como as receitas provenientes dos usuários não residenciais, uma vez que não se aplicam as hipóteses de equidade e injustiça social.

Considerou-se também que o acréscimo de comprometimento de renda não poderia ser demasiado, uma vez que tornaria a tarifa muito onerosa aos usuários de classe alta e média-alta tornando-se alvo de possíveis contestações.

Ademais, o desconto de equidade não poderia ser elevado, uma vez que um dos objetivos da tarifa é proporcionar o uso racional da água. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos pelos cenários propostos.

Tabela 6 - Saldo excedente a partir dos reajustes propostos pelos cenários e descontos mensais de equidade aplicados aos domicílios de baixa e média-baixa renda domiciliar

Cenários	Saldo Excedente (milhões de R\$)	Desconto por domicílio de baixa renda	Desconto por domicílio de média-baixa renda
Cenário 1	15,524	R\$ 11,12	R\$ 2,60
Cenário 2	18,289	R\$ 13,10	R\$ 3,06
Cenário 3	20,394	R\$ 14,61	R\$ 3,41
Cenário 4	31,048	R\$ 22,24	R\$ 5,20

Considerando os descontos apresentados pelas projeções, apesar de serem significativos, os descontos dos cenários 1 e 2, sobretudo para as localidades de média-baixa renda não seriam suficientes para apresentarem significativos impactos de equidade de comprometimento de renda.

O cenário 4, por outro lado, apesar de trazer um desconto significativo, poderia gerar acréscimo nos preços da tarifa superior a 5%, o que poderia ser alvo de questionamentos pelos usuários das classes que estariam subsidiando o desconto. Assim sendo, o cenário 3 apresentou resultados mais favoráveis diante dos objetivos pretendidos conforme ilustrado na Fig. 5.

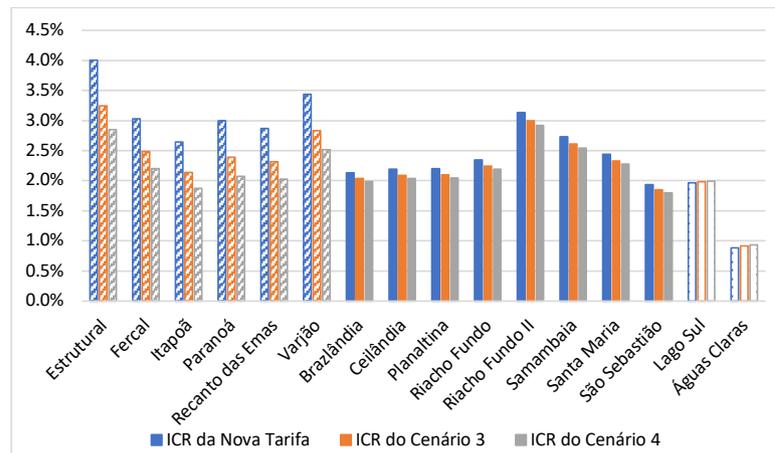


Figura 5 - Comparativo do comprometimento de renda dos domicílios de baixa (hachurado) e média-baixa renda em função dos cenários adotados, e a exemplificação dos domicílios de alta renda (Lago Sul) e média-alta renda (Águas Claras) mais impactados pelos cenários

A reestruturação tarifária, apesar de demonstrar avanços significativos para a ampliação do acesso e redução das injustiças, não foi capaz de trazer um ponto de equilíbrio financeiro no qual os usuários de baixa renda tivessem um comprometimento próximo aos dos usuários de alta renda. A Fig. 6 evidencia que nos bairros mais pobres o ICR médio da tarifa ficou próximo ou superior à 3%, como destacado nas RAs Estrutural, Varjão e Riacho Fundo II.

Considerar o comprometimento de renda na composição da estrutura tarifária é fundamental para garantir que a universalização não seja alcançada por questões de acessibilidade. De acordo com a ONU (PNUD, 2006), é necessário que o recurso para o pagamento dos serviços de água não comprometa mais do que 3% da renda familiar.

As políticas de subsídio entre os usuários, tais como foram avaliadas nos cenários, poderiam contribuir para que os custos incorridos pelo serviço não fossem superiores à sua capacidade de pagamento, gerando um ambiente o qual os direitos humanos de acesso à água seriam eventualmente desrespeitados.

3.4 Cenário com inclusão do direito humano à água (C5)

Para garantia mínima da qualidade de vida e satisfação das necessidades básicas de saúde, é estimado que cada pessoa necessitará de um volume diário de água entre 50 e 100 L/hab.dia (BORN, 2000; ONU, 2016). Para construção do cenário de água como direito, foi considerado o patamar de consumo de 70L/hab.dia como básico para condições de saúde e higiene, resultando num consumo de cerca de 7 m³ mensal.

O cenário de acesso à água como direito humano foi construído considerando a isenção dos primeiros 7 m³ de consumo de água na tarifa de todas as famílias do DF. A diferença financeira percebida foi igualmente distribuída por meio de aumento nos preços das demais faixas de consumo, de tal modo a manter o balanço financeiro do prestador no mesmo patamar registrado em 2019.

Logo, considerando a estrutura tarifária vigente, a quantia relativa ao direito humano de acesso à água seria de até R\$ 20,93. Considerando o consumo médio de 2019 do DF, essa quantia seria aproximadamente de R\$ 254 milhões, e se caso

fosse adotada, o reajuste igualitário nas demais faixas de consumo seria em média de 66,32%. A

Tabela 7 apresenta a estrutura tarifária vigente e a simulada para esse cenário.

Tabela 7 - Estrutura tarifária vigente do usuário residencial padrão até maio de 2021 e a estrutura tarifária simulada para o cenário com inclusão do direito humano à água

Faixa de consumo (m ³)	Valor Fixo (R\$)	Alíquota da faixa da tarifa vigente (R\$/m ³)	Alíquota do Cenário 5 (R\$/m ³)
0 a 7	8,00	2,99	0,00
8 a 13		3,59	5,97
14 a 20		7,10	11,81
21 a 30		10,66	17,73
31 a 45		17,05	28,36
Acima de 45		23,87	39,70

Verificou-se uma redução no comprometimento da renda das classes Média-Alta, Média-Baixa e Baixa em torno de 2%, 11,81% e 12,16%, respectivamente. Apesar de não representar um ganho significativo na distribuição mais igualitária do comprometimento da renda, tem-se que considerar que para esse cenário está valendo a isenção do volume referente às condições básicas de saúde e higiene.

Em termos populacionais, o cenário beneficiaria cerca de 2,65 milhões habitantes que somam cerca de 84% da população do DF ou 1,48 milhões (47% da população) se considerar RAs de média-baixa e baixa renda. Por outro lado, as RAs de classe alta, por apresentarem um consumo maior, teriam um acréscimo médio no comprometimento de renda (21%), conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Tarifa de água e esgoto e ICR médios de referência (tarifa vigente) e tarifa e ICR simulados para o cenário com inclusão do direito humano à água

Classe	Tarifa de Referência	Tarifa do Cenário	ICR de Referência	ICR do Cenário
Alta	R\$135,05	R\$165,32	0,81%	0,98%
Média-Alta	R\$87,39	R\$86,04	1,26%	1,23%
Média-baixa	R\$87,61	R\$77,10	2,71%	2,39%
Baixa	R\$75,57	R\$66,39	2,96%	2,60%

Em comparação aos cenários de subsídio, o Cenário 5 gerou o maior desconto para as populações mais pobres, sobretudo nas RAs que apresentaram o ICR acima de 3%.

Por outro lado, apesar de apresentar um comprometimento médio na classe inferior à 1%, a ado-

ção do Cenário 5 gerou os maiores patamares de incremento de tarifa, conforme ilustrado na Fig. 6, uma vez que o consumo em algumas RAs de classe alta é bem superior à 7m³, como o caso da RA Lago Sul onde o consumo médio mensal domiciliar é de 30 m.

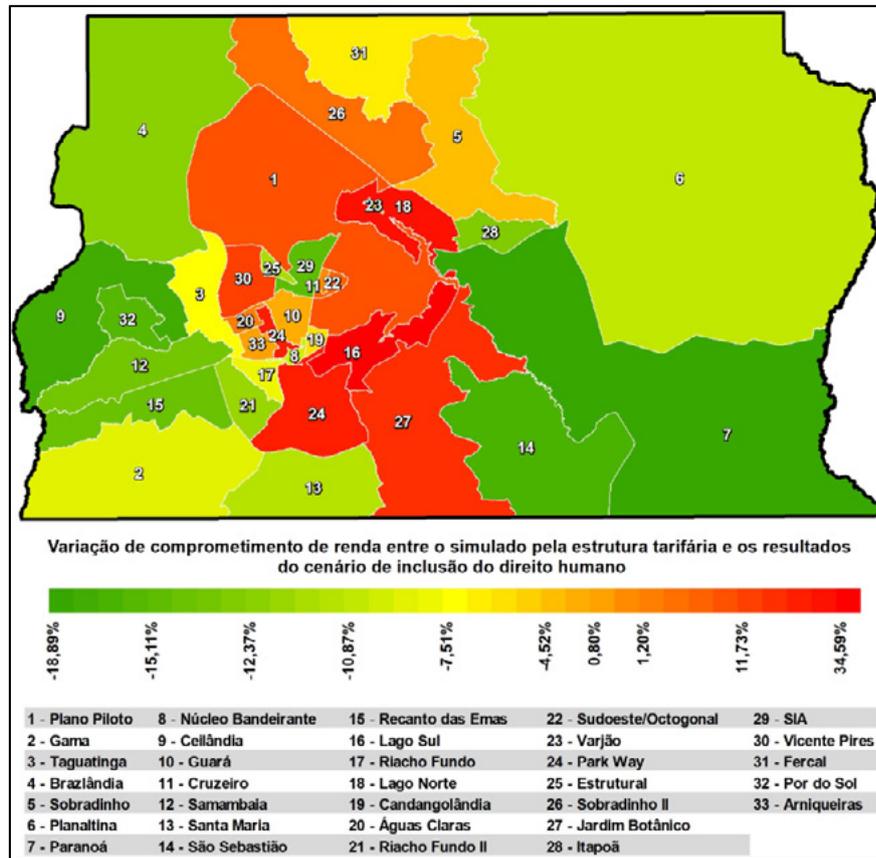


Figura 6 - Variação percentual de comprometimento de renda entre o simulado pela estrutura tarifária e os resultados do cenário de inclusão do direito humano por RA

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho analisou as desigualdades de acesso aos serviços de água e esgoto vivenciados pela população no Distrito Federal do Brasil (DFB) quando analisados dentro da perspectiva do comprometimento de renda média familiar. A divisão político administrativa do DFB representada em Regiões Administrativas foi organizada em grupos de alta, média-alta, média-baixa e baixa renda. Com base em cenários de estruturação tarifária foram avaliados os impactos nos diferentes comprometimentos de renda para acesso aos serviços de água e esgoto (SAE).

No âmbito do DF, a tarifa atende aos limiares de comprometimento de renda recomendados pela Organização das Nações Unidas (PNUD, 2006; ONU, 2016) e os elevados índices de cobertura

apontam para um ambiente satisfatório, no que tange ao acesso aos serviços de água, embora ainda haja lacunas no acesso aos serviços de esgotamento sanitário especialmente em áreas de assentamentos precários.

Observou-se que até 31/05/2020 a estrutura tarifária da companhia não tinha condições adequadas que favorecessem o acesso aos serviços pelos usuários mais pobres, observados pelos baixos índices de acesso à política social de tarifa e os contrastes no comprometimento de renda, em comparação aos usuários com melhores condições socioeconômicas.

Todavia, a nova estrutura tarifária, atendendo aos dispositivos legais e aos princípios da justiça social e uso racional da água, apresentou um panorama mais satisfatório de acesso, oportunizando,

aos usuários mais pobres e aos que possuem o menor consumo, uma tarifa mais reduzida.

Mesmo com base em valores médios de renda e de consumo para cada RA, foi possível realizar cenários de estruturação tarifária que permitiram analisar possíveis alternativas de redução do impacto do comprometimento de renda familiar das camadas sociais menos favorecidas com SAE.

Verificou-se que existem disparidades desconfortantes entre os índices de comprometimento de renda de RAs com diferentes rendas familiares. RAs de baixa renda como Estrutural e Fercal chegaram a apresentar ICR acima de 3% na tarifa vigente no DFB, enquanto RAs de média-alta e alta renda apresentaram ICR em torno de 1%. Apesar das diferenças de renda contribuírem fortemente para tais disparidades, verificou-se que é possível gerar cenários em que tais disparidades sejam amenizadas.

Para o cenário em que toda população tivesse acesso a 7m³ mensal sem custo, definido como cenário de direito humano ao acesso a água, verificou-se uma redução no comprometimento da renda das classes Média-Alta, Média-Baixa e Baixa em torno de 2%, 11,81% e 12,16%, respectivamente. Referidas reduções são custeadas pelo aumento nas tarifas de RAs de alta renda, que mesmo assim apresentaram comprometimento de renda inferior a 1%.

Com base nos resultados observados, do ponto de vista socioeconômico, o modelo subsídio proposto se demonstrou favorável. Além do excedente de recursos, que poderiam ser aplicados para custeio das políticas sociais, a metodologia proposta poderá contribuir para reduzir as disparidades de acesso aos serviços de saneamento e alcance da universalização.

Por fim, é recomendável que outros estudos prospectivos sejam realizados com utilização de dados de consumo estratificados em faixas de

consumo a fim de melhor representar as variações de tarifa nas RAs.

5 AGRADECIMENTOS

À Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal pela disponibilização das informações utilizadas no estudo. Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento de estudo concedido ao autor.

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

7 REFERÊNCIAS

- ADASA, 2011. **Resolução nº 14 de 27 de Outubro de 2011.** Estabelece as condições da prestação e utilização dos serviços públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário do Distrito Federal.
- ADASA, 2013. **Resolução nº 02, de 28 de Janeiro de 2013.** Homologa o Reajuste Tarifário Anual de março de 2013, e dá outras providências.
- ADASA, 2014. **Resolução nº 01, de 29 de Janeiro de 2014.** Homologa o Reajuste Tarifário Anual de março de 2014, e dá outras providências.
- ADASA, 2015. **Resolução nº 01, de 29 de Janeiro de 2015.** Homologa o Reajuste Tarifário Anual de março de 2015, e dá outras providências.
- ADASA, 2016. **Resolução nº 05, de 28 de Abril de 2016.** Homologa os resultados finais da 2ª Revisão Periódica das tarifas dos serviços públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário prestados pela Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal – CAESB e dá outras providências.
- ADASA. **Resolução nº 17 de 07 de Outubro de 2016.** Estabelece a Tarifa de Contingência para os serviços públicos de abastecimento de água do Distrito Federal, prestados pela Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal – CAESB, em virtude de situação crítica de escassez hídrica e dá outras providências.
- ADASA, 2017. **Resolução nº 07, de 28 de Abril de 2017.** Homologa o Reajuste Tarifário Anual de junho de 2017, e dá outras providências.

- ADASA, 2019a. **Análise de Impacto Regulatório (AIR) da alteração da estrutura tarifária dos serviços públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário do Distrito Federal**. 2019. Disponível em: <http://www.adasa.df.gov.br/>. Acesso em: 15/01/2020.
- ADASA, 2019b. **Resolução nº 06, de 26 de Abril de 2019**. Homologa o Reajuste Tarifário Anual de junho de 2019, e dá outras providências.
- BORN, R. H. Seguridade hídrica, comitês de bacia hidrográfica e cidadania. **Revista CEJ**, n. 12, dez. 2000. p. 63-70.
- BRASIL. Lei 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**. Brasília, DF, 2007.
- BRITTO, A. L. Tarifas sociais e justiça social no acesso aos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil. In: CASTRO, J. E.; HELLER, L.; MORAIS, M. P. (Editores). **O direito à água como política pública na América Latina: uma exploração teórica e empírica**. Brasília: Ipea, 2015. p.209-225.
- CODEPLAN – Companhia de Planejamento do Distrito Federal. **Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios**. Brasília (DF): Governo do Distrito Federal, 2019.
- COSENZO, C. L. **Tarifa social dos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Distrito Federal**. 2013. Dissertação (Mestrado em Saúde Pública) – Escola Nacional de Saúde Pública, Fundação Oswaldo Cruz, Brasília, 2013.
- CUNHA, A. S. Saneamento Básico no Brasil: Desenho Institucional e Desafios Federativos. **IPEA, Texto para Discussão 1565**. Rio de Janeiro, janeiro de 2011.
- DA GUIA, G. A.; CIDADE, L. C. F. Segregação residencial e reprodução das desigualdades socioespaciais no aglomerado urbano de Brasília. **Cadernos Metropole**, São Paulo, v. 12, n. 23, p. 145-168, 2010.
- DE ARAÚJO, F. C.; BERTUSSI, G. L. Saneamento básico no Brasil: estrutura tarifária e regulação. **Planejamento e Políticas Públicas (PPP)**, Brasília, n. 51, p. 165-202, dez. 2018.
- HENRIQUE, S. M. **A precificação dos serviços de saneamento de água e esgoto e o objetivo social**. 2017. Dissertação (Mestrado em Planejamento e Gestão Territorial), Universidade Federal do ABC, Santo André, 2017.
- IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Pesquisa de Orçamentos familiares: 2017-2018**. 2020. Disponível em: <https://sidra.ibge.gov.br/>. Acesso em 04/05/2021.
- LIMA, J. E. F. W.; COSTA, E. L.; TEIXEIRA, T. M. N.; ITONAGA, L. C. H.; ROMÃO, G. O. Demanda hídrica no Distrito Federal. In: LIMA, J. E. F. W.; FREITAS, G. K.; PINTO, M. A. T.; SALLES, P. S. B. (Editores). **Gestão da crise hídrica 2016-2018: experiências do Distrito Federal**. Brasília, DF: Adasa: CAEBS: Seagri: Emater, 2018a. p.25-33.
- LIMA, J. E. F. W.; FONSECA, S. A.; BROSTEL, R. C.; CEZAR, M. C. M. Avaliação da disponibilidade hídrica no Distrito Federal. In: LIMA, J. E. F. W.; FREITAS, G. K.; PINTO, M. A. T.; SALLES, P. S. B. (Editores). **Gestão da crise hídrica 2016-2018: experiências do Distrito Federal**. Brasília, DF: Adasa: CAEBS: Seagri: Emater, 2018a. p.37-47.
- ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS (ONU). **O Direito Humano à Água e ao Saneamento. Programa da Década da Água da ONU-Água sobre Advocacia e Comunicação (UNW-DPAC)**. 2016.
- PEREIRA, U. A.; ITONAGA, L. C. H. Infraestrutura de abastecimento de água no Distrito Federal. In: LIMA, J. E. F. W.; FREITAS, G. K.; PINTO, M. A. T.; SALLES, P. S. B. (Editores). **Gestão da crise hídrica 2016-2018: experiências do Distrito Federal**. Brasília, DF: Adasa: CAEBS: Seagri: Emater, 2018a. p.51-59.
- PNUD – Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento. **Human Development Report: Beyond scarcity: Power, Poverty, and the Global Water Crises**. New York.: PNUD, 2006. https://www.un-ilibrary.org/economic-and-social-development/human-development-report-2006_334c604b-en
- REIS, C. A. S. **O direito humano à água e a regulação do saneamento básico: Tarifa Social e acessibilidade econômica**. 2020. Dissertação (Mestrado em Administração Pública) – Escola de Governo Professor Paulo Neves de Carvalho, Fundação João Pinheiro, Belo Horizonte, 2020.
- SNIS – SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO. **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2018**. Brasília: SNSA/MCIDADES, 2019. 180 p.

Modelagem hidráulica aplicada no dimensionamento de flocculador de placas de orifícios

Hydraulic modeling applied in the flocculator sizing of orifice plates

• **Data de entrada:**
27/12/2019

• **Data de aprovação:**
19/10/2021

Antonia Samylla Oliveira Almeida^{1*} | Manoel do Vale Sales² | Marlon Vieira De Lima³ | José Capelo Neto⁴

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.075>

ORCID ID

Almeida ASO  <https://orcid.org/0000-0002-6665-8257>

Lima MV  <https://orcid.org/0000-0002-7893-7325>

Capelo Neto J  <https://orcid.org/0000-0002-7669-7153>

Resumo

A compreensão do escoamento da água através de orifícios tem sido extremamente útil para a descrição do funcionamento de importantes estruturas hidráulicas, como reservatórios e unidades componentes de Estações de Tratamento de Água (ETAs). Este trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo que possibilita a determinação de parâmetros hidráulicos essenciais para o dimensionamento de flocculadores de placas, especialmente a relação entre o alcance dos jatos (X) e a abertura da pluma (S), denominada de relação X/S . Como resultado desta pesquisa foi possível apresentar uma equação que correlaciona o número de Reynolds (na faixa de 4.000 a 18.000) e o parâmetro X/S . A faixa de número de Reynolds utilizada no modelo apresentado coincide em parte com a faixa trabalhada pelo único modelo até agora encontrado na literatura, concebido por Di Bernardo & Giorgetti (1980). Foram observadas discrepâncias entre os valores de X/S obtidos nos dois modelos, que implicam no dimensionamento do flocculador, como consequência direta das diferenças entre os valores de alcance dos jatos.

Palavras-chave: Flocculador de placas. Coeficiente de descarga. Relação X/S .

Abstract

The understanding of water flowing through orifices has been very useful to describe function of important hydraulic structures, such as reservoirs and unit components of Water Treatment Plants (WTPs). This work presents the development of a model that allows to determine two essential hydraulic parameters for a project of plate flocculators, specially the discharge coefficient (C_d) and the relation between range of jets (x) and the feather opening (S), known as the relation X/S . As result of this research, it was possible to present an equation that correlates the Reynolds number (between 4000 and 18000) and the parameter X/S . The range of Reynolds number used in this presented model matches partially the range used by the only model currently existing Di Bernardo and Giorgetti (1980). It was observed differences between the values of X/S obtained by both models, which implies in the dimensioning of the flocculator, as a direct result of the differences between the values of range of jets.

Keywords: Plates flocculator. Discharge coefficient. Relation X/S .

¹ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Sudeste de Minas Gerais - Barbacena - Minas Gerais - Brasil.

² Companhia de Água e Esgoto do Ceará - Fortaleza - Ceará - Brasil.

³ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará - Fortaleza - Ceará - Brasil.

⁴ Universidade Federal do Ceará - Fortaleza - Ceará - Brasil.

* **Autora correspondente:** samylla_17@hotmail.com.

1 INTRODUÇÃO

Com a aceleração do processo de eutrofização em diversos reservatórios (GUO et al., 2018; EL-OTIFY, 2015), intensificado pelos efeitos das mudanças climáticas (BARROS, 2018; IPCC, 2014), um crescente número de ETAs tem se tornado ineficaz na potabilização de águas superficiais (LIMA; CAPELO-NETO, 2015).

Os riscos para a saúde humana podem se tornar significativos no que concerne à ocorrência da proliferação de cianobactérias em fontes de água potável, tendo em vista que processos convencionais de tratamento de água, como coagulação, floculação, sedimentação e filtração, podem ser ineficazes na remoção de compostos dissolvidos, como cianotoxinas (FAN et al., 2014), e que diversos agentes químicos utilizados na potabilização da água, como os oxidantes (por exemplo, ozônio, cloro, permanganato de potássio e dióxido de cloro) e agentes físicos, como os elevados gradientes de velocidade da etapa de coagulação, podem causar lise celular e liberação de toxinas (ZAMYADI et al., 2011; PESTANA et al., 2019; CLEMENTE et al., 2020; OLIVEIRA et al., 2021).

Em consequência desses fatos, as companhias de saneamento brasileiras vêm buscando estratégias economicamente viáveis para adequar a água disponível com alta densidade algal aos padrões de potabilidade estabelecidos pelo Ministério da Saúde. Segundo Lima; Capelo-Neto (2015), apesar de a filtração direta ser amplamente utilizada em países em desenvolvimento como o Brasil, ela apresenta enormes limitações operacionais ao tratar águas eutrofizadas, tais como a rápida colmatação do meio filtrante, dificuldade em atingir o atual padrão de turbidez e remover precursores de subprodutos da desinfecção (ALMEIDA; LIMA, 2015; CHU et al., 2017).

Como alternativa à tecnologia de filtração direta e a ciclo completo com uso de decantadores, outras configurações são empregadas para remo-

ção de fitoplâncton, incluindo a flotação (NEW-COMBE; NICHOLSON, 2004, KIM et al., 2015; ZHANG et al., 2017), floto-filtração e a dupla filtração (DANTAS E DI BERNARDO, 2006; LIMA; CAPELO NETO, 2015). Apesar de eficientes, as tecnologias mencionadas apresentam um elevado custo de implantação, tornando sua aplicação inviável do ponto de vista econômico em países em desenvolvimento.

Nesse contexto, Chaves et al. (2015) desenvolveram um equipamento que incorpora, em um mesmo tanque, um floculador de placas de orifícios a uma câmara de flotação denominado de floco-flotador por ar dissolvido (FFAD), o qual além de demonstrar alta eficiência e robustez na remoção de cor e turbidez, diminuiu em cerca de 50% o espaço necessário quando comparado às unidades convencionais construídas individualmente.

Entretanto, tais autores (CHAVES et al., 2015) observaram uma imprecisão no modelo matemático aplicado no dimensionamento das placas de orifícios utilizada nesse tipo de floculador hidráulico (CAMP, 1961), o que inviabilizou o *up-scaling* da planta piloto experimental a uma em escala real.

Desse modo, buscando solucionar essa lacuna de conhecimento, o presente trabalho apresenta uma contribuição quanto ao estudo do comportamento do fluido em orifícios delgados de modo a possibilitar a modelagem matemática de placas de orifícios, utilizada em floculadores hidráulicos e em FFAD. Para isso, o presente estudo visa explorar os modelos utilizados na determinação da relação entre o alcance dos jatos (X) e a abertura da pluma (S), denominada de relação X/S , relacionados às dimensões dos cones formados pela passagem da água pelos orifícios da placa.

Nestes modelos, X/S apresentados na Fig. 1, trata-se de um parâmetro hidráulico relacionado ao número de Reynolds e utilizado para a determinação do gradiente de velocidade na unidade de floculação e na zona de entrada de decantadores.

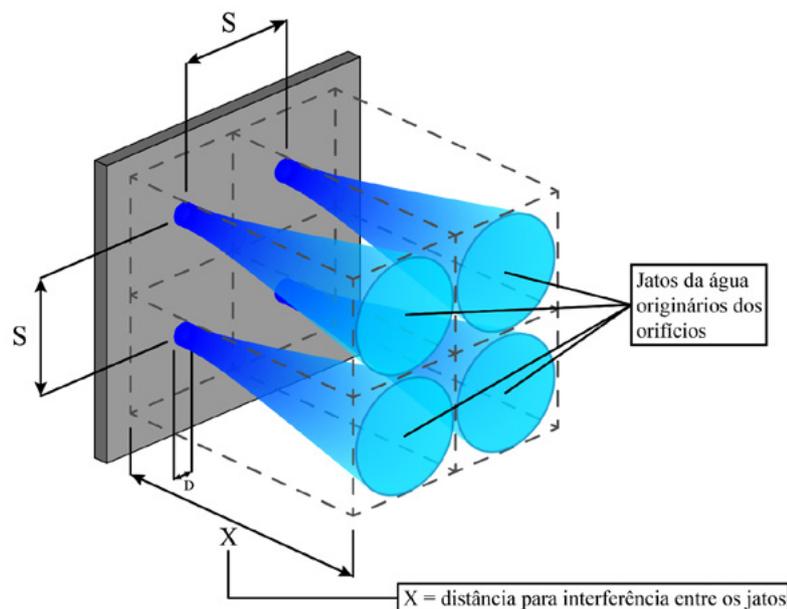


Figura 1 - Cortina distribuidora de água floculada em decantadores contendo orifícios.

Fonte: Vianna (2002).

Conforme relatos de Camp (1961), foi observado o valor de X (distância necessária para que ocorra interferência entre os jatos) e S (distância entre os orifícios) em uma série de experimentos usando corante. Neste estudo, a característica selecionada foi o gradiente de velocidade médio obtido a partir da suposição de que a carga hidráulica (H_o) imposta ao orifício é dissipada no volume dado S^2X para cada orifício. Os autores concluíram que o valor de X/S parece depender, principalmente, da velocidade de passagem do fluido pelo orifício, que nessas experiências variou de 0,1 a 1,6 ft/s (0,49 m/s). Quando realizada uma comparação com a velocidade de passagem do fluido pelo orifício, verificou-se que o tamanho dos orifícios parece não ter qualquer influência sobre a razão X/S .

O estudo realizado por Camp (1961) fundamentou o desenvolvimento de floculadores de bandeja vertical (VIANNA, 2002; VIANNA; CASTRO, 2014; VIANNA et al., 2015) e o dimensionamento de cortinas de distribuição de água em decantadores. Adicionalmente, Di Bernardo e Giorgetti

(1980) elaboraram um modelo em condições hidráulicas nas quais o número de Reynolds situava-se na faixa entre 13.570 e 26.730, estabelecidos por orifícios com diâmetro entre 50 e 125 mm. Nesse estudo foi verificada a existência de uma correlação entre o número de Reynolds e a distância de alcance dos jatos. O estudo apresentou ainda as seguintes observações:

- A relação X/S parece depender somente da velocidade de passagem de água através do orifício;
- Quando a velocidade no orifício estiver entre 0,1 m/s e 0,3 m/s, o diâmetro do orifício não influi na relação X/S ;
- Os jatos provenientes de orifícios consecutivos interferem um no outro quando a distância está entre $2S$ e $3S$.

Apesar dos avanços obtidos nos estudos de Camp (1961) e Di Bernardo e Giorgetti (1980) e aplicados por Vianna, 2002; Vianna; Castro, (2014) e Vianna et al. (2015) em floculadores de placas de orifícios, não se tem conhecimento de

um modelo matemático desenvolvido para condições hidráulicas com baixos números de Reynolds, necessários para o bom funcionamento do FFAD. Assim, o presente estudo tem como objetivo desenvolver e aplicar uma metodologia que correlacione os valores da relação $\frac{X}{S}$ com o número de Reynolds em placas de orifícios de modo que possibilite modelar matematicamente o alcance do jato e verificar seus efeitos sobre o gradiente de velocidade de forma a viabilizar o dimensionamento de floculadores de placas de orifícios que podem ser conjugados com a unidade de flotação por ar dissolvido (FAD), proporcionando o *up-scaling* da unidade floco-flotador por ar dissolvido de escala piloto para a escala real.

2 MATERIAL E MÉTODOS

No presente estudo utilizou-se um intervalo de números de Reynolds baixos, variando de 4.477 a 21.753, empregando-se orifícios com diâmetro entre 9,4 e 19 mm. Tais condições possibilitaram gradientes de velocidade compatíveis com os normalmente aplicados em unidade de floculação, da ordem de 70 s^{-1} a 10 s^{-1} , onde o primeiro compartimento apresenta o gradiente máximo enquanto o último compartimento possui o me-

nor gradiente de acordo com o recomendado pela NBR 12.216 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992).

Cinco placas de acrílico transparente com altura de 400 mm, largura de 100 mm e espessura de 3 mm foram instaladas, uma por vez, no equipamento utilizado no experimento. Cada placa continha dois orifícios de borda fina com diâmetros de 9,4, 12,2, 16,0, 17,5 e 19,0 mm, distanciados entre si em 250 mm. Os diferentes diâmetros possibilitaram a obtenção de gradientes de velocidade entre $2,5$ e $39,0 \text{ s}^{-1}$ e velocidades entre $0,2$ e $1,9 \text{ m.s}^{-1}$, com vazões variando entre 200 e 500 L.h^{-1} .

2.1 Etapa I - Registro do comportamento e alcance dos jatos.

Na fase de registro fotográfico dos jatos, uma solução de permanganato de potássio foi utilizada como traçador (Fig. 2) do comportamento dos jatos formados. A cada experimento realizado ajustou-se a vazão de trabalho, aguardou-se 45 minutos para a estabilização da carga e iniciou-se a inserção do corante na primeira câmara concomitante com a realização dos registros fotográficos.

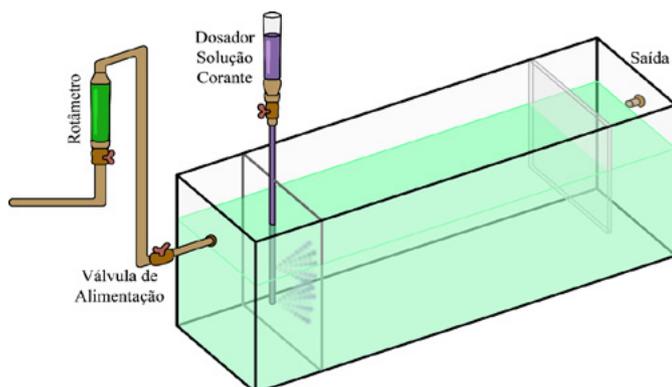


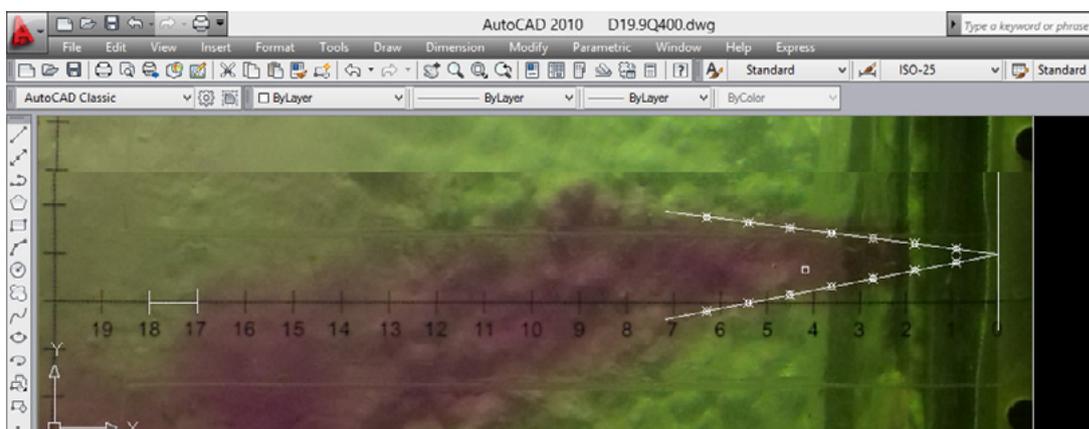
Figura 2 - Sistema de inserção de corante no FFAD.

Fonte: O autor (2019).

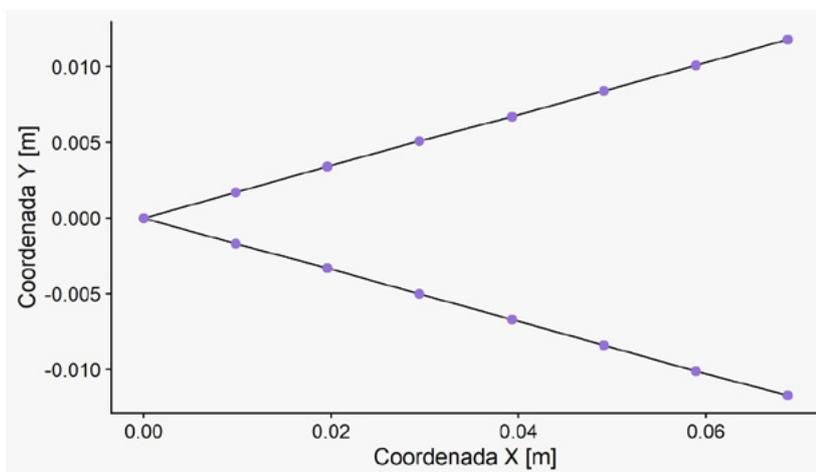
Apesar de esta fase ter tido o objetivo de determinar a distância do encontro dos jatos (X), a interseção não pôde ser registrada fotograficamente devido à difusão do corante, ocasionada pela diferença de densidade da água e da solução de permanganato de potássio. Para superar essa dificuldade experimental, utilizou-se um método gráfico desenvolvido no software AutoCad para

delinear as geratrizes dos cones e a teórica interseção de cones adjacentes (Fig. 3a).

No decorrer do tratamento das imagens fotográficas no *software Auto Cad* foi realizada a demarcação de 7 pontos das geratrizes dos cones; suas coordenadas foram exportadas, e na sequência isso possibilitou a determinação das distâncias da interferência entre os jatos (X) e a relação X/S (Fig. 3b).



(a) Delimitação do cone no registro fotográfico.



(b) Representação gráfica dos dados exportados do registro fotográfico.

Figura 3 - Geratrizes dos cones delineadas no software AutoCad® e representação gráfica das geratrizes do cone.

Fonte: O autor (2019).

2.2 Etapa II - Tratamento dos dados

2.2.1 Determinação da distância do ponto de encontro dos jatos e elaboração do modelo.

Foi realizada uma verificação da presença de pontos consideravelmente discrepantes com

relação à linha de tendência traçada, sinalizando uma provável interferência de outliers, resultando em um baixo coeficiente de correlação. Em virtude disso, os referidos valores médios da relação X/S foram submetidos à aplicação do critério Z score ou score padronizado, técnica que

realiza uma comparação entre os valores obtidos e os previstos pelo modelo (sem a influência de outliers), visando à padronização dos desvios. O cálculo do z score foi realizado considerando um intervalo de confiança de 90%. Com isso, os valores de z score que se apresentaram fora do intervalo $-1,64 < z < +1,64$ foram considerados outliers, sendo, portanto, retirados do conjunto de dados.

Visando avaliar a adequabilidade da equação de regressão obtida, foi realizada uma análise de resíduos que possibilitou concluir a distribuição aleatória e próximos da reta $x=0$ dos resíduos, dois requisitos essenciais para que o modelo seja considerado adequado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Dentre os registros fotográficos realizados para observar o comportamento e o alcance dos jatos para cada combinação de vazão e área dos orifícios, 60 foram selecionados por apresentarem melhor nitidez da imagem.

Após a seleção, ocorreu a etapa do tratamento das imagens fotográficas no *software Auto Cad*, demarcação das geratrizes dos cones e determinação das distâncias da interferência entre os jatos (X). Seguindo procedimento proposto por Di Bernardo; Giorgetti (1980), obteve-se a relação entre os valores médios de X/S em função do número de Reynolds, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de $\frac{X}{S}$ em função do número de Reynolds, erro e z-score calculados.

Número de Reynolds	$\frac{X}{S}$ Obtido	$\frac{X}{S}$ Esperado	Erro	z-score
4477,26	2,0860	2,3065	-0,2205	0,0784
4861,02	2,0467	2,3930	-0,3462	-0,3636
5316,74	2,3330	2,4926	-0,1596	0,2925
6575,55	2,6267	2,7505	-0,1238	0,4182
6972,78	2,9530	2,8266	0,1264	1,2977
7139,17	2,5069	2,8577	-0,3508	-0,3797
7808,47	2,7908	2,9785	-0,1876	0,1939
8671,62	3,0172	3,1236	-0,1064	0,4794
9045,17	3,5288	3,1827	0,3460	2,0695
9414,91	2,9617	3,2390	-0,2774	-0,1215
10240,62	3,3965	3,3569	0,0396	0,9926
10297,55	3,2974	3,3646	-0,0673	0,6168
10767,69	2,8568	3,4265	-0,5697	-1,1488
11690,64	3,3495	3,5375	-0,1880	0,1926
12786,64	3,3475	3,6517	-0,3042	-0,2160
13284,25	3,4459	3,6972	-0,2513	-0,0299
13504,99	3,4030	3,7161	-0,3131	-0,2472
16769,36	3,0800	3,9048	-0,8248	-2,0456
17518,82	3,0352	3,9241	-0,8889	-2,2707
21753,40	3,6757	3,8640	-0,1883	0,1914

Fonte: O autor (2019).

Os valores de z score (Tabela 1) que se apresentaram fora do intervalo $-1,64 < Z < +1,64$ foram considerados outliers, sendo, portanto, retirados do conjunto de dados. Desse modo, os valores da relação X/S referentes aos números de Reynolds 9.045,

16.769, 17.518 foram considerados outliers após aplicação do tratamento com Z score. Logo após a remoção dos outliers, elaborou-se uma regressão com o conjunto de dados tratados gerando o modelo matemático apresentado na Fig. 4 a.

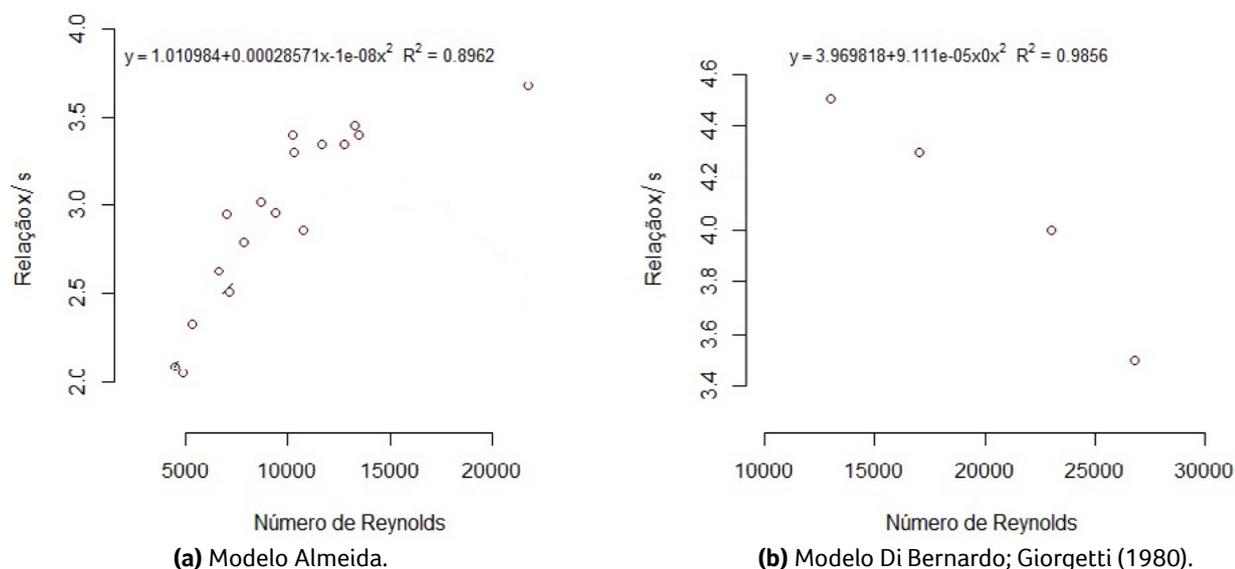


Figura 4 - Modelos para a determinação da relação X/S em função do número de Reynolds para orifícios.

Fonte: O autor (2019).

As correlações estabelecidas foram submetidas ao tratamento estatístico de análise de resíduos visando à validação do modelo obtido para a determinação dos parâmetros hidráulicos X/S (relação entre a distância necessária para que ocorra interferência entre os jatos e a distância entre os orifícios) e o número de Reynolds, tendo sido verificado no referido tratamento que o modelo proposto apresenta um bom nível de confiabilidade com relação à sua capacidade de previsão dentro do intervalo de número de Reynolds e da relação X/S utilizados no estudo.

Di Bernardo; Giorgetti (1980), em estudos realizados com orifícios hidráulicos, obtiveram a relação entre os valores médios de X/S em função do número de Reynolds. Esses estudos foram realizados em condições hidráulicas com número de Reynolds numa faixa de 13.570 e 26.730 obtida em orifícios com diâmetro entre 50 e 125 mm e vazões variando entre 84 e 218 $\text{cm}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. No presente estudo, os resultados de X/S obtidos ocorreram em condições de número de Reynolds variando de 4.477 a 21.753 com orifícios com diâmetro entre 9,4 e 19 mm possibilitando uma

complementação do modelo existente, conforme pode-se observar na Fig. 4 a e 4 b.

Ao comparar os dois estudos realizados, observa-se que Di Bernardo; Giorgetti (1980) relataram, entre as conclusões do trabalho realizado com orifícios hidráulicos, que para um mesmo número de Reynolds, o valor de X/S é praticamente constante. No presente estudo foi observado um comportamento semelhante ou verificado Di Bernardo; Giorgetti (1980) em mais de 60% dos valores de X/S.

A fim de realizar comparações mais aprofundadas entre o modelo obtido no presente estudo e o apresentado por Di Bernardo; Giorgetti (1980) aplicaram-se ambos os modelos matemáticos no dimensionamento de unidades de floculação com placas de orifícios e verificou-se que para manter o gradiente de velocidade dentro dos intervalos determinados para cada câmara de floculação conforme recomendado pela NBR 12.216 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992) foi necessário utilizar diâmetros maiores no dimensionamento utilizando o modelo de Di Bernardo; Giorgetti (1980), implicando assim em jatos mais curtos, fator este

que determina o distanciamento entre as placas de orifícios responsáveis pela floculação. Também é possível observar que o alcance dos jatos utilizando o modelo de Di Bernardo e Giorgetti (1980, p. 535) é inferior aos obtidos utilizando o modelo obtido neste estudo em cerca de 50%. É importante que esse parâmetro seja levado em consideração tendo em vista que o alcance do jato determina o distanciamento entre as placas, que quando muito próximas podem comprometer a manutenção e a limpeza desse tipo de floculador hidráulico.

Quando comparados os números de Reynolds obtidos para cada câmara em ambos os modelos, estes se apresentaram na mesma faixa, entre 30.000 e 40.000. Quanto às velocidades de passagem de fluido nos orifícios, no dimensionamento realizado utilizando o modelo obtido neste trabalho, variaram entre 0,51 e 0,44, valores um pouco superiores aos resultados utilizando o modelo Di Bernardo e Giorgetti (1980, p. 535), fato ocasionado pelas diferenças de diâmetros aplicados nos das placas.

Não foi possível realizar comparações com outros modelos matemáticos por uma escassez de estudos sobre modelagem hidráulica com experimentos utilizando placas de orifícios com a finalidade abordado neste artigo. Esse fato minimiza a possibilidade da variação de tecnologias utilizadas nas estações de tratamento de água e dificulta o dimensionamento de novas unidades de tratamento de água.

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A metodologia desenvolvida para a determinação do parâmetro X/S mostrou-se eficiente e propiciou o estabelecimento das correlações com o número de Reynolds, possibilitando a modelagem do comportamento dos jatos em termos do alcance dos mesmos, sendo esta uma

informação crucial para o correto dimensionamento da unidade de floculação utilizando placas de orifícios.

As correlações estabelecidas foram submetidas ao tratamento estatístico de análise de resíduos visando à validação dos modelos obtidos para a determinação de desses parâmetros hidráulicos, tendo sido verificado no referido tratamento que o modelo proposto apresenta um bom nível de confiabilidade com relação à sua capacidade de previsão.

O dimensionamento de um floculador de placas efetuado com base na modelagem desenvolvida no presente estudo propiciou a obtenção de parâmetros tais como gradiente de velocidade, tempo de floculação, velocidade de passagem pelos orifícios, dentre outros, compatíveis com os preconizados pelas recomendações de projeto de floculadores, como, por exemplo, a norma ABNT NBR 12.216:1992.

Por fim, apresentam-se como recomendações na perspectiva de ampliar os resultados apresentados, realizar estudos que possibilite a elaboração de uma modelagem hidráulica para o equipamento FFAD visando descrever os efeitos da aplicação de ar dissolvido no tamanho do jato e no gradiente de velocidade nas câmaras de floco-flotação.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A. S. O.; LIMA, M. V.. Avaliação do potencial de formação de trihalometanos/ em água para consumo humano - comparação entre dois desinfetantes à base de cloro. In: 28º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2015. **Anais...**
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. (1992). NBR 12216 - NB-592 . **Projeto de estações de tratamento de água para abastecimento público**. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.

BARROS, M. U. G. **Cyanobacteria in a climate change scenario: a new approach**. Tese (Doutorado) Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil: Saneamento Ambiental. Fortaleza, 2018. 120f.

CAMP, T. R. Applied hydraulic design of treatment plants. In: Seminar Papers on Waste -Water Treatment and Disposal – Boston Society of Civil Engineers, Sanitary Section, Boston – Massachusetts, 1961. **Anais...**

CHAVES, K. O., SALES, M. V, CAPELO-NETO, J. Eficiência da floculação em cortinas integrada à flotação por ar dissolvido aplicada ao tratamento de água de lavagem de filtros. **Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental: AIDIS. Vol. 8 No. 3**, (2015), pp. 312-327.

CHU, W.; YAO, D.; DENG, Y.; SUI, M.; GAO, N. Production of trihalo-methanes, haloacetaldehydes and haloacetonitriles during chlorination of microcystin-LR and impacts of pre-oxidation on their formation. **Journal of Hazardous Materials**, 5 April 2017, Vol.327, pp.153-160.

DANTAS, ANGELA DI BERNARDO; DI BERNARDO, L.. Performance of two-stage filtration system for treating high turbidity water. **Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA**. (2006), 55 (7-8) 499-515.

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A. D. B. **Métodos e técnicas de tratamento de água**. 2ª ed. São Carlos: Editora LDIBE LTDA, 2005. 792 p. (Vol. I).

DI BERNARDO, L.; GIORGETTI, M.F. The use of perforated baffles at the inlet of settling basin. **Journal of the American Water Works Association**, v. 72, n. 9, p. 528- 553, 1980.

CLEMENTE, A., WILSON, A., OLIVEIRA, S., MENEZES, I., GOIS, A., CAPELO-NETO, J..The role of hydraulic conditions of coagulation and flocculation on the damage of cyanobacteria. **Science Of The Total Environment**, v. 740, pp. 139737, 2020.

EL-OTIFY, A. M. Evaluation of the physicochemical and chlorophyll-a conditions of a subtropical aquaculture in Lake Nasser area, Egypt. Beni-Suef Univer. **J. Appl. Sci.**, 4 (2015), pp. 327-337.

FAN, J., HOBSON, P., HO, L., DALY, R., BROOKES, J. The effects of various control and water treatment processes on the membrane integrity and toxin fate of cyanobacteria. **J. Hazard. Mater.** v. 264, pp. 313-322, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2013.10.059>

IPCC. **Climate Change 2014: Impacts, Adaptation and Vulnerability**. IPCC (2014).

GUO, J.; ZHANG, C.; ZHENG, G.; XUE, J.; ZHANG, L.. The establishment of season-specific eutrophication assessment standards for a water-supply reservoir located in Northeast China based on chlorophyll-a levels. **Ecological Indicators** **85** (2018), pp. 11-20.

LIMA, J. A. P.; CAPELO-NETO J. Dupla filtração modificada utilizando filtro de pressão a montante de filtro ascendente no tratamento de águas eutrofizadas. **Engenharia Sanitária Ambiental** v. 20 n.1 (2015), pp. 89-102.

KIM, MI-SUG; DOCKKO, SEOK; MYUNG, GYUNNAM; KWAK, DONG-HEUI. Feasibility study of high-rate dissolved air flotation process for rapid wastewater treatment. **Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA** (2015), 64 (8), pp. 927-936.

NEWCOMBE, G.; NICHOLSON, B. 2004. Water treatment options for dissolved cyanotoxins. **J. of Wat. Suppl.: Res. and Technol. – AQUA**, (53/4): 227-239.

OLIVEIRA, S., CLEMENTE, A., MENEZES, I., GOIS, A., CARLOTO, I.; LAWTON, L., CAPELO-NETO, J. Hazardous cyanobacteria integrity response to velocity gradient and powdered activated carbon in water treatment plants. **Science of the Total Environment**, [S.L.], v. 773, pp. 145110, 2021. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.145110>.

PESTANA, C.J., CAPELO-NETO, J., LAWTON, L., OLIVEIRA, S., CARLOTO, I., LINHARES, H.P. The effect of water treatment unit processes on cyanobacterial trichome integrity. **Science of The Total Environment**, v. 659, pp. 1403-1414, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.12.33>.

VIANNA, M. R. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água**. 4ªed. Belo Horizonte: Imprimatur, 2002.

VIANNA, M. R., CASTRO, L. V. de. Estudo hidráulico dos orifícios dos floculadores de bandejas perfuradas superpostas de estações de tratamento de água. **Construindo**, Belo Horizonte, v. 6, n. 1, pp. 39- 41 2014.

VIANNA, M. R., CASTRO, L. V. de, RIBEIRO, C. de O. Perforated Tray-Type Hydraulic Flocculator for Potable Water Treatment: Concept and State of the Art in Brazil. **International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering**, v. 364 (5), n. 3, 2015.

ZAMYADI, A., MACLEOD, S. L., FAN, Y., et al. "Toxic cyanobacterial breakthrough and accumulation in a drinking water plant : A monitoring and treatment challenge", **Water Research**, v. 6, pp. 1511-1523, 2011. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.watres.2011.11.012>.

Desempenho e recuperação de filtros lentos com meios filtrantes alternativos quando submetidos a carga de patógenos

Performance and recovery of slow filters with alternative filter media when subjected to pathogen load

• **Data de entrada:**
26/01/2020

• **Data de aprovação:**
25/10/2021

Anderson de Jesus Lima^{1*} | Denise Conceição de Gois Santos Michelin¹ | Cristina Ferraz Silva¹ DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.076>

ORCID ID

Lima AJ  <https://orcid.org/0000-0002-1804-5958>

Michelan DCGS  <http://orcid.org/0000-0003-0091-8826>

Silva CF  <https://orcid.org/0000-0001-5194-2282>

Resumo

A filtração lenta é uma técnica de tratamento de água consolidada, na qual atuam mecanismos de filtração predominantemente biológicos. Essa técnica tem passado por diversos aperfeiçoamentos ao longo dos anos, seja em aspectos operacionais, de manutenção ou nas características/tipo do meio filtrante. Assim, este trabalho teve como objetivo avaliar o desempenho de filtros lentos recheados com resíduos na remoção de patógenos, e verificar seu potencial de restauração quando submetidos a pico de afluência de patógenos. Assim, foram operados seis filtros: filtro controle de areia (FC); com meio filtrante de fibras de coco (FFC); de areia com camada intermediária de fibras de coco (FIRC); com camada intermediária de maravalha (FIM); com camada intermediária de carvão vegetal (FICV); e com camada intermediária de resíduo cerâmico (FIRC). A operação dos filtros foi dividida em seis estágios; os quatro primeiros diferiam pelo tipo de água afluente aos filtros, o quinto foi caracterizado pela realização de descargas de fundo (DF) e o sexto pela mudança de local de coleta da água tratada. Não foi constatada restauração da qualidade da água efluente após poucos dias de operação, nem mesmo após as DF's, assim a hipótese de contaminação do meio filtrante foi descartada, sendo a tubulação de saída a possível responsável pela contaminação da água. O desempenho do filtro controle foi superado por FFC e FIRC na remoção de coliformes totais; os filtros FC, FFC e FIRC apresentaram mesma remoção de coliformes termotolerantes; sobre a concentração de bactérias heterotróficas, somente FIM superou o FC. Por fim, a utilização de resíduos orgânicos como meio filtrante pode contribuir para dar maior estabilidade na remoção de patógenos.

Palavras-chave: Filtros lentos. Resíduos. Microrganismos patogênicos.

Abstract

Slow filtration is a consolidated water treatment technique, in which predominantly biological filtration mechanisms act. This technique has gone through several improvements over the years, whether in operational aspects, maintenance or in the characteristics/type of the filter media. So, the study evaluated the performance of slow filters filled with residues in the removal of pathogens, and verified their restoration potential when submitted to peak pathogen influx. Thus, six filters were operated: sand control filter (FC); with coconut fiber

¹ Universidade Federal de Sergipe - São Cristóvão - Sergipe - Brasil.

* **Autor correspondente:** eng.civil.andersonlima@gmail.com.

filter medium (FFC); sand with intermediate layer of coconut fibers (FIFC); with intermediate layer of passion fish (FIM); with intermediate charcoal layer (FICV); and with intermediate layer of ceramic residue (FIRC). The operation of the filters was divided into six stages, the first four differed by the type of water affluent to the filters, the fifth was characterized by the realization of bottom discharges (DF) and the sixth by the change of place for the collection of treated water. There was no restoration of the quality of the water affluent after a few days of operation, the hypothesis of contamination of the filter medium was discarded, and the outlet pipe was the possible responsible for water contamination. The performance of the control filter was overcome by FFC and FIRC in the removal of total coliforms; FC, FFC and FIRC filters presented the same removal of thermotolerant coliforms; on the concentration of heterotrophic bacteria only FIM exceeded FC. Finally, the use of organic waste as a filtering medium can contribute to providing greater stability in the removal of pathogens.

Keywords: Slow sand filters. Residue. Pathogenic microorganisms.

1 INTRODUÇÃO

A filtração lenta é o processo no qual o tratamento de água é realizado a partir do fluxo em meio granular, onde mecanismos físico-químicos e predominantemente biológicos atuam na purificação da água. Os filtros lentos se notabilizaram pela simplicidade de construção, manutenção e operação, além de possuírem elevada capacidade de remoção de patógenos.

A eficiência de filtros lentos na remoção de patógenos depende significativamente do estágio de desenvolvimento da camada biológica, denominada *schmutzdecke*. Essa camada abriga uma diversidade de organismos: algas, plânctons, protozoários, diatomáceas, bactérias etc., responsáveis por intensa atividade biológica, na qual a matéria orgânica é capturada, quebrada e digerida (HAIG et al., 2015; HUISMAN; WOOD, 1974). Além disso, a remoção de patógenos em filtros lentos ocorre, principalmente, por predação por protozoários, morte pela indisponibilidade de oxigênio na camada filtrante, lise celular e por processos físicos de sedimentação e sorção (WEBSTER; FIERER, 2019; SINGER; SKINNER; CANTWELL, 2017).

Contudo, apesar de sua capacidade de atender pequenas comunidades a baixo custo, essa

tecnologia vem sendo preterida no Brasil. Já em 1995, por exemplo, um relatório da Associação Nacional de Serviços Municipais de Saneamento (ASSEMAE) apontava que apenas 14% das Estações de Tratamento de Água (ETA) do país utilizavam filtração lenta (ASSEMAE, 1995 apud MURTHA; HELLER; LIBÂNIO, 1997). Atualmente, o seu desuso é ainda mais pronunciado, visto que praticamente não existem informações oficiais sobre quantas ETAs aplicam tal técnica, uma vez que o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) agrupa informações tão somente sobre o tratamento convencional e simples desinfecção.

Para corroborar o estado atual de abandono da filtração lenta, pode-se tomar como exemplo o Estado de Santa Catarina, notadamente um dos estados que mais utilizavam filtros lentos, e que agora, segundo Souza et al. (2018), eles somente são aplicados em 6% dos municípios. Os referidos autores explicam que as exigências de qualidade da água bruta — uma vez que normalmente não são aplicadas etapas de coagulação, floculação e decantação (OLIVEIRA; SCHNEIDER, 2019)—; os procedimentos de limpeza, considerados trabalhosos; e a falta de conhecimento específico sobre a técnica são os principais fatores

que fazem essa tecnologia perder espaço para outras ditas mais modernas.

Todavia, é um erro considerar a filtração lenta uma técnica defasada. Vários países apostam nessa técnica de tratamento para diversos objetivos. A exemplo, nove municípios da Suécia totalizam 26 filtros lentos destinados a tratar a água pluvial captada pelos sistemas de drenagem urbana municipal (BERYANI et al., 2021). Em uma ETA de Zurique, Suíça, a filtração lenta era a última unidade de tratamento antes da desinfecção, sendo precedida por pré-ozonização, filtração rápida, ozonização intermediária e filtração em carvão ativado granular, de modo a aproveitar a atividade biológica dos filtros lentos para a remoção de contaminantes resistentes (LAUTENSCHLAGER et al., 2014). Já no Japão foi empregada filtração lenta seguida de cloração para a remoção de vírus do mosqueado da água de um lago (CANH; FURUMAI; KATAYAMA, 2019).

O parágrafo anterior é uma amostra do interesse da comunidade científica nas potencialidades da filtração lenta. Aos poucos, são desenvolvidas inovações capazes de superar as limitações dessa técnica. Para contornar os requisitos de qualidade da água afluyente, por exemplo, podem-se aplicar sistemas de pré-tratamentos como a consolidada Filtração em Múltiplas Etapas – FIME, pré-oxidação, pré-ozonização etc. Em relação à limpeza, Pizzolatti et al. (2015) avaliaram o desempenho de filtros lentos com limpeza convencional e com retrolavagem e concluíram que não houve perda de desempenho, indicando a retrolavagem como forma de limpeza para filtros de pequeno porte (93m²). Ao passo que Singer, Skinner e Cantwell (2017) aplicaram o método agitação de face na manutenção de filtros lentos. A técnica consiste em agitar rapidamente a superfície da areia, até 1cm de profundidade, e retirar a água sobrenadante. Tal técnica foi associada a maiores taxas de remoção de coliforme

e turbidez em detrimento da raspagem. Por fim, quando se deseja melhorar o desempenho dos filtros e/ou remover alguma substância específica, pode-se alterar parcialmente ou totalmente o material empregado como meio filtrante.

Nesse contexto, destaca-se o emprego de materiais alternativos, especialmente resíduos, como meio filtrante, com o intuito de obter desempenho superior na filtração lenta. Jayalath, Miguntanna e Perera (2016) e Zhao et al. (2019), por exemplo, operaram filtros lentos cujo meio filtrante era constituído de uma mistura de areia e resíduo cerâmico triturado. Śmiech et al. (2018) avaliaram o desempenho de filtros com meio filtrante de areia e partículas de ferro. Já Anjali, Shrihari e Sunil (2019) substituíram integralmente areia em filtro lento por escória. Grace, Healy e Clifford (2016) e Urfer (2017) avaliaram o potencial do resíduo de bauxita como meio filtrante. O uso de resíduos como meio filtrante possui caráter sustentável, uma vez que se caracteriza como destinação ambientalmente amigável para esses resíduos.

Diante do exposto, este trabalho teve por objetivo avaliar o desempenho de filtros lentos com meios filtrantes alternativos em detrimento do filtro lento convencional de areia, sob o aspecto da remoção de patógenos e da sua recuperação depois de um evento de aporte de alta carga desses microrganismos.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Instalação piloto

A instalação piloto foi composta por seis filtros de mesmas dimensões e camada suporte, porém com configurações de meio filtrante distintas. O primeiro sistema, filtro controle (FC), possuía leito filtrante de areia. No segundo, o meio filtrante era composto unicamente por fibras de coco (FFC). Os demais filtros eram de areia com

camada intermediária de fibras de coco (FIFC); de resíduo de madeira maravalha de angelim-vermelho (FIM); de carvão vegetal de rolhas de vinho de cortiça (FICV); e resíduo cerâmico triturado (FIRC).

A areia utilizada como meio filtrante era do tipo lavada e foi adquirida em loja de materiais de construção, com diâmetro efetivo de 0,17 mm e coeficiente de uniformidade igual a 2,85. Ainda que o diâmetro efetivo seja menor do que recomenda a NBR 12216:1992 (BRASIL, 1992), a qual indica que seja de 0,25 a 0,35mm, está de acordo com o sugerido por Di Bernado e Sabogal Paz (2008). Outrossim, empregou tal areia devido a sua disponibilidade e facilidade de aquisição. Já a camada suporte era composta por três camadas de britas graduadas: brita 0 (9,26 – 16,12mm), brita 5/8 (13,65 – 25,79mm), brita 1 (22,24 – 36,96mm) e brita 2 (29,07 – 56,97mm).

Quanto aos resíduos empregados como meio filtrante, as fibras de coco utilizadas foram adquiridas em loja de jardinagem; a maravalha de angelim-vermelho era proveniente do descarte da utilização dessa madeira em uma fábrica de carrocerias para caminhões; o carvão vegetal foi obtido a partir da queima, em recipiente fechado dotado de orifício, de rolhas de vinhos de cortiça descartadas; e o resíduo cerâmico empregado consistia de blocos cerâmicos triturados, objeto de descarte por uma indústria cerâmica.

As espessuras das camadas filtrantes e suporte, bem como o esquema geral da instalação piloto, podem ser visualizados na Fig. 1. O recheio dos filtros foi confinado em estrutura prismática de vidro com 45cm de altura e área superficial de filtração medindo 10x10cm. Logo, a relação diâmetro da coluna de filtração (D) e o diâmetro efetivo da areia (d) – D/d era de aproximadamente 588.

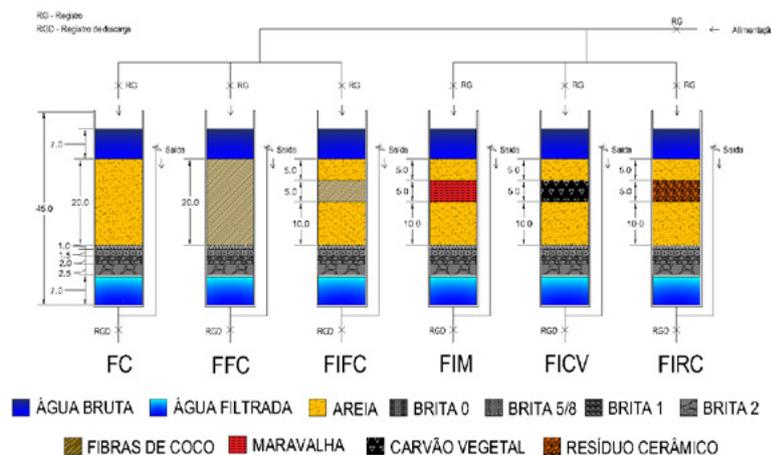


Figura 1 - Instalação piloto (dimensões em cm)

Fonte: Autores (2020)

Os sistemas eram alimentados continuamente, por gravidade, com a água de estudo, no sentido descendente, à taxa de $3 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia} \pm 10\%$. A coleta da água filtrada era feita através de tubulação de sifão invertido cuja saída se dava em torneiras instaladas em uma cota acima da

camada filtrante, para que se mantivesse uma lâmina d'água de aproximadamente 10 mm no topo dessa camada. Além disso, a instalação piloto possuía registros capazes de interromper a alimentação dos filtros, como também promover seu esvaziamento.

2.2 Procedimentos experimentais

O experimento durou 197 dias, de 18/03/2019 a 30/09/2019, sendo dividido em seis estágios. Nos 57 dias iniciais, primeiro estágio (I), os filtros foram alimentados somente com água subterrânea visando promover o amadurecimento dos filtros. No segundo estágio (II), os filtros passaram a ser alimentados pela mistura da água de poço e 1,2% de esgoto. A adição de esgoto foi efetuada para que a concentração de patógenos fosse mais significativa, uma vez que, por se tratar de águas subterrâneas, a água captada apresentava pouca ou nenhuma presença dos patógenos analisados neste trabalho.

Para avaliar o comportamento dos filtros após receberem água com significativa carga de patógenos, os filtros foram alimentados com esgoto bruto por quatro dias (89° a 92°). Dessa forma, os estágios seguintes avaliam a capacidade dos filtros de recuperar suas condições iniciais. No Estágio III avaliou-se a recuperação de filtros quando alimentados com a mistura de água e esgoto sem pico de patógenos. Já no Estágio IV, cessou-se a mistura de esgoto e ali-

mentaram-se os filtros somente com água de poço, de maior qualidade.

No Estágio V, realizaram-se descargas de fundo e verificou-se sua contribuição na recuperação dos filtros e conseqüentemente na redução de patógenos da água efluente aos filtros. Optou-se pela descarga de fundo por considerá-la capaz de remover possíveis patógenos aderidos a toda espessura do leito filtrante e da camada suporte. Além disso, a raspagem manual ou qualquer tipo de limpeza superficial não se justificava, tendo em vista que não havia sinais do fim da carreira de filtração, como o aumento da perda de carga, por exemplo. Por fim, no Estágio VI as amostras foram coletadas em pontos diferentes dos estágios anteriores a fim de verificar a interferência do ponto de coleta na concentração de patógenos na água filtrada.

A Fig. 2 apresenta a linha do tempo operacional dos sistemas, que demarca a duração de cada estágio, o momento da adição e cessão de esgoto na água bruta, descargas de fundo, mudança do local de coleta e campanhas de análises microbiológicas.

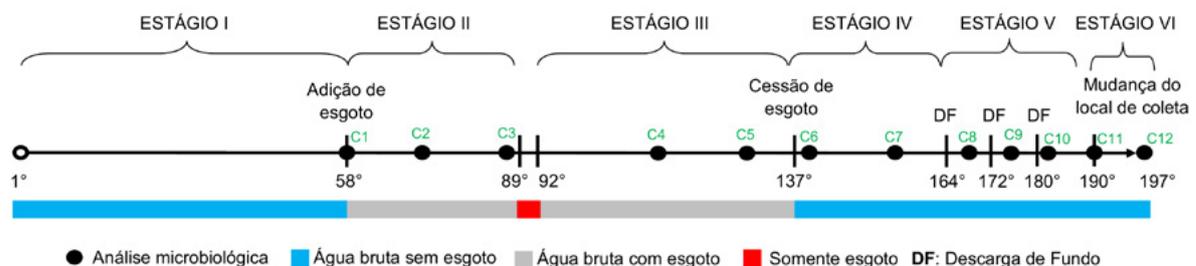


Figura 2 - Linha do tempo operacional.

Fonte: Autores (2020)

Foram realizadas 12 campanhas, nas quais foram avaliadas as concentrações de coliformes totais, coliformes termotolerantes e bactérias heterotróficas. Para a determinação de coliformes totais e termotolerantes, adaptou-se o método de tubos

múltiplos proposto por Brasil (2013), ao passo que a concentração de bactérias heterotróficas foi quantificada a partir do método de contagem padrão em placas *Spreader plate* (SILVA et al., 2010) com meio de cultura *Ágar de Contagem de Placas - PCA*.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados das análises de coliformes totais estão dispostos na Tabela 1. Nesta tabela, os números em cor azul indicam que houve remoção do parâmetro, enquanto os vermelhos denotam

elevação da concentração de coliformes totais em comparação com a água bruta (AB). Cabe ressaltar que não foram feitas análises microbiológicas no Estágio I por se tratar de um período de amadurecimento dos filtros.

Tabela 1 - Resultados das análises de coliformes totais (NMP/100mL)

Estágio	Campanha	Dia	AB	FC	FFC	FIC	FIM	FICV	FIRC
II	1	58	1,1x10 ⁴	<3,0x10	9,2x10	<3,0x10	2,3x10 ²	<3,0x10	<3,0x10
	2	73	2,9x10 ³	3,6x10	1,5x10 ²	9,2x10	1,5x10 ³	9,3x10 ²	>1,1x10 ⁴
	3	86	9,2x10	9,3x10 ²	1,5x10 ²	3,6x10	3,6x10	1,5x10 ²	<3,0x10
III	4	115	9,3x10 ²	2,4x10 ³	2,4x10 ³	>1,1x10 ⁴	2,4x10 ³	2,1x10 ³	>1,1x10 ⁴
	5	128	2,1x10 ²	>1,1x10 ⁴	4,6x10 ³	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴
IV	6	141	2,3x10 ²	2,4x10 ³	3,6x10	9,2x10	2,3x10 ²	9,3x10 ²	>1,1x10 ⁴
	7	156	2,3x10 ²	4,6x10 ³	2,3x10 ²	3,6x10	9,2x10	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴
V	8	169	<3,0x10	2,4x10 ³	3,6x10	4,6x10 ³	2,4x10 ³	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴
	9	176	<3,0x10	2,3x10 ²	<3,0x10	9,3x10 ²	4,3x10 ²	9,3x10 ²	4,3x10 ²
	10	183	9,2x10	4,3x10 ²	4,3x10 ²	4,6x10 ³	2,3x10 ²	2,4x10 ³	6,4x10 ²
VI	11	190	3,6x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	9,3x10 ²
	12	197	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	>1,1x10 ⁴

Fonte: Autores (2020)

Durante a primeira campanha, todos os filtros promoveram redução na concentração de coliformes totais, ao passo que na segunda campanha somente o filtro FIRC não removeu esse parâmetro. Já na campanha 3, apenas metade dos filtros conseguiu reduzir a concentração de coliformes totais. Apesar da variabilidade, de forma geral todos os filtros atuaram na remoção desse patógeno.

No entanto, após o evento da passagem do esgoto bruto, o desempenho dos filtros reduziu-se drasticamente. A partir da análise das campanhas do Estágio III, por exemplo, nota-se que mesmo tendo se passado mais de 20 dias, os filtros não haviam restaurado sua capacidade inicial. Como nessas campanhas os filtros ainda eram alimentados por mistura de água e esgoto, suspeitou-se que as características da água tenham dificultado a recuperação do sistema.

Diante disso, avaliou-se o desempenho dos filtros em campanhas cuja adição de esgoto não era mais realizada (Estágio IV). Assim, observou nas Campanhas 5 e 6 que metade dos filtros

apresentou concentração de coliformes totais menor ou igual à da água bruta. Contudo, os filtros FC, FICV e FIRC contribuíram com o decaimento na qualidade da água.

Diante do exposto, optou-se por realizar descargas de fundo, visando promover limpeza do meio filtrante, antes da coleta das amostras das Campanhas 8, 9 e 10 (Estágio V). Contrariando o esperado, as descargas de fundo não promoveram melhorias no desempenho do sistema, uma vez que praticamente a totalidade das amostras dessas campanhas apresentou concentração de coliformes totais maior do que a concentração da água bruta. As descargas de fundo foram concebidas inicialmente para filtros ascendentes, de modo a promover a limpeza do leito filtrante a partir do escoamento de água no sentido contrário ao da filtração, o que não ocorreu neste trabalho. Além disso, Souza et al. (2016) indicam que o procedimento de retrolavagem é influenciado pelo diâmetro efetivo do meio filtrante, de maneira que quanto maior, mais eficiente é a lavagem. Como a retrolavagem e a descarga de

fundo possuem o mesmo princípio (escoamento de água em fluxo contrário), o pequeno diâmetro efetivo da areia utilizada pode ter contribuído com a ineficácia da limpeza.

De acordo com Matteo D' Alessio et al. (2016), quando filtros lentos são submetidos a picos de patógenos, pode haver elevação da concentração desses microrganismos no meio filtrante, de modo que após o pico a água efluente pode apresentar concentração maior do que a da água afluente. Entretanto, isso ocorre durante curto intervalo de tempo, sendo que em poucos dias o sistema retoma suas condições iniciais. Contrapondo os resultados descritos por Matteo D' Alessio et al. (2016), até o Estágio V, os filtros não foram capazes de retomar suas condições iniciais. Outrossim, nem a alimentação com água sem esgoto nem as descargas de fundo realizadas foram capazes de contribuir para a qualidade da água efluente aos filtros. Dessa forma, pode-se levantar a hipótese de que os resultados negativos para a remoção de coliformes totais podem não ter origem na possível impregnação de comunidades de coliformes durante o evento crítico, e sim em fatores externos, como a contaminação da tubulação de saída.

Os resultados obtidos no Estágio VI corroboram a hipótese de contaminação da tubulação de saída, uma vez que nas Campanhas 11 e 12 deixou-se de coletar as amostras nas torneiras de saída dos filtros para coletar no fundo dos filtros a partir da abertura dos registros de descarga. Durante essas campanhas, com exceção do filtro FIRC, todos os sistemas apresentaram concentração de coliformes totais menor ou igual à da água bruta.

A passagem de esgoto bruto pela tubulação vertical de saída pode ter aumentado as comunidades de coliformes no biofilme aderidas às paredes da tubulação, de modo que as descargas de fundo podem não ter sido capazes de desprender as comunidades desses microrganismos das pa-

redes da tubulação. A contaminação existente no biofilme dos tubos pode ser transferida para água durante o escoamento, como apontam Galvão, Motta e Alvarez (2006), principalmente em escoamentos com baixa velocidade. Inclusive pode ocorrer a multiplicação de bactérias por encontrarem no biofilme um ambiente propício ao seu desenvolvimento (SCORSAFAVA et al., 2011). Curiosamente, foi nas primeiras campanhas (quando as tubulações eram novas e, portanto, não possuíam biofilme desenvolvido) que os filtros apresentaram maior remoção de coliformes totais.

Por fim, convém discutir o destaque negativo do filtro FIRC com relação à concentração de coliformes totais. Em 10 das 12 campanhas realizadas, o filtro com resíduo cerâmico aumentou a concentração desse parâmetro. De acordo com Zhao et al. (2019), a superfície porosa dos tijolos triturados pode contribuir com a manutenção de comunidades biológicas durante a filtração. Assim, a população de coliformes pode ter encontrado no filtro com camada intermediária de resíduo cerâmico habitat favorável para seu crescimento. Letshwenyo e Lebogang (2019) também apontam a multiplicação celular como um dos mecanismos responsáveis pelo aumento da concentração de patógenos na água efluente. Além disso, os autores também atribuem para falha na remoção de patógenos a presença de caminhos preferenciais no meio filtrante (curtos-circuitos), de modo que a água atravessa o filtro sem que atuem os mecanismos de purificação.

A respeito dos caminhos preferenciais ocasionado pelo efeito parede, Lang et al., (1993) avaliaram sua ocorrência em filtros estudados com relação D/d variando de 26 a 6.000, e concluíram que a relação D/d maior ou igual a 50 é o recomendado para minimizar seus efeitos. Como neste trabalho a relação D/d era maior do que a recomendada, o efeito parede oriundo da distribuição granulométrica não deve ter sido signifi-

cativo. Contudo, cabe uma ressalva: a estrutura dos filtros possuía formato retangular, e não circular, como a maioria das colunas de filtração. Dessa forma, caminhos preferenciais podem ter sido criados nas regiões das arestas dos filtros, onde sabidamente ocorrem tensões superficiais concentradas, diferentemente do círculo onde as tensões são uniformemente distribuídas.

Relativo à concentração de coliformes termotolerantes, a Tabela 2 apresenta os resultados das análises durante o Estágio II ao VI. Semelhante à tabela anterior, os valores em azul representam os dados em que houve redução do parâmetro, enquanto os vermelhos indicam decaimento na qualidade da água.

Tabela 2 - Resultados das análises de coliformes termotolerantes (NMP/100mL)

Estágio	Campanha	Dia	AB	FC	FFC	FIFC	FIM	FICV	FIRC
II	1	58	4,2x10 ²	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	2	73	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	3	86	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
III	4	115	2,3x10 ²	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	5	128	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
IV	6	141	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	7	156	2,3x10 ²	4,6x10 ³	2,3x10 ²	3,6x10	9,2x10	>1,1x10 ⁴	>1,1x10 ⁴
V	8	169	0	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	9	176	0	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
	10	183	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10	<3,0x10
VI	11	190	<3,0x10	0	0	0	0	0	<3,0x10
		197	0	0	0	0	0	0	<3,0x10

Fonte: Autores (2020)

Em geral, a água bruta apresentou baixa concentração de coliformes termotolerantes. Nos Estágios II e III e na primeira campanha do Estágio IV, todos os filtros produziram água com concentração de coliformes termotolerantes menor do que a da água bruta. Durante o Estágio V, somente a descarga de fundo realizada antes da Campanha 10 aparenta ter contribuído com a melhoria na qualidade da água, uma vez que a concentração de coliformes termotolerantes nos filtros era igual à da água bruta.

Assim como ocorreu para coliformes totais, a mudança no ponto de coleta das amostras, Estágio VI, resultou em melhorias na qualidade da água efluente aos filtros em relação à concentração de coliformes termotolerantes. Na Campanha 11, com exceção de FIRC, todos os filtros reduziram 100% da concentração de coliformes termotolerantes. Ademais, os resultados da Campanha 12 foram semelhantes aos da cam-

panha anterior. Nessa campanha, porém, a água bruta, por si só, já apresentava concentração de coliformes termotolerantes igual a zero.

Possivelmente, os mecanismos responsáveis pela deterioração da qualidade da água quanto ao parâmetro coliformes totais (contaminação do meio filtrante e da tubulação de saída, curtos-circuitos e multiplicação celular) exerceram menor influência sobre a concentração de coliformes termotolerantes da água efluente, uma vez que esses microrganismos eram menos abundantes na água bruta em comparação com coliformes totais. Assim como neste trabalho, Zipf, Pinheiro e Conegro (2016) observaram maior variabilidade na concentração de coliformes totais do que na de coliformes termotolerantes na água efluente aos filtros lentos.

Adicionalmente, o desempenho dos filtros na remoção de patógenos também foi avaliado a partir da concentração de bactérias heterotróficas.

A Tabela 3 exibe os resultados das análises desse parâmetro para água afluente e efluente aos filtros. Nessa tabela, os dados em azul correspondem à ocorrência de remoção, as informa-

ções em vermelho destacam piora na qualidade da água, e os traços representam amostras nas quais não foi possível realizar a contagem do número de Unidades Formadoras de Colônias (UFC).

Tabela 3 - Resultados da contagem de bactérias heterotróficas (UFC/mL)

Estágio	Campanha	Dia	AB	FC	FFC	FIFC	FIM	FICV	FIRC
II	1	58	360	160	160	120	70	100	2900
	2	73	1000	12000	500	700	-	300	1000
	3	86	-	-	3000	1000	600	450	90
III	4	115	-	-	600	-	1000	1000	-
	5	128	-	3000	-	-	-	4000	-
IV	6	141	-	-	-	-	-	-	-
	7	156	1000	0	-	500	-	1000	100000
V	8	169	-	-	-	-	-	-	10000
	9	176	-	-	-	0	-	-	400
	10	183	-	13000	-	-	-	-	-
VI	11	190	-	-	-	-	2400	-	-
	12	197	1000	2000	-	1500	3000	2000	-

Fonte: Autores (2020)

Durante a primeira campanha, somente o filtro FIRC não removeu bactérias heterotróficas. Na segunda campanha, apenas os filtros FFC, FIFC e FICV reduziram esse parâmetro na água efluente. O filtro FIFC também foi o único a promover remoção na Campanha 10, acompanhado do filtro controle. Por fim, na Campanha 12, nenhum filtro reduziu a concentração de bactérias heterotróficas.

Os resultados e a análise das demais campanhas foram prejudicados pelo fato de que em muitas placas não foi possível realizar a contagem das unidades formadoras de colônias. A dificuldade na contagem das colônias derivava das caracte-

rísticas da água, cujas unidades formadoras de colônia desses microrganismos possuíam a tendência de crescer juntas e espalhadas. Quando isso ocorria nas placas com amostras da água bruta, por exemplo, inviabilizava a avaliação dos filtros quanto à eficiência de remoção.

Em geral, a contabilização das unidades formadoras de colônia é realizada a partir da identificação de pequenos círculos (ou pontos) bem definidos; cada um corresponde a uma UFC. Assim como pode ser observado na Fig. 3, a união de unidades formadoras de colônias impossibilitou sua quantificação de forma segura.

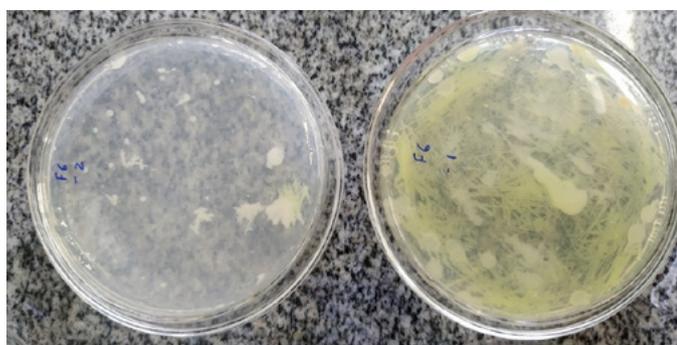


Figura 3 - Placas petri cuja contagem das UFC não pôde ser realizada

Fonte: Autores (2020)

Diante das dificuldades encontradas, pode-se julgar ser inadequado o método *Spreader Plate* com PCA para determinação da concentração de bactérias heterotróficas em águas com características semelhantes às desse trabalho. De fato, Domingues et al. (2007) recomendam a utilização dos métodos *Pour Plate* com PCA ou *Spreader Plate* com *Tryptone Soy Agar* (TSA) para determinação da concentração de bactérias heterotró-

ficas, sendo que esse último método apresentou maior desempenho.

Visando contornar as dificuldades de contagem nas placas, buscou-se realizar análise qualitativa das observações obtidas nas Campanhas 6 a 12. Para tanto, elaborou-se a Fig. 4, na qual cada amostra, em cada campanha, recebeu três círculos para retratar as três diluições que eram inoculadas (1/10, 1/100 e 1/1000, respectivamente).

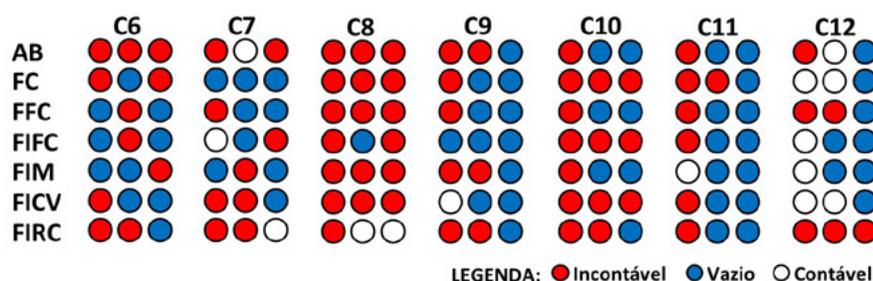


Figura 4 - Análise qualitativa da remoção de bactérias heterotróficas
Fonte: Autores (2020)

Na Fig. 4, as cores dos círculos traduzem os resultados das amostras, de maneira que círculos vermelhos correspondem a placas em que não foi possível realizar a contagem; os círculos azuis indicam placas nas quais não houve crescimento de bactérias heterotróficas; e os círculos sem preenchimento fazem alusão a placas cuja quantificação do número de unidades formadoras de colônias foi viabilizada.

Dessa forma, ao se analisar o número de placas vazias, nota-se que todos os filtros apresentaram maior número de placas desse tipo quando comparados com a água bruta, excetuando-se, porém, o filtro FIRC. Esse filtro apresentou o mesmo número de placas azuis da água bruta, demonstrando desempenho inferior aos demais, assim como ocorrera para coliformes.

Ademais, os filtros FFC, FIFC e FIM foram os que apresentaram mais placas vazias, 11 no total, superando o filtro controle, com 8 placas. Mesmo sendo difícil determinar analiticamente a eficiên-

cia dos sistemas, observou-se que, de forma geral, praticamente todos os filtros atuaram na melhoria da qualidade da água no que diz respeito à concentração de bactérias heterotróficas. De modo que, em muitas observações, a água efluente atendia ao padrão de potabilidade estabelecido no Anexo XX da Portaria de Consolidação nº 5, de 28 de setembro de 2017, do Ministério da Saúde (MS) (BRASIL, 2017), alterado pela Portaria nº 888 de 04 de maio de 2021 (BRASIL, 2021), a qual estabelece 500 UFC/mL como limite máximo permitido.

No tocante à eficiência dos sistemas, os percentuais de remoção média de coliformes totais, coliformes termotolerantes e bactérias heterotróficas estão apresentados na Tabela 4. Os valores exibidos nessa tabela levam em conta somente as observações em que houve redução dos parâmetros, para que as “eficiências negativas” não interferissem no cálculo da média. Dessa forma, associado às médias de remoção está o número de amostras que entraram no cálculo.

Tabela 4 - Remoção média de coliformes totais, termotolerantes e bactérias heterotróficas

	Coliformes totais		Coliformes termotolerantes		Bactérias heterotróficas	
	Nº de amostras	Remoção (%)	Nº de amostras	Remoção (%)	Nº de amostras	Remoção (%)
FC	3	71,72 ± 47,68	2	89,91 ± 4,17	2	77,78 ± 31,43
FFC	4	73,75 ± 33,40	2	89,91 ± 4,17	2	52,78 ± 3,93
FIFC	6	69,74 ± 31,10	3	88,05 ± 4,36	3	48,89 ± 18,36
FIM	5	56,74 ± 29,16	3	79,94 ± 17,52	1	80,56 ± 0,00
FICV	3	61,44 ± 41,91	2	89,91 ± 4,17	2	47,41 ± 1,57
FIRC	2	83,56 ± 22,87	2	89,91 ± 4,17	0	-

Fonte: Autores (2020)

O filtro controle apresentou eficiência de remoção média de coliformes totais igual a 71,72%, sendo superado somente pelos filtros FLFC e FL-SRC, com 73,75% e 83,56%, respectivamente. Para remoção de coliformes termotolerantes, os filtros FC, FFC, FICV e FIRC apresentam remoção de 89,91%, acompanhados pelos filtros FIFC e FIM. Com relação à remoção de bactérias heterotróficas, o filtro FIM apresentou maior eficiência de remoção média (80,56%), seguido pelos filtros FC, FFC, FIFC, FICV e FIRC; este último não apresentou remoção em nenhuma amostra analisada para esse parâmetro.

As eficiências de remoção de coliformes totais obtidas neste trabalho foram semelhantes às observadas por Matteo D' Alessio et al. (2016). Esses autores observaram a eficiência de filtros lentos quando eram alimentados por uma mistura de água e 20% esgoto e quando passaram a ser alimentados somente por água. Na primeira situação observou-se remoção média de coliformes de 84,53%, ao passo que na segunda a eficiência média foi reduzida para 75,81%. Ademais, ao operar um sistema composto por pré-filtro grosseiro e filtro lento, Letshwenyo e Lebogang (2019) observaram remoção de coliformes totais de 45 a 100%.

Sobre a remoção de coliformes termotolerantes, as eficiências obtidas se aproximam das observadas por Singer, Skinner e Cantwell (2017). Os autores avaliaram a remoção desse parâmetro em filtros lentos sob condições normais e ime-

diatamente após o procedimento de limpeza. Na primeira condição obtiveram remoções de 92,8 a 99,5%, ao passo que depois da manutenção a capacidade de redução desses patógenos pelo sistema caiu para 52,1 a 87,7%.

A respeito da remoção de bactérias heterotróficas, observou-se que esses resultados foram os que mais se distinguiram dos reportados pela literatura. Ellis e Wood (1985), por exemplo, obtiveram remoção média acima de 99% de bactérias heterotróficas em filtros lentos amadurecidos, cuja camada biológica se encontrava totalmente desenvolvida.

Mesmo obtendo-se médias de remoção de coliformes totais, coliformes termotolerantes e bactérias heterotróficas pertencentes ao intervalo 45-90%, observou-se que são inferiores às eficiências reportadas pela maioria dos autores. Trabalhos como os de Rajesh Tundia, Ahammed e George (2016), Delgado-Gardea et al. (2019), Bellamy et al. (1985) e Sizirici et al. (2019) obtiveram remoções acima de 90% para os mesmos parâmetros, nas mais diversas configurações de filtros.

Além disso, as eficiências de remoções obtidas neste trabalho devem ser analisadas com cautela, tendo em vista que muitas delas foram calculadas com base em poucas observações, o que pode levar a conclusões incoerentes. O filtro FIRC, por exemplo, apresentou maior percentual de remoção de coliformes totais e termotolerantes; no entanto, ao se analisar os resultados desses parâmetros durante as campanhas, per-

cebe-se que esse filtro foi o que mais apresentou amostras com concentração desses parâmetros maior do que a água bruta. Logo, o filtro FIRC foi eficiente, mas não foi estável.

Na realidade, ao se analisar o desempenho dos filtros não tão somente sob o aspecto analítico das eficiências e sim de uma maneira ampla, percebe-se que os filtros com materiais naturais orgânicos, fibras de coco e maravalha se comportaram de forma mais estáveis na remoção de patógenos. Uma vez que foram esses filtros (FFC, FIRC e FIM) que apresentaram mais amostras com redução desses microrganismos.

Possivelmente a presença desses materiais orgânicos no meio filtrante contribuiu para a estabilidade na remoção de patógenos. Kumar et al. (2019) aplicaram resíduos agroindustriais (fibras de cânhamo, lodo orgânico e resíduos de celulose e papel), como camada filtrante em filtros lentos, e observaram que a presença desses materiais potencializa a atividade biológica e consequentemente a remoção de patógenos, dada sua elevada área superficial e por serem excelente meio suporte para o alojamento das comunidades biológicas.

4 CONCLUSÃO

Com base na análise do desempenho dos filtros na remoção de microrganismos patogênicos, bem como sua recuperação após evento de alimentação com alta carga de patógenos, depreende-se que:

- A alimentação dos filtros com esgoto bruto pode ter afetado a remoção de patógenos no primeiro momento. No entanto, é pouco plausível que esse evento crítico tenha sido capaz de impregnar o meio filtrante com comunidades de patógenos, uma vez que se considera pouco provável que uma possível contaminação do meio filtrante tenha se mantido após a alimentação passar a ser feita com água sem esgoto e depois das descargas de fundo.
- A possibilidade de contaminação da tubulação encontra respaldo nos resultados das análises das duas últimas campanhas, visto que se observaram melhorias significativas na água afluenta após mudança do ponto de coleta das amostras.
- Outros fatores podem ter contribuído com o aumento da concentração de patógenos na água efluente aos filtros, já que a presença de curtos-circuitos ou mesmo a multiplicação celular podem originar esse fenômeno. O caso do filtro com resíduos cerâmicos pode ter sido um exemplo notável do fenômeno de crescimento da população de patógenos no interior do meio filtrante, já que a maioria das amostras possuía concentração de patógenos maior do que a da água bruta.
- Foi constatado que os filtros com leito filtrante de fibras de coco (FFC) e com camada intermediária de resíduo cerâmico (FIRC) apresentaram maior média de remoção de coliformes totais em detrimento do filtro controle (FC).
- Os filtros FC, FFC, FIRC e com camada intermediária de carvão vegetal (FICV) apresentaram a mesma média de remoção coliformes termotolerantes.
- Somente o filtro com camada intermediária de maravalha (FIM) obteve remoção média de bactérias heterotróficas superior à do filtro controle.
- Por fim, foi observado que mesmo não apresentando, em muitos casos, maior média de remoção de patógenos, os filtros com resíduos orgânicos fibras de coco e maravalha foram mais estáveis na remoção de patógenos, isto é, apresentaram maior número de amostras cuja concentração de patógenos era menor do que na água bruta. Isso sugere que a presença desses materiais contribui para eficácia dos filtros na remoção desses tipos de microrganismos, podendo, nesse campo, ser objeto de pesquisas futuras.

5 AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi desenvolvido com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de financiamento 001.

6 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Lima AJ; **Metodologia:** Lima AJ; **Análise dos dados:** Lima AJ; **Redação primeira versão:** Lima AJ; **Revisão primeira versão:** Michelan DCGS e Silva CF; **Redação versão final:** Lima AJ; **Redação Revisão & Edição:** Lima AJ, Michelan DCGS e Silva CF; **Supervisão:** Michelan DCGS e Silva CF.

7 REFERÊNCIAS

- ANJALI, M. S.; SHRIHARI, S.; SUNIL, B. M. Experimental studies of slag filter for drinking water treatment. *Environmental Technology & Innovation*, v. 15, p. 100418, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.eti.2019.100418>
- ASSEMAE. **Diagnóstico nacional de serviços municipais de saneamento**. Brasília: FNS-ASSEMAE, 1995.
- BELLAMY, W. D. et al. Removing Giardia Cysts With Slow Sand Filtration. *Journal – American Water Works Association*, v. 77, n. 2, p. 52–60, 1985. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.1985.tb05492.x>
- BERYANI, A. et al. Survey of the operational status of twenty-six urban stormwater biofilter facilities in Sweden. *Journal of Environmental Management*, v. 297, p. 113375, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2021.113375>
- BRASIL. **Manual prático de análise de água**. 4º ed. Brasília: FUNASA, 2013.
- BRASIL. ABNT. **NBR 12.216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**. 1992.
- BRASIL. Ministério da Saúde. **Portaria de consolidação nº5 de 28 de setembro de 2017**. Consolidação das normas sobre as ações e os serviços de saúde do Sistema Único de Saúde. 2017.
- BRASIL. Ministério da Saúde. **Portaria no 888, de 04 de maio de 2021**. Altera o Anexo XX da Portaria de Consolidação GM/MS no 5, de 28 de setembro de 2017, para dispor sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. 2021.
- CANH, V. D.; FURUMAI, H.; KATAYAMA, H. Removal of pepper mild mottle virus by full-scale microfiltration and slow sand filtration plants. *npj Clean Water*, p. 7, 2019. <https://doi.org/10.1038/s41545-019-0042-1>
- DELGADO-GARDEA, M. C. E. et al. Streptophyta and Acetic Acid Bacteria Succession Promoted by Brass in Slow Sand Filter System Schmutzdeckes. *Scientific Reports*, v. 9, n. 1, p. 7021, 2019. <https://doi.org/10.1038/s41598-019-43489-9>
- DI BERNARDO, L.; SABOGAL PAZ, L. P. **Seleção de tecnologia de tratamento de água**. São Carlos: LDIBE LTDA, 2008.
- DOMINGUES, V. O. et al. Contagem de bactérias heterotróficas na água para consumo humano: comparação entre duas metodologias. *Saúde (Santa Maria)*, v. 33, n. 1, p. 15–19, 2007. <https://doi.org/10.5902/223658346458>
- ELLIS, K. V.; WOOD, W. E. Slow sand filtration. *Critical Reviews in Environmental Control*, v. 15, n. 4, p. 315–354, 1985.
- GALVÃO, C. F.; MOTTA, G. de F.; ALVAREZ, M. E. L. Análise qualitativa da contaminação da água das tubulações de equipamentos odontológicos. *Arquivo Brasileiro de Odontologia*, v. 48, p. 1–7, 2006.
- GRACE, M. A.; HEALY, M. G.; CLIFFORD, E. Performance and surface clogging in intermittently loaded and slow sand filters containing novel media. *Journal of Environmental Management*, v. 180, p. 102–110, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2016.05.018>
- HAIG, S.-J. et al. The Relationship between Microbial Community Evenness and Function in Slow Sand Filters. *mBio*, v. 6, n. 5, p. e00729–15, 2015. <https://doi.org/10.1128/mBio.00729-15>
- HUISMAN, L.; WOOD, W. E. **Slow Sand Filtration**. Geneva: World Health Organization, 1974.
- JAYALATH, C. P. G.; MIGUNTANNA, N. S.; PERERA, H. A. K. C. Burnt Clay Bricks as an Alternative Filter Media for Pebble Matrix Filters (PMF). *Engineer: Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*, v. 49, n. 3, p. 1, 2016. <http://doi.org/10.4038/engineer.v49i3.7071>
- KUMAR, P. et al. Agro-industrial residues as a unique support in a sand filter to enhance the bioactivity to remove microcystin-Leucine aRginine and organics. *Science of The Total Environment*, v. 670, p. 971–981, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.03.260>
- LANG, J. S. et al. Investigating Filter Performance as a Function of the Ratio of Filter Size to Media Size. *Journal – American Water Works Association*, v. 85, n. 10, p. 122–130, 1993. <https://doi.org/10.1002/j.1551-8833.1993.tb06087.x>
- LAUTENSCHLAGER, K. et al. Abundance and composition of indigenous bacterial communities in a multi-step biofiltration-based drinking water treatment plant. *Water Research*, v. 62, p. 40–52, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2014.05.035>
- LETSHWENYO, M. W.; LEBOGANG, L. Assessment of roughing and slow sand filter modified with slag and clinker ash for removal of

microorganisms from secondary effluent. **Environmental Technology**, p. 1–12, 2019.

MATTEO D'ALESSIO et al. A low-cost water-treatment system for potable water supplies in developing countries and after a natural disaster: ability to remove total coliforms and *E. coli*. **Clean Technologies and Environmental Policy**, v. 18, n. 3, p. 925–934, 2016. <https://doi.org/10.1007/s10098-015-1074-y>

MURTHA, N.; HELLER, L.; LIBÂNIO, M. Filtração lenta em areia como alternativa tecnológica para o tratamento de águas de abastecimento no Brasil. In: 19º CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 1997. **Anais...** ABES, 1997. Disponível em: <http://rgdoi.net/10.13140/RG.2.1.1275.0480>. Acesso em: 20 set. 2021.

OLIVEIRA, F. F.; SCHNEIDER, R. P. Slow sand filtration for biofouling reduction in seawater desalination by reverse osmosis. **Water Research**, v. 155, p. 474–486, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2019.02.033>

PIZZOLATTI, B. S. et al. Comparison of backwashing with conventional cleaning methods in slow sand filters for small-scale communities. **Desalination and Water Treatment**, v. 54, n. 1, p. 1–7, 2015. <https://doi.org/10.1080/19443994.2013.879080>

RAJESH TUNDIA, K.; AHAMMED, M. M.; GEORGE, D. The effect of operating parameters on the performance of a biosand filter: a statistical experiment design approach. **Water Science and Technology: Water Supply**, v. 16, n. 3, p. 775–782, 2016. <https://doi.org/10.2166/ws.2015.191>

SCORSARFAVA, M. A. et al. Evaluation of the quality of water supplied in the period of 2007–2009. **Rev Inst Adolfo Lutz**, p. 9, 2011.

SILVA, N. et al. **Manual de métodos de análise microbiológica de alimentos e água**. 4. ed. São Paulo: Livraria Varela, 2010.

SINGER, S.; SKINNER, B.; CANTWELL, R. E. Impact of surface maintenance on BioSand filter performance and flow. **Journal of Water and Health**, v. 15, n. 2, p. 262–272, 2017. <https://doi.org/10.2166/wh.2017.129>

SIZIRICI, B. et al. Modified biosand filters enriched with iron oxide coated gravel to remove chemical, organic and bacteriological contaminants. **Journal of Water Process Engineering**, v. 27, p. 110–119, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jwpe.2018.11.015>

ŚMIECH, K. et al. Comparing Mixed-Media and Conventional Slow-Sand Filters for Arsenic Removal from Groundwater. **Water**, v. 10, n. 2, p. 119, 2018. <https://doi.org/10.3390/w10020119>

SOUZA, F. H. et al. Diagnóstico e discussão sobre uso da Filtração Lenta para abastecimento público em Santa Catarina, Brasil. **Revista DAE**, v. 66, n. 209, p. 37–50, 2018. <https://doi.org/10.4322/dae.2017.013>

SOUZA, F. H. et al. Study of slow sand filtration with backwash and the influence of the filter media on the filter recovery and cleaning. **Environmental Technology**, v. 37, n. 14, p. 1802–1810, 2016. <https://doi.org/10.1080/09593330.2015.1132778>

URFER, D. Use of bauxite for enhanced removal of bacteria in slow sand filters. **Water Science and Technology: Water Supply**, v. 17, n. 4, p. 1007–1015, 2017. <https://doi.org/10.2166/ws.2016.199>

WEBSTER, T. M.; FIERER, N. Microbial Dynamics of Biosand Filters and Contributions of the Microbial Food Web to Effective Treatment of Wastewater-Impacted Water Sources. **Applied and Environmental Microbiology**, v. 85, n. 17, p. e01142–19, /aem/85/17/AEM.01142-19.atom, 2019. <https://doi.org/10.1128/AEM.01142-19>

ZHAO, Y. et al. Purification of harvested rainwater using slow sand filters with low-cost materials: Bacterial community structure and purifying effect. **Science of The Total Environment**, v. 674, p. 344–354, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.03.474>

ZIPF, M. S.; PINHEIRO, I. G.; CONEGERO, M. G. Simplified greywater treatment systems: Slow filters of sand and slate waste followed by granular activated carbon. **Journal of Environmental Management**, v. 176, p. 119–127, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2016.03.035>

Qualidade da água de abastecimento público do município de Abaetetuba, estado do Pará

Water quality of public supply the municipality of Abaetetuba, state of Pará

• **Data de entrada:**
28/06/2021

• **Data de aprovação:**
25/10/2021

Ágatha Marques Farias^{1*} | Marta Lima Lacerda¹ | Thaise Daniele Paixão Teixeira¹ |
Raynner Menezes Lopes¹ | Joice Cristini Kuritza²

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.077>

ORCID ID

Farias AM  <https://orcid.org/0000-0001-6595-6407>
Lacerda ML  <https://orcid.org/0000-0002-6992-0417>

Teixeira TDP  <https://orcid.org/0000-0002-0737-131X>
Lopes RM  <https://orcid.org/0000-0001-8346-1280>
Kuritza JC  <https://orcid.org/0000-0003-0485-1841>

Resumo

Devido à crescente exploração da água subterrânea para diversos fins, o uso dos Índices de Qualidade da Água (IQA) como instrumentos complementares na avaliação da qualidade e caracterização das fontes hídricas tem se mostrado satisfatório, tornando-se uma ferramenta bastante útil para facilitar a comunicação entre profissionais e a compreensão da população interessada no assunto. Tendo isso em vista, o trabalho tem como objetivo a caracterização do sistema de abastecimento de água público e a avaliação da qualidade da água subterrânea utilizada para o abastecimento do município de Abaetetuba - PA. Foram aplicados três Índices de Qualidade, no caso o Índice de Qualidade Natural de Águas Subterrâneas (IQNAS), o Índice de Qualidade da Água Subterrânea (IQAS) e o Índice Relativo de Qualidade (IRQ). Com os resultados dos parâmetros de qualidade de água e profundidades dos poços, fornecidos pela companhia responsável pelo abastecimento no município, foi possível calcular os índices de todos os poços da região de estudo. Destacaram-se os poços do bairro algodoal e da ETA, que obtiveram resultados ligeiramente inferior (“boa”) para o IQNAS, sendo que na água do poço da ETA, o conceito também foi ligeiramente inferior (“aceitável”) para o IQAS e consideravelmente inferior (“péssima”) para o IRQ, possivelmente pela elevada concentração de nitrato (14 mg.L^{-1}) na água do poço da ETA. Contudo, em sua maioria, os poços usados na captação apresentam água com qualidade satisfatória.

Palavras-chave: Parâmetros. IQA. ETA. Poços.

Abstract

Due to the growing exploitation of groundwater for various purposes, the use of Water Quality Indexes (WQI) as complementary instruments in assessing the quality and characterization of water sources has been showing satisfactory, making it a very useful tool to facilitate the communication between professionals and the interested population's comprehension about this subject. With this in mind, this work aims to characterize the public water supply system and to assess the quality of groundwater used to supply the municipality of Abaetetuba - PA. Three Quality Indices were applied, in this case, the Natural Groundwater Quality Index (NGQI), the Groundwater Quality Index (GQI) and the Relative Quality Index (RQI). With the results of water quality parameters and the well

¹ Universidade Federal do Pará (UFPA) Abaetetuba - Pará - Brasil.

² Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Curitiba - Paraná - Brasil.

* **Autora correspondente:** agatha9496@hotmail.com.

depth, provided by the company responsible for supplying the municipality, it was possible to identify the indices for all wells. Highlighted the wells the neighborhood called Algodual and Water Treatment Station (WTS), which obtained as result for NGQI, slightly lower (“good”), whereas in the water of the WTS’s well, the result was also slightly lower (“acceptable”) for IQAS, and considerably lower (“Terrible”) for the IRQ, possibly due to the high concentration of nitrate (14 mg.L^{-1}) in the water of the WTS’s well. However, for the most part, the wells used in the catchment have water with satisfactory quality.

Keywords: Parameters. WQI. WTS; Wells.

1 INTRODUÇÃO

As águas superficiais vêm passando por escassez de quantidade e qualidade, principalmente devido a industrialização, agricultura irrigada (SOUSA et al., 2010) e crescimento populacional. A exemplo cita-se a crise hídrica no Paraná, na qual mais de sete cidades tiveram o abril mais seco da história (PARANA, 2021). Como solução alternativa, as águas subterrâneas vêm assumindo papel relevante e estratégico na proposição de variadas atividades socioeconômicas (MATTOS et al., 2017). Por esses motivos, os mananciais subterrâneos são intensamente explorados no Brasil (ANA, 2007), e essa exploração tem causado a contaminação de aquíferos, devido ao crescimento descontrolado da perfuração de poços tubulares e atividades antrópicas (ZOBY, 2008).

Para Azevedo (2006), apesar da abundância em águas superficiais, a região Amazônica tem uma crescente exploração das águas subterrâneas por apresentar vantagens práticas e econômicas quanto à sua captação, por dispensar tratamentos químicos – exceto desinfecção – e ser de excelente qualidade e abundante. Contudo, isso contribui para as possíveis poluições ou contaminações relacionadas as aglomerações urbanas.

Os métodos e mecanismos utilizados para monitorar e, quando necessário, promover a qualidade dessas águas, são as Estações de Tratamento de Água (ETA), definidas pela Lei Nº 14.026 como um conjunto de serviços, infraestruturas e

instalações operacionais constituído pelas atividades, necessárias ao abastecimento público de água potável, desde a captação até as ligações prediais, e respectivos instrumentos de medição (BRASIL, 2020). Além disso, cita-se o monitoramento hidroquímico, que se utiliza de parâmetros químicos, físicos e biológicas para avaliação da qualidade da água, e permite mensurar a degradação do manancial e a eficiência do tratamento ao longo do tempo.

No entanto, a utilização desses métodos torna difícil a interpretação dos dados por não especialistas no tema, devido aos diversos parâmetros que dependem dos principais usos da água, ocupação do solo e do objetivo da pesquisa, além de resultar em um custo elevado. Uma forma de compilar os dados analisados em um único valor de forma objetiva e rápida é aplicar um Índice de Qualidade da Água (IQA) (MENEZES et al., 2018).

O uso dos Índices de Qualidade da Água (IQA) como instrumentos complementares na avaliação da qualidade tem se mostrado satisfatório, pois facilita a comunicação entre os profissionais e a compreensão da população interessada no assunto (DE ALMEIDA; DE OLIVEIRA, 2010; LOPES, 2017). O IQA é um instrumento matemático que unifica parâmetros de diferentes naturezas (biológica, química e/ou física), facilita a comunicação com o público geral, gera uma classificação geral ao invés de variáveis isoladas e unifica diversas variáveis em um único número, compa-

tibilizando diferentes unidades de medidas em uma única unidade (CETESB, 2017; MENEZES et al., 2018).

Com o intuito de contribuir na atuação dos índices de qualidade e propor informações à sociedade, este trabalho tem como objetivo a caracterização do sistema de abastecimento de água e, com a aplicação de índices de qualidade, avaliar a água dos poços utilizados no abastecimento do município de Abaetetuba, localizada no estado do Pará, inserido na região amazônica.

2 METOLOGIA

A pesquisa foi realizada na região urbana do município de Abaetetuba, que pertence à mesorregião nordeste do estado do Pará e faz parte da microrregião de Cametá (DE ALMEIDA, 2007). Tem como limites os municípios de Barcarena e Pontas de Pedra (ao norte), Moju (a leste), Igarapé-Miri e Moju (ao sul), Limoeiro do Ajuru e Muaná (a oeste). O município está a 22 metros de altitude e localiza-se 80 km a sudoeste da cidade de Belém, capital do estado (Fig. 1).

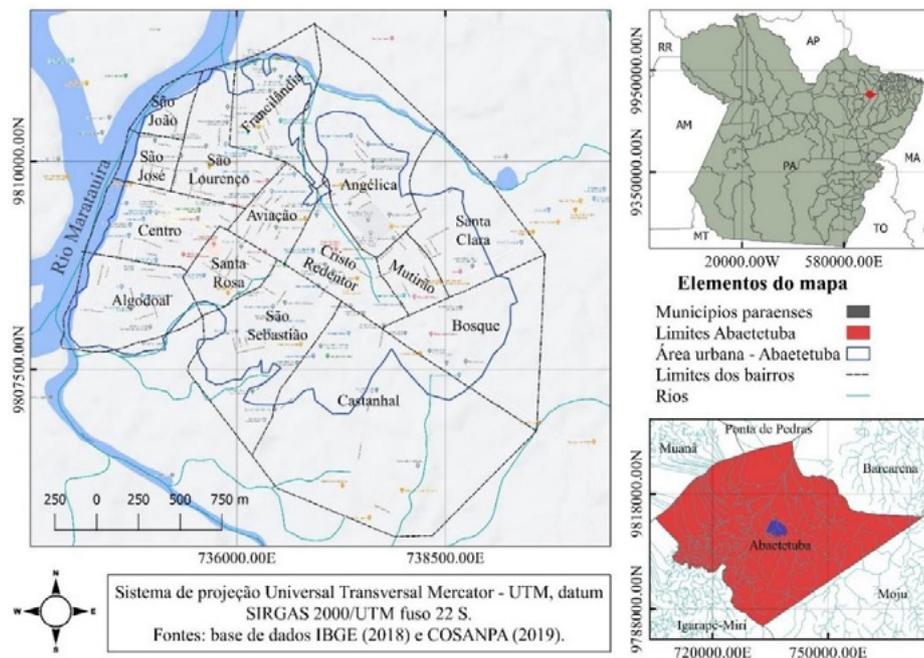


Figura 1 - Mapa de localização da área de estudo
Fonte: Autores, 2020.

Abaetetuba possui 1.611 Km², que se dividem em área urbana, com 16 bairros; zona rural, que possui 20 ilhas e 49 localidades; além do distrito de Beja, que é um balneário local. A população estimada é de 141.100 habitantes e sua densidade demográfica é de 87,61 habitantes/Km² (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, 2010). O município apresentou grande expansão urbana nos últimos anos, passou de 561,62 hectares em 1990 a 1454,72 hectares

no ano de 2017, crescimento urbano de 893,1 hectares em 27 anos (DIAS, 2018). O incremento populacional do município foi de 41.111 habitantes nesse período, segundo dados do IBGE (1990,2010). O município atualmente apresenta dinâmicas territoriais assentadas na agricultura familiar, no extrativismo e na pesca artesanal, atividades do setor primário, o comércio e serviços voltados aos serviços públicos (SOMBRA SOARES, 2021).

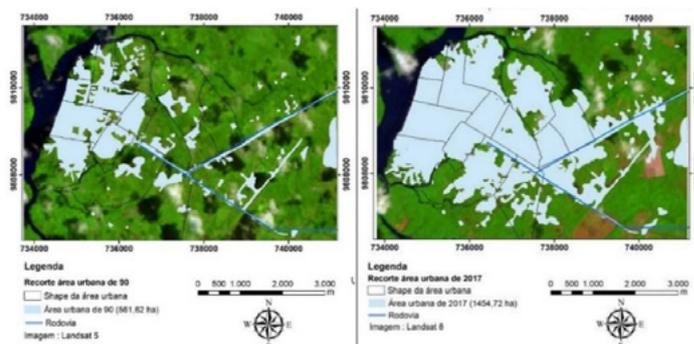


Figura 2 - Mapa de expansão da área urbana entre os anos de 1990 e 2017 do município.
Fonte: Adaptado de Dias (2018).

No entanto, mesmo com a grande expansão territorial e populacional, o município não apresenta um sistema de esgotamento sanitário. De acordo com o IBGE (2010), a população local, devido à falta de esgotamento sanitário, recorre a sistemas alternativos, como fossas rudimentares (39,98% dos domicílios), fossas sépticas (16,57% dos domicílios), despejo direto nos corpos hídricos (15,56% dos domicílios) e outras alternativas (27,89% dos domicílios). Essa realidade está destacada pelo sistema nacional de informações sobre o saneamento (SNIS), que relata em seu diagnóstico do ano de 2019 que apenas 12,61% dos municípios do estado do Pará são atendidos com redes de esgoto.

2.1 Sistema de abastecimento de água (SAA)

O SAA do município de Abaetetuba é composto por dois setores de distribuição. O primeiro distribui água aos bairros São Lourenço, São João, São José, Centro, Algodal e Francilândia. O segundo setor abastece os bairros da Avia-

ção, Santa Rosa, São Sebastião, Cristo Redentor, Mutirão, Santa Clara e Angélica (ABAETETUBA, 2017).

Os mananciais utilizados no abastecimento do município são subterrâneos. No total são 8 poços, com profundidades variando de 36 m a 161m. Um desses poços é utilizado para a retro-lavagem dos filtros da Estação de Tratamento de Água (ETA). Dos sete poços profundos restantes, seis estão localizados no bairro Francilândia e o último está localizado no bairro do Algodal. Além da captação de água subterrânea, o SAA (Fig. 2) do município é composto por sistema de adução e tratamento por desferrização, com ETA localizada no bairro São Lourenço, dois reservatórios elevados, um localizado na ETA e o outro no bairro do Cristo Redentor, e rede de distribuição (ABAETETUBA, 2017).

A concessionária responsável pela gestão do SAA no município realiza análises da qualidade da água dos poços de forma regular, conforme resultados apresentados na Tabela 1.

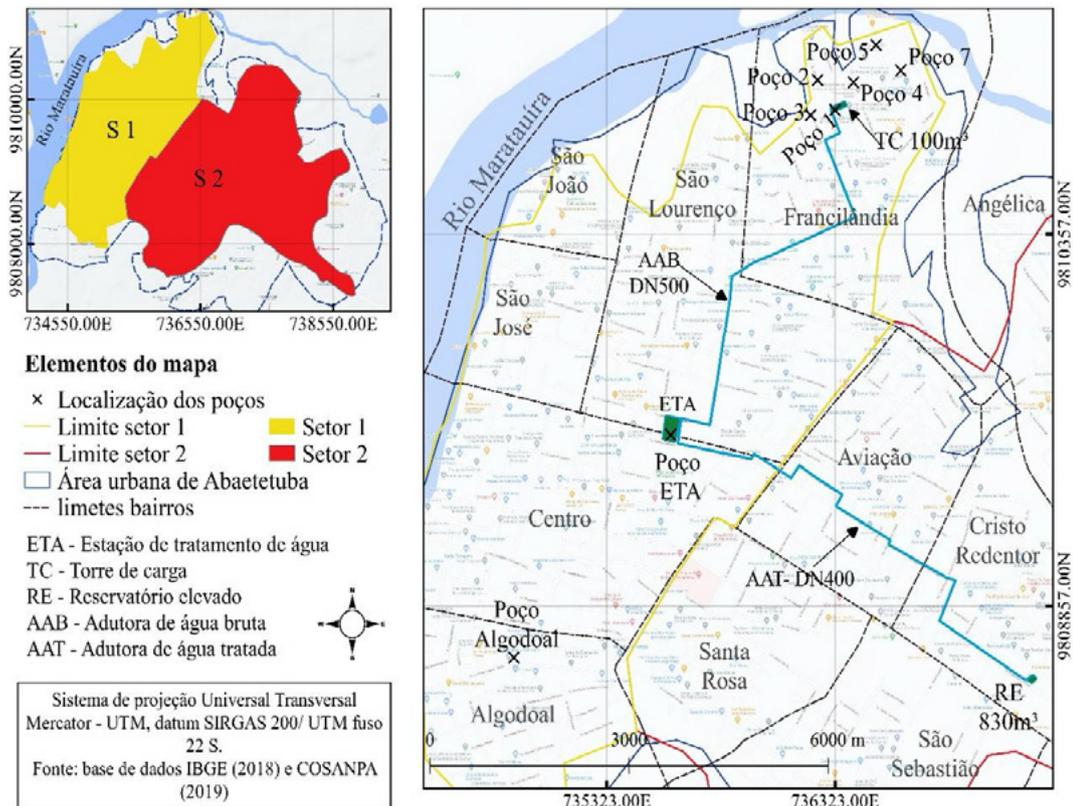


Figura 3 - Mapa de localização do Sistema de Abastecimento de Água - SAA
 Fonte: Autores, 2020.

Tabela 1 - Análises Físico-Químicas das águas dos poços realizadas em julho de 2019.
 Fonte: COSANPA (2019a).

Parâmetros de qualidade	CONAMA 396/2008 consumo humano	01	02	03	04	05	07	Poço Algodóal	Poço ETA	MS	Saída da ETA
pH		6,6	6,84	6,82	6,96	6,53	6,5	4,67	4,25	6 a 9,5	7
Cor (mg pt-co/l)		460	230	290	315	130	230	7,4	12,5	≤15	65
Turbidez (ut)		99,2	38	43,4	46,9	36,9	44,5	0,97	1,87	≤5	17,4
Cloretos (mg/l)	250	20	17	14	18	23	19	80	40	≤250	13
Dureza (como CaCO ₃)		40	38	42	42	48	46	20	16	≤500	38
Alcalinidade a metil orange (como CaCO ₃)		16	20	20	20	20	18	2	2	-	16
Matéria orgânica (O ₂ consumido)		0,2	0,4	0,2	0,2	0,6	0,4	0,2	0,4	-	0,2
Ferro dissolvido (mg/l. Fe)	0,3	5	3,4	6,9	3,4	3,4	3,4	1,7	0,3	≤0,3	1,7
Amônia (NH ₃)		0,23	0,17	0,17	0,35	0,27	0,45	2,19	4,74	≤1,5	0,17
Nitrato (como n)	10	0,07	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	1,3	14	≤10	0,08
Nitrito (como N)	1	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	≤1	<0,001
Cloro Residual Livre (mg/l Cl ₂)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,2 a 2	1,5
Coliformes total	Ausência/100ml	Pres.	Aus.	Pres.	Aus.	Aus.	Aus.	Aus.	Pres.	Aus.	Aus.
Escherichia coli	Ausência/100ml	Aus.	Aus.	Aus.	Aus.						

2.2 Índices de qualidade da água subterrânea

Baseado nos índices de qualidade da água proposto por Coutinho et al., (2013) e Lopes (2015), este trabalho optou por utilizar os índices de qualidade de água subterrânea descritos a seguir para avaliar a água utilizada no abastecimento da população do município de Abaetetuba.

2.2.1 Índice de Qualidade Natural de Água Subterrânea (IQNAS)

O IQNAS foi desenvolvido para averiguar a influência da composição litológica das unidades

hidrogeológicas na qualidade da água de um aquífero do estado da Bahia. Esse índice utiliza os parâmetros pH, cloreto, sólidos totais, dureza, fluoreto e nitrato (COUTINHO et al., 2013). Sua formulação matemática é a mesma do Índice de Qualidade da Água (IQA) da Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (Cetesb), isto é, um produto dos valores de qualidade da água subterrânea para cada parâmetro químico escolhido (Q_i), elevado ao peso atribuído a cada variável (W_i) (OLIVEIRA, 2007). A formulação pode ser observada na Eq.1.

$$IQNAS = \text{produto} (Q_i^{w_i}) = Q_1^{w_1} * Q_2^{w_2} * Q_3^{w_3} * \dots * Q_n^{w_n} \tag{1}$$

Os valores de Q_i foram obtidos pelas equações mostradas na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros, equações, faixas, distribuição original dos pesos dos parâmetros (método 1) e distribuição dos pesos modificada (método 2) por Coutinho et al. (2013) para a obtenção dos valores do IQNAS.

Parâmetros e unidades	Equações	Intervalo de validade	Métodos de distribuição dos pesos	
			1	2
pH (-)	$Q_{pH} = 1,7354 * (pH)^2$ $Q_{pH} = 16405 * [(pH)^{-2,5}] - 17$		0,05	0,081
Cloreto (Cl, mg.L ⁻¹)	$Q_{cl} = 100$ $Q_{cl} = 138,9 * (Cl)^{-0,19561} - (Cl)^{0,42}$ $Q_{cl} = 0,0$		0,26	0,419
Sólidos Totais (ST, mg.L ⁻¹)	$Q_{ST} = 79 - 0,167284 * ST + EXP[(RT)^{0,2281}]$ $Q_{ST} = 27,7$		0,22	-
Dureza (DUR, mg.L ⁻¹)	$Q_{DUR} = 100$ $Q_{DUR} = 101,1 * EXP(-0,00212 * DUR)$		0,16	0,258
Fluoreto (F, mg.L ⁻¹)	$Q_F = 80 + 21 * F - (F)^{11,6263}$ $Q_F = 0,0$		0,16	-
Nitrato (N-NO ₃ , mg.L ⁻¹)	$Q_N = 100 * EXP(-0,0994 * N)$		0,15	0,242
Soma dos pesos			1	1

Fonte: Oliveira, Negrão, Silva (2007) e Coutinho et al (2013)

A construção das curvas características da qualidade relativa de cada parâmetro pode ser conferida em Oliveira, Negrão e Silva (2007), assim como os intervalos entre as classes de qualidade do IQNAS: de 80 a 100 (qualidade ótima), de 52 a 79 (boa), de 37 a 51 (aceitável) e de 0 a 36 (imprópria). Devido à ausência dos valores das concentrações de sólidos

totais e fluoreto nos dados fornecidos pela concessionária para a aplicação do índice, foi necessária a redistribuição dos dados com base no estudo de Coutinho et al. (2013), Tabela 2. Esses autores redistribuíram os pesos dos parâmetros para aplicar o IQNAS sem as informações de fluoreto e de sólidos totais. De acordo com os autores, a redistribui-

ção foi necessária pelo fato de não haver informações específicas sobre a determinação do intervalo de classes de qualidade no trabalho original feito por Oliveira, Negrão e Silva (2007).

2.2.2 Índice de Qualidade de Água Subterrânea (IQAS)

Este índice, proposto por Melloul e Collin (1998), leva em consideração características hidroquímicas dos aquíferos, destacando o uso do solo como fator de qualidade da água subterrânea. Segundo os autores, os parâmetros químicos que mais caracterizam a relação qualidade da água e uso do solo é o Cl, que é quimicamente conservador, e NO₃, um indicador sensível aos poluentes da superfície do solo (agricultura, fossas sépticas, aterros sanitários etc.).

Para o cálculo deste índice, foram utilizados os mesmos parâmetros adotados em sua aplicação original, no caso, o cloreto e o nitrato, que são parâmetros indicadores de poluição e salinidade (LOPES, 2017), realizadas duas etapas, primeiro a transformação dos valores brutos em valores de classificação, onde, relacionando os valores dos parâmetros brutos (P_i) com os seus valores padrão desejado (P_{ip}), 250mg/l de Cl e 10 para o NO₃ (CONAMA 396/2008), tem-se para cada parâmetro um valor relativo, mostrado na Eq. 2:

$$X_i = \frac{P_i}{P_{ip}} \quad (2)$$

Para expressar o valor de X_i como um valor de classificação, Melloul e Collin (1998) determinaram uma função parabólica ajustada em Y_i = f(X_i), indicada na Eq. 3.

$$Y_i = -0,712 * (X_i)^2 + 5,228 * (X_i) + 0,484 \quad (3)$$

Em segundo momento o cálculo do IQAS é obtido por meio da Eq. 4.

$$IQAS = \left(\frac{10}{n}\right) * \left[\sum \left(\frac{W_i * Y_i}{W_{máx} * Y_{máx}}\right)\right] \quad (4)$$

Onde: n é o número de parâmetros químicos envolvidos; W_i é o peso de cada parâmetro em função de sua importância relativa ao estudo (1 e 2 para Cl e NO₃, respectivamente); W_{máx} é o peso máximo fornecido, que também depende do grau de relevância do parâmetro no estudo (W_{máx} = 5); e Y_{máx} a classificação máxima atribuído ao parâmetro (Y_{máx} = 10) e Y_i é o valor obtido da equação 3. Para os intervalos de classe temos: de 0 a 1 – Alta qualidade; 1 < à 5 – Aceitável e 5 < à 10 – Inaceitável.

2.2.3 Índice Relativo de Qualidade (IRQ)

Para caracterizar e hierarquizar o potencial de qualidade das águas subterrâneas, Fernando e Loreiro (2006) elaboraram o Índice Relativo de Qualidade (IRQ). Esse índice utiliza como parâmetros, para cada ponto monitorado ou área avaliada, o nitrato, cloreto e sólidos totais dissolvidos (STD), comumente associados às interferências antrópicas. Para essa análise não foi utilizado o STD, devido à ausência desse dado na tabela fornecida pela concessionária.

O IRQ permite a utilização de outros parâmetros, desde que conhecidos seus respectivos valores padrão estabelecidos por normas ou portarias (FERNANDES e LOUREIRO, 2006). Calcula-se o valor final do IRQ por meio da média aritmética dos índices médios (IRQ_{méd}) de cada parâmetro, que é descrito pela Eq. 5.

$$IRQ_{méd} = \frac{V_i}{VMP_i} \quad (5)$$

A Eq. 6. é utilizada para a obtenção do IRQ final

$$IRQ = \frac{IRQ_{méd}}{n} \quad (6)$$

em que: V_i é o valor da análise do parâmetro i; VMP_i é o valor máximo permitido pela portaria ou norma

que se está usando para o parâmetro i e n é o número de parâmetros utilizados no cálculo, os valores máximos permitidos utilizados estão na resolução da Portaria GM/MS nº 888/2021 (BRASIL, 2021).

Com isso, define-se a classificação da água subterrânea para consumo humano a partir de faixas escalares de variação, conforme indicado na Tabela 3. Coutinho et al. (2013) destacam que, por ser um índice relativo, é pouco preciso e não pondera a contaminação por organismos patogênicos e metais pesados.

Tabela 3 - Faixas escalares de variação do IRQ.

Faixa IRQ	Avaliação
$0,0 < \text{IRQ} \leq 0,3$	Excelente
$0,3 < \text{IRQ} \leq 0,6$	Boa
$0,6 < \text{IRQ} \leq 0,9$	Razoável
$0,9 < \text{IRQ} \leq 1,2$	Ruim
$\text{IRQ} > 1,2$	Péssima

Fonte: adaptado de Fernandes e Loureiro (2006)

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Apesar das características potencialmente nocivas da urbanização às águas subterrâneas do município, os poços utilizados para o abastecimento público, em geral, não apresentaram características de que estão sendo afetados, já que para os três IQAs analisados (Fig. 4), a maioria das águas dos poços teve conceito “ótimo”, “alta qualidade” ou “excelente”, dependendo do IQA observado.

Os poços estão localizados em área urbanizada, e têm profundidade variando de 36 a 161 metros, alcançando as formações Barreiras e Pirabas superior, sendo o Barreiras um aquífero de predominância no município de Abaetetuba (SILVA et al., 2017). Os aquíferos presentes no município são melhor explicados no fluxograma da Fig. 5, onde descreve camadas, profundidades e natureza de acordo com SILVA et al. (2017); DE ALMEIDA et al. (2006) e MATTA (2002).

Devido à sua natureza, o aquífero Pirabas Superior, onde os poços do bairro da Francilândia se encontram, pode estar resguardado de receber contaminação, justificando os resultados dos IQAs. Em

contrapartida, os poços do bairro algodual e da ETA, cujas profundidades são as menores dentre os poços estudados (40 e 36 m, respectivamente), tiveram água com conceito ligeiramente inferior (“boa”) para o IQNAS, sendo que na água do poço da ETA, o conceito também foi ligeiramente inferior (“aceitável”) para o IQAS e consideravelmente inferior (“péssima”) para o IRQ, possivelmente pela elevada concentração de nitrato (14 mg.L^{-1}).

A presença de nitrato na água subterrânea pode estar ligada a áreas antropizadas, como descrito por Murgulet e Tick (2013), Matiatos (2016), Selvakumar et al. (2017) e Mattos (2017), que relacionam o parâmetro às más condições sanitárias, intensa urbanização e agricultura.

Para o município em estudo, as más condições sanitárias e as ações antrópicas, associadas ao fato de que os poços do bairro Algodual e da ETA, por serem mais rasos e estarem supostamente captando das porções semi-livres do aquífero Barreiras, podem explicar os menores conceitos na qualidade da água.

É importante destacar também que o conceito “péssima”, atribuído pelo IRQ à qualidade da água do poço da ETA, é plenamente discutível, pois o IRQ é um índice parcialmente compreendido, devido às incertezas de seus resultados. Evidência desta característica do índice é observada neste estudo, já que o índice se mostrou muito restritivo ao conceituar como péssima a qualidade de uma água subterrânea conceituada como “Boa” e “Aceitável” pelo IQNAS e IQAS, respectivamente. Contrariamente ao observado neste estudo, Lopes et al. (2017) descreveram o IRQ como pouco restritivo se comparado ao IQNAS e IQAS, já que no estudo dos referidos autores, este índice conceituou as águas subterrâneas como “excelente”, enquanto os conceitos dos outros índices foram variados para a mesma água. Essa característica de índice pouco restritivo, já havia sido comentada por Coutinho, et al. (2013), tendo sido apenas reforçada por Lopes et al. (2017).

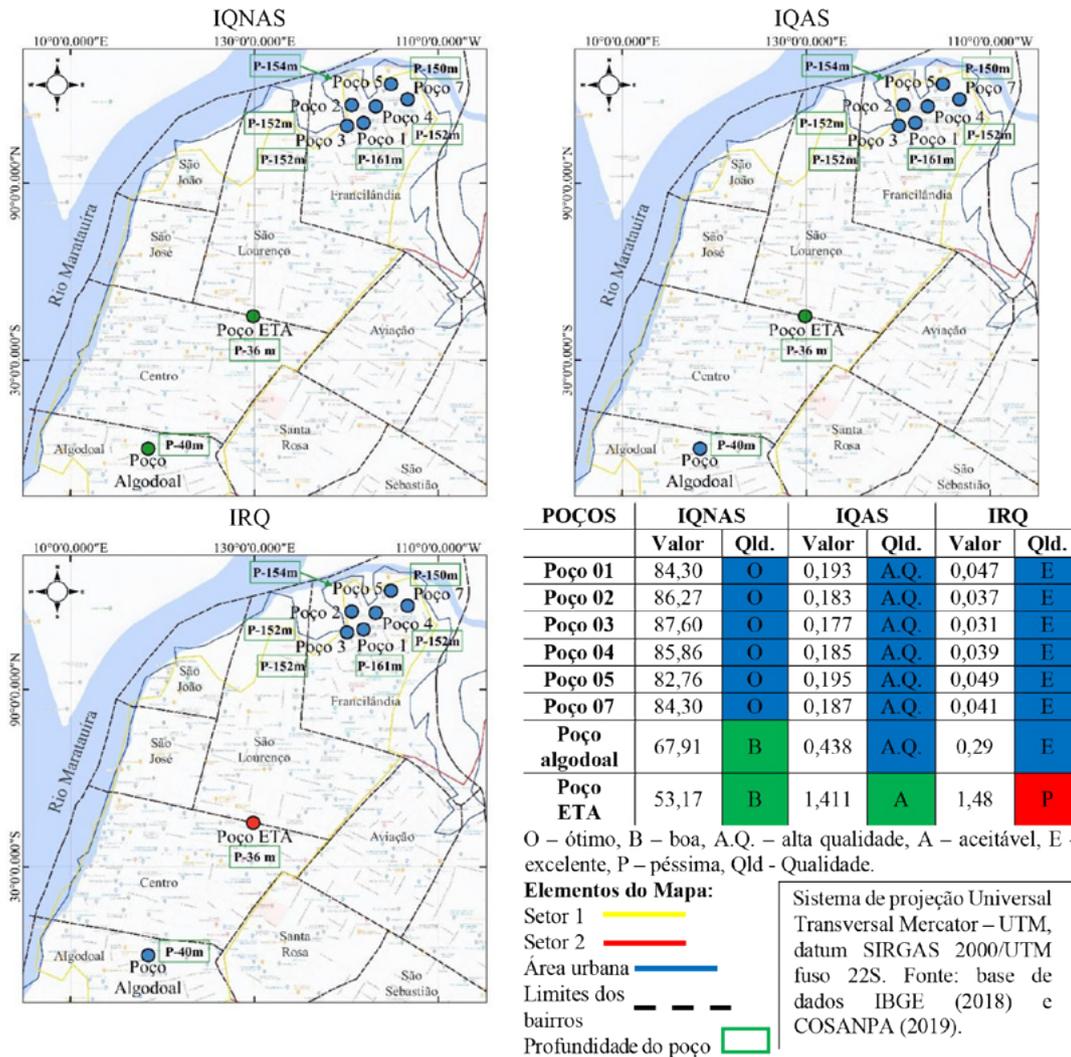


Figura 4 - Índices de qualidade da água dos poços.

Fonte: Autores, 2020.

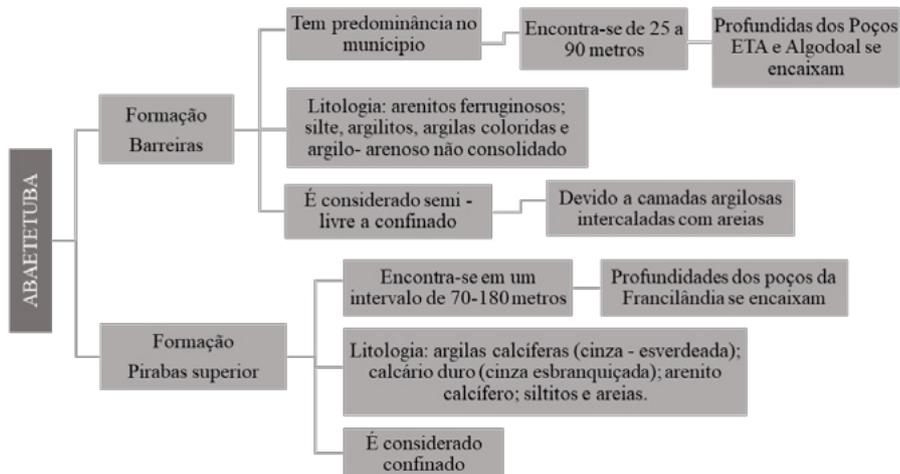


Figura 5 - Fluxograma aquíferos presentes no município.

Fonte: Autores, 2020.

3.1 Sistema de tratamento de água

Em Abaetetuba, o tratamento de água é realizado por meio de aeração, para a oxidação e precipitação do ferro na forma solúvel (Fe^{2+}), seguido de filtração, para a remoção do ferro já precipitado (Fe^{3+}). Posteriormente, a água é clorada e encaminhada a um tanque de contato e depois, distribuída.

A aeração-filtração, utilizada na ETA do município de Abaetetuba, é recomendada para elevadas concentrações de ferro (maiores que 5 mg.L^{-1}) para amenizar o custo com produtos químicos (MORUZZI e REALI, 2012). Logo, o tratamento é adequado para as águas subterrâneas dos poços do bairro Francilândia, já que as concentrações de ferro nesses poços podem chegar a $6,9 \text{ mg.L}^{-1}$ (Tabela 1). No entanto, os valores de ferro na saída da ETA foram de $1,7 \text{ mg.L}^{-1}$, ainda acima dos valores recomendados pela portaria GM/MS n 888/2021, do Ministério da Saúde, que é de $0,3 \text{ mg.L}^{-1}$ (BRASIL, 2021).

Na Tabela 1 é indicado que os poços do bairro Francilândia, em geral, tem seu pH a partir de 6,5, isto é, mais próximo à neutralidade, enquanto os poços da ETA e do bairro Algodual, que têm profundidades próximas, tem pH de 4,25 e 4,67, respectivamente. Para Silva et. al (2014), águas levemente ácidas tem média de valores de pH em torno de 5.

Um dos motivos que podem explicar a menor eficiência na remoção de ferro pela ETA do município de Abaetetuba (Fig. 6) é o pH de 4,25 da água bruta do poço da ETA, que tende a diminuir o pH médio de toda a água bruta que entra na estação (incluindo as águas dos poços da Francilândia). Para Moruzzi e Reali (2012), o valor de pH a partir do qual o uso de oxidantes como o oxigênio molecular (aeração) e cloro causa a formação do precipitado de ferro é de 6,5.

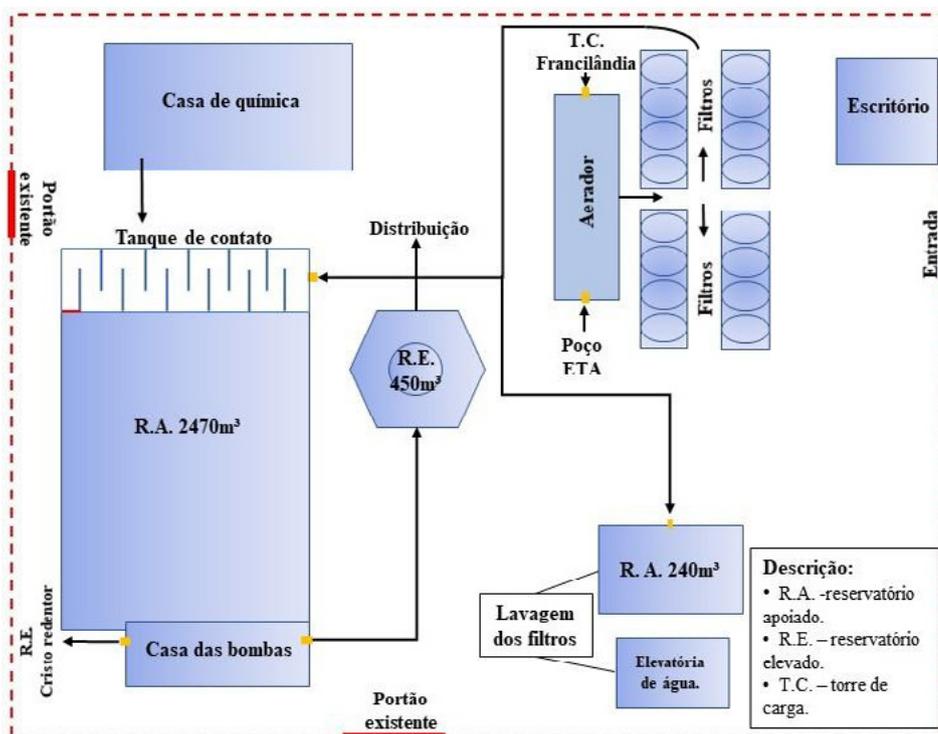


Figura 6 - Sequência de processos da ETA do município de Abaetetuba.

Fonte: COSANPA (2019a).

Em águas subterrâneas, o baixo pH pode ser comum. Este parâmetro pode estar relacionado com as dissoluções de carbonatos durante o processo intempérico de interação água/rocha (CONCEIÇÃO et al., 2014). Para Gomes e Cavalcante (2015), além da alcalinidade, o pH é essencialmente uma função do gás carbônico dissolvido (CO_2) e dos ácidos orgânicos disponíveis nos solos que aumentam a acidez das águas subterrâneas e a capacidade de dissolver Fe e Mg. Para esse autor, águas poluídas geralmente também são mais ácidas.

As elevadas concentrações de ferro na água subterrânea do município, segundo Abaetetuba (2017), são devidas à característica do tipo de solo predominante na área, Latossolo Amarelo Distófico (LAD), associado aos solos Concrecionários Lateríticos Indiscriminados Distróficos. De acordo com Almeida (2007), o LAD é predominante na formação Barreiras. Considerando o tipo de solo local e o ambiente redutor em que a água se encontra (CASTAÑEDA et al., 2012), os elevados teores de ferro dissolvido são justificáveis.

Além do pH, o uso do cloro após a aeração-filtração na ETA, bem como na água bruta do poço algodual, sem um sistema de filtração subsequente, para remover o ferro precipitado, pode estar colaborando para o transporte deste elemento para o sistema de distribuição, o que ocasiona uma série de problemas que vão desde a rejeição da água pelo consumidor, devido ao sabor metálico, até problemas estéticos e econômicos, tais como manchas em roupas e louças sanitárias, interferência nos processos industriais, formação de depósitos e incrustações, além de possibilitar o aparecimento de ferrobactérias (MORUZZI e REALI, 2012).

4 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

De acordo com os IQAs aplicados, os poços utilizados para abastecimento público no município de Abaetetuba, em geral, apresentam água com

qualidade satisfatória, o que é esperado, já que a maioria dos poços apresenta profundidade acima de 150 m, captando de aquíferos confinados, que estão protegidos de contaminação.

O IRQ, para o poço da ETA, apresentou resultados contraditórios aos do IQNAS e IQAS, o que pode estar relacionado às maiores concentrações de nitrato, no entanto, ainda existem discussões na literatura quanto aos resultados gerados pelo referido índice.

Os poços da ETA e do bairro algodual apresentaram águas levemente ácidas, com pH abaixo de 5, o que pode ser característica natural; no entanto, esses são os únicos poços com profundidades consideravelmente reduzidas (36 m e 40 m, respectivamente). Esses poços podem estar captando água de aquíferos semiconfinados, havendo possibilidade de estarem vulneráveis, sendo recomendado estudo mais aprofundado para compreensão das condições dos aquíferos.

O sistema de tratamento de água utilizado na ETA do município é tecnicamente adequado. No entanto, o pH levemente baixo da água bruta dos poços pode estar comprometendo a oxidação do ferro, que quando realizada por aeração ou cloração, é mais eficiente em pH em torno de 6,5. A ação mais rápida para tornar mais eficiente a remoção do ferro é o uso de alcalinizantes para a correção do pH da água, antes de qualquer tratamento. Os alcalinizantes mais utilizados são a cal virgem, cal hidratada, hidróxido de sódio ou carbonato de sódio.

Uma alternativa seria a construção de tanques de contato entre o aerador e o filtro, pois a velocidade de reação ferro com o oxigênio atmosférico depende do valor do pH. Por conta desse fator, um tempo de detenção elevado pode ser necessário após a aeração, dependendo das características da água. Contudo, destaca-se que são necessários estudos técnicos e econômicos que avaliem se o custo de implantação da medida seria razoável frente aos benefícios previstos.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

ABAETETUBA, prefeitura municipal de - Secretaria Municipal de Meio Ambiente (SEMEIA). **Plano municipal de saneamento do município de Abaetetuba- Diagnostico dos serviços de Saneamento, 2017**. Disponível em: <https://abaetetuba.pa.gov.br/arquivos/25/plano%20municipal%20de%20saneamento_001_2017_0000002.pdf>. Acesso em 03/11/2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA, **Panorama do enquadramento dos corpos d'água do Brasil, e, Panorama da qualidade das águas subterrâneas no Brasil**. Brasília: ANA, 2007. Disponível em: <http://portalpnqa.ana.gov.br/Publicacao/panorama_do_enquadramento.pdf>. Acesso em 10/05/2020

AZEVEDO, R. P. Uso de água subterrânea em sistema de abastecimento público de comunidades na várzea da Amazônia central. **Acta Amazônica**, v. 36, n. 3, p. 313-320, 2006.

BRASIL. Ministério da Saúde. **Portaria de consolidação GM/MS nº 888**, de 4 de maio de 2021. Disponível em:< <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/portaria-gm/ms-n-888-de-4-de-maio-de-2021-318461562>>. Acesso em: 20/05/2021.

Brasil. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: **25º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2019**. Brasília: SNS/MDR, 2020. 183 p.: il. Disponível em:<http://snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2019/Diagn%C3%B3stico_SNIS_AE_2019_Republicacao_31032021.pdf> Acesso em: 12/06/2021.

BRASIL. **Lei nº 14.026 de 15 de julho de 2020**. Atualiza o marco legal do saneamento básico. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/l14026.htm>. Acesso em: 18 abr. 2021

CASTAÑEDA, D.M.A.; PASSOS, K.; BENETTI, A.D. Remoção de sulfeto de hidrogênio, ferro e manganês de águas de abastecimento por aeração e dessorção por ar. **Revista DAE**.

CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. **Índices de Qualidade das Águas. 2017**. Disponível em: <<https://cetesb.sp.gov.br/aguas-interiores/wp-content/uploads/sites/12/2018/06/Relat%C3%B3rio-de-Qualidade-das-%C3%81guas-Interiores-no-Estado-de-S%C3%A3o-Paulo-2017.pdf>>. Acesso em: 10/05/2020.

CONCEIÇÃO, F. T. et al. Influências naturais e antrópicas na qualidade da água subterrânea de poços de abastecimento público na área urbana de Marília (SP). **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 3, p. 227-238, 2014.

COUTINHO, J. V.; ALMEIDA, C. N.; GADELHA, C. L. M.; TARGINO, D.F.; LINHARES, F. M.; COELHO, V.H. R.. Avaliação Integrada da Qualidade da Água Subterrânea em uma Bacia Hidrográfica Representativa do Litoral da Região Nordeste do Brasil. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 18, n.4, p. 197-212, outubro/dezembro. 2013.

DA SILVA, E. R. M. et al. Caracterização Físico-Química, Química e Quimiométrica de Águas Subterrâneas dos Aquíferos Pirabas e Barreiras em Municípios do Estado do Pará (Physical-Chemical, Chemistry and Chemometric Characterization of Underground Waters from Pirabas and Barreiras Aquifers in Municipalities of the State of Pará). **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 11, n. 3, p. 1026-1041, 2017

DE ALMEIDA, F. M.; DE SOUZA, D. M.; LUIZ, J. G. Estudo da contaminação por hidrocarbonetos em postos de serviços de Abaetetuba-PA utilizando georadar. In: 10th International Congress of the Brazilian Geophysical Society & EXPOGEF 2007, Rio de Janeiro, Brazil, 19-23 November 2007. Society of Exploration Geophysicists and Brazilian Geophysical Society, 2007. p. 235-240. **Anais...**

DE ALMEIDA, F. M. et al. Análise geométrica e susceptibilidade à contaminação dos sistemas aquíferos da região de Barcarena/Pa. Águas Subterrâneas, 2006.

DE ALMEIDA, R. A. S.; DE OLIVEIRA, I. B. Índice de Qualidade da Água Subterrânea Bruta (IQASB) utilizada na produção de água potável em estações de tratamento. **Águas Subterrâneas**, v. 24, n. 1, 2010.

DIAS, P. L. **Análise multitemporal por imagem de satélite da expansão urbana da sede municipal de Abaetetuba-PA**. Monografia - Engenharia cartográfica e de Agrimensura, Universidade Federal Rural da Amazônia. Belém, p.43, 2018.

FERNANDES, R. A.; LOUREIRO, C. O. Índice relativo de qualidade (IRQ): Um método para caracterização e hierarquização do potencial qualitativo das águas subterrâneas. **Águas Subterrâneas**, 2006.

GOMES, M. C. R.; CAVALCANTE, I. N. Análise geoquímica das águas subterrâneas de Fortaleza, Ceará–Brasil. **Águas subterrâneas**, v. 29, n. 1, p. 42–59, 2015.

GOMES, M. C. R.; CAVALCANTE, I. N. Análise geoquímica das águas subterrâneas de Fortaleza, Ceará–Brasil. **Águas subterrâneas**, v. 29, n. 1, p. 42–59, 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico 2010**. Rio de Janeiro: IBGE, 2011. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pa/abaetetuba/panorama>>. Acesso em 09/04/2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico 1991**. Rio de Janeiro: IBGE, 2011. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/index.php/biblioteca-catalogo?view=detalhes&id=283450>>. Acesso em 23/03/2021.

- LEITE, A. C.M. et al. Hydrogeological Characteristic and the Vulnerability Degree of the Aquifers from Municipality of Abaetetuba, Pará-Brazil. **Asian Journal of Geological Research**, p. 1-16, 2019.
- LOPES, R. M. et al. Qualidade da água consumida na Ilha do Mosqueiro, Belém-PA. **Revista DAE**, 2017.
- MATIATOS, I. Nitrate source identification in groundwater of multiple land-use areas by combining isotopes and multivariate statistical analysis: A case study of Asopos basin (Central Greece). **Science of The Total Environment**, v. 541, p. 802-814, 2016.
- MATTA, M.A.S. 2002. **Fundamentos Hidrogeológicos para a Gestão Integrada dos Recursos Hídricos da Região de Belém/Ananindeua - Pará, Brasil**. Tese (Doutorado) Universidade Federal do Pará. Centro de Geociências. 292p.
- MATTOS, J. B. et al. Tipologia hidrogeoquímica e qualidade das águas subterrâneas na área urbana do município de Lençóis, Bahia, Nordeste do Brasil. **Águas Subterrâneas**, v. 31, n. 3, p. 281-295, 2017.
- MELLOUL, A. J.; COLLIN, M. A proposed index for aquifer water-quality assessment: the case of Israel's Sharon region. **Journal of Environmental Management**, v. 54, n. 2, p. 131-142, 1998.
- MENEZES, J. M. et al. Comparação entre os Índices de Qualidade de Água Cetesb e Bascarán. **Embrapa Solos-Artigo em periódico indexado (ALICE)**, 2018.
- MORUZZI, R.B.; REALI, M.A. P. Oxidação e remoção de ferro e manganês em águas para Fins de abastecimento público ou industrial – Uma abordagem geral. **Revista de Engenharia e Tecnologia**. V.4, n.1, abril, 2012, p.29-43.
- MURGULET, D., TICK, G. R. Understanding the sources and fate of nitrate in a highly developed aquifer system. **Journal of Contaminant Hydrology**, v. 155, p. 69–81, 2013.
- OLIVEIRA I. B; NEGRÃO, F. I; SILVA, A. G. L. S. Mapeamento dos aquíferos do estado da Bahia utilizando o índice de qualidade natural das águas subterrâneas — IQNAS. **Águas Subterrâneas**, v.21, n.1, p.123-137, 2007.
- PARANÁ. Abril mais seco da história volta a agravar a crise hídrica no Paraná. **Agência Estadual de Notícias**. Saneamento, 2021. Disponível em: <<https://www.aen.pr.gov.br/modules/noticias/article.php?storyid=112168&tit=Abril-mais-seco-da-historia-volta-a-agravar-a-crise-hidrica-no-Parana#>>. Acesso em: 09/06/2021.
- SOARES, D. S. et al. **Produção do espaço agrário e dinâmicas territoriais na Amazônia Tocantina: transporte rural-urbano, agricultura familiar e ambientes em Abaetetuba (PA)**. 2021.
- SELVAKUMAR, S., CHANDRASEKAR, N., KUMAR, G. Hydrogeochemical characteristics and groundwater contamination in the rapid urban development areas of Coimbatore, India. **Water Resources and Industry**, v. 17, p. 26-33, 2017.
- SILVA, D.D.; MIGLIORINI, R.B.; SILVA, E.C.; LIMA, Z.M.; MOURA, I.B.; Falta de saneamento básico e as águas subterrâneas em aquífero freático: região do Bairro Pedra Noventa, Cuiabá (MT). **Engenharia Sanitária e Ambiental**. v.19, n.1, jan/mar, 2014, p.43-52.
- SOUSA, B. Ma. A. A. **Diagnóstico da água subterrânea no perímetro urbano de João pessoa/PB através de Índice de Qualidade de Água – IQAs**. Dissertação (Mestrado em em Engenharia Urbana e Ambiental). Universidade Federal da Paraíba – UFPB. João Pessoa, 2010.
- ZOBY, José Luiz Gomes. Panorama da qualidade das águas subterrâneas no Brasil. **Águas Subterrâneas**, 2008.

Análise de viabilidade técnica da conservação de água no ciclo produtivo de indústria de refrigerante

Technical feasibility analysis of water conservation in the refrigerant industry production cycle

- **Data de entrada:**
25/06/2019
- **Data de aprovação:**
26/10/2021

Bruno José Costa da Cunha^{1*} | Luiza Carla Girard Teixeira¹ | Neyson Martins Mendonça¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.078>

ORCID ID

Cunha BJC  <https://orcid.org/0000-0002-5716-2874>

Teixeira LCG  <https://orcid.org/0000-0002-0204-6825>

Mendonça NM  <https://orcid.org/0000-0003-2084-3294>

Resumo

Este trabalho teve como objetivo desenvolver protocolo de engenharia contendo os procedimentos técnicos necessários para otimizar o consumo de água em indústrias de bebidas, mediante a avaliação do potencial de conservação da água, determinação de indicadores de desempenho ambiental e econômico, a proposição de cenários de uso água e, por fim, analisar a viabilidade técnica da implantação oportunidades de reúso e reaproveitamento de efluentes identificadas. Nos cenários propostos, foi possível reduzir o consumo específico de água de 2,53 para 1,92 m³_{água}/m³_{refrigerantes*}, o que gerou 24,1% de economia no consumo água. Ao final do trabalho, chegou-se à conclusão de que o protocolo de engenharia estabelecido neste trabalho, para avaliar a conservação do uso da água em fábrica de refrigerantes, mostrou-se adequado para o levantamento de informações e otimização do uso da água numa planta industrial, bem como para a análise da viabilidade técnica.

Palavras-chave: Protocolo de engenharia. Conservação da água. Cenários do uso da água.

Abstract

This work aimed to develop an engineering protocol containing the technical procedures necessary to optimize water consumption in beverage industries, through the evaluation of water conservation potential, determination of environmental and economic performance indicators, the proposition of water use scenarios and, finally, analyze the technical feasibility of implementing reuse opportunities and reuse of identified effluents. In the proposed scenarios, it was possible to reduce the specific water consumption from 2.53 to 1.92 m³water/m³refrigerantes, which generated 24.1% savings in water consumption. At the end of the work, it was concluded that the engineering protocol established in this work, to evaluate the conservation of water use in a soft drink factory, proved to be adequate for the collection of information and optimization of water use in an industrial plant, as well as for the analysis of technical feasibility.

Keywords: Engineering protocol. Water conservation. Water use scenarios.

¹ Universidade Federal do Pará - Belém - Pará - Brasil.

* **Autor correspondente:** brunno.jose@hotmail.com.

1 INTRODUÇÃO

A água é utilizada na maioria das indústrias para uma ampla gama de aplicações. Processos e sistemas que usam água, atualmente, estão sendo submetidos a regulamentos ambientais cada vez mais rigorosos sobre o lançamento de efluentes e a demanda crescente de água doce. Essas mudanças aumentaram a necessidade do gerenciamento de água visando à minimização de águas residuais (HSINE et al., 2010). De acordo com o Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos, os setores que mais demandam água no mundo são agricultura, pecuária, industrial, energético e abastecimento urbano. Dentre estes, o setor industrial corresponde a 19% da retirada de água doce no mundo, com potenciais impactos na qualidade da água (UNESCO 2016, apud FAO 2014).

A indústria de bebida, por exemplo, requer grandes quantidades de água potável. De acordo com o BNDES (2016), no Brasil, estima-se que, aproximadamente, 26,3 milhões de metros cúbicos de água são utilizados anualmente na produção de refrigerantes, o que gera consideráveis volumes de águas residuárias durante diferentes processos, tais como: produção da bebida, lavagem das garrafas, lavagem da área de trabalho e dos pisos (FATAH et al., 2009). Difante & Silva (2007) mencionam que o consumo de água da indústria de bebidas não alcoólicas no mundo é de 2,54 litros de água por litro de bebida produzida; no entanto, existem fábricas brasileiras em que o índice está próximo de 1,5 litro de água por litro produzido (ABIR, 2017).

De acordo com Kasmi et al. (2016), indústrias de bebidas não alcoólicas, como bebidas gaseificadas e sucos, produzem 0,5 L de esgoto para cada 2 L de água consumido no processo de fabricação das bebidas. Estima-se que, aproximadamente, 50% do esgoto gerado durante a produção da bebida vem da lavagem das garra-

fas (HAROON, WASEEM & MAHOOD, 2013). Em um estudo realizado em uma fábrica de refrigerantes em Bangkok, Haydar et al. (2015) concluíram que aproximadamente 75,7% da água utilizada na produção de bebidas não alcoólicas torna-se esgoto.

Uma das formas aplicáveis para a redução no consumo da água e geração de efluentes no setor industrial é o reaproveitamento e o reúso dos recursos hídricos dentro do processo produtivo. Neste sentido, a combinação do gerenciamento dos recursos hídricos na linha de produção e o conceito de produção limpa, ou seja, sem o desperdício de água, têm resultado em benefícios tanto econômicos quanto ambiental (HAROON, WASEEM & MAHOOD, 2013). Cook et al. (2014) defendem que 37% da demanda não potável seja atendida pela água de chuva coletada em edifícios comerciais.

Alkaya & Demirer (2015) realizaram um trabalho em uma indústria de bebida na Turquia. Os pesquisadores concluíram que, após a implementação das práticas de reúso, obteve-se um decréscimo de 55% de água utilizada durante o processo de produção e 57,4% de esgoto gerado depois do processo produtivo, resultando em uma economia anual de, aproximadamente, US\$ 97.003,00 para a fábrica. No Brasil, Souza et al. (2016) reduziram em R\$ 1.278,00 por dia os custos operacionais de duas empresas do ramo de lavanderias industriais, de médio porte, localizadas na região Sul do Brasil.

Diante do exposto, o setor industrial de produção de bebidas pode desempenhar um papel importante para as práticas sustentáveis do uso da água. A partir dessa afirmação, este trabalho desenvolveu um protocolo de engenharia contendo procedimentos técnicos necessários para otimizar o consumo de água em indústrias de bebidas e analisar a viabilidade técnica da implantação das oportunidades de reúso e rea-

proveitamento de efluentes industriais. Outros objetivos dessa pesquisa são: realizar diagnóstico do uso dos recursos hídricos no processo produtivo do refrigerante; gerar alternativas para otimizar o consumo de água na indústria de refrigerantes; criar indicadores de desempenho ambiental; e propor cenários para o uso da água no empreendimento.

2 MÉTODO

A estrutura metodológica utilizada para alcançar os objetivos da pesquisa foi dividida em 3 etapas, sendo elas: 1^a- descrições dos processos produtivos e operacionais; 2^a- balanço hídrico; 3^a- proposição de alternativas de reúso de água. A Fig. 1 contém o delineamento completo da metodologia aplicada neste trabalho.

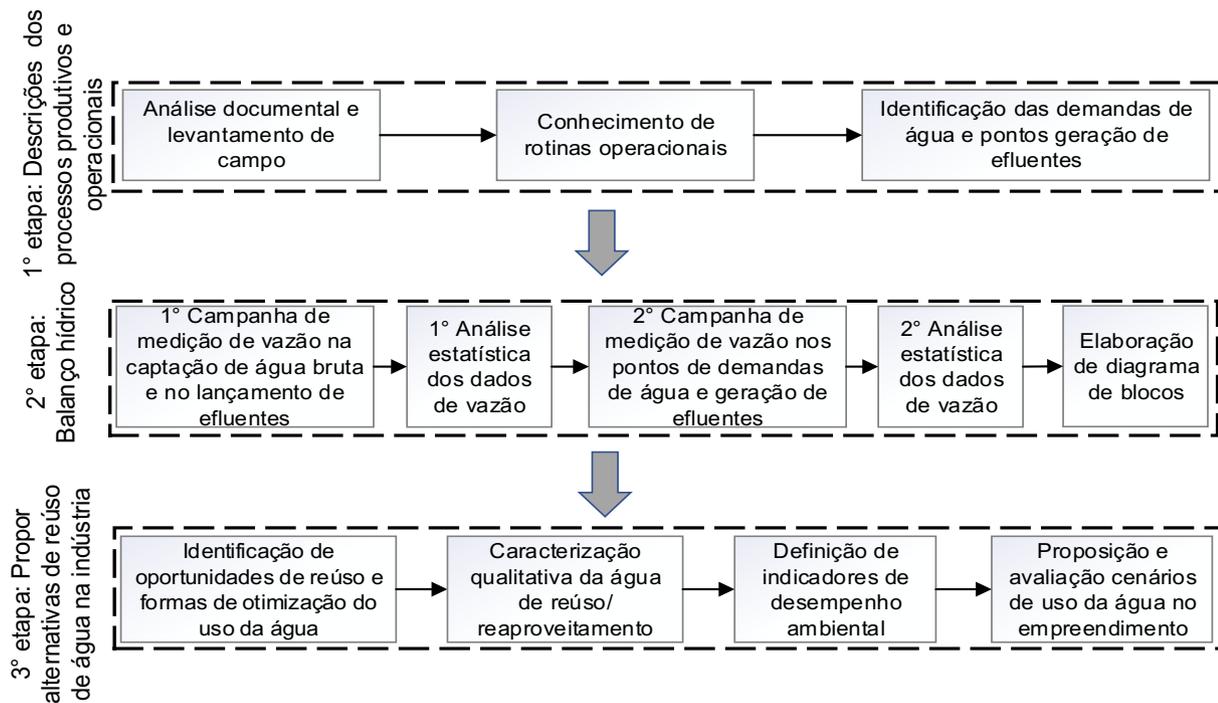


Figura 1 - Delineamento da metodologia adotada neste estudo.

Mais detalhes sobre cada etapa da metodologia do trabalho são explicados a seguir:

2.1 Descrições dos processos produtivos e operacionais

O início deste trabalho ocorreu mediante a avaliação dos documentos disponíveis no próprio empreendimento, objetivando obter informações como: fluxogramas de processo produtivo, manuais de operação de equipamentos, descrição e protocolos de operação de sistemas, bem

como fluxogramas da estação de tratamento de água e esgoto da fábrica. O conhecimento das rotinas operacionais ocorreu mediante a descrição de todo o processo de manufatura do refrigerante, mediante visitas ao empreendimento, objetivando o reconhecimento de todas as rotinas operacionais do processo industrial para descrever detalhadamente as atividades desenvolvidas, tais como: operações de limpeza e lavagens; operação e manutenção de máquinas e equipamentos; condições físicas dos equipamentos, tubulações e outros componentes; ro-

tinhas operacionais do setor de produção; rotinas operacionais da estação de tratamento de água (ETA) e estação de tratamento de esgoto (ETE) da fábrica. A partir deste levantamento foi possível identificar os pontos de consumo de água da fábrica de refrigerantes.

2.2 Balanço Hídrico

As campanhas de medição de vazão tiveram como finalidade aferir e coletar os dados de vazão para compor o balanço hídrico da fábrica de refrigerante. Esses dados foram tratados estatisticamente, objetivando obter as médias de vazões reais que auxiliem na compreensão do fluxo da massa líquida que ocorre durante a manufatura da bebida. Paralelamente às campanhas de medição de vazão, foram realizadas coletas dos dados de produção diária dos refrigerantes.

Em um primeiro momento, foi realizada a coleta de 30 dados de vazão no poço de captação de água subterrânea presente na fábrica de refrigerante. Essas medições ocorreram uma vez ao dia durante 30 dias, sempre às 9 horas da manhã. A partir desse resultado, foi efetuada a análise estatística preliminar, que determinou o número definitivo de medições necessárias para compor a 2ª coleta de dados de vazão. Os testes estatísticos tiveram como objetivo prevenir a coleta de dados excessiva ou muito pequenas, prevenindo o desperdício de tempo e a inconsistência dos dados para compor o balanço hídrico da fábrica de refrigerantes.

Ao todo foram utilizados 4 métodos de medição de vazão, sendo eles: medidor ultrassônico, vertedor triangular, método volumétrico e medidor ultrassônico. A seleção dos métodos de medição de vazão ocorreu conforme o acesso e praticidade do local de medição, sempre buscando a forma mais eficiente e adequada para a realização do trabalho.

O primeiro tratamento estatístico ocorreu para analisar 30 medições de vazão, referentes à 1ª coleta de dados. Nessa etapa, os dados coletados foram organizados e analisados por meio da estatística descritiva (média, mediana, mínimo, máximo, variância e desvio padrão), teste de normalidade de Ryan-Joiner e a determinação tamanho de amostras por intervalo de confiança. Os testes estatísticos realizados na segunda coleta de dados, foram: teste de normalidade, estatística descritiva (média, mediana, mínimo, máximo, variância e desvio padrão) e regressão linear simples.

Finalizada a estatística preliminar e obtidos os resultados da segunda coleta de amostras (dados de vazão), foram efetuados novos testes estatísticos, além do diagrama de blocos com os fluxos de massa líquida presentes no empreendimento estudado. Esses resultados foram analisados e interpretados e, em seguida, utilizados na proposição de medidas sustentáveis para a indústria de refrigerante.

2.3 Proposição de Cenários de Uso da Água

Com base nas informações obtidas nas etapas do diagnóstico do processo produtivo do refrigerante e balanço hídrico, para propor medidas de otimização do uso da água na fábrica de refrigerantes, foram realizadas as seguintes etapas: definição de indicadores de desempenho ambiental e econômico; identificação de oportunidades de reúso/reaproveitamento/redução de água nos setores da fábrica de refrigerantes; e propor três cenários de consumo de água, com diferentes alternativas de reutilização e/ou reaproveitamento de água.

Para caracterizar a água das oportunidades de reúso e/ou reaproveitamento de efluentes identificados ao longo da execução deste trabalho, para uma maior representatividade, foram realizadas 10 coletas de amostras simples de cada oportunidade de reaproveitamento identificada.

Após a coleta das amostras foram realizadas, in loco, análises das seguintes variáveis: cor aparente, turbidez, pH, temperatura, condutividade elétrica, oxigênio dissolvido. Outras variáveis como: cloro residual total, coliformes totais e e-coli foram realizadas no Laboratório de Instalações Piloto de Tratabilidade de Águas e Lodo (LAMAG) sob coordenação do Grupo de Estudos em Tratabilidade de Água e Reúso de Efluente (GESA) nas dependências do Laboratório de Engenharia Sanitária e Ambiental (LAESA) na Universidade Federal do Pará (UFPA).

Após a realização das etapas de descrição do processo industrial e balanço hídrico foram definidos os indicadores de desempenho. Estes foram quantificáveis e medidos para conhecer o cenário atual do uso da água na fábrica, permitindo assim, uma avaliação comparativa entre a situação atual do empreendimento e os cenários propostos neste trabalho, bem como uma análise dos ganhos obtidos em termos ambientais e econômicos. No Quadro 1, estão listados os indicadores selecionados para avaliar os cenários de uso da água.

Quadro 1 - Indicadores de avaliação de cenários do uso de água na indústria.

	Indicador	Descrição	Tipo de indicador
A	$\text{m}^3_{\text{água-captada}} / \text{m}^3_{\text{refr.}}$	Volume de água consumida / Volume de refrigerante produzido	Indicador de desempenho operacional
B	$\text{m}^3_{\text{efluente}} / \text{m}^3_{\text{água-captada}}$	Volume de efluente tratado / Volume de água captada	Indicador de geração de efluentes
C	$\text{m}^3_{\text{água-reúso}} / \text{m}^3_{\text{água-captada}}$	Volume de água de reúso / Volume de água captada	Indicador de desempenho operacional
D	kWh/m^3	Consumo de energia elétrica / volume de água e efluente tratado	Indicador de desempenho operacional
E	$\text{R}\$/\text{m}^3$	Custos de operação por metro cúbico de água consumida	Indicador financeiro

Os cenários de avaliação do uso da água na indústria de refrigerante foram realizados com base nos consumos de água para fins domésticos e industriais que se encontram no empreendimento. Ao serem identificadas as oportunidades de reúso e/ou reaproveitamento de água na fábrica de refrigerantes, foram propostos três cenários de avaliação, aqui denominados:

- Cenário I (pessimista): refere-se à situação atual da fábrica de refrigerante;
- Cenário II (provável): é composto dos resultados dos indicadores selecionados referentes a 50% das oportunidades de reúso/reaproveitamento identificados durante este estudo;
- Cenário III (otimista): é composto dos resultados dos indicadores selecionados referentes a 100% das oportunidades de reúso/reaproveitamento identificados durante este trabalho.

O uso dos indicadores de desempenho possibilitou a realização da discussão dos cenários de uso da água, obtendo o entendimento das oportunidades de reaproveitamento da água no empreendimento e como eles podem impactar no uso dos recursos hídricos ao longo do processo de manufatura do refrigerante, além de auxiliar na escolha das práticas de reúso em uma eventual implantação na fábrica de refrigerantes e na análise da viabilidade de adoção das práticas de reúso e reaproveitamento.

3 RESULTADOS

3.1 Descrições dos Processos Produtivo e Operacionais

A fábrica de refrigerante está localizada no município de Benevides no Estado do Pará, a 25 km

da capital Belém. O empreendimento trabalha com a prestação de serviços terceirizados, ou seja, ela efetua a produção de outras marcas de refrigerantes. Em 2018, a fábrica estudada é responsável pela produção de oito (08) marcas de refrigerantes.

A fábrica produz, em média, 133 mil litros de refrigerantes por dia, sendo classificada como médio porte, funcionando com regime que varia entre 10 e 20 horas de operação. No local são produzidos refrigerantes de vários sabores, tais como: cola, uva, limão, laranja e guaraná. Os produtos são envasados em garrafas PET e retornáveis com volumes de 290 mL, 350 mL, 600 mL, 1 L, 1,5 L e 2 L. O empreendimento possui 3 setores, sendo eles: administrativo, produção e almoxarifado. Além desses, existem áreas de

atividades complementares que estão ligadas indiretamente com a produção do refrigerante, tais como: ETE, ETA, casa de máquinas, área de produção de vapor e resfriamento. Ao todo, o empreendimento possui área de 21.104 m².

Na Fig. 2 pode ser visualizado o esquema resumindo todas as etapas do processo de produção do refrigerante no empreendimento estudado. O mapeamento do processo industrial foi fundamental para identificar as características das etapas de produção do refrigerante e identificar os usuários de água e geradores de efluentes ao longo do processo produtivo. Além disso, fluxograma permitiu conhecer as possíveis oportunidades de desenvolver práticas de reúso de efluentes industriais, seja em cascata ou em reúso de efluente tratado.

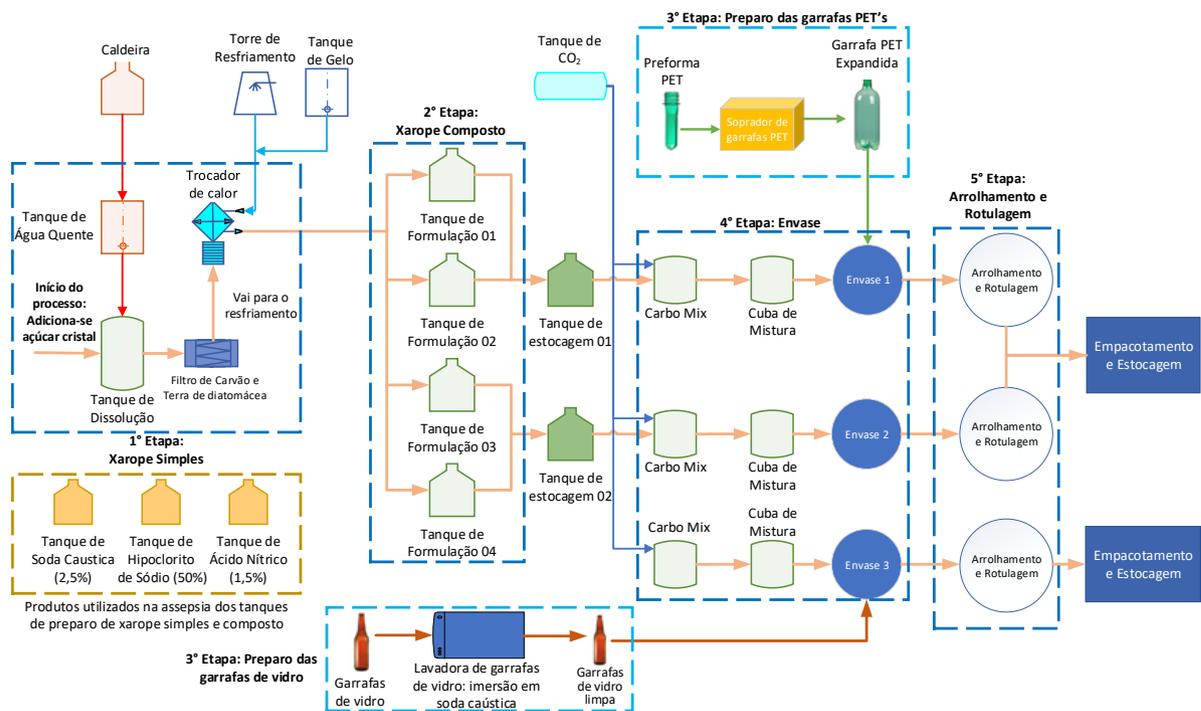


Figura 2 - Esquema do processo de produção do refrigerante.

As atividades que envolvem a lavagem de pisos, máquinas e equipamentos ocorrem intensamente nas etapas de produção do xarope composto e de envasamento, visto que nessas

etapas há o maior número de máquinas e equipamentos que necessitam de lavagem a cada troca de sabor do refrigerante que será produzido. Nessa área também foi observado que o nú-

mero de lavagens do piso na área de produção do xarope composto ocorria de 3 e 5 vezes por dia, já na área de envase esse número eleva-se para 7 vezes. Em ambas as áreas, o tempo de lavagem nestes setores varia entre 3 e 7 minutos. Todo o efluente gerado durante essa atividade é coletado em ralos e conduzido para a estação elevatória de esgoto bruto e, em seguida, recalcado para a ETE da fábrica.

Outras atividades de limpezas rotineiras na fábrica são o CIP (Clean in Place) e a sanitização das máquinas e equipamentos. Essa atividade consiste na limpeza interna das máquinas responsáveis pela produção do refrigerante sem re-locação ou desmontagem.

Ao observar as lavagens dos pisos, foi concluído que nessa atividade ocorrem os maiores desperdícios de água, por conta da negligência de funcionários com o uso da água durante a execução desse serviço.

A lavadora de garrafas de vidro é um dos maiores consumidores de água da fábrica e, consequentemente, um dos maiores geradores de efluentes. Além disso, essa máquina de lavagem requer uma linha de distribuição de água exclusiva. Na ETA e ETE, o consumo de água ocorre principalmente na lavagem dos equipamentos, na produção de solução mãe de coagulantes, floculantes e hipoclorito de sódio, bem como na lavagem de pisos e retrolavagem dos filtros de areia e carvão ativado presentes da ETA.

3.2 Balanço Hídrico

Ao término da etapa de diagnóstico do processo produtivo foram identificados os pontos de consumo de água e geração de efluentes. Ao todo foram identificados 20 pontos, dentre consumo de água e geração de efluentes, para compor o balanço hídrico da fábrica de refrigerantes. Esses pontos são expostos na Fig. 3.

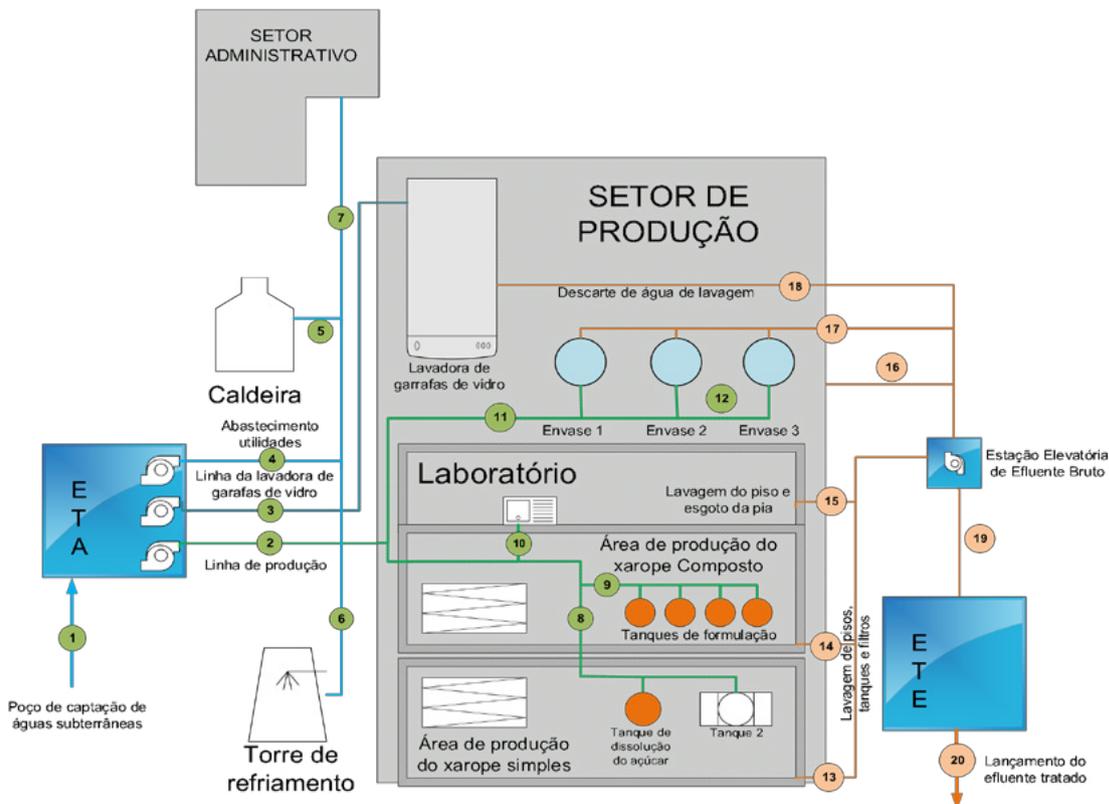


Figura 3 - Pontos de medição de vazão de água e efluentes.

Ao analisar os resultados da 1ª campanha de medição de vazão notou-se a grande variação no consumo de água da fábrica, cujos valores variaram de 156 a 374 m³/d. Isso ocorreu em função da variação da quantidade de refrigerante que é produzida na fábrica nos dias das medições. Outro fator que impacta no consumo de água são os problemas que acontecem diariamente na fábrica, tais como: quebra de alguma máquina ou equipamento, bem como a manutenção deles; número de trocas de sabores que são produzidos; número de máquinas enchedoras que estão em operação; número de lavagens pisos, máquinas e equipamentos.

Quanto ao teste de normalidade, utilizando a técnica de Ryan-Joiner o resultado foi de

0,9817, indicando que a população amostral tende a ser normal, devido o valor ser próximo a 1. Ademais, nestes resultados, a hipótese nula dos dados segue uma distribuição de normal, em função do valor de P-valores ser de 0,3281, sendo este resultado maior do que o nível de significância de 0,05, desta forma não é rejeitada a hipótese nula.

Na determinação do tamanho de amostra que compôs a 2ª campanha de medição de vazão, o resultado obtido foi de 90 dados de vazão. O resultado do tamanho amostral foi obtido utilizando um erro amostral de no máximo 0,05 e nível de confiança de 95%. No Quadro 2 seguem as vazões média, máxima e mínima de cada ponto de medição.

Quadro 2 - Resultados do balanço hídrico.

ID	Descrição do local	Vazão (m ³ /d)		
		Média	Mín	Máx
1	Captação de água bruta	291,8	155,0	422,0
2	Linha de abastecimento do setor produtivo	276,8	127,8	524,5
3	Linha de abastecimento da lavadora de garrafas de vidro	21,6	2,3	138,2
4	Linha de abastecimento de utilidades	24,5	9,8	42,4
5	Linha de abastecimento da caldeira	13,3	2,2	25,2
6	Linha de abastecimento da torre de resfriamento	1,5	1,5	1,5
7	Linha de abastecimento do setor administrativo	3,7	3,7	3,7
8	Xarope simples	46,8	27,2	75,5
9	Xarope composto	40,4	25,6	67,9
10	Linha de abastecimento do laboratório	0,2	0,2	0,2
11	Envase	189,6	75,1	381,1
12	Linha de abastecimento do <i>rinse</i>	23,3	7,1	40,8
13	Efluentes gerados na área da xaroparia simples	31,2	17,6	55,2
14	Efluentes gerados na área da xaroparia composto	38,4	24,3	64,5
15	Efluentes gerados na área do laboratório	0,1	0,1	0,1
16	Efluentes gerados na área de envase	75,8	37,2	199,8
17	Efluentes do <i>rinse</i>	17,64	5,4	30,9
18	Efluentes da máquina de lavagem de garrafas de vidro	20,2	2,1	129,0
19	Linha de recalque de efluente bruto	127,88	66,4	266,3
20	Linha de lançamento do efluente tratado	104,8	28,8	165,6

Ao analisar os resultados obtidos, fica evidente que o setor produtivo é o maior consumidor de água do empreendimento; nele são consumidos cerca de 94% da água do empreendimento. Os setores de utilidades e administrativos não pos-

suem grandes representatividades, e requerem 5% e 1%, respectivamente.

Como o setor produtivo é o maior consumidor de água da fábrica, as maiores probabilidades de encontrar oportunidades de reaproveitamento

ou reúso da água estão presentes neste setor. Ao analisar mais a fundo, observa-se que o envase do refrigerante é a etapa do processo produtivo com maior consumo de água, o que representa cerca de 64%. Em seguida, com aproximadamente 20% e 16% do consumo de água do referido setor, vêm as etapas de produção do xarope simples e xarope composto, respectivamente.

Outras atividades que requerem grandes quantidades de água na etapa de envase são: o *rinse* (água utilizada na lavagem de garrafas PET) e a máquina de lavagem de garrafas de vidro. Para essas atividades são direcionados, em média, 23,3 e 21,65 m³/d de água, respectivamente. Porém, como o consumo de água nessa atividade depende do número de garrafas lavadas, os valores máximos podem alcançar 40,8 m³/d no *rinse* e 138,2 m³/d na lavadora de garrafas retornáveis. Essas atividades resultaram em relações de água/garrafa lavada de 0,33 e 0,75 litros para garrafas PET e retornáveis, respectivamente.

Com 45,5% (18,36 m³/d) da demanda total destinada para a área de formulação do xarope composto, a lavagem de piso corresponde ao segundo maior consumo de água. As outras atividades consumidoras de água são a sanitização (18,88 m³/d) e CIP (6,30 m³/d) que representam 46,7% e 7,8% do consumo de água exigidos na produção do xarope composto.

Quanto à geração de efluentes na área de produção, são gerados, em média, 58,8 m³/d de efluentes na etapa de envase. Essa vazão representa 43% do volume de esgoto gerado no setor de manufatura. Para as demais etapas são gerados 41,2 m³/d e 39,6 m³/d de efluentes para a produção de xarope composto e calda balse, respectivamente.

3.2.1 Análise estatística

Igualmente ao primeiro teste estatístico efetuado neste trabalho, em função da variabilidade

dos resultados obtidos, a captação de água bruta e geração de efluentes apresentou valores elevados de desvio padrão, portanto os valores amostrais estão bem distribuídos em torno da média, indicando uma amostra não homogênea.

É importante ressaltar que a grande variação na vazão de captação de água e na geração de efluentes está diretamente ligada com a produção de refrigerantes, ou seja, há uma grande variação na quantidade da bebida produzida diariamente. Consequentemente, ocorrem oscilações no consumo de água e na geração de efluentes. Para simplificar os resultados estatísticos obtidos nesta etapa do trabalho, foi elaborado um gráfico *box plot* para representar os dados de consumo de água. O gráfico expõe o resultado dos três setores da fábrica; entretanto, para o setor produtivo estão presentes os resultados das três etapas que o compõem. Assim, na Fig. 4 são apresentados os resultados obtidos.

Analisando o gráfico da Fig. 4 nota-se que a etapa de envase apresentou as maiores vazões de consumo, além das maiores variações tanto na vazão de consumo de água como na geração de efluentes. Nesta etapa, considerando os quartis da análise estatística, a vazão de água oscilou de 75,0 a 312,75 m³/d; entretanto, houve a ocorrência de um outlier de 381,0 m³/d. Analisando as atividades que compõem a vazão final direcionada para a etapa de envase, foi observado que essa alta vazão ocorreu em função do funcionamento intenso da lavadora de garrafas retornáveis, que demandou cerca de 36% (136,2 m³/d) da vazão total destinada para o setor produtivo.

Por fim, para simplificar os resultados obtidos no balanço hídrico segue na Fig. 5 o diagrama de blocos contendo os fluxos de massa de água e de efluentes gerados em cada etapa e setor da fábrica de refrigerantes. Além disso, a figura apresenta as vazões de captação de água bruta e de lançamento de efluente tratado.

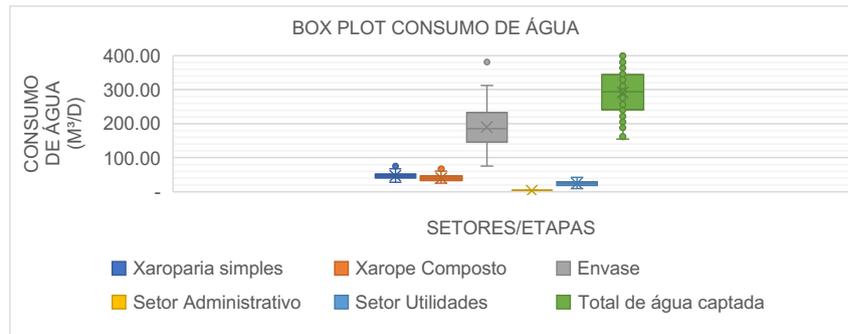


Figura 4 - Gráfico box plot do consumo de água nos setores da fábrica.

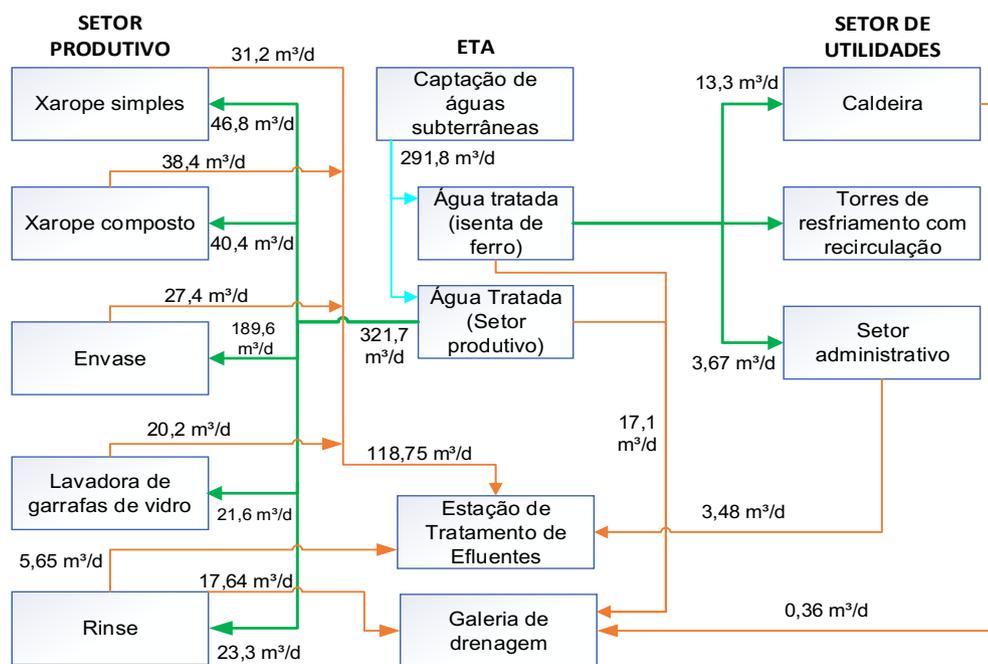


Figura 5 - Diagrama de blocos do consumo de água e geração de efluentes.

O consumo médio de água da fábrica de refrigerante foi de 291,8 m³/d, o que resultou em um indicador de 2,53 l.água/l.refrigerante. Quanto à geração de efluentes, são gerados ao todo 154 m³/d, no entanto 83% (127,88 m³/d) desses efluentes são destinados à ETE; o restante é despejado diretamente nas galerias de drenagem de águas pluviais. Ainda avaliando as vazões médias de água e efluentes, nota-se que 52,8% da água captada para a produção de refrigerantes torna-se esgoto. O *rinse* gera dois tipos efluentes, o primeiro (17,64 m³/d) é despejado na galeria de

águas pluviais e outro para a ETE, e o segundo (5,65 m³/d) é gerado pelas perdas de água que ocorrem no momento da coleta do líquido após o jateamento na garrafa PET.

3.3 Proposição de cenários do uso da água

Para a identificação de oportunidades de reaproveitamento de efluentes, foi realizada a avaliação das vazões, dificuldades para implantação da prática de reaproveitamento/reúso e carac-

terísticas dos efluentes disponíveis, assim como dos requisitos de qualidade exigidos para a en-

trada do processo. O Quadro 3 resume as possibilidades identificadas neste trabalho.

Quadro 3 - Oportunidades de reaproveitamento e medida de redução do consumo de água.

Oportunidade identificadas	Q _{med} (m ³ /d)	Objetivo	Dificuldades
Água de <i>rinse</i> (água utilizada na lavagem das garrafas PET)	17,64	Reaproveitar a água utilizada na lavagem de garrafas PET	Não há dificuldades significativas para a coleta e tratamento deste efluente
Efluente da lavadora de garrafas de vidro	20,20	Reutilizar efluente da lavadora de garrafas retornáveis	Efetuar o tratamento e distribuição da água de reúso
Substituição de mangueiras de lavagem de piso por lavadora de alta pressão	39,83	Reduzir o consumo de água durante a lavagem dos pisos	Não há dificuldades significativas, pois é necessário apenas a aquisição do equipamento

Os resultados obtidos na caracterização dos efluentes seguem na Tabela 1. Cabe destacar

que para cada tipo de efluente foram analisadas 10 amostras.

Tabela 1 - Caracterização das amostras do efluente do *rinse* e lavadora de garrafas retornáveis.

Efluente	Método	Cor aparente (uC)	Turbidez (uT)	Cloro total (mg/L)	pH	Condutividade (µS/cm ²)	Temperatura (°C)	Coliforme Total	<i>E.Coli</i>
Referências EPA (1992) NBR 15527:2007		<15	<5	≤ 1	6 a 9	-	-	Não detectável	
<i>Rinse</i>	Média	4,90	0,26	0,00	7,17	323,80	27,90	Ausente	Ausente
	Mínimo	2,00	0,10	0,00	6,90	268,00	27,20	-	-
	Máximo	8,00	0,50	0,00	7,53	365,00	28,70	-	-
	DP	2,13	0,13	-	0,21	35,30	0,48	-	-
Lavadora de garrafas retornáveis	Média	18,70	22,00	0,00	11,3	1139,80	44,30	Ausente	Ausente
	Mínimo	7,00	11,30	0,00	11,0	1128,00	41,00	-	-
	Máximo	36,00	36,10	0,00	11,5	1158,00	48,00	-	-
	DP	8,07	7,88	0,00	0,14	9,28	2,31	-	-

Conforme os resultados presentes na Tabela 1, o efluente da lavadora de garrafas retornáveis da fábrica de refrigerantes estudada não se encontra dentro das faixas estabelecidas pelas referências da EPA (1992) e NBR 15527 (ABNT, 2007), portanto o líquido deverá passar por tratamento físico-químico, filtração ou osmose reversa antes de ser reutilizado. Entretanto, a água de *rinse* ficou dentro das recomendações das referências

bibliográficas e poderá ser reutilizada sem o tratamento prévio.

3.3.1 Análise dos indicadores de desempenho ambiental

No Quadro 4 são expostos os resultados obtidos para os indicadores de desempenho ambiental da fábrica de refrigerantes.

Quadro 4 - Indicadores ambientais e de desempenho da fábrica de refrigerantes.

ID	Indicadores	Resultado		Referências
A	$m^3_{\text{água}}/m^3_{\text{refrigerante}}$	2,53	2,5 a 3,5 1,5	CETESB (2005) ABIR (2017)
B	$m^3_{\text{efluente}}/m^3_{\text{água}}$	0,45	0,25 0,75	Kasmi et al. (2016) Haydar et al. (2015)
C	$m^3_{\text{água-otimizada}}/m^3_{\text{água-consumida}}$	0,0	0,40 0,55	ABIR (2017) Alkaya & Demirer (2015)
D	$kWh/m^3_{\text{ÁGUA}}$ $kWh/m^3_{\text{EFLUENTE}}$	1,46 4,34	---	---
E	$\$/m^3$ - ETA $R\$/m^3$ - ETE	0,69 2,46	3,55 e 4,01 0,19 ($\$/m^3$)	Souza et al. (2016) Alkaya & Demirer (2015)

Para o indicador A, o resultado obtido após a apuração dos dados foi de $2,53 m^3_{\text{água}}/m^3_{\text{refrigerante}}$. Comparando esse resultado com as referências contidas no Quadro 5, nota-se que o resultado está dentro das faixas indicadas pela CETESB (2005) e PROBEB (2014).

O indicador B resultou em $0,45 m^3_{\text{efluente}}/m^3_{\text{água}}$; esse valor encontra-se em meio aos resultados alcançados pelos autores de referência, ou seja 80% acima de $0,25 m^3_{\text{efluente}}/m^3_{\text{água}}$ e, aproximadamente, 40% menor que o maior valor de referência.

Quanto ao indicador C, atualmente a fábrica de refrigerantes não possui nenhuma forma de reúso ou reaproveitamento de efluentes.

Somados todos os custos operacionais da ETE e ETA do empreendimento, pode-se concluir que, para a ETE, o indicador $R\$/m^3$ tem como resultado $R\$ 2,46$, e para a ETA, $R\$ 0,69$. Assim, levando em consideração as vazões médias de $291,81 m^3/d$ para a ETA e $104,78 m^3/d$ para a ETE, pode-se concluir que atualmente, em média, são gastos $R\$ 201,35$ por dia na ETA e $R\$ 257,76$ na ETE, totalizando $R\$ 459,11$ por dia. Os autores Alkaya & Demirer (2015) obtiveram um indicador de custo para tratamento de efluentes de $US\$ 0,19/m^3$ em uma indústria de bebidas na

Turquia. Esses resultados foram inferiores aos encontrados por Souza et al. (2016), que avaliaram duas empresas do ramo de lavanderias industriais. Mediante a análise de custos e medição de vazão para as empresas A e B, foram obtidos indicadores de tratamento de água de 3,55 e 4,01 $R\$/m^3$, respectivamente.

3.3.2 Cenários do uso da água

Quanto aos resultados do indicador C, com as oportunidades de reaproveitamento e otimização do uso da água podem ocorrer reduções de 20% e 23% nos cenários II e III, respectivamente. Esses resultados ainda são inferiores aos 40% encontrados na pesquisa desenvolvida pela ABIR; entretanto, é importante destacar que as oportunidades selecionadas, caso sejam implantadas na fábrica, não necessitam de grandes investimentos ou alterações construtivas no local, pois não há necessidade de tratamento da água, o que facilita a adoção desta prática sustentável. Levando em consideração que a produção média de refrigerantes no empreendimento é de $133,46 m^3$, foram realizadas simulações do consumo de água geração de efluentes, consumo de energia elétrica e custos de operação da ETE e ETA. Os resultados seguem na Tabela 2.

Tabela 2 - Avaliação do impacto de reaproveitamento de efluentes na vazão e custos operacionais da fábrica de refrigerantes.

Variáveis		Cenário I	Cenário II	Cenário III
Volume de consumo de água (m ³)		337,65	268,25	256,24
Volume de efluente tratado (m ³)		152,20	120,92	115,50
Volume de reaproveitamento (m ³)		0,00	53,65	58,94
Consumo de energia (kW)	ETA	492,23	391,06	373,55
	ETE	660,48	524,73	501,23
	Total	1152,71	915,79	874,78
Custo de operação (R\$)	ETA	233,42	185,44	177,14
	ETE	373,85	294,56	281,37
	Total	607,27	480,00	458,51

Com a redução dos valores do indicador A de $2,53 \text{ m}^3_{\text{água}}/\text{m}^3_{\text{refrigerante}}$ para $2,01$ e $1,92 \text{ m}^3_{\text{água}}/\text{m}^3_{\text{refrigerante}}$ nos cenários II e III respectivamente, ocorre a redução do consumo de energia elétrica e dos custos de operação da ETE e ETA. Adotando 100% das práticas de reaproveitamento e otimização da água utilizada no setor produtivo, a fábrica de refrigerantes estudada se aproxima, no consumo específico de água para produção de refrigerante, da indústria de bebidas avaliadas pela ABIR em 2017, que identificou indústrias que utilizam apenas $1,5 \text{ m}^3$ de água para a produção de 1 m^3 de refrigerante.

Ao analisar a Tabela 2 pode-se observar que no Cenário II ocorre a redução de 20,6% do consumo de água, já no cenário III esse percentual eleva-se para 24,1%, proporcionando economias de $69,4 \text{ m}^3/\text{d}$ e até $81,4 \text{ m}^3/\text{d}$ de água. A estimativa do cenário III é semelhante aos resultados obtidos por Agana et al. (2013), de que após identificar oportunidades de reutilização de água eles adquiriam uma economia de $83,2 \text{ m}^3/\text{dia}$ de água.

Com as mesmas proporções de reduções, a geração de efluentes apresentou abatimentos de $31,28 \text{ m}^3$ no cenário II e $36,70 \text{ m}^3$ no cenário III, indicando que com a implementação das práticas de reaproveitamento e otimização do uso da água poderá haver reduções nos mesmos percentuais do consumo de água. Desta forma, a redução máxima que poderá ocorrer, adotando o reaproveitamento de efluentes e práticas sustentáveis propostas, é de 24,1%. Essa redução ficou abaixo do

resultado alcançado por Alkaya & Demirer (2015), que obtiveram um decréscimo de 57,4% de esgoto gerado depois do processo produtivo.

Quanto à redução dos custos de operação da ETE e ETA, adotando 50% do potencial de redução do consumo de água será possível economizar R\$ 127,27 por dia; já no cenário III, o valor se eleva para R\$ 148,76, totalizando anualmente economias de R\$ 33.598,76 e R\$ 39.272,83, respectivamente.

4 CONCLUSÕES

O diagnóstico do uso dos recursos hídricos possibilitou que fossem identificadas oportunidades de reaproveitamento de efluentes, de forma que gerou alternativas de otimização do uso da água, bem como entender todo o sistema de abastecimento de água do empreendimento e determinar os pontos que comporá o balanço hídrico.

Os cinco indicadores selecionados foram fundamentais na avaliação do empreendimento, pois eles possibilitaram conhecer e comparar os impactos no consumo de água e geração de efluente em cada cenário proposto.

Quanto aos cenários de uso da água propostos, por meio do uso dos indicadores ambientais e de desempenho, foi possível conhecer o quanto cada oportunidade de reúso e reaproveitamento impacta no consumo de água, geração de efluentes, consumo de energia elétrica e no

custo operacional da ETA e ETE. Sendo assim, foi possível concluir que o cenário III apresentou as reduções mais significativas nos indicadores ambientais e de desempenho, sendo mais viável para a implantação na planta industrial.

Por fim, o protocolo de engenharia estabelecido neste trabalho para avaliar a conservação do uso da água na fábrica de refrigerantes se mostrou adequado para o levantamento de informações sobre o processo produtivo industrial, caracterização de efluentes, identificação de oportunidades de reaproveitamento/reúso, bem como a proposição de cenários de uso da água, podendo auxiliar na execução de trabalhos com objetivos similares.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

- A.AGANA, B.; REEVE, D.; DORBELL, J. An approach to industrial water conservation – a case study involving two large manufacturing companies based in Australia. **Journal of Environmental Management**, n. 114, p. 445–460, 2013. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.10.047>>.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13969: Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação**. Rio de Janeiro, p. 60. 1997.
- ALKAYA, T.; DEMIRER, G. N. Water recycling and reuse in soft drink/beverage industry: A casestudy for sustainable industrial water management in Turkey. **Resources, Conservation and Recycling**, p. 9, August 2015.
- ASSOCIAÇÃO Brasileira das Industrias de Refrigerantes e Bebidas não Alcoólicas (ABIR). **Associação Brasileira das Industrias de Refrigerantes e Bebidas não Alcoólicas (ABIR)**, 2017. Disponível em: <<https://abir.org.br/diamundialdaagua2017/>>. Acesso em: 12 Outubro 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 14031 - Gestão Ambiental - Avaliação de desempenho ambiental - Diretrizes**. Rio de Janeiro - RJ, p. 38. 2004.
- ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DAS BEBIDAS REFRESCANTES NÃO ALCOÓLICAS (PROBEB), 2017. Disponível em: <www.probeb.pt>. Acesso em: 15 Outubro 2017.
- BANCO NACIONAL DO DESENVOLVIMENTO (BNDES). **Panorama do setor de bebidas no Brasil**. BNDS. Rio de Janeiro, p. 50. 2016.
- CICHINELLI, G. Reúso de água: soluções não potáveis. **Téchne: Revista de Tecnologia da Construção**, São Paulo, v. 16, n. 133, p. 54-57, 2008.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). **Cervejas e refrigerantes (Série P + L)**. CETESB. São Paulo, p. 58. 2005.
- DIFANTE, J. D. S.; SILVA, R. F. D. CONSERVAÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA DE PRODUÇÃO EM INDÚSTRIA DE REFRIGERANTES. **Ciências Naturais e Tecnológicas**, Santa Maria, v. 8, n. 1, p. 39-54, 2007. ISSN 1981-2841.
- FARIA, A. C. **Avaliação do Ciclo de Vida na Indústria dos Refrigerantes – O Caso da Etanor/Penha**. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Química) - Universidade do Porto. Porto, p. 74. 2017.
- FIESP/CIESP. **Programa de conservação e reúso da água - PCRA**. FIESP/CIESP. Viçosa-MG, p. 46. 2011.
- GALVÃO, M. R. **Estudo do reúso não potável de água de processo e efluente tratado em indústria de bebidas**. Dissertação (Mestrado profissional em Meio Ambiente Urbano e Industrial) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba - PR, p. 156. 2010.
- GOMES, P. R.; MALHEIROS, T. F. Proposta de análise de indicadores ambientais para apoio na discussão da sustentabilidade. **Revista Brasileira de Gestão e Desenvolvimento Regional**, Taubaté, v. 8, n. 2, p. 151-169, mai-ago 2012. ISSN 1809-239X.
- HAROON, H.; WASEEM, A.; MAHMOOD, Q. Treatment and Reuse of Wastewater from Beverage Industry. **J. Chem. Soc. Pak.**, v. 35, n. 1, p. 6, 2013.
- HAYDAR, S. et al. Water Conservation Initiatives and Performance Evaluation of Wastewater Treatment Facility in a Local Beverage Industry in Lahore. **Pak. J. Engg. & Appl. Sci**, v. 16, n. 1, p. 100 - 109, Jan 2015.
- HSINE, E. A.; BENHAMMOU, A.; PONS, M.-N. Water Resources Management in Soft Drink Industry-Water Use and Wastewater Generation. **Environmental Technology**, v. 26, n. 12, p. 1309-1316, May 2010.
- IMOUBE, T. O. T.; KOYE, P. I. O. Assessment of the impact of effluent from a soft drink processing factory on the physico-chemical parameters of eruvbi stream benin city, Nigeria. **Bayero Journal of Pure and Applied Sciences**, v. 4, n. 1, p. 126 - 134, June 2011. ISSN 2006 - 6996.
- KASMI, M. E. A. Eco-friendly process for soft drink industries wastewater reuse as growth medium for Saccharomyces

cerevisiae production. **Springer-Verlag**, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Out-Fev 2016.

KEMERICH, P. D. D. C.; RITTER, L. G.; BORBA, W. F. Indicadores de sustentabilidade ambiental: métodos e aplicações. **Revista Monografias Ambientais**, Santa Maria, v. 5, n. 5, p. 3723-3736, 2014. ISSN 2236 1308. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.5902/2236130814411>>.

LOZANO, R.; CARPENTER, A.; SATRIC, V. Fostering green chemistry through a collaborative business model: A Chemical Leasing case study from Serbia. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 78, p. 136-144, September 2013. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2013.07.007>>.

MIERZWA, J. C. **O uso racional e o reúso como ferramentas para o gerenciamento de águas e efluentes na indústria: Estudo de caso na Kodak Brasil**. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 367. 2002.

MIERZWA, J. C.; HESPANHOL, I. Programa para o gerenciamento de águas e efluentes nas indústrias, visando o uso racional e a

reutilização. **Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental**, São Paulo, v. 4, n. 2, p. 11-15, Abr/jun 2000.

ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A EDUCAÇÃO, A CIÊNCIA E A CULTURA (UNESCO). **Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos 2016**. Divisão de Ciências Hídricas - UNESCO. Colombella, Perugia, Itália. 2016.

PROBEB. **Associação Portuguesa das Bebidas Refrescantes Não Alcoólicas**, 2017. Disponível em: <www.probeb.pt>. Acesso em: 06 Novembro 2017.

RODRIGUES, F. A.; THIAGO, L. E. S. **Manual de indicadores ambientais**. FIRJAN. Rio de Janeiro, p. 20. 2008.

SOUZA, M. C. D. et al. Análise das práticas de reúso de água residual: estudo de casos em lavanderias industriais. **Revista Eletrônica em Gestão, Educação e Tecnologia Ambiental**, Santa maria, v. 20, n. 1, p. 497-496, Jan-Abr 2016. ISSN 22361170.

Tratamento de água residuária de cortumes por processos oxidativos avançados: uma revisão

Tannery wastewater treatment by advanced oxidation processes: a review

• **Data de entrada:**
03/07/2020

• **Data de aprovação:**
26/10/2021

Diego Aparecido Silva de Brito¹ | Antônio Kaique Canatto¹ | Maria Lúcia Ribeiro¹ | Amilcar Machulek Jr.¹

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.079>

ORCID ID

Brito DAS  <https://orcid.org/0000-0001-7353-6576>

Canatto AK  <https://orcid.org/0000-0002-0339-1313>

Ribeiro ML  <https://orcid.org/0000-0003-1958-0327>

Machulek Jr. A  <https://orcid.org/0000-0002-4632-4647>

Resumo

Os efluentes líquidos provenientes do processo de um curtume são potencialmente tóxicos e perigosos para o meio ambiente, portanto precisam ser tratados. O objetivo principal desta revisão foi avaliar se os processos oxidativos avançados são eficientes para tratar o esgoto desse tipo de indústria. Para isso, processos como fenton, eletro-fenton, fotocatálise, foto-fenton, oxidação eletroquímica, ozonização e métodos sonoquímicos foram revisados para compreender a sua utilização e definir de que maneira podem ser melhor utilizados. Assim, os processos oxidativos avançados se apresentam como uma forma promissora para este problema, principalmente quando utilizados de maneira integrada com outros tipos de tratamento, aumentando a eficiência da remoção de poluentes.

Palavras-chave: Processos oxidativos avançados. Águas residuárias de curtume. Foto-fenton.

Abstract

Wastewater of tannery process are potentially toxic and dangerous to the environment hence it needs to be treated. The main objective of this review was to assess whether advanced oxidative processes are efficient for treating wastewater in this type of industry. For this, processes such as fenton, electro-fenton, photocatalysis, photo-fenton, electrochemical oxidation, ozonation and sonochemical methods were reviewed to understand their use and define how they can best be used. Thus, advanced oxidative processes are a promising form for this problem, especially when used in an integrated manner with other types of treatment, increasing the efficiency of pollutant removal.

Keywords: Advanced oxidation processes. Tannery wastewater. Photo-fenton.

¹ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) - Campo Grande - Mato Grosso do Sul - Brasil

* **Autor correspondente:** diego_asb23@hotmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O setor econômico industrial, especificamente a indústria de couro, tem grande influência em vários países em desenvolvimento. Porém, a descarga de águas residuais, provenientes do processo de produção, é potencialmente tóxica e perigosa para o meio ambiente caso estas não sejam tratadas de maneira adequada (HANSEN et al., 2020; YADAV; RAJ et al., 2019).

O processo que visa transformar o couro cru em couro acabado passa por processos de eliminação da matéria interfibrilar da pele, bronzeamento e acabamento. Nesse período, aproximadamente 130 diferentes tipos diferentes de produtos químicos são utilizados para obter o resultado final (SAWALHA; ALSHARABATY; SAR-SOUR; AL-JABARI, 2019).

Os produtos químicos utilizados não são totalmente absorvidos pelo couro no processo e, portanto, são descartados nas águas residuais do curtume (BHARAGAVA; SAXENA; MULLA; PATEL, 2018). Devido a isso, é necessário que se adotem medidas para tratar esse tipo de resíduo trazendo a possibilidade de utilizar os processos oxidativos avançados (POA) como uma solução para o problema. Estes são eficientes na eliminação de vários tipos de poluentes, incluindo pesticidas, corantes, plastificantes, microcistina e metais tóxicos que são removidos na utilização desse processo (KHAN et al., 2019).

O método de tratamento é baseado no uso de espécies radicais altamente ativas levando a degradação e mineralização dos poluentes orgânicos. Entre eles, radicais hidroxila, que podem ser gerados quimicamente, aplicando um potencial elétrico ou mesmo induzidos pela luz. Assim, esses processos devem ser classificados de acordo com os métodos de geração de fase reativa ou de hidroxila (ORTIZ; RIVERO; MARGALLO, 2019).

Portanto, o objetivo principal desta revisão é avaliar se os processos oxidativos avançados

são alternativas eficientes para o tratamento de águas residuais de curtume. Com essa exposição, é possível direcionar estudos para melhorias na utilização desse tratamento e abordar tipos de tratamento pouco utilizados.

2 PROCESSOS OXIDATIVOS AVANÇADOS NO TRATAMENTO DE ESGOTO DE CURTUMES

Os processos utilizados no tratamento de esgoto de curtumes foram os seguintes: fenton, eletro-fenton, fotocatalise, foto-fenton, oxidação eletroquímica, ozonização e métodos sonoquímicos.

2.1 Fenton

Esse processo consiste em gerar hidroxila radical pela reação entre íons ferrosos e peróxido de hidrogênio em pH próximo de 3. De acordo com os estudos, o processo heterogêneo de Fenton tem maior eficiência na remoção da demanda química de oxigênio (DQO) e, confirmando as informações sobre o pH, opera melhor sob condições ácidas.

As alternativas da utilização do Fenton começam no pré-tratamento, o qual se apresenta como uma alternativa a ser acoplada em um processo final de polimento no processo industrial. Este pode ser feito por meio de separação por membrana, oxidação biológica ou biorreator a membrana.

Por último é um método viável para tratamento de efluentes industriais, relacionados aos corantes, em larga escala. O processo de Fenton, seguido de biotratamento com um consórcio bacteriano definido, oferece uma vantagem sobre o processo tratado convencionalmente com monocultura nesse caso.

2.2 Eletro-Fenton

é uma versão estendida do processo de Fenton. Neste, o peróxido de hidrogênio é gerado no

meio eletrolítico, fornecendo oxigênio na superfície do cátodo em condição ácida.

O processo de Eletro-Fenton em conjunto com o ânodo de diamante dopado com boro foi testado no processo de oxidação de corantes do curtume. Então, conclui-se que há viabilidade de utilização para a degradação de corantes industriais presentes na água.

2.3 Fotocatálise

Este processo consiste no aumento da velocidade de uma foto reação pela ação de um catalisador. São gerados radicais hidroxila e outras espécies oxigenadas reativas por irradiação de luz UV sobre catalisadores semicondutores como TiO_2 , ZnO e ZnS.

Diferentes condutores foram testados, e várias conclusões favoráveis foram apresentadas. O processo de sintetização de nanopatrículas de TiO_2 utilizando *Jatropha curcas* L por meio de química verde, denominando o processo de síntese verde, apresenta-se como uma abordagem promissora para remediação em instituições de águas residuais de curtumes ou, possivelmente, para qualquer outro tipo de água residual após tratamento secundário.

Para os demais, resultados como a viabilidade de tratamento de águas do curtume, no que diz respeito à DQO, compostos contendo nitrogênio e remoção de sulfetos são destacados. Não obstante evidencia-se a aplicação em escala real desse processo, pois é facilmente removível no final do processo de purificação e prontamente disponível para vários ciclos de tratamento.

2.4 Foto-Fenton

Nesse processo, a fotólise de peróxido de hidrogênio produz radicais hidroxilas para remoção de po-

luentes orgânicos e o processo de Fenton também contribui para a geração dessas espécies reativas quando sulfato de ferro e peróxido de hidrogênio estão em solução. Quando esses três elementos são aplicados juntos, surge o Foto-Fenton.

Estudos antigos apontam que o processo de Foto-Fenton pode ser aplicado como um tratamento alternativo eficiente e de baixo custo para remoção de poluentes orgânicos e inorgânicos do efluente industrial de curtume com baixo impacto ambiental.

Essas conclusões foram retificadas por meio de processos que foram aplicados a efluentes industriais de curtume e de indústrias com efluentes de características similares. Estes recomendam a utilização de Foto-Fenton como tratamento de águas residuais contendo composto orgânico.

2.5 Oxidação eletroquímica

o processo de oxidação anódica pode ocorrer de maneira direta e indireta. No primeiro caso, a hidroxila é gerada diretamente na superfície do ânodo por oxidação da água. Já no segundo, pela geração eletroquímica ou pelo peróxido de hidrogênio ou sulfato ferroso adicionado.

A eletro-oxidação foi testada de maneira isolada e combinada com outros tipos de tratamento para descoloração eletroquímica, redução da DQO, amônia e da formação de sulfeto no efluente rico em sulfato. Após os testes, concluiu-se que esse método, de maneira isolada, tem boa performance no tratamento de efluentes, no entanto, de maneira integrada, pode ser utilizado de maneira mais eficiente.

2.6 Ozonização

O ozônio pode ser considerado um poderoso oxidante. Em condições alcalinas, os radicais hidro-

xilas são gerados porque o ozônio reage com OH. Infelizmente, em condições ácidas, a formação de radicais hidroxila é bem menor. Essa desvantagem da ozonização é retificada na ozonização catalítica, na qual o catalisador é capaz de decompor o ozônio mesmo em condições de pH mais baixo.

Os principais destaques na Ozonização foram o estudo de doses de O₃ aplicados, a utilização do processo no tratamento terciário do efluente industrial e a Ozonização aplicada em integração com outros tratamentos. No primeiro caso, além de concluir que não há alterações significantes nos compostos de carbono se o excesso de tratamento com O₃ for evitado, também enfatizaram que a eficiência depende do pH ajustado antes da ozonização e aumenta com um pH crescente, atingindo a maior taxa de remoção em pH 7,0.

No caso do tratamento terciário, a Ozonização catalítica se apresenta como uma alternativa promissora nas águas residuais de curtume. E, por último, a Ozonização combinada a outros tratamentos também apresenta melhoras na oxidação dos efluentes. No entanto, a Ozonização, de modo geral, para remoção de DQO necessita de uma dosagem alta, afetando assim sua viabilidade econômica.

2.7 Métodos Sonoquímicos

A cavitação acústica é o principal fenômeno responsável pela degradação de poluentes orgânicos. A cavitação das micro-bolhas no meio da água gera alta temperatura e pressão, assim os poluentes são removidos por quebra de ligação homolítica ou pelo ataque de radicais hidroxila e outras espécies reativas de oxigênio geradas por dissociação da água.

O processo Sonocatalítico apresenta eficiência de aproximadamente 90% na remoção de DQO no tratamento do efluente. Ademais, o processo de coagulação, seguido pelo processo de hidrocavitação, pode ser uma ferramenta adequada de pré-tratamento para melhorar o índice de biodegradabilidade para a abordagem de tratamento biológico anaeróbico.

As técnicas híbridas utilizando hidrocavitação considerados como tecnologia limpa, também podem ser combinados com processos de tratamento biológico para trazer as características da água tratada a condições dentro dos limites permitidos prescritos para reutilização ou descarga no ambiente.

As referências de estudos de cada tipo de processo oxidativo são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Referências de estudos de cada tipo de processo oxidativo avançado.

Processos Oxidativos Avançados	Referências
Fenton	(BORBA et al., 2018); (PRZYWARA, 2017); (SIVAGAMI; SAKTHIVEL; NAMBI, 2018); (SHANMUGAM et al., 2019); (VILARDI et al., 2018); (VILARDI et al., 2018)
Eletro-Fenton	(CRUZ-RIZO; GUTIÉRREZ-GRANADOS; SALAZAR; PERALTA-HERNÁNDEZ, 2017)
Fotocatálise	(CALIARI; PACHECO; CIRÍACO; LOPES, 2019); (GOUTAM et al., 2018); (SOUZA; ARAÚJO; SILVA; SILVA, 2019); (VAIANO; IERVOLINO, 2018)
Foto-Fenton	(EBRAHIEM; AL-MAGHRABI; MOBARKI, 2017); (BORBA et al., 2013); (MEDRANO-RODRÍGUEZ et al., 2020); (MÓDENES; ESPINOZA-QUIÑONES; BORBA; MANENTI, 2012)
Oxidação Eletroquímica	(CHANDRASEKARAN; SELVARAJ; SUNDARAM, 2019); (KUPPUSAMY et al., 2017); (NAUMCZYK; KUCHARSKA, 2017)
Ozonização	(HUANG; PAN; FAN; LIU, 2016); (MELLA; BARCELLOS; DA SILVA COSTA; GUTTERRES, 2018); (SARANYA; SHANTHAKUMAR, 2020)
Métodos Sonoquímicos	(KANDASAMY; THARMALINGAM; VELUSAMY, 2017); (KORPE; BETHI; SONAWANE; JAYAKUMAR, 2019); (SAXENA; RAJORIYA; SAHARAN; GEORGE, 2018); (SAXENA; SAHARAN; GEORGE, 2018)

3 CONCLUSÕES

De modo geral, com os dados coletados nessa revisão bibliográfica sistemática, os Processos Oxidativos Avançados aplicados ao tratamento do efluente de curtumes apresentam bons resultados. Grande parte das técnicas aplicadas integram a técnica de oxidação com outro tipo de tratamento, para aumentar ainda mais a eficiência da remoção de poluentes da água.

Dentre os métodos expostos, o Foto-Fenton, comparado à Oxidação Eletroquímica e o Eletro-Fenton, apresenta um desempenho mais satisfatório na parte oxidativa, principalmente devido à ação fotolítica aplicada no processo. Apesar de se mostrar como um processo mais promissor, não há muitas referências atuais na sua aplicação para o tratamento deste tipo de efluente. Portanto, novos estudos que abordem a utilização de Foto-Fenton para tratamento de águas residuais de curtume, principalmente envolvendo aspectos econômicos, podem direcionar melhor os esforços para remediar a contaminação deste tipo de poluente.

4 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

5 REFERÊNCIAS

BHARAGAVA, R. N.; SAXENA, G.; MULLA, S. I.; PATEL, D. K. Characterization and Identification of Recalcitrant Organic Pollutants (ROPs) in Tannery Wastewater and Its Phytotoxicity Evaluation for Environmental Safety. *Archives of Environmental Contamination and Toxicology*, 75, n. 2, p. 259-272, 2018. <https://doi.org/10.1007/s00244-017-0490-x>

BORBA, F. H.; MÓDENES, A. N.; ESPINOZA-QUIÑONES, F. R.; MANENTI, D. R. et al. Toxicity assessment of tannery effluent treated by an optimized photo-Fenton process. *Environmental Technology*, 34, n. 5, p. 653-661, 2013. <https://doi.org/10.1080/09593330.2012.710407>

BORBA, F. H.; PELLEZZI, L.; BUENO, F.; INTICHER, J. J. et al. Pollutant removal and biodegradation assessment of tannery effluent treated by conventional Fenton oxidation process. *Journal of*

Environmental Chemical Engineering, 6, n. 6, p. 7070-7079, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2018.11.005>

CALIARI, P. C.; PACHECO, M. J.; CIRÍACO, L.; LOPES, A. Tannery wastewater: Organic load and sulfide removal dynamics by electrochemical oxidation at different anode materials. *Environmental Technology & Innovation*, 14, p. 100345, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.eti.2019.100345>

CHANDRASEKARAN, K.; SELVARAJ, H.; SUNDARAM, M. Electrochemical oxidation with the aerobic pretreatment process for sulfate-rich tannery effluent. *Environmental Science and Pollution Research*, 26, n. 12, p. 12194-12204, 2019. <https://doi.org/10.1007/s11356-019-04614-3>

CRUZ-RIZO, A.; GUTIÉRREZ-GRANADOS, S.; SALAZAR, R.; PERALTA-HERNÁNDEZ, J. M. Application of electro-Fenton/BDD process for treating tannery wastewaters with industrial dyes. *Separation and Purification Technology*, 172, p. 296-302, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.seppur.2016.08.029>

EBRAHIEM, E. E.; AL-MAGHRABI, M. N.; MOBARKI, A. R. Removal of organic pollutants from industrial wastewater by applying photo-Fenton oxidation technology. *Arabian Journal of Chemistry*, 10, p. S1674-S1679, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.arabjc.2013.06.012>

GOUTAM, S. P.; SAXENA, G.; SINGH, V.; YADAV, A. K. et al. Green synthesis of TiO₂ nanoparticles using leaf extract of *Jatropha curcas* L. for photocatalytic degradation of tannery wastewater. *Chemical Engineering Journal*, 336, p. 386-396, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.cej.2017.12.029>

HANSEN, É.; MONTEIRO DE AQUIM, P.; HANSEN, A. W.; CARDOSO, J. K. et al. Impact of post-tanning chemicals on the pollution load of tannery wastewater. *Journal of Environmental Management*, 269, p. 110787, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.110787>

HUANG, G.; PAN, F.; FAN, G.; LIU, G. Application of heterogeneous catalytic ozonation as a tertiary treatment of effluent of biologically treated tannery wastewater. *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, 51, n. 8, p. 626-633, 2016. <https://doi.org/10.1080/10934529.2016.1159863>

KANDASAMY, K.; THARMALINGAM, K.; VELUSAMY, S. Treatment of tannery effluent using sono catalytic reactor. *Journal of Water Process Engineering*, 15, p. 72-77, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jwpe.2016.09.001>

KHAN, S.; SAYED, M.; SOHAIL, M.; SHAH, L. A. et al. Chapter 6 - Advanced Oxidation and Reduction Processes. In: AHUJA, S. (Ed.). *Advances in Water Purification Techniques*; Elsevier, 2019. p. 135-164.

KORPE, S.; BETHI, B.; SONAWANE, S. H.; JAYAKUMAR, K. V. Tannery wastewater treatment by cavitation combined with advanced oxidation process (AOP). *Ultrasonics Sonochemistry*, 59, p. 104723, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.ultsonch.2019.104723>

- KUPPUSAMY, S.; JAYARAMAN, N.; JAGANNATHAN, M.; KADARKARAI, M. et al. Electrochemical decolorization and biodegradation of tannery effluent for reduction of chemical oxygen demand and hexavalent chromium. **Journal of Water Process Engineering**, 20, p. 22-28, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.jwpe.2017.09.008>
- MEDRANO-RODRÍGUEZ, F.; PICOS-BENÍTEZ, A.; BRILLAS, E.; BANDALA, E. R. et al. Electrochemical advanced oxidation discoloration and removal of three brown diazo dyes used in the tannery industry. **Journal of Electroanalytical Chemistry**, p. 114360, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jelechem.2020.114360>
- MELLA, B.; BARCELLOS, B. S. d. C.; DA SILVA COSTA, D. E.; GUTTERRES, M. Treatment of Leather Dyeing Wastewater with Associated Process of Coagulation-Flocculation/Adsorption/Ozonation. **Ozone: Science & Engineering**, 40, n. 2, p. 133-140, 2018. <https://doi.org/10.1080/01919512.2017.1346464>
- MÓDENES, A. N.; ESPINOZA-QUIÑONES, F. R.; BORBA, F. H.; MANENTI, D. R. Performance evaluation of an integrated photo-Fenton – Electrocoagulation process applied to pollutant removal from tannery effluent in batch system. **Chemical Engineering Journal**, 197, p. 1-9, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.cej.2012.05.015>
- NAUMCZYK, J. H.; KUCHARSKA, M. A. Electrochemical treatment of tannery wastewater—Raw, coagulated, and pretreated by AOPs. **Journal of Environmental Science and Health, Part A**, 52, n. 7, p. 649-664, 2017. <https://doi.org/10.1080/10934529.2017.1297140>
- ORTIZ, I.; RIVERO, M. J.; MARGALLO, M. Chapter 6 - Advanced oxidative and catalytic processes. In: GALANAKIS, C. M. e AGRAFIOTI, E. (Ed.). **Sustainable Water and Wastewater Processing: Elsevier**, 2019. p. 161-201.
- PRZYWARA, L. B. ALTERNATIVE TREATMENT STRATEGY FOR DIFFERENT STREAMS OF TANNERY WASTEWATER. **Journal of Ecological Engineering**, 18, n. 4, p. 160-168, 2017. journal article. <https://doi.org/10.12911/22998993/74286>
- SARANYA, D.; SHANTHAKUMAR, S. An integrated approach for tannery effluent treatment with ozonation and phycoremediation: A feasibility study. **Environmental Research**, 183, p. 109163, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2020.109163>
- SAWALHA, H.; ALSHARABATY, R.; SARSOUR, S.; AL-JABARI, M. Wastewater from leather tanning and processing in Palestine: Characterization and management aspects. **Journal of Environmental Management**, 251, p. 109596, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.109596>
- SAXENA, S.; RAJORIYA, S.; SAHARAN, V. K.; GEORGE, S. An advanced pretreatment strategy involving hydrodynamic and acoustic cavitation along with alum coagulation for the mineralization and biodegradability enhancement of tannery waste effluent. **Ultrasonics Sonochemistry**, 44, p. 299-309, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.ultsonch.2018.02.035>
- SAXENA, S.; SAHARAN, V. K.; GEORGE, S. Enhanced synergistic degradation efficiency using hybrid hydrodynamic cavitation for treatment of tannery waste effluent. **Journal of Cleaner Production**, 198, p. 1406-1421, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.07.135>
- SCHRANK, S. G.; GEBHARDT, W.; JOSÉ, H. J.; MOREIRA, R. F. P. M. et al. Ozone Treatment of Tannery Wastewater Monitored by Conventional and Substance Specific Wastewater Analyses. **Ozone: Science & Engineering**, 39, n. 3, p. 159-187, 2017. <https://doi.org/10.1080/01919512.2016.1273090>
- SHANMUGAM, B. K.; EASWARAN, S. N.; MOHANAKRISHNAN, A. S.; KALYANARAMAN, C. et al. Biodegradation of tannery dye effluent using Fenton's reagent and bacterial consortium: A biocalorimetric investigation. **Journal of Environmental Management**, 242, p. 106-113, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.04.075>
- SIVAGAMI, K.; SAKTHIVEL, K. P.; NAMBI, I. M. Advanced oxidation processes for the treatment of tannery wastewater. **Journal of Environmental Chemical Engineering**, 6, n. 3, p. 3656-3663, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jece.2017.06.004>
- SOUZA, E. A.; ARAÚJO, R. J.; SILVA, M. V. S.; SILVA, L. A. Photocatalytic treatment of tannery wastewater using reduced graphene oxide and CdS/ZnO to produce hydrogen with simultaneous sulfide abatement. **SN Applied Sciences**, 1, n. 11, p. 1390, 2019. <https://doi.org/10.1007/s42452-019-1376-5>
- VAIANO, V.; IERVOLINO, G. Facile method to immobilize ZnO particles on glass spheres for the photocatalytic treatment of tannery wastewater. **Journal of Colloid and Interface Science**, 518, p. 192-199, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jcis.2018.02.033>
- VILARDI, G.; OCHANDO-PULIDO, J. M.; STOLLER, M.; VERDONE, N. et al. Fenton oxidation and chromium recovery from tannery wastewater by means of iron-based coated biomass as heterogeneous catalyst in fixed-bed columns. **Chemical Engineering Journal**, 351, p. 1-11, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.cej.2018.06.095>
- VILARDI, G.; RODRÍGUEZ-RODRÍGUEZ, J.; OCHANDO-PULIDO, J. M.; VERDONE, N. et al. Large Laboratory-Plant application for the treatment of a Tannery wastewater by Fenton oxidation: Fe(II) and nZVI catalysts comparison and kinetic modelling. **Process Safety and Environmental Protection**, 117, p. 629-638, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.psep.2018.06.007>
- YADAV, A.; RAJ, A.; PURCHASE, D.; FERREIRA, L. F. R. et al. Phytotoxicity, cytotoxicity and genotoxicity evaluation of organic and inorganic pollutants rich tannery wastewater from a Common Effluent Treatment Plant (CETP) in Unnao district, India using Vigna radiata and Allium cepa. **Chemosphere**, 224, p. 324-332, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.chemosphere.2019.02.124>

Avaliação de diferentes combinações entre lodo de ETA e lodo de ETE para produção de mudas florestais

Evaluation on different combinations between WTP sludge and WWTP sludge to production of forest seedling

• **Data de entrada:**
05/12/2019

• **Data de aprovação:**
29/10/2021

Cleonice Lucia Barbosa Mattos da Cruz¹ | Ana Silvia Pereira Santos² | Elisabeth Ritter^{2*}

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.080>

ORCID ID

Cruz CLBM  <https://orcid.org/0000-0003-4866-8029>

Santos ASP  <https://orcid.org/0000-0001-7823-9837>

Ritter E  <https://orcid.org/0000-0002-3908-1608>

Resumo

A incorporação do lodo de ETA no substrato para produção de mudas de espécies nativas da Mata Atlântica é uma solução para destinação de parte do lodo de ETA gerado. No viveiro pesquisado, atualmente são utilizados no substrato 50% de lodo proveniente de estação de tratamento de esgoto (ETE) e 50% de um solo adquirido comercialmente. Nesta pesquisa foram produzidos traços com percentuais de lodo de ETA e com percentuais de lodo de ETE para produção de espécies de Aroeira Pimenteira e Aldrigo. O traço que apresentou melhores resultados com 95% de confiança foi o traço T5, com 25% de lodo de ETA e 75% lodo de ETE. Este foi o único que alcançou 100% de sobrevivência e maiores taxas de crescimento em relação à altura e ao diâmetro do coleto, assim como o maior Índice de Qualidade de Dickson (IQD). Em relação aos benefícios econômico e ambiental, verificou-se que é possível evitar o uso anual de aproximadamente 7.500 m³ de solo e a disposição do lodo em aterro sanitário com uma economia anual superior a R\$ 832 mil reais.

Palavras-chave: Lodo de ETA. Lodo de ETE. Espécies nativas da Mata Atlântica. Uso benéfico do lodo de ETA.

Abstract

The incorporation of WTP sludge into the substrate for seedling production of native species of the Atlantic Forest is a solution for disposal of part of the generated ETA sludge. In the nursery researched, currently, there is used 50% of the sludge from the wastewater treatment plant (WWTP) and 50% of a commercially purchased soil in the substrate. In this research, traces with percentages of WTP sludge and percentages of WWTP sludge were produced and used the species Aroeira Pimenteira and Aldrigo. The trace that presented the best results with 95% confidence was the T5 trace, with 25% of WTP sludge and 75% WWTP sludge, as it was the only one that reached 100% survival and higher growth rates in relation to the height and the stalk diameter, as well as Highest Dickson's Quality Score (DQS). Regarding the economic and environmental benefits, it was verified that it is possible to avoid the annual use of approximately 7,500 m³ of soil and the disposal of sludge in a landfill with an annual saving of over R\$ 832 thousand.

Keywords: WTP sludge. WWTP sludge. Native species of the Atlantic Forest. Reuse of WTP sludge.

¹ Companhia Estadual de Águas e Esgotos do Rio de Janeiro (CEDAE) - Rio de Janeiro - Rio de Janeiro - Brasil.

² Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) - Rio de Janeiro - Rio de Janeiro - Brasil.

* **Autora correspondente:** ritteruerj@gmail.com.

1 INTRODUÇÃO

O lodo de ETA é gerado no processo de tratamento de água, em unidades de decantação e de filtração, e apresenta composição variável (DI BERNARDO et al., 2012) contendo minerais e substância húmicas da água bruta, além de produtos químicos adicionados (coagulantes e auxiliares de coagulação) (OWEN, 2002; URBAN e ISAAC, 2019). Por outro lado, o lodo de ETE é um material oriundo do tratamento de esgoto, que pode ser gerado em processos biológicos, físicos e físico-químicos. Assim, em função da tecnologia de tratamento de esgoto adotada na fase líquida, o lodo de ETE pode conter componentes semelhantes aos encontrados em lodo de ETA, além de metais, organismos patogênicos, contaminantes orgânicos e outros possíveis (SPERLING et al., 2007).

Tanto o lodo de ETA como o lodo de ETE, quando dispostos inadequadamente, podem acarretar sérios danos à saúde humana e ao meio ambiente. O lodo de ETA é historicamente disposto direta ou indiretamente em leitos de rios, ou em menor quantidade em aterro sanitário, podendo ainda sofrer incineração (SCALIZE, 2014). O lodo de ETE, após processos de adensamento, digestão e desaguamento, em geral é encaminhado para disposição em aterros sanitários (ANDREOLI et al., 2014). Entretanto, segundo Urban e Isaac (2019), a crescente preocupação ambiental, associada ao aumento da produção de ambos os resíduos e à evolução legal, tem alavancado ações técnico-científicas de uso benéfico do lodo.

No caso do lodo de ETA, usos benéficos como aplicação no solo para agricultura e recuperação de áreas degradadas, produção de artefatos de cerâmica, de cimento ou de concreto e recuperação de coagulante são destacados por Scalize et al. (2014); e usos como silvicultura e pavimentação são destacados por Babatunde e Zhao (2007). Segundo Bittencourt et al. (2012), a aplicação do

lodo de ETA no solo vem ganhando destaque em função da presença considerável de óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro, argilas silicatadas e matéria orgânica, que são constituintes de solo. Entretanto, de acordo com os mesmos autores, o alumínio pode reduzir a disponibilidade de fósforo às plantas e/ou em excesso, pode causar efeito tóxico à maioria das plantas.

Já o lodo de ETE tem aplicação mais restrita, principalmente devido ao seu risco de contaminação microbiológica (MAGALHÃES, 2012). Apesar de Andreoli et al. (2014) afirmarem que seu uso benéfico mais indicado é na agricultura, devido ao seu alto teor de matéria orgânica, Magalhães (2012) ressalta que para que a utilização agrícola do lodo seja segura do ponto de vista de saúde pública, é necessário que ele seja submetido a processos de tratamento capazes de eliminar ou reduzir os patógenos a níveis seguros.

Abreu et al. (2019) destacam que a geração de lodo de ETE é uma característica inerente ao processo de tratamento de esgotos e tende a um crescimento proporcional ao da população urbana. Em relação ao lodo de ETA, o mesmo se pode afirmar sobre a geração acompanhar o crescimento populacional. Dessa forma, estudos relacionados à reciclagem de lodo (tanto de ETA como de ETE) são de fundamental importância para a preservação ambiental e para o desenvolvimento de técnicas adequadas de disposição final desse passivo.

Vários estudos sobre o uso benéfico tanto do lodo de ETA como do lodo de ETE vêm sendo desenvolvidos no Brasil e no mundo. No Brasil, o Programa de Pesquisa em Saneamento Ambiental (PROSAB) (FINEP, 2019) iniciou seus estudos sobre o aproveitamento do lodo no final dos anos 90 e início dos anos 2000 no âmbito do seu Edital 01 com o título "Aproveitamento de lodo gerado em estações de tratamento de água e esgotos sanitários, inclusive com a utilização de técni-

cas consorciadas com resíduos sólidos urbanos” (REALI, Coord., 1999; GONÇALVES, Coord., 1999; ANDREOLI, Coord., 1999; FERNANDES, Coord., 2000; ANDREOLI, Coord., 2001). Posteriormente, os biossólidos passaram a ser tratados no PROSAB no tema intitulado “Usos alternativos de lodos de estações de tratamento de água e estações de tratamento de esgotos - Alternativas de uso de resíduos de saneamento” (ANDREOLI, Coord. 2006). Por fim, o PROSAB ainda abordou o tema no edital “Lodo de fossa séptica: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final” (ANDREOLI, Coord. 2009). Mais recentemente, estudos vêm sendo realizados na área agrícola e florestal (ABREU et al., 2019; OLIVEIRA et al., 2015, FERRAZ E POGGIANI, 2014; GOMES et al., 2013;), além de outros.

Em termos de legislação para o aproveitamento de lodo, o Brasil não possui aspectos legais específicos para lodo de ETA. Entretanto, para o lodo de ETE há a Resolução CONAMA nº 375 de 2006, que define critérios e procedimentos para o uso agrícola de lodos gerados em Estações de Tratamento de Esgotos (Brasil, 2006). Magalhães (2012) destaca que na Resolução CONAMA nº 375/2006 algumas restrições impostas às duas classes de lodo fixadas em função da qualidade microbiológica são até mais rigorosas do que as adotadas em países como Estados Unidos e Reino Unido.

Outro aspecto relevante a ser considerado na discussão sobre o aproveitamento de lodo é a Lei 12.305 de 2010, que aborda a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) e prioriza, em relação aos resíduos, a sua não geração, a sua reutilização e/ou a reciclagem, o seu tratamento e a sua disposição final (Brasil, 2010). Essa lei aborda os resíduos sólidos em geral e faz menção à necessidade de reutilização e reciclagem destes como um todo.

No contexto do presente trabalho, a Companhia Estadual de Águas e Esgoto do Rio de Janeiro (CEDAE), além de operar sistemas de abastecimento de água (SAA) e sistemas de esgotamento sanitário (SES) em diversos municípios do estado do Rio de Janeiro, incluindo a capital, desenvolve ainda o programa Replantando Vida. Trata-se de um programa socioambiental que produz mudas florestais típicas da Mata Atlântica, em substrato composto por solo e lodo de ETE, para replantio em áreas degradadas das proximidades de mananciais. Além do objetivo ambiental, o programa que foi criado em 2007 tem também o viés social, pois já utilizou a mão de obra de mais de 2.700 reclusos do sistema penitenciário do Rio de Janeiro no trabalho de restauração florestal (CECCON e PÉREZ, 2016).

Neste cenário, o principal objetivo do presente trabalho foi avaliar a possibilidade de substituição do solo que compõe o substrato (solo + lodo de ETE) já utilizado no programa Replantando Vida, por lodo de ETA. Segundo Teixeira et al. (2005), a utilização do lodo de ETA na recuperação de áreas degradadas pode ser otimizada pela aplicação conjunta de um resíduo orgânico como o lodo de ETE, que apresenta elevado potencial agrônomo, favorecendo a interação solo-planta. O trabalho ainda buscou elaborar uma relação entre a redução do consumo de recursos naturais (solo) para composição do substrato, com o custo da destinação desse resíduo em aterros sanitários. Destaca-se que não foi objetivo do presente estudo a investigação da possibilidade de poluição difusa que acarretaria na contaminação do solo e das águas subterrâneas relacionada ao uso de lodos de ETE e ETA.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A ETA Porto das Caixas (operada pela CEDAE), cujo lodo é utilizado no experimento realizado, tem capacidade total de tratamento de

260 L.s⁻¹, é do tipo convencional de ciclo completo e conta com seis decantadores e quatorze filtros de areia. Nela, adota-se o sulfato de alumínio (Al₂(SO₄)₃) como coagulante e são produzidos cerca de 270 kg mensais de lodo, caracterizado pela ABNT - NBR 10.004/04 como um Resíduo Sólido Não Perigoso e Não Inerte – Classe IIA. A estação está localizada no município de Itaboraí, estado do Rio de Janeiro e abastece parte desse município, a localidade de Portos das Caixas e o Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro (COMPERJ).

O viveiro florestal utilizado no experimento foi um dos viveiros do programa Replantando Vida, localizado no município de Magé, a 25 km do município de Itaboraí no Estado do Rio de Janeiro. Esse viveiro florestal é o primeiro inserido dentro de uma unidade prisional, com mais de 30.000 m². O viveiro, que produz mais de 200 espécies da Mata Atlântica, possui capacidade de produção de 1,2 milhão de mudas anuais, figurando entre os maiores produtores de mudas florestais nativas do Estado. Para a produção das mudas, o viveiro utiliza em média 15.000 m³ de substrato ao ano, sendo 7.500 m³ de lodo de ETE e 7.500 m³ de solo comercial.

No experimento realizado na área do viveiro florestal foram utilizadas duas mudas de espécies nativas da Mata Atlântica conforme a descrição:

- *Schinus terenbinthifolius* (Aroeira Pimenteira), de crescimento rápido e considerada planta de pequeno a médio porte. Sua altura varia entre 5 e 10 m e seu tronco apresenta diâmetro entre 30 e 60 cm (LORENZI, 2008);
- *Pterocarpus violaceus* (Aldrago), de crescimento moderado e considerada planta de médio porte. Sua altura varia entre 8 e 14 m e seu tronco apresenta diâmetro de 30 a 50 cm (LORENZI, 2008).

Na pesquisa foram realizados 6 traços, onde se alteraram os percentuais de lodo de ETA na composição do substrato. Atualmente o viveiro

florestal utiliza o lodo de ETE, como substrato adicionado a um solo comercial argiloso. Abreu (2014) comprovou que o lodo de ETE pode ser utilizado em substituição ao adubo comercial, para compor o substrato na produção de mudas de espécies da Mata Atlântica. Sendo assim, o potencial de incorporação do lodo de ETE não foi objetivo da avaliação deste estudo, bem como o solo comercial utilizado.

Uma amostra simples de cada material que compõe o substrato (lodo de ETA, lodo de ETE e solo) foi coletada e encaminhada para o Laboratório da CEDAE, para análise das características químicas: pH, nutrientes e metais. Ainda foram determinados os teores de: Potássio, Cálcio, Magnésio, Fósforo, Ferro, Boro, Manganês, Zinco, Cobre, todos de grande relevância para o desenvolvimento das plantas, além do teor de alumínio. As análises foram realizadas de acordo com *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2012).

Na Tabela 1 pode ser observada a composição dos seis traços utilizados no experimento. O primeiro, adotado como testemunho (T1), correspondeu àquele que até o momento era utilizado no viveiro, composto por 50% de solo comercial e 50% lodo de ETE. Nos demais (T2, T3, T4 e T5), observa-se a não utilização do solo. Esses foram compostos somente com proporções de lodo de ETA e de ETE, visto que um dos objetivos do trabalho era exatamente a diminuição de extração de recursos naturais, substituindo o solo comercial pelo lodo de ETA. Por fim, o traço T6 foi adotado considerando-se 100% de lodo de ETE e, portanto, sem a presença de lodo de ETA, somente para efeitos de comparação.

Para o preparo das amostras foram utilizados recipientes de 14L para medir o volume dos substratos com umidade natural, em temperatura ambiente. Após a separação das quantidades de cada traço, eles foram misturados em uma beto-

neira com rotação de 30 RPM durante aproximadamente 60 minutos, para formar a massa. Logo após, foram encaminhados para bancada, onde foram colocados manualmente em sacos específicos para a repicagem das mudas. Não houve pesagem destas amostras.

Tabela 1 - Porcentagem de insumos utilizados em cada traço investigado

	Lodo ETA	Lodo ETE	Solo
T1	0%	50%	50%
T2	100%	0%	0%
T3	75%	25%	0%
T4	50%	50%	0%
T5	25%	75%	0%
T6	0%	100%	0%

Fonte: O autor, 2018.

Uma amostra de cada traço foi coletada para serem determinadas as seguintes características físicas: teor de umidade e granulometria, de acordo com NBR 6457/1986 e NBR 7181/1968.

A trabalhabilidade é uma etapa importante na operação de um viveiro florestal, pois a facilidade de enchimento dos recipientes onde as mudas são replicadas pode prejudicar o tempo de operação devido à demora na execução do trabalho. Em casos de amostras muito úmidas e mais “pastosas” (ou seja, com mais finos), a operação de enchimento dos recipientes será dificultada. Para avaliar a trabalhabilidade dos traços, foi realizada uma comparação do tempo de enchimento dos recipientes para todos os traços (T1 a T6), com o teor de umidade adotado e com a caracterização granulométrica do solo.

Para cada traço, foram realizadas quatro repetições com oito amostras de cada espécie (Aroeira Pimenteira e Aldrago), dando um total de 384 amostras. Os sacos com as misturas de cada traço foram transportados para um canteiro reservado para o experimento na área de sombra do viveiro. Furos manuais foram feitos nos sacos

para a colocação da raiz e, posteriormente foram tampados com o próprio substrato deixando o caule das mudas para fora.

De junho de 2017 a dezembro de 2017 foram realizadas seis medições das seguintes variáveis:

- Quantidade de mudas sobreviventes;
- Altura das mudas;
- Diâmetro dos coletores das mudas;
- Massa seca das raízes e dos caules das mudas.

A partir dessas variáveis foram calculadas as seguintes taxas:

- Taxa de sobrevivência a partir da contagem da quantidade de mudas sobreviventes no período analisado;
- Taxa de crescimento a partir da medição da altura das mudas e diâmetro do coletor;
- Índice de Qualidade Dickson a partir da pesagem de amostras da raiz e do caule das mudas;

Para a análise da taxa de sobrevivência foi verificada a quantidade de mudas sobreviventes no experimento em relação à quantidade total de mudas analisadas. Foram consideradas mudas mortas aquelas com ausência de folhas e aquelas com as folhas aparentemente secas.

Para medição da altura das mudas, utilizou-se uma régua graduada com precisão de 0,05 cm. A altura considerada foi o tamanho do caule entre o solo e a gema apical. O diâmetro do coletor foi medido tomando-se como referência a posição da planta rente ao solo. Foi utilizado um paquímetro manual com precisão de 0,05 cm. Como os diâmetros dos coletores nas duas primeiras medições ainda apresentavam dimensões bastante reduzidas, só foram coletados esses dados a partir da 3ª medição, ou seja, após 63 dias do início do experimento. Foram calculados valores médios entre as repetições de cada traço, tanto

para altura da muda como para o diâmetro do coleto. A taxa de crescimento foi calculada pela relação entre a altura ou o diâmetro e o tempo de medição.

O Índice de Qualidade de Dickson (IQD) é um índice que relaciona a altura da muda, o diâmetro do coleto e as massas secas das partes aérea e da raiz. A seleção das mudas para essa etapa foi baseada no cálculo da altura média das mudas na última medição. As quatro mudas de cada repetição que mais se aproximavam da altura média foram selecionadas para pesagem; foi utilizada balança Gehaka BK 5000, com precisão decimal. Para a pesagem da raiz das mudas selecionadas, houve a necessidade de retirada do solo acoplado a ela, e a raiz foi separada da parte aérea em todas as amostras. Tanto a parte aérea (folhas e caule) como a parte das raízes foram ensacadas, identificadas e encaminhadas para a secagem em estufa por 24 horas, em temperatura de 40°C. Posteriormente, as partes descritas foram pesadas e para elas foi realizado um cálculo médio para cada traço.

Ressalta-se que o cálculo do IQD só pôde ser realizado com a espécie *Schinus molle* (Aroeira Pimenteira), já que o experimento com a outra espécie foi acidentalmente desmontado antes da medição. A Eq. 1 apresenta o cálculo do Índice de Qualidade de Dickson. (Dickson et al., 1960).

$$IQD = \frac{PMST}{(H/Dc) + (PMSA/PMSR)} \quad (1)$$

onde:

IQD é o Índice de Qualidade de Dickson;

H é a altura das mudas (cm);

Dc é o diâmetro do coleto (cm);

MST é a massa seca total (g);

MSA é a massa seca da parte aérea (g);

MSR é a massa seca da raiz (g).

Para a avaliação dos benefícios da incorporação do lodo no substrato para produção de mudas florestais, foi considerado o traço que apresentou melhor desempenho nos experimentos, conforme resultados da aplicação do teste estatístico ANOVA. Desconsideraram-se os traços T1 (testemunho), e o T6 (100% lodo de ETA), já que o objetivo final foi a avaliação de destinação do lodo de ETA. Assim, no desenvolvimento dessa etapa do trabalho, foram calculadas variáveis relacionadas à substituição do solo por lodo de ETA. Neste caso, minimiza-se o impacto ambiental em função da não utilização do solo na composição do substrato e da não disposição do lodo de ETA no aterro sanitário, aumentando consequentemente a sua vida útil.

Dessa forma, as seguintes variáveis foram calculadas:

- Volume do solo não usado para composição do traço (Vs);
- Volume do lodo de ETA não disposto no aterro sanitário (Vd);
- Custo não contabilizado da aquisição do solo (Cs);
- Custo não contabilizado da disposição do lodo de ETA no aterro sanitário (Cd);
- Custo total não contabilizado para a companhia de saneamento (Ct).

Para os cálculos relacionados aos custos da disposição final do lodo de ETA, foi adotada a metodologia desenvolvida por Lima (2014), que considera a disposição do próprio lodo da ETA Porto das Caixas em aterro sanitário. Lima (2014) compôs um custo de disposição do lodo da ETA Porto das Caixas em aterro sanitário no valor aproximado de R\$ 180,00/t já considerando o transporte. Para o custo do solo comercial, foi adotado o valor apresentado no catálogo de preços da Empresa de Obras Públicas do Estado do Rio de Janeiro (EMOP), também referente ao

ano de 2014. O valor adotado foi de R\$ 48,00 (quarenta e oito reais) por metro cúbico (EMOP, 2014). Para atualização dos cálculos (novembro

de 2020) foi adotado IPCA acumulado de aproximadamente 38%.

A Fig. 1 apresenta o esquema geral do experimento.

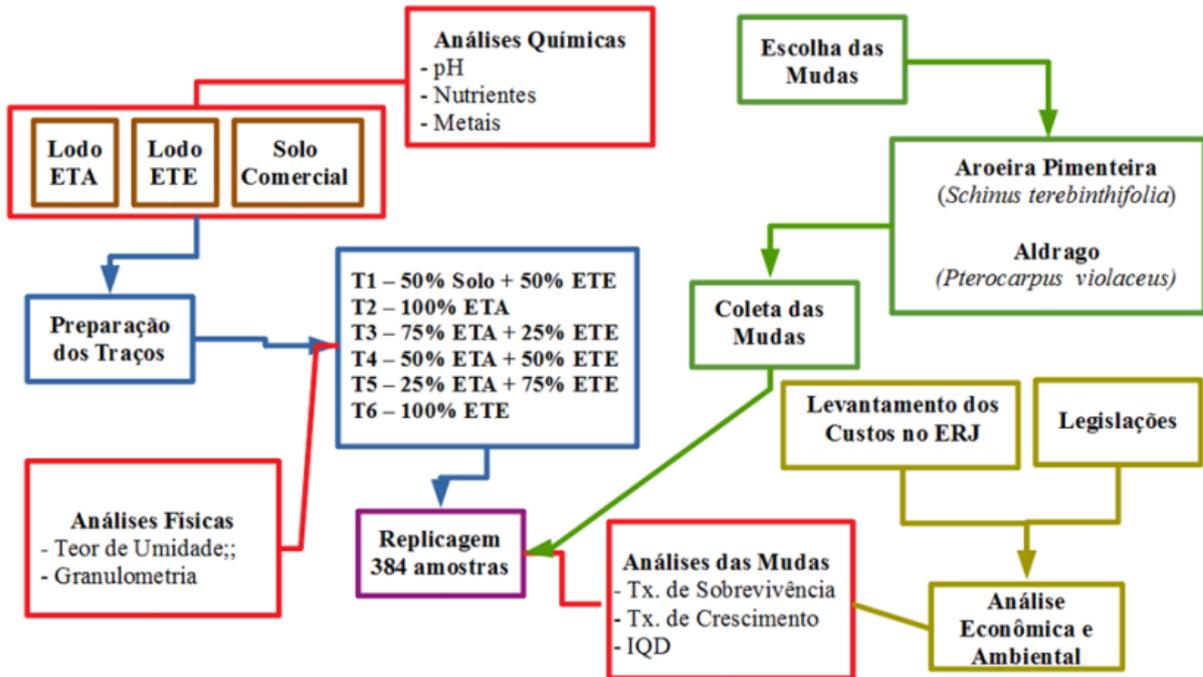


Figura 1 - Esquema Geral do experimento
Fonte: o autor, 2018.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Tabela 2 são apresentados os resultados da única análise química dos insumos (lodo de ETE, lodo de ETA e solo comercial). Não é conhecida a procedência do solo comercial

adotado no presente estudo. Portanto, não foi possível comparar as características do lodo da ETA em relação às do solo, já que não é possível afirmar que sejam provenientes da mesma bacia hidrográfica.

Tabela 2 - Resultados das análises químicas dos insumos e nutrientes

Parâmetro	LODO ETE mg/kg (base seca)	LODO ETA mg/kg (base seca)	SOLO COMERCIAL mg/kg (base seca)
Potássio (K)	1.065	2.921	278
Cálcio (Ca)	6.333	734	541
Magnésio (Mg)	2.090	2.402	<2,5
Ferro (Fe)	6.091	49.247	7.763
Alumínio (Al)	6.799	69.976	10.091
Boro (B)	<0,395	<0,395	<0,395
Zinco (Zn)	173	84,1	48,2
Manganês (Mn)	65,2	2.570	28,8
Cobre (Cu)	56,0	18,4	14,7
Fósforo (P)	2.201	1.304	438
pH	5,1	5	3,6

Fonte: O autor, 2018.

Inicialmente, é possível observar que o elemento alumínio, que é considerado um dos mais abundantes na crosta terrestre, encontra-se em maior concentração em todos os insumos analisados. No entanto, no lodo da ETA, essa concentração é cerca de 10 vezes maior do que nos demais. Esse resultado já era de se esperar, já que o coagulante usado no processo de tratamento da água foi o sulfato de alumínio. Lodos de outras ETAs indicam variação de 386 a 89.700 mg/kg (ARAÚJO et al., 2015; CARNEIRO et al., 2013; BABATUNDE E ZHAO, 2007; Neto, 2011). Em certas regiões, a composição do lodo chega a ser mais de 90% proveniente do coagulante (DEMATOS, et al., 2001).

Ramalho (2015) ressalta que o desenvolvimento da planta pode ficar prejudicado em função da tendência de reação entre os metais presentes no lodo e o fósforo, tornando-o indisponível no meio. Já em relação à planta, Neto (2011) afirma que em seu trabalho experimental com lodo de ETA para produção de mudas florestais, o lodo diminuiu a concentração de alguns elementos na parte aérea das plantas (nitrogênio, potássio, cálcio e magnésio) e aumentou o acúmulo de metais nas mesmas (cobre e enxofre).

Na avaliação do pH, a sua redução no meio em função da utilização do sulfato de alumínio como coagulante pode ser claramente observada na Tabela 2, onde o valor apresentado para o lodo da ETA é de 5,1, muito próximo àquele apresentado por Neto (2011), de 5,8. No entanto, tanto para o lodo de ETE como para o solo comercial, os valores também indicam um meio ácido. Solos tropicais em geral têm pH mais ácido (MELFI E PEDRO, 1978). Essa afirmação foi confirmada por Ramalho 2015 em relação ao solo do bioma cerrado no Brasil.

A presença do lodo de ETA no solo pode apresentar toxicidade à planta. A significativa presença de alumínio pode evidenciar um efeito fitotóxico. Porém não foram realizadas análises químicas

nos traços experimentados. Estudos realizados por Bugbee e Frink (1985) com aplicação de lodo de ETA no solo demonstraram que, embora a presença do lodo tenha resultado em redução dos teores de fósforo no solo, não houve toxicidade. Como forma de minimizar esse impacto, Haynes e Mokolobate (2001) sugerem que a adição de resíduos orgânicos (como o lodo de ETE) em solos ácidos pode reduzir a toxicidade de alumínio e melhorar a disponibilidade de fósforo.

O ferro apresentou concentração de 49.246 mg/g no lodo da ETA, cerca de 7 vezes maior do que no lodo da ETE e no solo. Pavanelli (2001); Rosalino (2011) e Goula et al. (2008) indicam forte presença de ferro nos coagulantes em geral. Ressalta-se que, por informação fornecida pelo operador da ETA, não foi adicionado coagulante de sais de ferro no tratamento da ETA em estudo. Lodos de outras ETAs apresentam valores variando de 212,47 a 29.000 mg/kg para o ferro (NETO, 2011; ARAÚJO et al., 2015; CARNEIRO et al., 2013; BABATUNDE E ZHAO, 2007).

Dos elementos mencionados como principais para crescimento de plantas (MOREIRA et al., 2013), destacam-se Ca, P, Zn, Cu, que apresentaram valores superiores no lodo da ETE em relação ao lodo de ETA e ao solo comercial. Somente os parâmetros K, Mg e Mn apresentaram valores superiores no lodo de ETA. No caso do solo comercial, é possível observar que somente a concentração de ferro foi superior à do lodo da ETE. Dessa forma, percebe-se claramente a importância da incorporação do lodo de ETE na composição do traço para melhor desenvolvimento das mudas.

Neste mesmo contexto, Neto (2011) ressalta a principal desvantagem associada à aplicação de lodos em solo. Trata-se da possibilidade do aumento da concentração de metais no solo que podem acarretar poluição difusa das águas subterrâneas, pela lixiviação desses elementos. Entretanto, conforme

já comentado, os metais podem se acumular nas plantas, minimizando esse impacto.

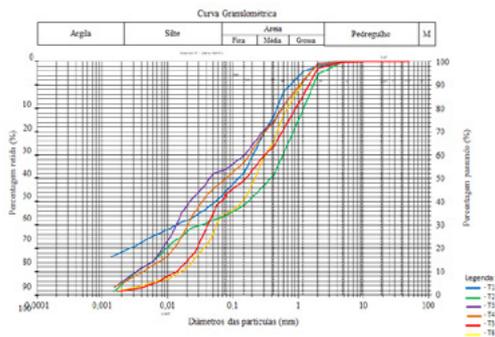
Na Tabela 3 observam-se os valores dos teores de umidade para os traços. Verifica-se que o teor de umidade do T1 (50% de solo e 50% lodo de ETE), que é aquele que vem sendo utilizado no viveiro como substrato, foi de 28%. Por outro lado, o T2, que contém 100% de lodo da ETA, apresentou o maior valor, de 69% e o T6, com 100% de lodo de ETE, apresentou um teor de umidade de 50%. Assim, foi possível verificar que o teor de umidade aumentou à medida em que se elevou também a porcentagem de lodo de ETA na proporção do substrato. Porém, como o objetivo é analisar a viabilidade da incorporação do lodo de ETA, o traço contendo esse insumo que obteve menor teor de umidade foi o traço T5 com 55% e o que obteve maior teor de umidade foi traço T2 com 69%.

Tabela 3 - Teor de Umidade.

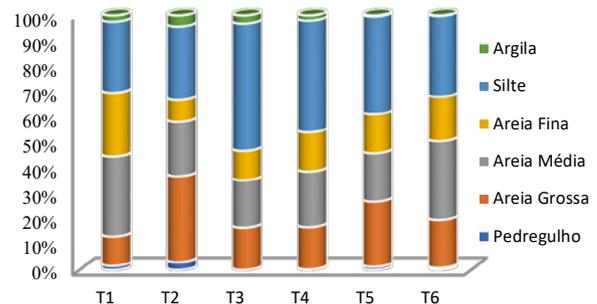
Traço	W [%]
T1	28,00
T2	69,14
T3	62,02
T4	60,15
T5	55,03
T6	50,48

Fonte: O autor, 2018.

Nas Fig. 3a e 3b apresentam-se, respectivamente, os gráficos contendo as curvas granulométricas de todos os traços e a porcentagem de material (argila, silte, areia ou pedregulho) presente em cada traço, baseado nas curvas granulométricas. O resultado das curvas granulométricas indica o tamanho da partícula, conforme a classificação da ABNT para solos. Isso pode vir a auxiliar no entendimento do comportamento dos lodos, porém não necessariamente pode-se comparar a teoria clássica da Mecânica dos Solos.



(a) gráfico contendo as curvas granulométricas de todos os traços



(b) gráfico com a porcentagem de material presente em cada traço.

Figura 2 - Curvas Granulométricas e porcentagem de material presente em cada traço

Fonte: O autor, 2018.

Pode-se verificar que o traço T1 (lodo de ETE + solo) apresenta 23% de silte, 2% de argila e 56% de areia, enquanto o traço T2 (100% lodo de ETA), apresenta 28% de silte, 4% de argila, 64% de areia e 3% de pedregulho. A presença menor de argila e silte (32%) e a presença de pedregulho no traço T2 chamam atenção; possivelmente isso se deve ao não destorroamento dos finos.

Dados da literatura (SCALIZE, 1997; CORNWELL et al., 1992; TEIXEIRA et al., 2006; RODRIGUES E HOLANDA, 2013; ARAUJO et al., 2015; AHAMAD et al., 2016) indicam percentuais de argila variando de 16% a 89% e de silte de 11% a 62%. O lodo da ETE, traço T6, apresenta 31% de silte, somente 0,2% de argila e 66% de areia, com granulometria semelhante ao lodo da ETA. No entanto,

as umidades dos dois materiais são diferentes. A alta umidade do lodo de ETA possivelmente está ligada a presença das altas concentrações de alumínio e ferro (Tabela 2). Estes ficam adsorvidos às partículas, gerando uma estrutura floculada, com um alto índice de vazios. Isso acaba por permitir a entrada de água, tornando o material extremamente plástico. Portanto, mesmo com uma porcentagem de argila pequena, o lodo da ETA tem um comportamento de argila, visto que seco dificulta o seu destorroamento.

Pode-se verificar que os traços T3 (75% ETA e 25% ETE) a T5 (25% ETE e 75% ETE) apresentam quantidades de silte variando de 37% a 48% e de areia de 45% a quase 60%. As umidades variaram de 55% a 62% indicando a diminuição da umidade à medida que a fração de areia aumenta e mostrando a proximidade com a umidade do lodo da ETE.

Em relação à granulometria (Fig. 2), não se observou homogeneidade nos traços nem uma variação gradual de T2 a T6 conforme esperado. Solos homogêneos são benéficos para o desenvolvimento de mudas, já que a característica de adsorção dos minerais pode influenciar na absorção ou não de nutrientes pelas plantas.

Solos muito arenosos tendem a lixiviar facilmente os nutrientes, pois têm uma adsorção reduzida. Solos mais argilosos tendem a adsorver os nutrientes e não os liberam facilmente para a planta. Assim, solos contendo areia fina e silte em proporções razoáveis são aqueles onde a planta melhor se adapta. Dessa forma, os traços T1, T5 e T6 são os que mais se aproximam dessa característica. Sabendo-se que T1 tem em sua composição somente solo e lodo de ETE, e que T6 representa somente lodo de

ETE, o traço T5 destaca-se como um bom ambiente para o crescimento da planta em se tratando de granulometria.

A trabalhabilidade é um parâmetro importante na operação de um viveiro florestal, pois dependendo da consistência do substrato pode dificultar o enchimento dos recipientes utilizados para repicagem das mudas. Como os traços analisados possuem percentuais granulométricos próximos, a trabalhabilidade foi avaliada comparando-se somente o tempo médio de enchimento do saco e o teor de umidade de cada traço. A Tabela 4 apresenta o tempo de enchimento e o teor de umidade para cada traço. Assim, verifica-se que quanto maior o teor de umidade mais tempo se levou para encher os recipientes.

Tabela 4 - Relação entre o tempo de enchimento do recipiente o teor de umidade dos traços

Traço	Tempo Médio Enchimento [seg]	Teor de Umidade [%]
T1	9	28,00
T2	62	69,14
T3	41	62,02
T4	30	60,15
T5	17	55,03
T6	13	50,48

Fonte: O autor, 2018.

T5 é o traço que apresenta menor teor de umidade com um tempo de enchimento compatível. Nesta análise pode-se constatar que devido ao alto teor de umidade do lodo da ETA, porcentagens elevadas de lodo de ETA dificultam o ensacamento para a logística dos viveiros.

A taxa de sobrevivência das mudas (Fig. 3) depende de variáveis como: luz solar, água, nutrientes e alguma toxicidade que porventura venha a ocorrer.

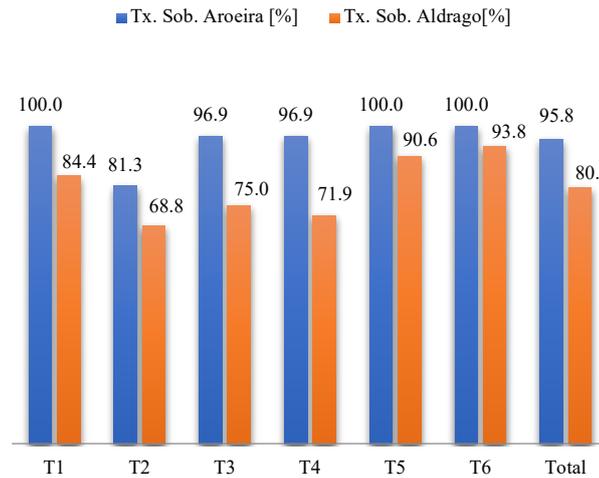


Figura 3 - Taxa de Sobrevivências das Mudanças de Aroeira e de Aldrago para cada Traço
Fonte: O autor, 2018.

Observa-se que a taxa de sobrevivência das mudas em ambas as espécies é alta, já que, na média total, todas se apresentaram acima de 80%. Verifica-se que o traço T2, com lodo de ETA em sua totalidade foi o que apresentou maior mortalidade para as mudas, tanto para a Aroeira (81,3%) como para o Aldrago (68,8%). Isso pode ser resultado de fatores: i) o lodo de ETA apresentar menor quantidade de nutrientes essenciais para o crescimento das mudas em relação ao lodo de ETE presente nos outros traços; e ii) possível toxicidade acarretada pela forte presença do elemento alumínio, conforme sugerido por Bugbee e Frink (1985).

Dentre os substratos que contêm lodo de ETA, o que obteve melhor resultado foi o traço

T5, onde 100% e 90,6% das mudas de Aroeira Pimenteira e de Aldrago, respectivamente, sobreviveram. Esse resultado reforça o entendimento inicial de que a espécie Aroeira Pimenteira se desenvolve bem, mesmo em situações não convencionais.

A altura e o diâmetro do coleto são fatores importantes na sobrevivência e no desenvolvimento das plantas após o plantio em campo, e as suas taxas de crescimento podem variar conforme a espécie (ABREU, 2019). Os gráficos das Fig. 4 e 5 apresentam a altura e o diâmetro dos coleto das mudas de Aroeira Pimenteira e Aldrago ao longo das medições para cada traço.

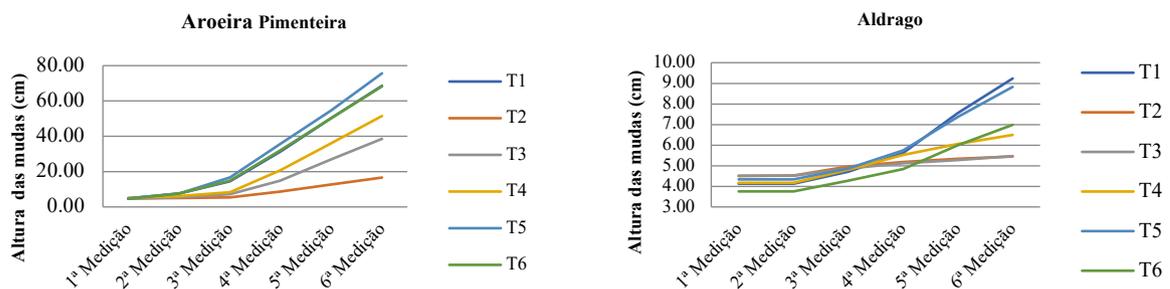


Figura 4 - Crescimento das mudas ao longo das medições em relação à altura
Fonte: O autor, 2018.

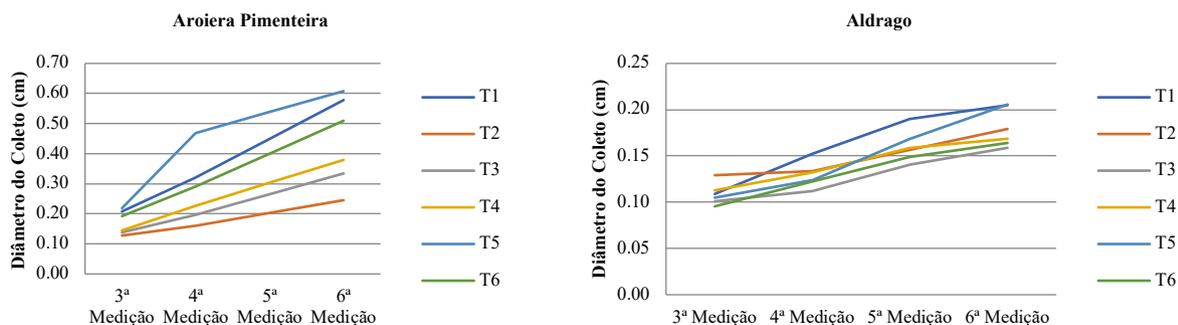


Figura 5 - Crescimento das mudas ao longo das medições em relação ao diâmetro
Fonte: O autor, 2018.

Como já era de se esperar, a taxa de crescimento tanto em relação à altura como em relação ao diâmetro do coleto foi superior para a Aroeira em comparação com o Aldrago. Verifica-se que, em relação à altura, para ambas as espécies, a taxa de crescimento aumentou gradativamente ao longo das medições, e em cada medição a taxa se elevou. Já em relação ao diâmetro do coleto não se observaram taxas mais elevadas entre as medições, apesar de se observar o crescimento também gradativo.

Os traços que possuem quantidade maior de lodo de ETA (T2, T3 e T4) tiveram uma taxa de crescimento menor do que as que possuem quantidade menor de lodo de ETA (T1, T5e T6). Possivelmente, o lodo de ETA pode ter apresentado quantidade insuficiente de nutrientes ou pode ter ocorrido alguma toxicidade causada por

um maior teor de fósforo, conforme já destacado anteriormente. O traço T5 apresentou um crescimento maior em relação à altura da Aroeira. Já em relação à altura do Aldrago, T5 apresentou um crescimento levemente inferior à T1. Em relação ao diâmetro do coleto, T5 apresentou um crescimento maior em ambas as espécies. Assim, aparentemente, o traço T5, dentre os que contêm lodo de ETA em sua composição, foi o que apresentou melhor taxa de crescimento, tanto para altura, quanto para o diâmetro do coleto nas duas espécies analisadas.

O Índice da Qualidade de Dickson (IQD) é um bom indicador da qualidade das mudas, pois os cálculos consideram a robustez e o equilíbrio da distribuição de suas biomassas. Assim, para a Aroeira Pimenteira, o IQD de cada traço está representado no gráfico da Fig. 6.

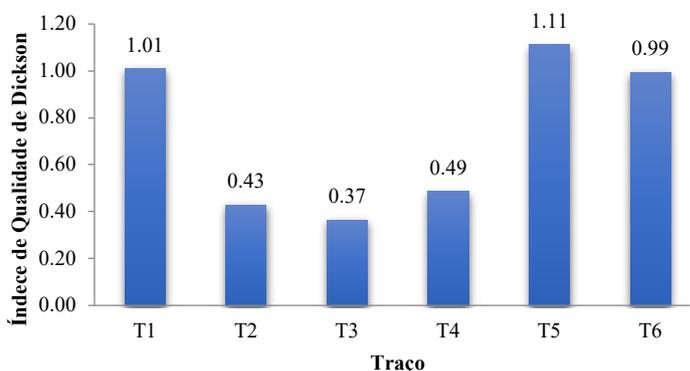


Figura 6 - Índice de Qualidade de Dickson dos Traços para Aroeira Pimenteira
Fonte: O autor, 2018.

Os traços T1, T5 e T6 foram os que apresentaram maiores valores para IQD, sendo o T5 com melhor resultado (1,11). A Fig. 7 apresenta a qualidade das raízes dos traços T5 e T3, onde se pode observar a diferença entre elas. A raiz

de T5 é superior, mais robusta e mais ramificada. Raízes assim absorvem melhor os nutrientes do solo. Dessa forma, na análise da variável IQD, também o traço T5, aparentemente, apresentou melhor resultado.



(a) parte da raiz T5



(b) parte da raiz T3

Figura 7 - Qualidade das raízes

Fonte: O autor, 2017.

Todas as análises realizadas nos experimentos indicaram que o traço contendo lodo de ETA que melhor apresentou resultado geral foi o traço T5, contendo 25% de lodo de ETA e 75% de lodo de ETE. Esse resultado foi confirmado pelo teste ANOVA, conforme pode ser observado na Tabela 5. Para as

variáveis de análise, adotadas no estudo (taxa de sobrevivência, taxa de crescimento em relação à altura do caule, taxa de crescimento em relação ao diâmetro do coleto) foi realizado um teste ANOVA, com 95% de confiança, com resultados de Fator F, F-crítico e P-Valor apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados da aplicação do teste ANOVA (Fator F, F-Crítico, P-Valor) para traços T1, T2, T3, T4 e T5

Variáveis de estudo	Fator F	F-Crítico	P-Valor
Taxa de sobrevivência (Aroeira)	592,49	3,09	$1,07 \times 10^{-19}$
Taxa de sobrevivência (Aldrigo)	186,62	3,09	$8,68 \times 10^{-15}$
Taxa de crescimento – altura (Aroeira)	14,96	2,53	$2,18 \times 10^{-7}$
Taxa de crescimento – altura (Aldrigo)	9,28	2,62	$5,06 \times 10^{-5}$
Taxa de crescimento – diâmetro (Aroeira)	6,38	3,09	$3,29 \times 10^{-3}$
Taxa de crescimento – diâmetro (Aldrigo)	23,35	3,09	$9,64 \times 10^{-7}$
Índice de Qualidade de Dickson (Aroeira)	31,05	3,09	$1,01 \times 10^{-7}$

Fonte: O autor, 2018.

A partir da confirmação da melhor qualidade do traço T5 para o desenvolvimento das mudas, este foi adotado nos cálculos dos benefícios da incorporação de lodo de ETA para produção de mudas florestais de espécies da Mata Atlântica. Para análise dos benefícios, foram

verificadas as seguintes variáveis: Volume e custo evitado de recursos naturais que seriam utilizados caso não houvesse a incorporação do lodo de ETA (Tabela 6); e Volume e custo evitado da disposição do lodo de ETA em aterro sanitário (Tabela 7).

Tabela 6 - Volume e Custo evitado de recursos naturais

Variáveis	Valores	Unidade
Substrato utilizado no viveiro	15.000	m ³ /ano
Lodo ETE utilizado atualmente	50	%
Solo utilizado atualmente	50	%
Solo utilizado no viveiro	7.500	m ³ /ano
Custo praticado no ERJ (EMOP, 2014)	48,00	R\$/m ³
Índice de Reajuste pelo (IPCA, 2014)	1,38	-
Custo evitado de recursos naturais	496.800	R\$/ano

Fonte: O autor, 2018.

Tabela 7 - Volume e Custo evitado de disposição em aterro

Variáveis	Valores	Unidade
Substrato utilizado no viveiro	15.000	m ³ /ano
Lodo de ETE no traço T5	75	%
Lodo de ETA no traço T5	25	%
Lodo de ETA destinado ao viveiro	3.750	m ³ /ano
Peso específico do lodo de ETA	0,36	ton/m ³
Peso de Lodo de ETA	1.350	ton/ano
Custo de disposição adotado	180	R\$/ton
Índice de Reajuste (IPCA, 2014)	1,38	-
Custo evitado da disposição final	335.340	R\$/ano

Fonte: O autor, 2018.

O volume anual de solo que deixaria de ser extraído das jazidas naturais seria equivalente a 7.500m³ e o custo anual evitado da aquisição deste solo seria de R\$ 496.800 (quatrocentos e noventa e seis mil e oitocentos reais). Ainda, o volume anual de lodo de ETA que seria aproveitado e não destinado ao aterro é de 3.750 m³ e o custo evitado desta destinação seria de R\$ 335.340,00 (trezentos e trinta e cinco mil, trezentos e quarenta reais) ao ano. Por fim, para a companhia, o custo direto evitado pela substituição do solo comercial pelo lodo de ETA seria de R\$ 832.140,00 (oitocentos e trinta e dois mil, cento quarenta reais) por ano.

Para este cálculo levou-se em consideração a produção de somente um viveiro. Porém, atualmente, a CEDAE possui mais de seis viveiros em operação que poderiam utilizar esse substrato. Considerando somente o viveiro de Magé, verifica-se que ele absorve toda a produção de lodo da ETA Porto das Caixas (180 m³ ao ano) e ainda faltaria. Cerca de 95% do consumo de lodo de

ETA pelo viveiro de Magé poderia ser absorvido de outras ETAs operadas pela companhia.

4 CONCLUSÕES

O trabalho avaliou o potencial da incorporação do lodo gerado em estação de tratamento de água em substrato para a produção de mudas de espécies nativas da mata atlântica. O substrato adotado na pesquisa já era composto por lodo gerado em ETE e solo comercial, em proporções iguais, denominado neste trabalho de Traço Testemunho (T1). Para substituir o solo por lodo de ETA, foram produzidos diferentes traços entre o lodo de ETE e o lodo de ETA (Traços T3, T4 e T5), além dos traços contendo somente lodo de ETA (Traço T2) ou lodo de ETE (Traço T6).

Inicialmente, em relação à avaliação da trabalhabilidade dos traços, foi possível concluir que elevadas proporções de lodo de ETA levam a um maior teor de umidade no traço e consequentemente a um maior tempo de enchimento dos sacos. Assim, essa proporção de lodo de ETA no substrato se torna um fator limitante para a produção de mudas em escala.

De maneira geral, o experimento demonstrou que, para todos os traços, a taxa de sobrevivência da Aroeira Pimenteira foi bastante elevada. Destaque deve ser dado ao traço T5 (25% de lodo de ETA), que dentre aqueles que apresentam lodo de ETA em sua composição foi o único que alcançou 100% de sobrevivência, melhor crescimento e o maior Índice de Qualidade de Dickson. Apesar de no caso do Aldrago este traço não ter alcançado 100% de sobrevivência, ele foi também o responsável por apresentar a maior taxa de sobrevivência dessa espécie nos traços com lodo de ETA em sua composição.

O traço T5 se destacou em praticamente todas as avaliações apresentadas, mostrando-se um bom substrato para o crescimento das mudas

estudadas. Essa informação foi comprovada com a realização do teste ANOVA, com 95% de confiança e dessa forma, metade do volume de solo (7.500 m³) usado na operação atual do viveiro poderia ser substituída pelo lodo de ETA e a outra metade pelo lodo de ETE, gerando uma economia de compra desse material de quase R\$ 497.000 mil reais. Considerando o volume de lodo de ETA que deixaria de ser disposto em aterro sanitário, seria possível obter uma economia anual acima de R\$ 335 mil. Assim, de maneira global, considerando-se tanto o custo do solo como o custo da disposição no aterro sanitário, a economia anual para a produção de mudas atualmente poderia ser superior a R\$ 830 mil reais.

O trabalho contribui com uma importante ferramenta de gestão do lodo gerado em estações de tratamento de água, que até os dias atuais ainda apresenta deficiência. O estudo reporta garantia de bom desenvolvimento das espécies analisadas e uma boa trabalhabilidade do substrato composto por 25% de lodo de ETA e 75% de lodo de ETE.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Conceitualização: Cruz CLBM e Ritter E; **Metodologia:** Cruz CLBM e Santos ASP; **Investigação,** Cruz CLBM; **Redação – Primeira versão:** Cruz CLBM, Santos ASP e Ritter E; **Redação – Revisão & Edição:** Santos ASP e Ritter E.; **Supervisão:** Ritter E.

6 REFERÊNCIAS

ABREU, A.H.M. **Biossólidos na produção de mudas florestais da mata atlântica.** 2014. 78 f. Dissertação (Mestrado) -Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

ABREU, A.H.M.; ALONSO, J.M.; MELO, L.A.; LELES, P.S.S.; SANTOS, G.R. Caracterização de biossólidos e potencial de uso na produção de mudas de *Schinus terebinthifolia*. **Engenharia Sanitária e Ambiental.** Jun/2019. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/s1413-41522019108265>.

AHMAD, T.; AHMAD, K.; ALAM, M. Characterization of water treatment plant's sludge and its safe disposal options. **Procedia Environmental Sciences.** v. 35. p. 950-955. 2016.

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION (APHA). **Standard methods for the examination of water and wastewater.** 23 ed. 2012.

ANDREOLI, C.V. (Coord.). **Uso e manejo do lodo na agricultura.** Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Curitiba/PR. 1999.

ANDREOLI, C.V. (Coord.). **Resíduos sólidos do saneamento: processamento, reciclagem e Disposição Final.** Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Curitiba/PR. 2001.

ANDREOLI, C.V. (Coord.). **Alternativas de uso de resíduos do saneamento.** Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Curitiba/PR. 2006. Disponível em:

ANDREOLI, C.V. (Coord.). **Lodo de fossa séptica: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final.** Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Curitiba/PR. 2009.

ANDREOLI, C.V.; FERNANDES, F. SPERLING, M. **Lodo de esgotos: tratamento e disposição final.** Ed. UFMG, 2ª edição, Belo Horizonte, 444p, 2014.

ARAÚJO, F.C.; SACLIZE, P.S.; ALBUQUERQUE, A.; ANGELIM, R.R. Caracterização física do resíduo de uma estação de tratamento de água para sua utilização em materiais de construção. **Cerâmica.** v. 61, n. 360, p.450-456, dez. 2015. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/0366-69132015613601931>

AREIAS, O.R.; VIEIRA, C.M.F.; MANHÃES, R.S.T.; INTORNE. A.C. Incorporação do lodo de estação de tratamento de esgoto (ete) em cerâmica vermelha. **Cerâmica.** v. 63. n° 367. São Paulo. July/Sept. 2017. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S036669132017000300343&lang=pt

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10004: Resíduos sólidos – classificação.** 2ª ed. 2004. 71 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** 2ª ed., 1986. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo – análise granulométrica.** 2ª ed., 1968. 12 p.

BABATUNDE, A. O.; ZHAO, Y. Q. Constructive approaches toward water treatment works sludge management: an international review of beneficial reuses. **Critical Reviews In Environmental Science And Technology.** v. 37, n. 2, p.129-164, jan. 2007. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1080/10643380600776239>.

BITTENCOURT, S.; SERRAT, B.M.; AISSÉ, M.M. MARIN, L.M.K.S.; SIMÃO, C.C. Aplicação de lodos de estações de tratamento de

água e de tratamento de esgoto em solo degradado. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 17, n. 3. 2012.

BRASIL. Resolução CONAMA nº 375, de 29 de agosto de 2006. **Critérios e procedimentos para o uso agrícola de lodos de esgoto gerados em estações de tratamento de esgoto sanitário e seus produtos derivados, e dá outras providências**. Brasília, DF, 2006.

BRASIL. Lei nº 12305, de 02 de agosto de 2010. **Política Nacional de Resíduos Sólidos**. Brasília, DF, 2010.

BUGBEE, G. J.; FRINK, C. R. Alum sludge as a soil amendment: Effects on soil properties and plant growth. **Bulletin-Connecticut Agricultural Experiment Station**, New Haven (USA), 1985.

CECCON, E.; PÉREZ, D.R. (Org.). **Más allá de la ecología de la restauración: perspectivas sociales en américa latina y el caribe**. Ciudad Autónoma de Buenos Aires: Vázquez Mazzini Editore, 2016. 384 p.

CARNEIRO, C.; WEBER, P. S.; ROSS, B. Z. L.; GERVASONI, R.; SIMON, P. L.; MORO, B.G.; MOTTA, A.C.V. **Caracterização do Lodo de ETA gerado no Estado do Paraná**. In: CARNEIRO, C.; ANDREOLI, C. V. (Coord.). Lodo de Estações de Tratamento de Água – Gestão e Perspectivas Tecnológicas. Curitiba: SANEPAR, 2013. p.131-178.

CORNWELL, D. A. **Landfilling of water treatment plant coagulant sludges: Water treatment and operations**. USA: Awwa, 1992.

DEMATTOS, M.; COSTA, G.J.; FONSECA, D.A.; BRAGA, J.P.C.; JANZEN, W. **Redução do volume de lodo gerados em etas: a proposta de recuperação do coagulante pelo processo de acidificação no sistema rio manso**. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, João Pessoa/PB. Abes, 2001. Disponível em: <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/caliagua/brazil/i-047.pdf>

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A.B.; VOLTAN, P.E.N. **Métodos e técnicas de tratamento e disposição dos resíduos gerados em estações de tratamento de água**. São Carlos. Ldibe, 2012. 540 p.

DICKSON, A.; LEAF, A. L.; HOSNER, J. F. Quality appraisal of white spruce and white pine seedling stock in nurseries. **Forestry Chronicle**, v. 36, p. 10-13, 1960.

FERNANDES, F. (Coord.). **Manual prático de compostagem de biossólidos**. Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Londrina/PR. 2000.

FERRAZ, A.V.; POGGIANI, P. Biomassa, nutrientes e metais pesados em raízes de eucaliptos adubados com diferentes lodos de esgoto. **Cerne**. v. 20. n° 2. Apr/June 2014. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/01047760.201420021491>.

FINANCIADORA DE INOVAÇÃO E PESQUISA (FINEP). Programa de Pesquisa em Saneamento Básico – PROSAB. Disponível em: <http://www.finep.gov.br/apoio-e-financiamento-externa/>

historico-de-programa/prosab/produtos. Acessado em 22 de agosto de 2019.

GOMES, D.R.; CALDEIRA, M.V.W.; DELARMELENA, W.M.; GONÇALVES, E.O.; TRAZZI, P.A. Lodo de esgoto como substrato para produção de mudas de *Tectona grandis* L. **Cerne**. v. 19. n° 1. Jan/Mar 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/01047760.201420021491>.

GONÇALVES, R.F. (Coord.). **Gerenciamento do lodo de lagoas de estabilização não mecanizadas**. Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). Vitória/ES. 1999.

GOULA, A.M.; KOSTOGLU, M.; KARAPANTSIOS, T.D.; ZOUBOULIS, A.I. A CFD methodology for the design of sedimentation tanks in potable water treatment: Case study: The influence of a feed flow control baffle. **Chemical Engineering Journal**. v. 140. p. 110-121. 2008. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1385894707006250>

HAYNES, R. J.; MOKOLOBATE, M. S. Amelioration of Al toxicity and P deficiency in acid soils by additions of organic residues: a critical review of the phenomenon and the mechanisms involved. **Nutrient cycling in agroecosystems**, v. 59, n. 1, p. 47-63, 2001.

LIMA, J. V. **Incorporação de lodo de decantador na fabricação de blocos cerâmicos**. In: Encontro Técnico de Empregados de Nível Universitário da CEDAE - UNICEDAE, 2014, Rio de Janeiro, 2014.

LORENZI, H. **Árvores brasileiras: manual de identificação e cultivo de plantas arbóreas do Brasil**. 2. ed. São Paulo: Editora Plantarum, 2008. 384p.

MAGALHÃES, T.B. **Uso agrícola de biossólidos: análise crítica da resolução CONAMA 375/2006 na perspectiva da metodologia de avaliação de risco microbiológico**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa/MG. 2012. Disponível em: <https://locus.ufv.br//handle/123456789/3782>

MELFI, A.J.; PEDRO, G. Estudo geoquímico dos solos e formações superficiais do Brasil. Parte 2: Considerações sobre os mecanismos geoquímicos envolvidos na alteração superficial e sua repartição no Brasil. **Revista Brasileira de Geociências**, v. 8, p. 11-22. 1978.

NETO, A.F. **Utilização de lodo de estação de tratamento de água na produção de mudas de árvores com ocorrência no cerrado**. Dissertação de Mestrado aprovada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia do Meio Ambiente (PPGEMA) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás. 2011.

OLIVEIRA, A.P.S.; SILVA, J.B.G.; PEREIRA, R.O.; SANTOS, A.S.P. Avaliação dos atributos de um latossolo adubado com lodo de estação de tratamento de água. **Revista Internacional de Ciências**. V. 5. N° 2. jul/dez. 2015.

OWEN, P. Water treatment works' sludge management. **Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental**

Management, v. 16, n. 14, p. 282-285. 2002. Disponível em DOI: <https://doi.org/10.1111/j.1747-6593.2002.tb00417.x>.

PAVANELLI, G. Eficiência de diferentes tipos de coagulantes na coagulação, floculação e sedimentação de água com cor ou turbidez elevada. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos. 2001. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.2001.tde-21012003-084719>

RAMALHO, R.P.R.S. **Avaliação do uso do resíduo de estação de tratamento de água na produção de espécies vegetais com ocorrência no cerrado**. Dissertação de Mestrado aprovada no Programa de Pós-Graduação em Engenharia do Meio Ambiente (PPGEMA) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás. 2015.

REALI, M.A.P. (Coord.). **Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água**. Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB). São Carlos/SP. 1999.

RODRIGUES, L. P.; HOLANDA, J. N. F. Influência da incorporação de lodo de estação de tratamento de água (ETA) nas propriedades tecnológicas de tijolos solo-cimento. **Cerâmica**. v. 59, n. 352, p.551-556, dez. 2013. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/s0366-69132013000400010>.

ROSALINO, M. R. R. **Potenciais efeitos da presença de alumínio na água de consumo humano**. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. 2011.

SACLIZE, P.S.; DI BERNARDO, L.; SOARES, L.A.; BAUMANN, L.R.F. Disposição de resíduo de eta em sistema de tratamento aeróbio de esgoto seguido de lagoa de sedimentação. **Revista DAE**. v. 62. n° 197. P. 72-86. 2014. Disponível em: DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.130>.

SPERLING, M; ANDREOLI, C.V.; FERNANDES, F. Sludge, treatment and disposal. **IWA Publishing**, Londres, 244p, 2007.

TEIXEIRA, S.R.; SOUZA, S.A.; SOUZA, N.R.; ALÉSSIO, P.; SANTOS, G.T.A. Efeito da adição de lodo de estação de tratamento de água (ETA) nas propriedades de material cerâmico estrutural. **Cerâmica**. v. 52, n. 323, p. 215-220. Set. 2006. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/ce/v52n323/32092.pdf>.

URBAN, R.C.; ISAAC, R.L. Ferramenta espacial para gerenciamento de resíduos: elaboração de uma metodologia qualitativa para identificar áreas de destinação final de lodos de ETA e ETE. **Revista AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales: Investigación, desarrollo y práctica**, v. 12, n. 1, p. 52-64. 2019. Disponível em DOI: <http://dx.doi.org/10.22201/iingen.0718378xe.2019.12.1.61160>.

Avaliação da qualidade da água e do aporte de sedimentos do Lago Tabocó - Sertanópolis/PR

Evaluation of the water quality and sediment contribution of Tabocó Lake - Sertanópolis/PR

• **Data de entrada:**
27/09/2020

• **Data de aprovação:**
16/11/2021

Maria Beatriz Hoffmann¹ | Fernanda Diniz Avila^{*2} | Emily Giany Assunção²

DOI: <https://doi.org/10.36659/dae.2022.081>

ORCID ID

Hoffmann MB  <https://orcid.org/0000-0002-4152-8843>

Avila FD  <https://orcid.org/0000-0003-3373-6076>

Assunção EG  <https://orcid.org/0000-0002-2631-023X>

Resumo

Com a urbanização, houve o aumento da demanda de água, bem como do uso do solo nas proximidades de mananciais, implicando na poluição desse recurso. O presente trabalho visa avaliar a qualidade da água e o aporte de sedimentos do Lago Tabocó no período de maio a novembro de 2017. Para tal, foram analisados parâmetros físicos, químicos e microbiológicos e calculado o Índice de Qualidade da Água - IQA. O aporte de sedimentos foi realizado avaliando as condições do lago e os parâmetros de sólidos totais e turbidez. Os valores médios encontrados para os parâmetros de qualidade de água foram: temperatura 21,34°C, condutividade elétrica 129,99 $\mu\text{s cm}^{-1}$, pH 6,48, turbidez 23,45 UNT, OD 7,41 mg L^{-1} , DBO 1,45 mg L^{-1} , *E. coli* 1210 NMP 100mL⁻¹, sólidos totais 117,98 mg L^{-1} , nitrogênio total 1,6 mg L^{-1} e fósforo total 0,073 mg L^{-1} . A qualidade da água foi avaliada pelo IQA no período chuvoso, e obteve-se nota de 60, classificada como razoável; já no período de estiagem, houve uma melhora na qualidade da água, sendo classificada como boa, com nota igual a 80. As análises de aporte de sedimentos demonstraram que o lado Tabocó apresenta impactos que variam de moderado a alto, com retenção de aproximadamente 20% dos sólidos totais que o adentram. Por meio das análises físico-químicas realizadas, verificou-se que a água do lago estudado não atendeu aos parâmetros turbidez, fósforo total e *E. coli* quanto aos limites estabelecidos pela resolução CONAMA 357/2005 para águas doces classe 2, demonstrando a necessidade de adoção de medidas de prevenção e controle da poluição no lago.

Palavras-chave: Análises físico-químicas e biológicas. Índice de qualidade da água. Assoreamento.

Abstract

*With urbanization, there was an increase in water demand as well as land use in the vicinity of springs, implying the pollution of this resource. This study aims to evaluate the water quality and sediment deposition of Tabocó Lake in the period of May to November 2017. To this, physical, chemical and microbiological parameters were analyzed and the Water Quality Index – WQI was calculated. Sediment deposition was carried out by evaluating the lake conditions and the parameters of total solids and turbidity. The mean values found for water quality parameters were: temperature 21.34°C, conductivity 129.99 $\mu\text{s cm}^{-1}$, pH 6.48, turbidity 23.45 NTU, DO 7.41 mg L^{-1} , COD 1.45 mg L^{-1} , *E. coli**

¹ Centro Universitário Filadélfia - UniFil - Londrina - Paraná - Brasil.

² Universidade Estadual de Londrina - UEL - Londrina - Paraná - Brasil.

* **Autora correspondente:** ferdinizavila@hotmail.com.

1210 MPN 100mL⁻¹, total solids 117.98 mg L⁻¹, total nitrogen 1.6 mg L⁻¹ and total phosphorus 0.073 mg L⁻¹. The water quality was evaluated by the WQI in the rainy season, and a score of 60 was obtained, classified as reasonable, while in the dry period, there was no improvement in water quality, being classified as good, with a score equal to 80. The sediment deposition analyzes showed that Tabocó lake has impacts varying from moderate to high, with retention of approximately 20% of the total solids that enter the lake. Through the physical-chemical analyzes carried out, it was found that the studied lake did not reach the parameters for turbidity, total phosphorus, and *E. coli* within the limits established by resolution CONAMA 357/2005 for class 2 of sweet water, demonstrating the need to adopt prevention and control measures of the pollution in the lake.

Keywords: Physical-chemical and biological analyzes. Water quality index. Silting.

1 INTRODUÇÃO

A água é um elemento essencial à vida no planeta Terra, um recurso natural limitado, dotado de valor econômico e de domínio público (BRASIL, 1997). O suprimento de água em quantidade e qualidade adequadas desempenha um papel preponderante no desenvolvimento social, ambiental e econômico das populações. Contudo, a garantia de atendimento dessa demanda torna-se cada vez mais incerta, em virtude do déficit quantitativo e da deterioração da qualidade das águas (PAIVA; PAIVA, 2001).

A qualidade da água depende de sua origem, das condições naturais, como clima, solo e presença de mata ciliar e das interferências dos seres humanos na região. Tais interferências são decorrentes da poluição das águas com a adição de substâncias que, direta ou indiretamente, modificam a natureza do manancial de maneira que cause transtornos ao equilíbrio biológico prejudicando o uso da água (SPERLING, 2005).

Os padrões de uso do solo têm importante influência sobre a qualidade da água (superficial e subterrânea) e os ecossistemas aquáticos dentro de uma bacia hidrográfica (LEE et al., 2009; TRAN et al., 2010; ROTHWELL et al., 2010; BU et al., 2014, MENEZES et al., 2014; DUPASA et al., 2015; FIA et al., 2015). Siqueira e Vanzela (2018)

afirmam que a cobertura do solo representa um obstáculo mecânico ao livre escoamento superficial da água, ocasionando diminuição da velocidade e da capacidade de desagregação e transporte de sedimentos.

A má gestão do uso do solo, aliada ao crescimento da população e à expansão industrial, tem sido uma das principais preocupações ecológicas dos últimos anos, visto que esses efeitos implicam na redução da qualidade da água de rios, lagos e reservatórios (MENEZES, 2016).

Dessa forma, com o grande aumento e diversificação de fontes poluidoras e de degradação dos corpos hídricos, é imprescindível o acompanhamento das alterações da qualidade da água, visando fundamentar medidas de proteção e até mesmo de recuperação ambiental, e a garantia dos usos atuais e futuros desse recurso natural. O aporte de sedimentos apresenta-se como uma forma de avaliar o potencial de sedimentos originados dos processos erosivos, que se refere ao potencial total de perda de solo de uma bacia hidrográfica (SIQUEIRA e VANZELA, 2018).

Sendo assim, neste estudo busca-se avaliar a qualidade da água por meio de análises físico-químicas e biológicas e determinação do Índice de Qualidade das Águas – IQA (CETESB, 2018) e avaliar o aporte de sedimentos (SPATTI JUNIOR et

al., 2012; SALLES et al.,2008), com o intuito de monitorar as influências das possíveis fontes poluidoras no Lago Tabocó, localizado no município de Sertanópolis-PR e, assim, avaliar a necessidade da adoção de medidas que contribuam para a preservação e qualidade natural do mesmo.

2 METODOLOGIA

2.1 Amostragem e análise laboratorial

Para avaliação da qualidade da água do Lago Tabocó, foram realizados levantamentos quanti-

tativos e qualitativos das amostras de água coletadas do lago. A caracterização físico-química e biológica das amostras foi realizada de acordo com o *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (APHA, 2012).

Para locação dos pontos de amostragem, considerou-se a entrada (ponto P1) e saída (ponto P5) de água do lago, pontos de queda d'água (pontos P3 e P7), o centro do lago (ponto P4) e também sua zona litorânea (pontos P2 e P6), totalizando 07 pontos de amostragem apresentados na Fig. 1.



Figura 1 - Localização dos pontos de amostragem

Fonte: Google Earth (2021), adaptado

Em seguida, foram definidos os parâmetros de monitoramento de maior relevância para alcançar os objetivos do presente trabalho, sendo: turbidez, pH, condutividade elétrica e sólidos totais.

As coletas foram realizadas com uma periodicidade de aproximadamente 15 dias, sendo realizadas 10 coletas no total entre os dias 02/05/17

e 17/09/17. Em cada um dos pontos, coletou-se 1,5 L de água a 30 cm de profundidade, e apenas no ponto 4 - P4, nos dias 22/05/2017 - C3 (período de cheia) e 17/09/2017 - C10 (período de estiagem), foi coletado mais um frasco, totalizando 3L de amostra, para a realização de parâmetros complementares (oxigênio dissolvi-

do, temperatura, *Escherichia coli*, nitrogênio total e fósforo total) para a determinação do IQA. Esse ponto foi selecionado por estar localizado no centro do lago Tabocó e, portanto, ser menos influenciado por eventuais contaminações das margens, sendo o mais representativo.

A medição dos parâmetros temperatura e oxigênio dissolvido foi realizada em campo, de acordo com os métodos descritos por APHA et al. (2012)

e os equipamentos apresentados na Tabela 1, com exceção do parâmetro nitrogênio total, que foi realizado pelo método DIN EN ISO 11 905-1 (DIN, 2016), com um Espectrofotômetro Macherey-Nagel - MN Nanocolor vis 919150. Posteriormente, as amostras foram mantidas sob refrigeração a 4°C até o momento de análise, para evitar possíveis alterações das características químicas e biológicas.

Tabela 1 - Parâmetros, métodos e equipamentos utilizados para determinação dos parâmetros de qualidade da água

Parâmetros	Método Apha et al. (2012)	Equipamento (modelo/marca)
pH	4500	pHmetro Gehaka PG2000
Temperatura °C	2550 B	Oxímetro Hach HQ 30d
Turbidez (UNT)	2130 B	Turbidímetro Hach 21000Q
Oxigênio dissolvido (mg.L ⁻¹)	4500-O G	Oxímetro Hach HQ 30d
Condutividade	2510 B	Condutivímetro Gehaka CG1800
Fósforo total (mg.L ⁻¹)	4500-PJ	Espectrofotômetro Macherey-Nagel - MN Nanocolor vis 919150
Demanda bioquímica de oxigênio (mg.L ⁻¹)	5210 B	Bloco digestor COD ReactorHach Espectrofotômetro Macherey-Nagel - MN Nanocolor vis 919150
<i>Escherichia coli</i> (NMP.100mL ⁻¹)	9223 B	Seladora Quanti-Tray
Sólidos totais (mg.L ⁻¹)	2540 B, C, D e E	Mufla 550°C EDG 3 P-S Estufa 103°C QUIMIS

2.2 Avaliação da qualidade da água

Para a avaliação da qualidade da água do Lago Tabocó, utilizou-se o Índice de Qualidade da Água - IQA proposto pela Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB do estado de São Paulo adaptado do IQA desenvolvido pela *National Sanitation Foundation* – NSF dos Estados Unidos da América (CETESB, 2018).

Após a coleta de amostra, foram realizadas as análises dos parâmetros que compõem o IQA e, para cada resultado, foi atribuído um peso relativo ao parâmetro, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Pesos atribuídos aos parâmetros de cálculo do IQA

Parâmetro	Peso (w)
Coliformes termotolerantes	0.15
pH	0.12
DBO _{5,20}	0.1
Nitrogênio total	0.1
Fósforo total	0.1
Diferença de temperatura	0.1
Turbidez	0.08
Sólidos totais	0.08
Oxigênio dissolvido	0.07

Fonte: CETESB (2018), adaptado

Em seguida, foi determinado o IQA pelo produto ponderado dos fatores de qualidade das variáveis que integram o índice, de acordo com a Eq. 1:

$$IQA = \prod_{i=1}^N q_i^{w_i} \quad (1)$$

Em que:

IQA = Índice de Qualidade da Água, com valor variando de 0 a 100;

N = número de parâmetros;

q_i = qualidade do i -ésimo parâmetro, com valor variando de 0 a 100, em função de sua concentração ou medida;

w_i = peso correspondente ao i -ésimo parâmetro, com valor variando entre 0 e 1, atribuído em função da sua importância para a conformação global de qualidade, sendo a soma de todos os pesos igual a 1.

O resultado do IQA, entre 0 e 100, obtido pela Eq. 1, foi classificado de acordo com as faixas de valores do índice (Tabela 3) que representa a qualidade da água, variando de péssima (0 a 19) a ótima (80 a 100).

Tabela 3 - Faixa de classificação do IQA

Categoria	Faixa de IQA
Ótima	80 - 100
Boa	52 - 79
Regular	37 - 51
Ruim	20 - 36
Péssima	0 - 19

Fonte: CETESB (2018), adaptado

2.3 Determinação do aporte de sedimentos

Para determinar o aporte de sedimentos, foram selecionados os pontos P1, por ser a única entrada de água do lago e P5, única saída de água do lago (Fig. 1). Em seguida, avaliaram-se os impactos em cada ponto, por meio de trabalho de campo, empregando a ficha proposta por Spatti Junior et al., (2012) modificada de Salles et al., (2008), contendo indicadores de impactos e pesos relativos. O grau de impacto foi classificado entre baixo a preocupante, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Ficha de campo com indicadores biofísicos de impactos ambientais

Ficha de campo			
Indicador	Peso	Indicador	Peso
Impactos na vegetação		Erosão no Entorno	
Sem Vegetação	3	Voçoroca	3
Menos de 50% de Vegetação	2	Ravina	2
Mais de 50% de Vegetação	1	Sulco	1
100% de Vegetação	0	Ausente	0
Resíduo no Entorno		Turbidez	
Muito	3	Alta	3
Médio	2	Média	2
Pouco	1	Baixa	1
Ausente	0	Ausente	0
Odor		Uso e Ocupação do Solo	
Forte	3	Agricultura/Pastagem	3
Médio	2	Vegetação Rasteira	2
Fraco	1	Vegetação Arbustiva	1
Ausente	0	Vegetação Arbórea	0
Intervalo de valores		Classificação dos impactos	
0 - 3		Impacto Baixo	
4 - 7		Impacto Moderado	
8 - 12		Impacto Alto	
13 - 18		Impacto Prrecupante	

Fonte: Spatti Junior et al., (2012), adaptado

Posteriormente foi estimado o aporte de sedimentos para o lago, realizando 5 coletas de amostras em um dia de chuva (03/10/2017), a 1ª aproximadamente 40 minutos antes da precipitação, a 2ª logo após o início da precipitação, a 3ª após 1 hora de precipitação, a 4ª após 2 horas de precipitação e a 5ª logo após o término da precipitação. Desse modo, a diferença da turbidez e dos sólidos totais nos dois pontos (entrada e saída de água) indicará a quantidade de sedimentos retidos no lago.

Assim, realizou-se correlação da avaliação de campo (características dos pontos) com os parâmetros de qualidade da água (turbidez e sólidos totais) de amostras coletadas em cada ponto

avaliado, para que, desta forma, fosse possível configurar uma análise mais completa acerca dos impactos ambientais na área estudada, sendo possível determinar as condições ambientais do curso d'água analisado.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Monitoramento da qualidade da água do Lago Tabocó

As médias dos resultados dos parâmetros físico-químicos analisados nos sete pontos de amostragem do Lago Tabocó estão apresentados na Fig. 2.

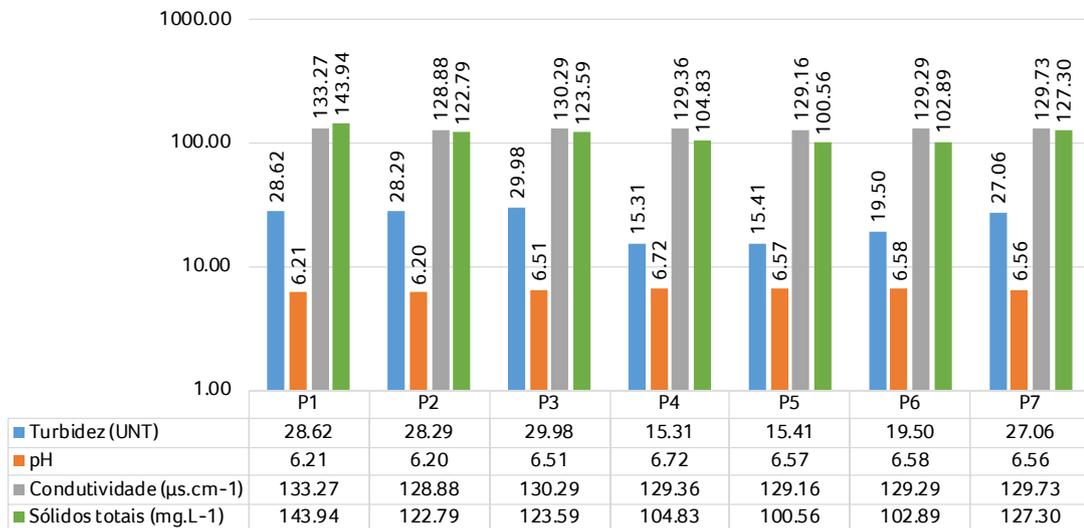


Figura 2 - Média dos resultados finais para cada ponto de amostragem

Observa-se que, de maneira geral, os resultados dos parâmetros avaliados não apresentaram expressivas variações entre os pontos de amostragem. Dentre os parâmetros analisados, os parâmetros sólidos totais e turbidez apresentaram maior variação, devido provavelmente ao fato de que as precipitações influenciam de maneira mais relevante esses parâmetros.

Via de regra, a precipitação gera escoamento superficial e, como consequência, carrega grande quantidade de sedimentos das margens para o lago, gerando um aumento dos sólidos, materiais em suspensão e turbidez da água (ZHAO et al., 2018).

Tais resultados corroboram os estudos de Cavenaghi et al. (2003), Panhota e Bianchini (2003) e

Buzelli e Cunha-Santino (2013), que avaliaram a qualidade da água em reservatórios no período de seca e cheia e encontraram valores de turbidez superiores no período de cheia comparados com o período de seca.

A Fig. 3 apresenta os resultados das análises de pH (A) e turbidez (B), e os limites estabelecidos pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005) para águas doces Classe 2 (enquadra o Lago Tabocó) para cada parâmetro.

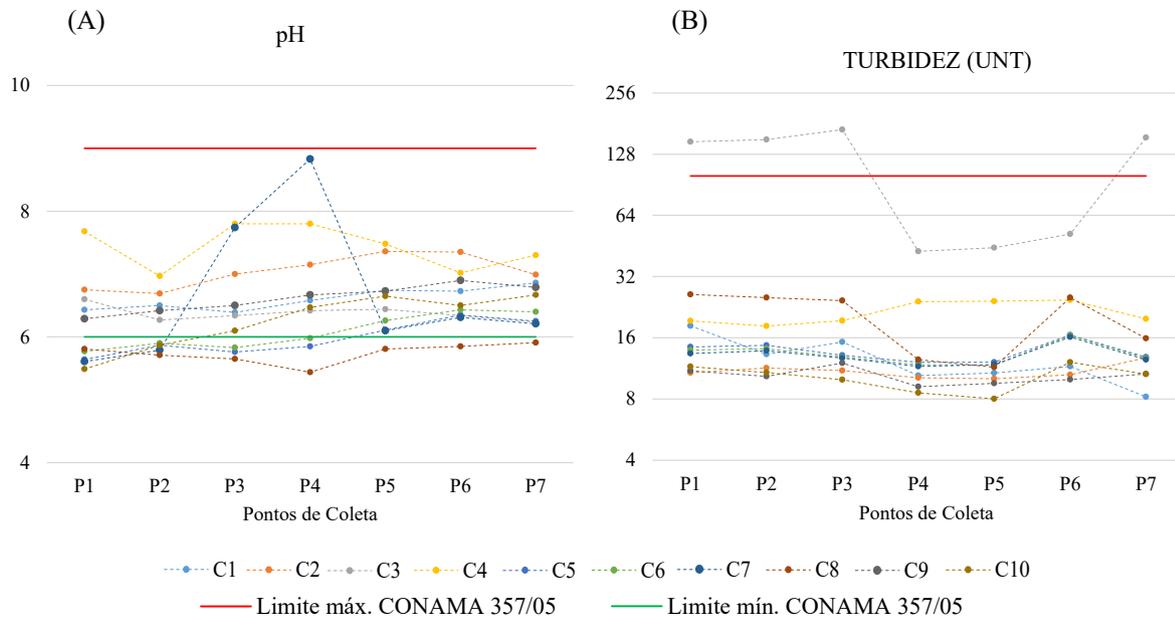


Figura 3 - Resultados das análises de pH e turbidez para cada ponto de amostragem

Comparando-se os resultados de pH (Fig. 3A), observa-se que das 10 coletas realizadas, apenas as coletas C1, C2, C3, C4 e C9 atenderam aos valores limites (mínimo= 6,0; e máximo= 9,0) estabelecidos pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005) para águas doces de Classe 2 em todos os pontos avaliados, com resultados variando de 6,24 a 7,80. Para as demais coletas, dois ou mais pontos apresentaram resultados inferiores ao limite mínimo (6,0), sendo que o menor valor obtido foi de 5,44 no ponto de amostragem P4 da coleta C8. Porém em nenhuma coleta os valores excederam o limite máximo (9,0) chegando ao máximo de 8,83. Esse fato pode estar associado à estabilidade da coluna líquida, que favorece a sedimentação de partículas/impurezas.

Analisando os resultados de turbidez (Fig. 3B), é possível observar que dentre todas as coletas realizadas, apenas a coleta C3 apresentou valores (P1, P2, P3 e P7) de turbidez acima do limite (100 UNT) estabelecido para águas doces Classe 2 estabelecido pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005), obtendo valor máximo de 169 UNT. Isso se deve, provavelmente, ao fato de a coleta ter sido realizada após período de precipitação intensa com índice pluviométrico de 165,40 mm. Tais variações podem ter ocorrido devido ao carreamento dos sedimentos das margens pelo escoamento da água da chuva e aumento na velocidade de movimentação das águas (ZHAO et al., 2018). Nas demais coletas em que os índices pluviométricos foram inferiores ou nulos, os valores de turbidez foram de 8,02 a 26,13 UNT, não apresentando

grande variabilidade entre os pontos de amostragem e as coletas.

A Fig. 4 apresenta os resultados das análises de condutividade (A) e sólidos totais (B), e o limi-

te estabelecido pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005) para águas doces Classe 2 para o parâmetro de sólidos totais.

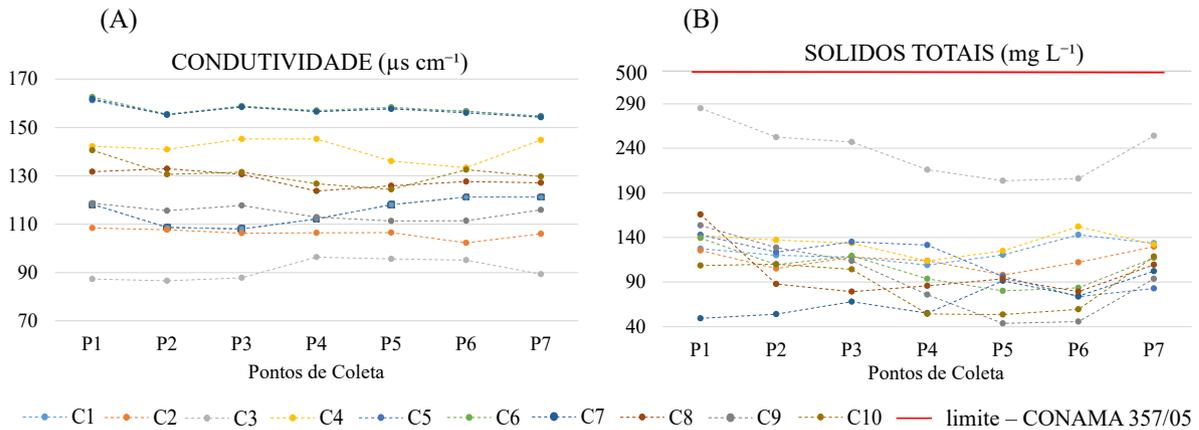


Figura 4 - Resultados das análises de Condutividade e Sólidos Totais para cada ponto de amostragem

Para a condutividade elétrica (Fig. 4A), os resultados apresentaram valores variando entre $86,57 \mu\text{s cm}^{-1}$ (ponto P2 na coleta C3) e $162,60 \mu\text{s cm}^{-1}$ (ponto P1 na coleta C6). Atualmente, ainda não existe uma resolução que estabelece limites para esse parâmetro no meio aquático; no entanto, de acordo com Von Sperling (2005), águas naturais apresentam valores de condutividade elétrica entre 10 e $100 \mu\text{s cm}^{-1}$; em ambientes poluídos por esgotos domésticos ou industriais, os valores podem ser de até $1000 \mu\text{s cm}^{-1}$.

Segundo Esteves (2011), a condutividade elétrica é um parâmetro que indica modificações na composição da água, sendo que em regiões tropicais a variação desse parâmetro está relacionada com as características da região e condições climáticas.

Marmontel e Rodrigues (2015) analisaram a condutividade elétrica no Córrego Pimenta - SP e encontraram valores de 11 a $140 \mu\text{s cm}^{-1}$ no período de seca e de 13 a $150 \mu\text{s cm}^{-1}$ no período de

cheia, sendo os valores mais elevados no período chuvoso corroborando os resultados obtidos neste estudo.

Em relação aos sólidos totais (Fig. 4B), pode-se observar que o maior valor obtido foi de $285,00 \text{ mg L}^{-1}$ no ponto P1 na coleta C3. Essa coleta foi realizada no período chuvoso, o que explica o valor elevado de sólidos na água. Já o menor valor obtido foi de $43,57 \text{ mg L}^{-1}$ no ponto P5 na coleta C9 realizada no período de estiagem. Em geral, todos os valores de sólidos totais atenderam ao limite máximo (500 mg L^{-1}) estabelecido pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005) para águas doces de Classe 2.

3.2 Avaliação da qualidade da água

Os resultados das análises dos parâmetros que compõem o IQA, bem como o resultado obtido na determinação do mesmo, estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados dos parâmetros e cálculo do IQA

Período da coleta	CHEIA - C3			SECA - C10		
	Resultado	Nota (q _i)	Peso (w _i)	Resultado	Nota (q _i)	Peso (w _i)
Altitude (m)	361.00	-	-	361.00	-	-
pH	6.42	78	0.12	6.47	79	0.12
Temperatura (°C)	25.00	94	0.10	28.40	94	0.10
Sólidos totais (mg.L ⁻¹)	319.00	57	0.08	54.29	86	0.08
Turbidez (NTU)	42.57	43	0.08	8.57	80	0.08
OD (mg.L ⁻¹)	6.70	89	0.17	9.36	85	0.17
Nitrogênio total (mg.L ⁻¹)	1.60	88	0.10	1.60	88	0.10
Fósforo total (mg.L ⁻¹)	0.069	82	0.10	0.08	80	0.10
DBO (mg.L ⁻¹)	1.00	88	0.10	1.90	79	0.10
<i>E. coli</i> (NMP.100mL ⁻¹)	2410.00	14	0.15	10.00	64	0.15
Índice de Qualidade da Água (IQA)	60			80		
Classificação IQA	Razoável			Boa		

ph: potencial hidrogeniônico; OD: oxigênio dissolvido; DBO: demanda bioquímica de oxigênio; *E. coli*: *Escherichia coli*

Comparando os resultados apresentados na Tabela 5 com os valores limites de estabelecidos para águas doces de Classe 2 estabelecidos pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005), pode-se observar que, com exceção do fósforo total para ambos os períodos de coleta e *E. coli* no período de chuva, todas as amostras atenderam aos limites estabelecidos pela referida resolução.

Em relação aos resultados obtidos nos períodos de coleta (cheia e seca), observa-se que os parâmetros pH, temperatura, OD, nitrogênio total e fósforo total não apresentaram variação expressiva, obtendo notas (q_i) muito próximas para ambas as coletas.

Analisando as notas (q_i) obtidas para os períodos de cheia e seca, observa-se que apenas o parâmetro demanda bioquímica de oxigênio – DBO, apresentou valor de (q_i) no período de seca (q_i = 79) inferior comparado ao obtido no período de cheia (q_i = 88), impactando negativamente a classificação da qualidade da água no período de estiagem.

Já o parâmetro de sólidos totais teve uma diminuição significativa na concentração, de 319,00 mg L⁻¹ no período chuvoso para 54,29 mg L⁻¹ no período de seca. De acordo com Poleto, Carvalho e Matsumoto (2010), a qualidade da

água pode ser alterada negativamente no período chuvoso, com o aumento das concentrações dos parâmetros como sólidos totais e turbidez, já que há um aumento da erosão natural e a falta de vegetação ciliar reduz a retenção de parte da carga sólida. Essa variação na concentração de sólidos totais influenciou expressivamente na nota (q_i) calculada, elevando o valor de 57 para 86, favorecendo a classificação da qualidade da água no período de estiagem.

Similar aos sólidos totais, os resultados de turbidez foram de 42,57 UNT no período chuvoso e de 8,57 UNT no período de estiagem, alterando a nota (q_i) de 43 para 80, contribuindo para melhoria na classificação da qualidade da água no período de estiagem.

O parâmetro *E. coli* foi o que apresentou maior variação, com valor de 2410 NMP 100mL⁻¹ no período de cheia e de 10 NMP 100mL⁻¹ no período de estiagem. O elevado valor de *E. coli* no período de cheia pode estar relacionado ao fato de que o escoamento superficial direto transporta material orgânico e inorgânico, presente nas pastagens e nas margens para dentro do lago. As maiores concentrações de diversos parâmetros costumam ocorrer no período de estiagem; neste caso, porém, o efeito transportador

do deflúvio foi maior que o de diluição (PINTO, 2007). Além disso, Assunção et al. (2020) apontam que a contaminação microbiológica é maior em regiões mais urbanizadas, podendo ser este o caso, já que o lago Tabocó está localizado próximo à cidade.

Analisando os resultados de IQA e sua classificação para ambos os períodos de coleta, observa-se que no período de cheia obteve-se uma nota de IQA igual a 60 e classificação razoável, sendo mais influenciados pelos elevados valores obtidos nos parâmetros sólidos totais, turbidez e *E. coli*. Já no período de estiagem, com a redução dos mesmos, houve uma melhoria na qualidade da água sendo classificada como boa, com uma nota de IQA igual a 80.

No estudo realizado por Poletto, Carvalho e Matsumoto (2010), que avaliou a qualidade da água em uma micro-bacia hidrográfica em Ilha Solteira - SP, os resultados encontrados foram similares ao obtido nesta pesquisa, em que a qualidade da água foi superior em períodos de seca, com médias de IQA variando de 24 a 53. Corroborando a pesquisa de Pinto (2007), que avaliou a qualidade da água do Ribeirão Lavrinha na região Alto Rio Grande - MG, foram observados

menores valores de IQA nos períodos chuvosos com notas variando de 51 a 95.

Da mesma forma, Piratoba et al. (2017) estudaram a qualidade da água do Rio Pará em dois períodos (menos chuvoso e chuvoso) e observaram que durante o período chuvoso a qualidade da água era inferior à do período menos chuvoso; no entanto, para ambos os períodos a classificação do IQA variou de boa a ótima. Em outro estudo realizado por Damasceno et al. (2015) para avaliar a qualidade da água do rio Amazonas sazonalmente, obtiveram-se resultados de IQA com classificações similares variando também de boa a ótima.

3.3 Determinação do aporte de sedimentos

Para a avaliação do aporte de sedimentos, os pontos selecionados foram o P1 (única entrada de água do lago) e P5 (na saída do lago), apresentados na Fig. 5. Os trabalhos de campo foram realizados no dia 03 de outubro de 2017 e a coleta de amostras foi realizada durante um período de chuva, o que permitiu a avaliação dos impactos no lago.



Figura 5 - Pontos de Amostragem P1 e P5

O primeiro ponto analisado (P1) tem como principal atuante uma das barragens que formam o lago. Nesse ponto é possível observar grande quantidade de sedimento no leito do lago, vegetação rasteira e arbórea, um pouco de resíduos no entorno, turbidez elevada e ausência de odor. Após análise do impacto com o auxílio da ficha de campo (Tabela 4), o P1 foi classificado como impacto alto.

O segundo ponto de análise (P5) tem como principal atuante a barragem final do Lago Tabocó, onde o Ribeirão da Taboca volta ao seu curso

natural. Neste ponto possui menos sedimentos no leito do lago, vegetação rasteira e arbórea, pouco de resíduo no entorno, água menos turva comparada com o P1 e ausência de odor. Após a análise do impacto com o auxílio da ficha de campo (Tabela 4), o P5 foi classificado como impacto moderado.

No que diz respeito às análises laboratoriais realizadas durante a precipitação, os resultados dos parâmetros Sólidos Totais e Turbidez são apresentados na Fig. 6 para o ponto P1 e na Fig. 7 para o ponto P5.

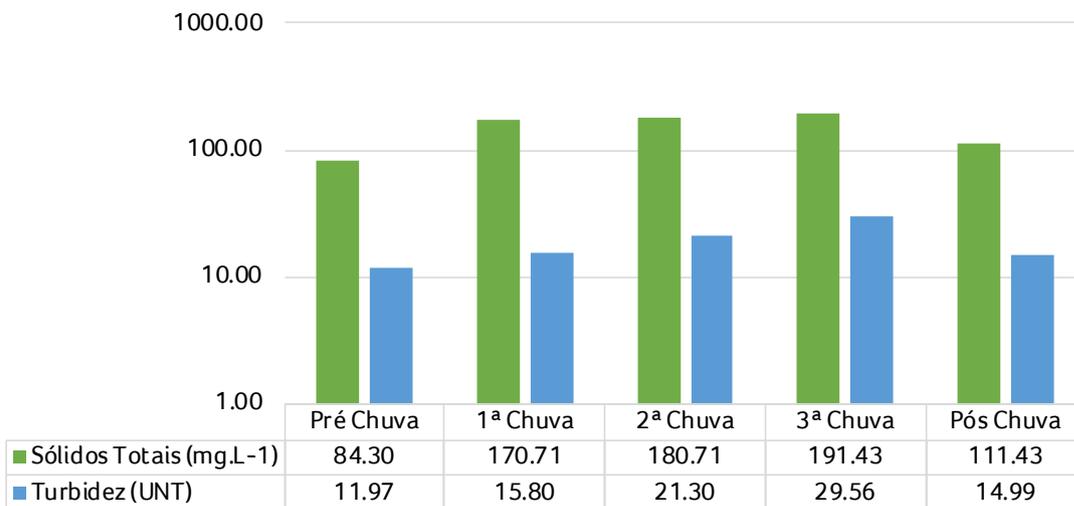


Figura 6 - Resultados de Sólidos Totais e Turbidez durante a precipitação no ponto de amostragem P1

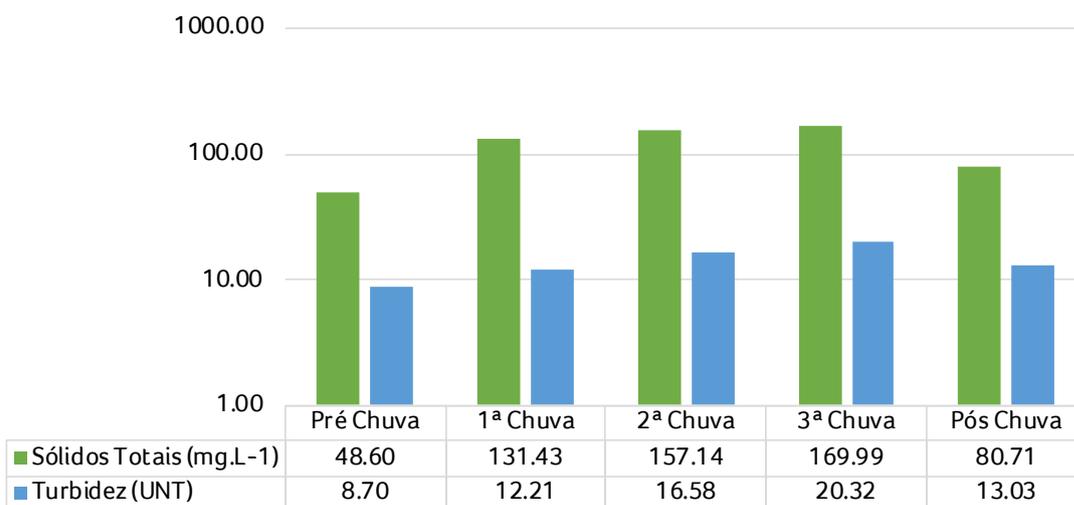


Figura 7 - Resultados de Sólidos Totais e Turbidez durante a precipitação no ponto de amostragem P5

Comparando os resultados obtidos para ambos os pontos de amostragem, observa-se que há uma correlação entre os parâmetros, uma vez que o aumento no valor de sólidos também ocasiona o aumento da turbidez. Tanto os valores de turbidez como os de sólidos totais no ponto de amostragem P1 apresentam-se elevados quando comparados aos valores obtidos no ponto P5. O parâmetro Sólidos Totais variou de 84,30 mg L⁻¹ a 191,43 mg L⁻¹ no ponto de amostragem P1 e de 48,6 mg L⁻¹ a 169,99 mg L⁻¹ no ponto de amostragem P5. Já a turbidez variou de 11,97 UNT a 29,56 UNT no ponto P1 e de 8,70 UNT a 20,32 UNT no ponto P5. Ambos os parâmetros apresentaram aumento nos valores conforme o aumento da intensidade e decorrer do tempo de precipitação e voltaram a diminuir após o término da chuva.

Sendo assim, analisando-se a diferença dos valores de entrada (P1) e saída (P5) do lago, observa-se uma diminuição média de 20,40% das concentrações de sólidos totais e de 24,31% de turbidez, o que leva a considerar que mais de 20% do material em suspensão que adentra o Lago Tabocó pela água da chuva permanecem no lago, indicando que o Lago Tabocó vem sofrendo um processo de assoreamento e os impactos/consequências advindos desse processo são enquentes, redução de capacidade de armazenamento, erosões de leito e margem e redução de vida útil.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para as condições do estudo e resultados obtidos neste trabalho pode-se concluir que:

Os parâmetros pH e turbidez avaliados no monitoramento da qualidade da água do Lago Tabocó não atenderam aos valores limites estabelecidos para águas doces de Classe 2 estabelecidos pela Resolução CONAMA 357 (BRASIL, 2005) em pelo

menos uma coleta e ponto de amostragem, demonstrando a necessidade de adoção de medidas de prevenção e controle da poluição neste sistema aquático.

A qualidade da água do Lago Tabocó pelo Índice de Qualidade da Água - IQA demonstrou uma variação sazonal. A amostra analisada no período chuvoso apresentou qualidade classificada como razoável (IQA=60), já no período de estiagem foi classificada como boa (IQA=80). Essa melhoria na qualidade da água do lago pode estar associada à estabilidade da coluna líquida, o que favorece a sedimentação de partículas/impurezas, aliada à ausência de contribuição por escoamento superficial.

O aporte de sedimentos é um processo natural, porém com o represamento do Ribeirão Taboca para a construção do Lago Tabocó e a diminuição da velocidade de escoamento da água o processo de assoreamento do lago foi acelerado, sendo possível observar que o Lago Tabocó vem sofrendo impactos que vão de moderado a alto, com retenção de aproximadamente 20% dos sólidos totais dissolvidos que adentram o lago. Assim, é necessária a fiscalização de atividades irregulares e que causem erosão de margens, despejos de resíduos, entre outros, que possam acelerar ainda mais o processo de assoreamento do lago.

5 CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

Todos os autores contribuíram de forma igualitária.

6 REFERÊNCIAS

ANZECC. Australian And New Zealand Environment And Conservation Council. Australian Water Quality Guidelines for Fresh and Marine Waters. **National Water Quality Management Strategy**. Anzecc, Canberra, 2010.

APHA, AWWA, WEF. **Standard Methods for examination of water and wastewater**. 22nd ed. Washington: American Public Health Association; 2012, 1360 pp.

- ASSUNÇÃO et al. Análise temporal do uso e cobertura do solo e da qualidade da água da Bacia Hidrográfica do rio Tibagi. **Revista DAE**, v. 68, n. 222, p. 121-133, 2020. <https://doi.org/10.36659/dae.2020.020>
- BRASIL. CONAMA nº 357. **Classificação de águas doces, salobras e salinas do Território Nacional**. Brasília, DF. 18 mar. 2005.
- BRASIL. **Lei Federal nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997**. Política Nacional e Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Brasília, DF, 1997.
- BU, H.; MENG, W.; ZHANG, Y.; WAN, J. Relationships between land use patterns and water quality in the Taizi River basin, China. **Ecological Indicators**, v. 41, p. 187-197, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2014.02.003>
- BUZELLI, G. M.; CUNHA-SANTINO, M. B. Análise e diagnóstico da qualidade da água e estado trófico do reservatório de Barra Bonita, SP. **Revista Ambiente & Água**, v. 8, n. 1, p. 186 – 2005, 2013. <https://doi.org/10.4136/ambi-agua.930>
- CAVENAGHI, A. L. et al. Caracterização da qualidade de água e sedimento relacionados com a ocorrência de plantas aquáticas em cinco reservatórios da bacia do rio Tietê. **Planta Daninha**, Viçosa-MG, v. 21, ed. especial, p. 43-52, 2003. <https://doi.org/10.1590/S0100-83582003000400007>
- CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Relatório de Qualidade das Águas Interiores do Estado de São Paulo. Apêndice D – índices de Qualidade das Águas**. São Paulo: CETESB, 2018.
- DAMASCENO, M. da C. S.; RIBEIRO, H. M. C.; TAKIYAMA, L. R.; PAULA, M. T. de. Avaliação sazonal da qualidade das águas superficiais do Rio Amazonas na orla da cidade de Macapá, Amapá, Brasil. **Revista Ambiente & Água**, v. 10, n. 3, p. 598-613, 2015. <https://doi.org/10.4136/ambi-agua.1606>
- DUPASA, R.; DELMASC, M.; DORIOZD, J. M.; GARNIERE, J.; MOATARF, F.; GASCUEL-ODOUXA, C. Assessing the impact of agricultural pressures on N and P loads and eutrophication risk. **Ecological Indicators**, v. 48, p. 396-407, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2014.08.007>
- ESTEVEES, F. **Fundamentos de limnologia**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2011. 826 p.
- FIA, R.; TADEU, H. C.; MENEZES, J. P. C.; FIA, F. R. L.; OLIVEIRA, L. F. C. Qualidade da água de um ecossistema lótico urbano. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, n. 1, 2015. <https://doi.org/10.21168/rbrh.v20n1.p267-275>
- LEE, S. W.; HWANGS, S. J.; LEE, S. B.; HWANGS, H. S.; SUNG, H. C. Landscape ecological approach to the relationships of land use patterns in watersheds to water quality characteristics. **Landscape and Urban Planning**, v. 92, p. 80-89, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2009.02.008>
- MARMONTEL, C. V. F.; RODRIGUES, V. A. Parâmetros Indicativos para qualidade da água em nascentes com diferentes coberturas de terra e conservação da vegetação ciliar. **Floresta e Ambiente**, v. 22, n. 2, p. 171-181, 2015. <http://dx.doi.org/10.1590/2179-8087.082014> <https://doi.org/10.1590/2179-8087.082014>
- MENEZES, J. P. C.; BERTOSSI, A. P. A.; SANTOS, A. R.; NEVES, M. A. Correlation between land use and groundwater quality. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 19, p. 173-186, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.landusepol.2009.09.005>
- MENEZES, J. P. C. Relação entre padrões de uso e ocupação do solo e qualidade da água em uma bacia hidrográfica urbana. **Eng. sanit. ambient**, v. 21, n. 3, p. 519-534, 2016. <https://doi.org/10.1590/S1413-41522016145405>
- PAIVA, J. B. D.; PAIVA, E. M. C. D. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre, RS: ABRH, 2001.
- PANHOTA, R. S.; BIANCHINI JR, I. Potential cycling of organic matter in a eutrophic reservoir (Barra Bonita, SP – Brazil). **Acta Limnologica Brasiliensia**, Botucatu, v. 15, n. 2, p. 1 – 11, 2003.
- PRADO, R. B. Geotecnologias.
- PINTO, D. B. F. **Qualidade dos recursos hídricos superficiais em sub-bacias hidrográficas da região Alto Rio Grande - MG**. 2007. 89 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Água e Solo) – Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2007.
- PIRATOBA, A. R. A.; RIBEIRO, M. C.; MORALES, G. P.; GONÇALVES, W. G.. Caracterização de parâmetros de qualidade da água na área portuária de Barcarena, PA, Brasil. **Revista Ambiente e Água**. Taubaté, SP, v. 12, n. 3, p. 435-456, 2017. <https://doi.org/10.4136/ambi-agua.1910>
- POLETO, C., CARVALHO, S. L., MATSUMOTO, T. Avaliação da qualidade da Água de uma Microbacia Hidrográfica no Município de Ilha Solteira (SP). **HOLOS Environment**, V.10, n.1, p.95. Ilha Solteira, São Paulo, 2010. <https://doi.org/10.14295/holos.v10i1.4241>
- ROTHWELL, J. J.; DISE, N. B.; TAYLOR, K. G.; ALLOTT, T. E. H.; SHCOLEFIELD, P.; DAVIES, H.; NEAL, C. A spatial and seasonal assessment of river water chemistry across North West England. **Sciences of the Total Environment**, v. 408, p. 841-855, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2009.10.041>
- SALLES, M. H. D. ; CONCEIÇÃO, F. T.; ANGELUCCI, V. A. ; SIA, R. ; PEDRAZZI, F. J. M. ; SARDINHA, D. S. ; NAVARRO, G. R. B.; CARRA, T. A.; MONTEIRO, G. F. Avaliação simplificada de impactos ambientais na bacia do Alto Sorocaba. **Revista de Estudos Ambientais**, Blumenau, v.10, n. 1, p. 6-20, 2008. <http://dx.doi.org/10.7867/1983-1501.2008v10n1p6-20>
- SIQUEIRA, E. C.; VANZELA, L. S. Simulação temporal e espacial do aporte de sedimentos em bacia agrícola no município de Fernandópolis (Sp). **Eng. Sanit. Ambiental**, v. 23, n. 1, p. 15-25, 2018. <https://doi.org/10.1590/S1413-41522018154987>

SPATTI JUNIOR, E. P.; PEREIRA, L. H.; CONCEIÇÃO, F. T.; PINTO, S. A. F.; GUEDES, E.; SILVA, F. A. V. **Impactos ambientais na Bacia Hidrográfica do Ribeirão Monjolo Grande, Ipeúna, SP.** Geografia, [S. l.], v. 37, n. 3, p. 477–491, 2012.

TRAN, C. P.; BODE, R. W.; SMITH, A. J.; KLEPPEL, G. S. Land-use proximity as a basis for assessing stream water quality in New York State (USA). **Ecological Indicators**, v. 10, p. 727-733, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2009.12.002>

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos.** 3^a ed. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Ed. da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2005. 588p.

ZHAO, Z.; LIU, G.; LIU, Q.; HUANG, C.; LI, H. Studies on the spatiotemporal variability of river water quality and its relationships with soil and precipitation: A case study of the mun river basin in Thailand. **International Journal of Environmental Research and Public Health**, v. 15, n. 11, 2018. <https://doi.org/10.3390/ijerph15112466>

Óleo e água não se misturam

A solução é reciclar

Não jogue óleo na rede de esgoto ou no solo, nem em ralos e vasos sanitários.

Cada litro de óleo de fritura pode poluir até 25 mil litros de água, se descartado de forma errada.

Uma solução mais responsável e ecológica é reciclar para fabricar sabão e biocombustível.

Ao se desfazer do óleo usado, utilize garrafas PET usadas, embalagens de amaciantes ou de sucos.

Leve seu óleo usado até um dos pontos de coleta para que seja descartado de forma correta.

Conheça o PROL - Programa de Reciclagem de Óleo de Fritura no site www.sabesp.com.br