



PONTO DE VISTA

Descarte de lixiviado
de aterros sanitários em
estações de tratamento de
esgoto: uma análise crítica

A ressurreição do
volume morto do Sistema
Cantareira na Quaresma



PONTO DE VISTA

Descarte de lixiviado de aterros sanitários em estações de tratamento de esgoto: uma análise crítica

A ressurreição do volume morto do Sistema Cantareira na Quaresma



Obras de captação da reserva estratégica do Sistema Cantareira (volume morto) - Banco de imagens da Sabesp

Prezados leitores,

O debate de ideias e opiniões é uma prática ainda pouco utilizada pelo setor de engenharia sanitária e ambiental do Brasil – isso é uma verdade inquestionável. Permanece ainda o antigo conceito de que a simples manifestação de opiniões divergentes está sempre e necessariamente associada à falta de respeito, agressividade ou desconsideração, devendo, portanto, sempre que possível ser evitada. Nada mais falso. A diversidade constitui elemento essencial para o processo evolutivo e imprescindível para garantir o verdadeiro desenvolvimento devendo, portanto, ser estimulada.

A revista DAE continua firme no propósito de propiciar o livre debate de temas importantes do saneamento ambiental, mediante a publicação de artigos autorais de importantes especialistas do setor. Temos certeza que isso contribui substancialmente para uma melhor compreensão dos graves problemas sanitários ainda existentes em nosso país, possibilitando assim a definição das ações necessárias para seu equacionamento.

Nessa edição, a seção “Opinião” traz ensaios de dois importantes especialistas do setor de saneamento e recursos hídricos abordando as questões referentes ao uso do “volume morto” dos reservatórios do Sistema Cantareira- SP e ao descarte de lixo de aterros sanitários em estações de tratamento de esgotos sanitários.

Completam essa edição da revista DAE, os artigos técnicos:

- Aproveitamento de água da chuva: um dimensionamento para o caso de aviários
- Simulação da qualidade de água em redes de distribuição empregando EPANET MSX
- Avaliação da modificação de um sistema composto por tanque séptico e filtro anaeróbio por um modelo de aeração compartimentada
- Avaliação da Metodologia para redução de perdas de água no Recife-PE
- Disposição de resíduo de ETA em sistema de tratamento aeróbio de esgoto seguido de lagoa sedimentada

Boa leitura a todos,

“É importante aprender a não se aborrecer com opiniões diferentes das suas, mas dispor-se a trabalhar para entender como elas surgiram. Se depois de entendê-las ainda lhe parecerem falsas, então poderá combatê-las com mais eficiência do que se você tivesse se mantido simplesmente chocado.”

Bertrand Russell

Américo de Oliveira Sampaio
Editor Chefe

revista DAE

Nº 197 - setembro / dezembro 2014

Missão

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

Histórico

A revista DAE foi lançada em 1936 e originalmente era denominada Boletim da Repartição de Águas e Esgotos (RAE), prosseguindo assim até 1952, com interrupções em 1944 e 1945. Não circulou em 1953. Passou a intitular-se Boletim do Departamento de Águas e Esgotos (DAE) em 1954. Porém de 1955 a 1959 sua denominação foi novamente alterada para Revista do Departamento de Águas e Esgotos. De 1959 a 1971, passou a ser designada como Revista D.A.E. e a partir de 1972 recebeu a denominação que permanece atualmente: Revista DAE. Em 1994 sua publicação foi interrompida, retornando em 2007 continuamente até hoje.

Publicação

Quadrimestral (janeiro, maio e setembro)
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

Editor Chefe

Engenheiro Américo de Oliveira Sampaio

Assistente Editorial

Engenheira Iara Regina Soares Chao

Conselho Editorial

Prof. Pedro Além Sobrinho (USP), Prof. Cleverton Vitório Andreoli (Cia. de Saneamento do Paraná – Sanepar), Prof. José Roberto Campos (USP), Prof. Dib Gebara (Unesp), Prof. Eduardo Pacheco Jordão (Universidade Federal do Rio de Janeiro), Prof. Rafael Kospchitz Xavier Bastos (Universidade Federal de Viçosa), Prof. Wanderley S. Paganini (USP e representante da Sabesp), Profa Emilia Wanda Rutkowski (Unicamp), Prof. Marcos Tadeu (USP e representante do Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT). Coordenação do Engº Américo de Oliveira Sampaio (Sabesp).

Jornalista Responsável

Sérgio Lapastina - Mtb: 18276

Capa: *Obras de captação da reserva estratégica do Sistema Cantareira (volume morto) - Banco de imagens da Sabesp.*

Diagramação e arte

Propagare Comercial Ltda.

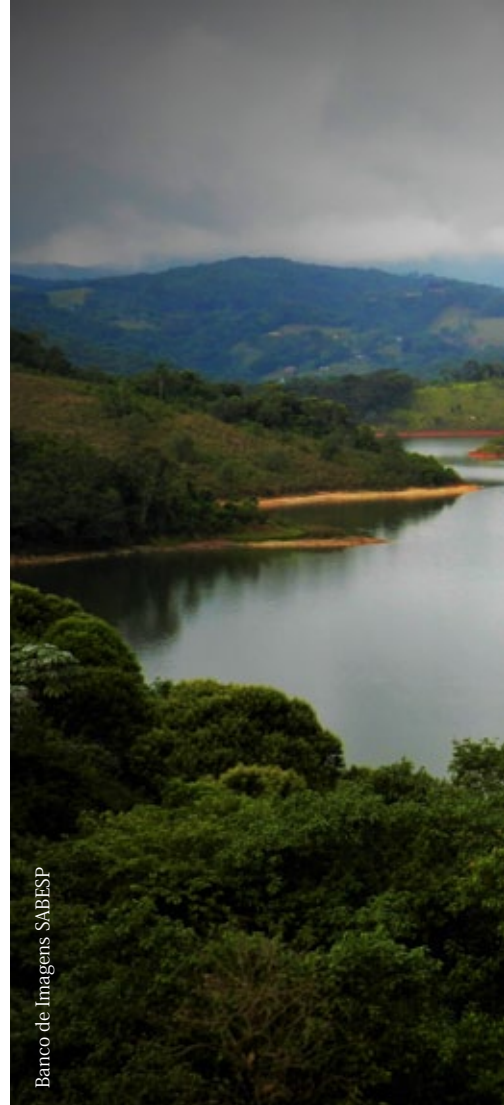
CTP, impressão e acabamento

Gráfica Sonora
Tiragem: 4.500 exemplares
imprensa@revistadae.com.br

ISSN 01016040



Veja a revista eletrônica na internet:
<http://www.revistadae.com.br>



Banco de Imagens SABESP

PONTO DE VISTA

06 Descarte de lixiviado de aterros sanitários em estações de tratamento de esgoto: uma análise crítica

18 A ressurreição do volume morto do Sistema Cantareira na Quaresma

ARTIGOS TÉCNICOS

26 Aproveitamento de Água da Chuva: um Dimensionamento para o Caso de Aviários
Rainwater Use: A Sizing for the Case of Poultry Houses

32 Simulação da qualidade de água em redes de distribuição empregando o EPANET-MSX
Water quality simulation in distribution network using EPANET-MSX

42 Avaliação da modificação de um sistema composto por tanque séptico e filtro anaeróbio por um modelo de aeração compartimentada
Evaluation of the modification of a system consisting of septic tank and anaerobic filter for a model of compartmentalized aeration

56 Avaliação da metodologia para controle de perdas de água em rede de distribuição no Recife-PE
Evaluation of the methodology for control of water losses in distribution network in Recife - PE

72 Disposição de resíduo de ETA em sistema de tratamento aeróbio de esgoto seguido de lagoa de sedimentação
Disposal of water treatment residue on aerobic process of a wastewater treatment plant

PANORAMA

88 Calendário de eventos

90 Publicações



Obras de captação da reserva estratégica do Sistema Cantareira (volume morto)

Descarte de lixiviado de aterros sanitários em estações de tratamento de esgoto: uma análise crítica

Disposal Of Landfill Leachate In Wastewater Treatment Plants: A Critical Analysis

José Roberto Campos*

Data de entrada: 21/03/2014 | Data de aprovação: 21/05/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/DAE.2014.129>

Resumo

A quase totalidade dos projetos de Estações de Tratamento de Esgoto (ETEs) é concebida sem a previsão para receber lodos oriundos de fossas/tanques sépticos e de lixiviado de aterro sanitário. Porém, depois de construídas, em muitos casos, essas ETEs — por motivos diversos — passam a se prestar para o descarte dos resíduos citados.

Em estudos e pareceres que autorizam a recepção desses resíduos, a decisão geralmente fundamenta-se apenas em ponderações baseadas em variáveis como DBO, DQO, Nitrogênio e, também na sobrecarga provável em termos de taxas de carregamento orgânico e geração adicional de lodo.

Neste artigo, o autor, baseado em sua experiência pessoal e em resultados de diversas pesquisas sobre lixiviado produzidas por participantes do programa PROSAB (FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos, CNPq, CEF e ABES – 2009), apresenta uma análise crítica sobre o tema que foi abordado em livro coordenado por Gomes, L.P. (2009). Também são usadas fundamentações baseadas em artigos de outras fontes para a estruturação das críticas enfocadas.

Parcela significativa dos componentes do lixiviado não é tratada (removida/degradada/convertida) em ETEs e, assim, critérios usuais de análise de impactos (na ETE e no corpo receptor) fundamentados apenas nas variáveis DBO, DQO e Nitrogênio não oferecem segurança. Sempre há elevação da carga no efluente da ETE e, além disso, certamente, compostos resistentes ao tratamento são descartados no corpo receptor. Conclui-se que os critérios de avaliação da problemática e os tipos de análises químicas de monitoramento têm de ser aperfeiçoados para que se possa, realmente, determinar os danos na própria ETE e também, no corpo receptor e na qualidade e quantidade do lodo gerado.

Modelos da cinética da degradação de lixiviado — quando descartado em reatores biológicos projetados para tratar somente esgoto sanitário — têm de ser aprimorados, pois a maioria deles apoia-se apenas em parâmetros como DQO e Nitrogênio.

Descartar lixiviado de aterros sanitários em ETEs não é sinônimo de tratar esses resíduos e há de se avaliar os danos reais decorrentes desse ato.

JOSÉ ROBERTO CAMPOS

Departamento de Hidráulica e Saneamento – EESC-USP

Email: jrcampos@sc.usp.br

Introdução

A Lei 12.305/10, em vigor no Brasil desde 2010, que estruturou a Política Nacional de Resíduos Sólidos — regulamentada pelo Decreto 7.404/10 — impõe que até agosto de 2014, todo o resíduo sólido gerado no país deverá ter seu destino técnico e ambientalmente correto.

Isso implica, naturalmente, que haverá a necessidade de se implantar e operar, de forma responsável, muitos novos aterros sanitários no país; sendo que os resíduos recicláveis não deverão ser descartados nessas instalações.

Face ao cenário atual, o prazo-limite estabelecido não será cumprido por todos os municípios brasileiros, porém a edição da referida Lei constitui passo decisivo para a regularização, gerenciamento e regulação de resíduos sólidos no país. É evidente, que, mesmo considerando-se o aproveitamento da parcela reciclável, esses aterros sanitários gerarão expressiva quantidade de lixiviado.

Há diferentes alternativas para destino e tratamento desse lixiviado, porém uma delas recai no descarte desse resíduo em estações de tratamento de esgoto. Há opiniões controversas sobre essa alternativa. Alguns consideram que ela é aplicável e efetiva quando a relação entre vazão e carga de lixiviado é pequena em relação a vazão e carga do esgoto sanitário (até 2%, por exemplo) tratado na ETE; e, outros, posicionam-se reticentes, fundamentados nos danos potenciais aos processos e operações que constituem a ETE, e que, o sistema de tratamento para esgoto sanitário não é totalmente efetivo para tratar todos os componentes do lixiviado.

Infelizmente, constata-se que há muitas ETES no Brasil recebendo esse tipo de resíduo sem que haja a preocupação necessária com a problemática envolvida. De maneira geral, essas ETES não foram projetadas para receber e tratar (adicionalmente) o lixiviado nelas descartado. Quase sempre o lançamento passa a ser efetuado depois de a ETE estar construída e em operação de rotina. Em muitos casos, não há nem mesmo o conhecimento do projetista sobre essa sobrecarga desconsiderada na concepção do sistema.

Neste artigo é efetuada uma abordagem geral sobre essa problemática com base nos critérios mais comuns utilizados para avaliar essa prática (descarte de lixiviado de aterro sanitário em ETES). É apresentada uma análise crítica sobre as consequências potenciais e é questionada a efeti-

vidade da adoção dessa prática.

Lixiviados de Aterros

A literatura técnica é farta de resultados de pesquisas direcionadas à caracterização qualitativa e quantitativa de lixiviados de aterros, e, também, sobre alternativas para seu tratamento.

É fato notório que a variabilidade das características físico-químicas e de quantidade é impressionante, pois depende da composição do resíduo sólido, configuração e controle do aterro, idade do aterro, temperatura, precipitação pluviométrica, critérios de operação do aterro, etc.

Talvez um dos principais fatores recaia na idade do aterro, pois a DQO média do lixiviado pode variar, preponderantemente, na faixa de 1.000 mg. ℓ^{-1} (aterro “velho”) a 60.000 mg. ℓ^{-1} (aterro “jovem”); assim como é observada a grande variação da concentração de outros componentes, tais como metais, substâncias húmicas, etc. Face a isso, ao se levantar material bibliográfico sobre a composição de lixiviado e seu tratamento encontram-se grandes disparidades nas conclusões de diferentes autores.

Segundo Lange, C.L. e Amaral, M.C.S (2009), para aterros jovens a relação DBO/DQO varia entre 0,5 a 0,8, ao passo que para aterros antigos a variação dessa relação pode-se enquadrar na faixa de 0,04 a 0,08.

Como as características mudam ao longo da idade do aterro, também as soluções para tratamento variam de forma considerável. Um sistema para tratamento de lixiviado de aterro jovem pode não atender aos quesitos essenciais para o tratamento de um aterro com vários anos de operação.

O que se pretende enfatizar neste texto recai principalmente no fator desconhecido pertinente aos componentes que não são detectados pelas análises de rotina de monitoramento de ETES e que não se manifestam em resultados de DQO, ou nem mesmo são mensurados.

Na determinação da DBO para águas residuárias que contêm substâncias tóxicas é necessária a utilização de inóculo contendo micro-organismos previamente adaptados ao substrato a ser avaliado. Essa precaução nem sempre é tomada por aqueles que efetuam análises de lixiviados e de misturas de lixiviado e esgoto. Isso faz com que os valores obtidos nessas determinações resultem inferiores àqueles que mais se aproximam da realidade.

A DQO somente detecta a demanda de oxigênio de componentes susceptíveis às reações dos componentes, provocadas pelos oxidantes fortes usados nos métodos-padrão de laboratório. Há diversos compostos que não são corretamente avaliados nessa análise, incluindo benzeno, tolueno, piridina e compostos alifáticos e hidrocarbonetos aromáticos, em geral. Portanto, é provável que a análise de DQO, embora essencial para monitoramento da qualidade de lixiviados, pode apresentar erro considerável.

Há de se reconhecer que ao se estimar a DQO de um efluente, é disponibilizado um dado muito importante, contudo, a DQO apresenta fragilidades relacionadas com o conhecimento do que causa essa DQO. Mesmo para esgoto sanitário, em análises de DQO do efluente tratado, ainda restam questionamentos.

Aquino (2003) elaborou análise crítica sobre a caracterização da DQO de efluentes de ETEs tratando esgoto sanitário. Mesmo considerando que não se incluíam descartes de lixiviado nessas ETEs, o autor levanta amplo e preciso questionamento sobre o que constitui a mistura de compostos que efetivamente causam essa DQO. Evidentemente quando existem descargas de efluentes mais complexos — na entrada da ETE — mais problemática se transforma a tarefa de se efetuar essa caracterização, pois, nesse cenário, pode ocorrer a presença de compostos não “mensuráveis” pelo método de análise da DQO. Algumas observações do referido autor, são destacadas a seguir:

“A matéria orgânica efluente de sistemas de tratamento, expressa como DQO, é frequentemente dita como residual. Embora não haja nenhum método de se medir a “residualidade” de uma amostra, a DQO é comumente associada à lenta biodegradabilidade. O termo “residualidade” não se refere apenas à biodegradabilidade de uma substância, mas também, às limitações do processo de tratamento como um todo, em reter aquela substância em questão”.

“A DQO residual dissolvida e efluente de sistemas de tratamento biológico consiste de vários compostos orgânicos que podem incluir: substrato residual degradável; compostos “recalcitrantes” presentes no efluente que passam incólumes pelo sistema de tratamento; compostos intermediários e produtos microbianos solúveis”.

O autor cita a importância do uso de técnicas

avançadas de análise química para o efluente tratado, a caracterização química por cromatografia a gás, acoplada a espectrometria de massa (CG-MS), ressonância magnética nuclear (NMR-H), extração líquido-líquido seguida de CG-MS, etc.

O autor enfoca a importância de se conhecer a distribuição da massa molecular dos componentes do efluente mediante o emprego de ultrafiltração em membranas (distribuição discreta) e da cromatografia em gel (distribuição contínua).

O autor também sugere testes de toxicidade e cita diversos pesquisadores que consistentemente concluem que “a toxicidade dos efluentes secundários, pode ser maior do que a toxicidade do afluente ao sistema”. “Os compostos microbianos formados durante o tratamento biológico podem ser mais tóxicos que os compostos originariamente presentes na água residuária a ser tratada”.

“A maioria dos estudos de caracterização de DQO “residual” não discrimina compostos produzidos pelo sistema de tratamento a partir dos compostos originariamente presentes no afluente, e mostra que, embora a DQO “residual” seja biodegradável aeróbia e anaeróbia, ela pode ser considerada “inerte” para os tempos de detenção hidráulica comumente usados”.

Lange *et al* (2009) destacam que “várias classes de compostos orgânicos têm sido identificadas nos lixiviados, que podem ser classificadas em três grupos: ácidos graxos de baixa massa molecular, substâncias húmicas de massa molecular intermediária e substâncias fúlvicas de massa molecular intermediária. Resultados obtidos pelos autores citados resultam de pesquisa empregando não somente as análises de rotina, mas métodos mais sofisticados, incluindo cromatografia gasosa acoplada a espectrometria de massa.

Lange *et al* (2009) determinaram a fração representada pela DQO “inerte” de amostras provenientes da mistura de lixiviado de aterros com 20; 10 e 6 anos de operação. Foram estudados cenários com condições anaeróbia e aeróbia. Segundo os autores, a fração de DQO “inerte” passa pelo tratamento biológico “inalterada”, mascarando o resultado de tratabilidade biológica.

As frações determinadas para a DQO “inerte” (em relação à DQO inicial) resultaram em 44% e 42%, para metabolismo aeróbio e anaeróbio, respectivamente. Ainda segundo Lange *et al* (2009) “Tais resultados sugerem que lixiviados com es-

sas características demandam sistemas de tratamento que conjuguem processos físico-químicos, atuando como pré ou pós tratamento de processos biológicos”.

Esses autores detectaram a presença de compostos constituintes que provavelmente são resistentes à degradação biológica (ou recalcitrantes), tais como: “2-[2-propenil] ciclohexanona, bis[2-metilpropil] éster de 1,2-ácido benzeno dicarboxílico, 2-etil ácido hexanóico, 4,4-[1-metiletilidene] bis-fenol, 1-metil, 4-[1 metil etil] 1,2-ciclohexanodiol, 4-hidroxi- α , α , 4-trimetil ciclo hexano metanol, cânfora, ácido primário, hidroximetil dihidrofurano - 2-ona e outros. Também concluíram que nos aterros com maior tempo de operação (20 a 10 anos) houve predomínio de contaminantes com menor massa molecular (< 1kDa), que provavelmente podem ser mais facilmente biodegradados — embora também tenha sido detectada fração significativa de componentes com alta massa molecular (> 100 kDa).

Yunus *et al* (2011), empregando técnicas de análise de lixiviados por meio de absorção de radiação ultravioleta e espectroscopia (fluorescência), investigaram a geração de compostos orgânicos recalcitrantes e sua presença em lixiviados decorrentes da degradação anaeróbia de resíduos sólidos urbanos. Foram empregados dois tipos de amostragem; uma delas constituída de resíduos logo após a sua coleta, e outra, que foi preparada mantendo-a, previamente, sob co-compostagem (com cerca de 36,51% de grama) em ambiente aeróbio, durante 42 dias.

Essas amostras receberam a adição de solução de macronutrientes e de inóculo (10% em volume) constituído de lodo proveniente de digestor anaeróbio de estação de tratamento de esgoto. Foram feitas análises da composição de amostras com base em determinações de concentração de celulose, hemicelulose e lignina. Para o percolado também foram feitas análises de COD (Carbono Orgânico Dissolvido) e de estruturas aromáticas dissolvidas.

Para a amostra de resíduos frescos, após 150 dias de digestão, houve degradação de 56,0% de celulose, 8,8% de hemicelulose e de 18,0% de lignina, e, para a amostra preparada, 43,0%; 22,0% e de 1,4%, respectivamente (referência: massa seca).

Análises do lixiviado demonstraram que a concentração de compostos aromáticos cresceu com

a degradação dos resíduos ao longo do período de acompanhamento. Também foi detectada a presença acentuada de substâncias húmicas e fúlvicas. Os autores concluíram que a evolução de compostos orgânicos recalcitrantes, durante o processo de biodegradação, pode ser atribuída a decomposição de celulose e de produtos advindos da síntese microbiana.

YUNUS *et al* 2011, apresentam uma síntese de considerações (enumeradas a seguir) sobre lixiviado de aterros (com base em suas conclusões e de outros pesquisadores).

Os lixiviados contêm compostos orgânicos biodegradáveis de baixa massa molecular (carboidratos, aminoácidos, ácidos orgânicos, etc) e compostos orgânicos com elevada massa molecular, não facilmente biodegradáveis — a maior parte constituída de ácidos húmicos e fúlvicos, — que representam diferentes compostos aromáticos, alifáticos e fenólicos.

Esses compostos e outras substâncias potencialmente tóxicas constituem parcela que é muito resistente à degradação por micro-organismos.

Esses compostos podem “atravessar” o sistema de tratamento biológico de ETEs sem sofrer modificações (YUNUS-2011, apud OZKAYA *et al*, 1998) e estar presentes no efluente do tratamento

As variáveis mais comumente utilizadas para caracterizar os lixiviados e seus sistemas de tratamento, são a DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e COT (Carbono Orgânico Total). Essas variáveis apenas permitem detectar a quantidade residual de compostos orgânicos, porém não possibilitam a distinção exata da matéria orgânica “biodegradável” e da “recalcitrante”. Segundo Yunus *et al* (2009), encontram-se na literatura citações de análises/ensaios, não padronizados, tais como: DQO “inerte”, biodegradabilidade aeróbia e distribuição de massa molecular.

Destaque especial merecem as substâncias húmicas que, de maneira geral, apresentem caráter coloidal (quando a massa molecular é elevada) e possuem sistemas com cargas, que podem reter outros contaminantes, inclusive metais. Em águas naturais diversos pesquisadores concluíram que há correlação entre a concentração das substâncias húmicas e a dosagem necessária de coagulante (quando se deseja sua remoção por coagulação/floculação). As substâncias húmicas são geradas em processos de decomposição de matéria orgânica e sua estrutura depende do

tipo de substrato e dos micro-organismos responsáveis por sua decomposição. Face a isso podem possuir composições muito distintas. Essa diferenciação influencia nas reações químicas das mesmas — em meio aquoso —, que dependem dentre outros fatores, do caráter aromático ou alifático das moléculas húmicas envolvidas (COSTA, C.A. 1992). Sem dúvida essas características relacionam-se com as dificuldades para remoção via coagulação/flotação e por processos biológicos.

Boccheglieri, M.M. (2010) discutiu os efeitos do recebimento de lixiviado em quatro estações de tratamento de esgoto em operação no Estado de São Paulo (Brasil): lodos ativados convencional e por bateladas, lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa e lagoas aeradas. Embora tenha se posicionado, no geral, que o “tratamento conjunto de lixiviado de aterro é uma alternativa a ser considerada no planejamento dos sistemas de resíduos sólidos e de esgoto sanitário”, a pesquisadora destaca vários aspectos negativos que devem ser levados em consideração; entre os quais: “O recebimento de lixiviado para tratamento conjunto com esgotos sanitários é adotado em vários países, porém, ainda são necessários estudos para a compreensão integral das implicações deste procedimento em relação a diversos aspectos tais como os efeitos tóxicos aos processos biológicos, qualidade do lodo e do efluente do tratamento...”.

Resultados de pesquisas desenvolvidas no PROSAB-FINEP-ABES

Em 2009 foi publicado o livro RESÍDUOS SÓLIDOS: ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO E TRATABILIDADE DE LIXIVIADOS DE ATERROS SANITÁRIOS PARA AS CONDIÇÕES BRASILEIRAS, coordenado por GOMES, L. P., em que houve a participação de diversos grupos de pesquisa, de reconhecida capacidade, enfocando o tratamento de lixiviado de aterros e, também, o tratamento em conjunto de lixiviado com esgoto sanitário em ETEs de diferentes configurações. Trata-se de importante documento que envolve diferentes resultados e opiniões.

O autor do presente texto usou-se desses resultados, para elaborar a base deste artigo; e, além disso, incluiu sua experiência pessoal e resultados de outras pesquisas citadas no texto.

Para consolidar esta análise, a quase totalidade das pesquisas que constam do referido livro é

apresentada na forma de resumo elaborado pelo autor deste texto crítico.

No Quadro 1 são destacados estudos e seus resultados referentes ao tema do tratamento específico de lixiviados, e no Quadro 2, aqueles referentes ao descarte de lixiviado em ETEs, para avaliar o provável tratamento em conjunto.

Como era esperado, face à diversidade de cenários em que foram desenvolvidos os trabalhos, pode-se notar resultados discrepantes entre as pesquisas. Isso é perfeitamente compreensível, pois nesta compilação têm-se pesquisas em escala de bancada, piloto e plena; além disso, diferentes lixiviados e composição do esgoto, e, ainda, distintas concepções e critérios de análise.

Uma análise objetiva dos resultados das pesquisas enumeradas no Quadro 1, permite destacar:

O lixiviado, quando tratado em lagoas (aeradas ou não) exige tempo de detenção hidráulica (TDH) bastante elevado. Com TDH de 56 dias (sem aeração), a remoção de DQO foi de 80%.

Em filtros anaeróbios, com TDH médio de cerca de 10 dias, a eficiência de remoção de DQO alcançou valores próximos a 66%.

Em reator anaeróbio, com agitação mecânica e temperatura controlada ($30 \pm 2^\circ\text{C}$) com ciclos de 24 horas, a remoção de DQO bruta resultou em (68 ± 15) $\text{mg } \ell^{-1}$.

Pode-se alcançar a nitrificação/desnitrificação do lixiviado com TDH superior a 10 dias de aeração, porém a remoção de DQO é muito baixa, e, há necessidade de adição de fonte exógena de carbono quando se deseja a desnitrificação (e pode haver demanda de alcalinizante para a nitrificação).

Empregando-se reator anaeróbio compartimentado pode-se alcançar remoção de DQO superior a 97% para TDH de 80 dias, e 80% para TDH de 5 dias. Para TDH de 30 dias, a eficiência foi da ordem de 90%.

Note-se que, com exceção do caso em que se usou reator operado em bateladas (Quadro 1) sob condições controladas (temperatura e agitação) em escala de laboratório, fica evidente que **não foi alcançada “razoável” remoção de DQO sem que o TDH fosse da ordem de vários dias**. Ressalte-se que em nenhuma das pesquisas citadas estudou-se os componentes que causam a DQO residual no efluente do sistema estudado apenas foram determinadas variáveis que se usam comumente para monitorar esgoto sanitário.

Autores/ Equipe	Objetivo da Pesquisa	Experimento	Principais Conclusões
CASTILHOS, A.B. <i>et al</i> (2009) Universidade Federal de Santa Catarina	Tratamento de lixiviado em sistemas de lagoas (anaeróbia e facultativa).	O sistema experimental foi operado com duas linhas, uma delas com lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa (TDH total: 56 dias), e, outra, com lagoa anaeróbia seguida por duas lagoas facultativas em série (TDH total: 98 dias). A DQO e a DBO média do lixiviado na primeira etapa foram, respectivamente: (3.650 + 663) mg/ℓ e (1.194 ± 275) mgℓ, e, na segunda etapa: (3.287 ± 704) e (1300 ± 623) mgℓ.	Remoção média de DQO e de DBO foi de 60 e 80%, respectivamente. Contudo o valor da DBO do efluente resultou em cerca de apenas 20 a 33% do valor da DQO, “evidenciando a degradação da matéria orgânica biodegradável e a permanência no sistema da matéria refratária”. A cor foi pouco removida: eficiência média entre 22 e 53%. Houve redução de toxicidade entre 59% e 94%.
CASTILHOS, A.B. <i>et al</i> (2009) Universidade Federal de Minas Gerais	Tratamento de lixiviado em lagoa facultativa e lagoa aerada.	O sistema experimental foi operado abrangendo as alternativas: i) lagoas facultativas (TDH: 7 e 14 dias) e aerada (TDH: 7 dias). A DQO solúvel do lixiviado prevaleceu na faixa de 1500 mgℓ ⁻¹ a 3500 mgℓ ⁻¹ .	Não houve êxito para o tratamento nas lagoas facultativas. A lagoa aerada alcançou “equilíbrio” depois do 560 dia de operação; neste caso a remoção de DQO solúvel foi de apenas 20%.
CASTILHOS A.B. <i>et al</i> (2009) Universidade Federal de Lavras	Tratamento de lixiviado em sistemas com lagoa aerada e decantador; com e sem a realização de stripping de amônia (à montante do tratamento).	Os componentes dos sistemas operacionais foram: i) lagoa de stripping (TDH: 20 dias), lagoa aerada (TDH: 5 dias) e decantador (TDH: 2 dias), e, ii) lagoa aerada (TDH: 5 dias) e decantador (TDH: 2 dias). O valor da DQO do lixiviado variou entre 2.430 a 3.057 mgℓ ⁻¹ . A DBO média do afluente foi de 162 mgℓ ⁻¹ .	A remoção média de DQO e de DBO foi de, respectivamente 33% e 46% no sistema com stripping prévio, e, no outro, de 12% e 51%. “A biomassa não se desenvolveu satisfatoriamente (com baixos valores de SSV 180 mgℓ ⁻¹)”.
GOMES, L.P. <i>et al</i> (2009) UNISINOS	Tratamento de lixiviado em filtros anaeróbios.	Foram estudadas quatro unidades de filtros anaeróbios, dois deles com recheio de brita no 5 e dois, com blocos de concreto. Foram testados fluxo ascendente e descendente; e a relação DBO/DQO do substrato variou entre 0,28 e 0,59. O TDH médio adotado foi de 10,8 e 7,4 dias. A DQO média do afluente resultou da ordem de 6150 mgℓ ⁻¹ .	“Após 540 dias de operação a eficiência média de remoção de DQO, em cada reator, foi de 65%; 66%; 67% e 66%”.
GOMES, L.P. <i>et al</i> (2009) Universidade Federal de Minas Gerais	Tratamento de lixiviado em filtros anaeróbios associados a lagoa de polimento.	Foram testadas configurações de filtro anaeróbio seguido por lagoa, e, lagoa seguida de filtro anaeróbio. O TDH médio nos filtros foi de 1,45 dia, e, nas lagoas 3,79 dias e 6,36 dias. Além disso, foram testados substratos brutos e substratos acrescidos de nutrientes. A DQO do afluente variou, preponderantemente, na faixa de 2000 e 3000 mgℓ ⁻¹ .	“Os filtros não apresentaram sinais das premissas estabelecidas para o sucesso da partida dos mesmos, indicando, provavelmente, a não viabilidade desse tipo de sistema de tratamento para lixiviados com características refratárias semelhantes ao empregado nesta pesquisa”.
GOMES, L.P. <i>et al</i> (2009) Universidade de Brasília	Tratamento do lixiviado em reator anaeróbio operado com bateladas sequenciais.	O reator foi operado com ciclos de 24 horas, sendo que 23 horas foram destinadas para ação do processo anaeróbio, e 1 hora para sedimentação. Na fase de reação foi aplicada agitação mecânica. O reator foi mantido a (30 ± 1)°C. A DQO média do lixiviado foi de 227 mgℓ ⁻¹ e a taxa de carregamento orgânico média foi de 1,14 kg DQO m ⁻³ dia ⁻¹	“O sistema anaeróbio apresentou eficiência de remoção ou DQO para amostras brutas e filtradas, de (68 ± 15)% e (76 ± 11)%, respectivamente. A vazão de produção de metano variou na faixa de 0,7 a 3,8 ℓ CH ₄ (gDQO) ⁻¹ ”.
LOPES D.D <i>et al</i> (2009) Universidade Estadual de Lavras	Nitrificação e desnitrificação de lixiviado em reator anóxico seguido por reator aeróbio (e decantador), com e sem recirculação interna. Também foi testado o uso de fonte exógena de carbono.	O TDH médio no sistema foi variado entre 13 e 20 dias. Foi necessária a adição de alcalinizante para viabilizar a nitrificação.	A remoção de nitrogênio amoniacal, na maior parte do tempo, manteve-se próxima a 98%; contudo, a remoção de DQO variou entre 15% e 49%.
LOPES, D.D. <i>et al</i> (2009) Universidade Estadual de Lavras	Remoção de nitrogênio, via nitrito, em sistema alimentado intermitentemente	Foram avaliados desempenhos para diversos valores de TDH: aeração: 6 a 10 dias, e, fase anóxica: 33 a 66 horas.	Constatou-se, na fase aeróbia, a oxidação de praticamente todo o N-Amoniacal. A remoção de DQO variou na faixa de 6 a 15%. Na fase anóxica a desnitrificação e desnitrificação completas apenas ocorreram com a adição de etanol.
LOPES, D.D. <i>et al</i> (2009) Universidade de Brasília	Remoção de nitrogênio em sistema operado em reator com bateladas sequenciais.	O reator foi operado em ciclos de 48 horas (24 horas com aeração, 23 horas sem aeração e 1 hora para sedimentação), na maior parte da pesquisa não foi necessário o uso de alcalinizante, porém, o uso de fonte exógena de carbono (etanol) foi obrigatório. O valor médio de DQO do lixiviado foi de 2.938 mgℓ ⁻¹ , e de NTK, 1.739 mgℓ ⁻¹ .	No texto não há referência sobre a remoção de DQO. Os resultados obtidos para conversão de N-amoniacal a nitrito e nitratos variaram na faixa de 54% a 99%. “Eficiências de remoção de nitrogênio de 80% foram comuns durante o monitoramento”. Concluiu-se, também, que o período destinado à oxidação não foi suficiente.
CLARETO, C.R. (1997) Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos*	Degradação anaeróbia de lixiviado em reator anaeróbio compartimentado.	Foi estudado reator anaeróbio compartimentado (4 câmaras em série), operado na temperatura de (30 ± 2)°C, com TDH total de 80; 45; 15 e 5 dias. A última câmara possuía recheio. Como se tratava de aterro “jovem” a relação DBO/DQO, resultou próximo a 0,7	Constatou-se remoção de DQO média de 97% e 80%, para TDH de 80 e 5 dias. A taxa de carregamento variou de 0,3 a 11 kg DQO m ⁻³ .dia ⁻¹ . A primeira câmara, mais sobrecarregada, evidentemente, teve desempenho bastante prejudicado quando a taxa de carregamento atingiu 12 kg DQO m ⁻³ .dia ⁻¹ ; com TDH de 30 dias, a eficiência média (DQO) superou ligeiramente 90% e a taxa de carregamento máxima foi de 2,5 kgDQOm ⁻³ .dia

QUADRO 1 – Resumo de conclusões de algumas pesquisas sobre tratamento específico de lixiviado (PROSAB 2009)

Uma análise objetiva dos resultados das pesquisas enumeradas no Quadro 2, permite destacar:

O emprego de cloreto férrico em uma ETE, com tratamento primário quimicamente assistido, resultou em remoção média de DQO de 56%. Em laboratório, empregando-se diferentes produtos obteve-se remoção na faixa de 33,6% a 70,3%.

No caso de uso de lodos ativados com alimentação contínua sob condições controladas (escala de bancada) foram encontrados bons resultados, porém, não confirmados em unidade em escala piloto. Neste caso, para TDH de 17 a 19 horas atingiram-se remoções de DQO na faixa de 60 a 77%, porém houve formação de flocos com baixa sedimentabilidade.

Reatores UASB com TDH de 12 horas promoveram remoção média de DQO de 55% (relação

lixiviado/esgoto: 1%) e 45% (relação lixiviado/ esgoto: 10%). Ressalte-se que a eficiência de reatores UASB, tratando somente **esgoto sanitário**, em média, tem eficiência predominante na faixa de 65 a 75%, com cerca de 8 horas de TDH.

Lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação (TDH na lagoa: 3,6 a 7,1 dias), sem adição de lixiviado, alcançou remoção de DQO de 82%, porém quando foi descartado o lixiviado houve redução para 56 a 72%. Lagoa facultativa seguida por lagoa de maturação (TDH: 6,1 a 15,2 dias), sem adição de lixiviado, apresentou remoção de DQO de 71%, porém, quando aplicado o lixiviado, a remoção caiu para a faixa de 42% a 51%.

Em síntese, a análise geral dos resultados expressa no Quadro 2 permite consolidar as conclusões, a seguir.

O tratamento químico (coagulantes e auxilia-

Autores/ Equipe	Objetivo da Pesquisa	Experimento	Principais Conclusões
FERREIRA, J.A. et al (2009) Universidade Estadual do Rio de Janeiro	Coagulação/floculação de mistura de lixiviado e esgoto sanitário.	Foram realizados ensaios em jar-test. Produtos testados: sulfato de alumínio, cloreto férrico, polímeros orgânicos (Tanfloc SG, Tanfloc SL - da Tanac, Panfloc L da Panamericana e polímero aniônico: 0,5 e 1,0 mgℓ ⁻¹ . Para os coagulantes foram testadas as dosagens de 20; 40 e 60 mgℓ ⁻¹ . Foram estudadas relações lixiviado/esgoto, nas proporções: 0,5%; 2,0 e 5,0%. DQO média do esgoto: 310 mgℓ ⁻¹ ; DQO média do lixiviado: 2.305 mgℓ ⁻¹ .	A remoção de DQO, para esgoto bruto, sem adição de produtos químicos resultou inferior a 21%. Com o emprego de coagulante, a maior eficiência resultou em 73,6% (20 mgℓ ⁻¹ de Panfloc). Para as relações de lixiviado/ esgoto de 20% e de 5,0% a remoção variou na faixa de 33,6% e 54,3% (20 mgℓ ⁻¹ Cloreto Férrico). Para a relação de 0,5%, foram alcançadas remoções de até 65,2% (20 mgℓ ⁻¹ de Tanfloc) e 70,3% de (Panfloc).
FERREIRA, J.A. et al (2009) Universidade Estadual do Rio de Janeiro	Avaliação, em ETE, de Niterói (RJ), composta apenas por tratamento primário (ETE Icarai), quimicamente assistido, e dos impactos de lançamento de lixiviado de aterro sanitário.	A ETE Icarai possui gradeamento, desarenação, tanque de mistura de coagulante (cloreto férrico), decantação e secagem de lodo. Foram levantados dados no ano de 2007 e parte de 2008. A relação lixiviado/esgoto (médias mensais) variou entre 0,37% e 1,22%, com média de 0,68%. O lixiviado é descartado cerca de 5 km à montante da ETE e passa por 3 elevatórias.	A carga adicional de DQO decorrente do descarte de lixiviado variou na faixa de 1,3% a 11,8% e de N-Amônia, de 69% a 70,5%; e, a DQO do lixiviado, variou entre 1428 a 1913 mgℓ ⁻¹ . A remoção de DQO média foi de 56%. Foram feitos testes de toxicidade e os autores concluíram que "é possível inferir que o lixiviado é mais tóxico aos microcrustáceos avaliados do que o esgoto puro".
FERREIRA, J.A. et al (2009) Universidade Estadual do Rio de Janeiro	Influência da mistura lixiviado/esgoto em sistema de lodos ativados (escala de bancada)	Foi avaliado o processo de lodos ativados com alimentação contínua (TDH: 6 horas) e com alimentação em bateladas (ciclo: 24 horas). Foram testadas misturas de lixiviado, nas proporções de 0,5 a 2,5%, em relação ao esgoto. Os valores de DQO das misturas variaram na faixa de 381 a 330 mgℓ ⁻¹ (para 0,5 e 1,0%) e, de 675 a 788 mgℓ ⁻¹ (para 2,0% e 2,5%).	Quando foram aplicadas misturas de 0,5 e 1,0%, a remoção média de DQO foi de 81%, para o reator contínuo e 86% para o operado em bateladas. Para Carbono Orgânico Dissolvido, a remoção média foi de 79% e 49%, respectivamente. No período de operação com 2,0 e 2,5%, as remoções de DQO foram de 85% (contínuo) e 90% (bateladas).
FERREIRA, J.A. et al (2009) Universidade Estadual de Pernambuco	Desempenho de reatores UASB recebendo mistura de lixiviado e esgoto.	Foram operados dois reatores UASB (em paralelo) cada um com TDH médio de 12 horas. Foram testados valores da relação lixiviado/ esgoto de 1,0% (UASB1) e 10,0% (UASB2), e média de 1,2 e 3,4 kg DQO m3.dia ⁻¹ , respectivamente. Também foi testado stripping, antes da alimentação do reator.	A remoção de DQO no UASB foi de 55%, e, no UASB2, 45%. No afluente bruto submetido a stripping, houve remoção de 98% do N-Amônia.
FERREIRA, J.A. et al (2009) Universidade Estadual do Rio de Janeiro	Influência da mistura lixiviado e esgoto em lagoa de estabilização e lagoa aerada.	Foram avaliados dois sistemas: a) lagoa facultativa + lagoa de maturação; e, b) lagoa aerada + lagoa de sedimentação. A lagoa facultativa foi operada com TDH médio de 6,61 e 15,2 dias, e, a aerada, com 3,6; 4,8 e 7,1 dias. Foram testados valores de relação lixiviado/esgoto de: 0,2%; 0,5% / 2,0% e 5,0%.	O sistema a), quando operado apenas com esgoto, alcançou eficiência média de 71% (remoção de DQO), e, quando foi aplicado o lixiviado a eficiência variou na faixa de 42% a 51%. No sistema b), sem a aplicação do lixiviado a remoção média de DQO foi de 82%, e, quando aplicado o lixiviado: de 56% a 72%.

QUADRO 2 – Resumo de conclusões de algumas pesquisas sobre tratamento conjunto de lixiviado e esgoto desenvolvidas no programa PROSAB (2009)

res) dificilmente promove remoção estável de DQO superior a 60%, pois o lixiviado possui parcela significativa de componentes solúveis. Para se alcançar remoção de DQO em sistema de lodos ativados com alimentação contínua e remoção próxima a 70%, o TDH teve de ser superior a 17 horas. O reator UASB, com TDH de 12 horas não tem condições de remover seguramente mais que 55% da DQO de mistura afluente. O descarte de lixiviado em lagoa facultativa ou lagoa aerada provocou redução da eficiência de remoção de DQO na faixa de 10 a 29%. Em nenhuma das pesquisas foram caracterizados os componentes do lixiviado referentes a DQO residual no efluente tratado.

Ponderações gerais

Para ilustrar as considerações sobre certos “critérios” usuais para as avaliações (autorizações para descarte de lixiviado em ETE), mais corriqueiramente efetuadas sobre “impactos” do descarte do lixiviado em ETEs, apresenta-se aqui, um exemplo hipotético.

Suponha-se um cenário em que uma cidade com população de 250.000 habitantes, gere 630 l s^{-1} ($54.432 \text{ m}^3 \cdot \text{dia}^{-1}$) de esgoto, e $150 \text{ m}^3 \cdot \text{dia}^{-1}$ de lixiviado, que será lançado na ETE em cujo projeto previa-se apenas o tratamento de esgoto sanitário, com eficiência (EF1) de 90% de remoção de DQO. Para esse exemplo serão adotados os valores de DQO bruta de $650 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$, para o esgoto, e $15.000 \text{ mg} \cdot \text{l}^{-1}$, para o lixiviado.

antes de se iniciar o descarte de lixiviado na ETE, a carga total de DQO lançada no corpo receptor seria, então de $3.538 \text{ kg} \cdot \text{dia}^{-1}$, ou seja: $0,10 \times 54.432 \times 650 \times 10^{-3} \text{ kg} \cdot \text{dia}^{-1}$.

Nesse exemplo, o impacto do descarte do lixiviado na “qualidade” do efluente, fundamentado, será analisado de acordo com as estimativas e critérios mais comumente utilizados pelos profissionais encarregados dessa tarefa: balanço de massa fundamentado na DQO.

Serão destacadas duas alternativas para essa estimativa, sendo, a primeira (ALTERNATIVA 1) baseada na suposição que ocorrerá degradação da DQO do lixiviado, **também** de 90% e, a segunda (ALTERNATIVA 2) mais realista, e menos usada na prática atual, supor-se-á que cerca de 42% (segundo LANGE *et al* – 2009) da DQO do lixiviado representa a fração de compostos recalcitrantes, portanto não degradados no sistema de tratamento.

Na Tabela 1, apresentam-se dados comparativos para três cenários.

Com base nesses dados, mormente quando se considera a ALTERNATIVA 1, “conclui-se” que os danos na eficiência da ETE seriam desprezíveis. Porém, ocorre o lançamento de carga adicional no corpo receptor; na ALTERNATIVA 1 isso corresponde a cerca de 6,4%, e, na ALTERNATIVA 2, 26,7%. Tomou-se como referência a carga

CENÁRIO	Vazão $\text{m}^3 \cdot \text{dia}^{-1}$	DQO Afluente $(\text{mg} \cdot \text{l}^{-1})$	Carga Afluente $(\text{kg} \cdot \text{dia}^{-1})$	Carga Efluente $(\text{kg} \cdot \text{dia}^{-1})$	DQO Efluente $(\text{mg} \cdot \text{l}^{-1})$	Eficiência Global (DQO) (%)
Sem lançamento de lixiviado						
Esgoto	54.432					
Lixiviado	0	650	35.381	3.538	65	90
Mistura	0					
ALTERNATIVA 1						
Esgoto	54.432	650	35.381	3.538	–	–
Lixiviado	150	15.000	2.250	225	–	–
Mistura	54.582	689*	37.631	3.763	69	90
ALTERNATIVA 2						
Esgoto	54.432	650	35.381	3.538	–	–
Lixiviado	150	15.000	2.250	945	–	–
Mistura	54.582	689*	37.631	4.483	82	87,4

*689, 44 $\text{mg} \cdot \text{l}^{-1}$, arredondado para: 689 $\text{mg} \cdot \text{l}^{-1}$. Valor usado como referência para cálculo da eficiência nas ALTERNATIVAS 1 e 2.

TABELA 1 – Comparações hipotéticas (cargas e eficiências) de diferentes cenários em uma ETE, com e sem descarte de lixiviado.

afluente de esgoto bruto.

Essas experimentações demonstram, categoricamente, que apenas considerar-se a eficiência do sistema como referência conduz a interpretações inconsistentes. Há aumento na carga lançada no corpo receptor. A isso se alia o fato de que seus componentes não são conhecidos. E o mais grave, não se conhece o quê causa essa sobrecarga.

Para o consultor desatento, o dano é pequeno e quase inexistente, porém, ele apenas focaliza-se no valor **numérico** da eficiência da ETE, e taxas de carregamento nas unidades que compõem o sistema.

O quê então foi “adicionado” ao efluente da ETE: substâncias húmicas, fúlvicas, lignina, subprodutos da degradação microbiana, fármacos, enzimas, “conservantes”, metais, ...? Não se sabe.

Para complementar este tópico do texto, incluem-se algumas observações de diferentes pesquisadores.

A lignina é um produto polimérico natural que tem natureza aromática e estrutura bastante complexa, “altas concentrações de lignina, dificilmente são removidas por processos biológicos” (LEITÃO, R.C. – 1991).

LANGE, L.C. *et al* (2009) cita que a concentração de sulfatos e de sulfetos pode variar na faixa de 0 a 5.400 mg . l⁻¹ e de 0 a 35 mg . l⁻¹, em lixiviados de aterros brasileiros. É notório que tanto os sulfetos como os sulfatos podem estar associados a efeitos de corrosão (metálica e de concreto). Além disso, como os sulfatos são reduzidos em reatores anaeróbios, também pode haver dano ao processo biológico (o quê também ocorre no tratamento aeróbio).

A rede coletora, caso o lixiviado seja lançado na mesma, também pode sofrer danos de corrosão e mau odor (o limiar de risco de segurança, para sulfetos para o ser humano na atmosfera é de cerca de 10 mg . l⁻¹). O sulfeto de hidrogênio estimula o desenvolvimento de bactérias que causam a desintegração do concreto; 1 a 10 mg . l⁻¹ já são suficientes para tal (WRCF – 1968).

As substâncias húmicas são geradas em processos de decomposição de matéria orgânica, e sua estrutura depende do tipo de substrato e dos micro-organismos responsáveis por sua decomposição. Face a isso podem possuir composições químicas fortemente distintas. “Essa diferenciação influenciará nas reações químicas das mes-

mas em meio aquoso, que dependem, dentre outros fatores, do caráter aromático ou alifático das moléculas húmicas envolvidas” (COSTA, C.A. – 1992).

Essas substâncias têm reflexo negativo na desinfecção com cloro, apresentam ação em processos corrosivos e podem produzir substâncias nocivas à saúde, propiciando a geração de compostos orgânicos halogenados (COSTA, C.A. – 1992).

ARAUJO, R.A. (1985), cita vários inconvenientes provocado por substâncias húmicas, entre os quais: **i)** a intensificar processo de corrosão; **ii)** potencialização na formação de compostos danosos a saúde, quando reage com cloro usado na desinfecção; **iii)** servir como “proteção” de micro-organismos reduzindo o efeito da desinfecção; **iv)** ter a propriedade de gerar cor nas águas, etc.

SAPIA, F.M.A. e MORITA, D.M. – 2003, tecem ponderações que aqui são destacadas: a redução da concentração de um determinado poluente nas ETEs pode ser consequência de vários fenômenos, entre os quais a biodegradação, volatilização, retenção em sólidos biológicos (lodo, processos químicos, sedimentação, flotação, filtração, etc). Contudo, dependendo do contaminante, parcela significativa pode estar presente no efluente, na forma de subprodutos indesejáveis. Assim, os efluentes não domésticos devem obedecer critérios rigorosos quanto ao seu lançamento em sistemas públicos.

Resolução CONAMA 430, de 13 de maio de 2011

Até o presente, no Brasil, aparentemente, não se tem dada a devida atenção para a problemática decorrente do descarte de lixiviados em ETEs. Há restrições e recomendações, contudo ainda não prevalece consenso sobre o tema.

Segundo Sapia, F.M.A. e Morita, D.M. (2003), descarte de lixiviados e de outros efluentes potencialmente danosos é abordado na RESOLUÇÃO CONAMA Nº 430 (13/5/11), porém, segundo o autor deste texto, no que concerne a lixiviado, o enfoque poderia ser mais específico e direcionado às responsabilidades dos profissionais e entidades que optarem pelo descarte de lixiviado em ETEs.

Na RESOLUÇÃO CONAMA Nº 430 de 13 de maio de 2011 (BRASIL – Ministério do Meio Ambiente – CONAMA – 2011) há tópicos em que se nota a preocupação com o lançamento de efluentes (não sanitários) em redes coletoras de esgoto,

mesmo com tratamento, que direta ou indiretamente podem ser aplicados à problemática do descarte de lixiviados em ETEs, a saber (grifos do autor do presente texto).

CAPÍTULO II, Seção I, Art. 7º, § 3º. “O empreendedor, no processo de licenciamento, informará aos órgãos ambientais as substâncias que poderão estar contidas no efluente gerado, entre aquelas listadas ou não na Resolução CONAMA nº 357, de 2005, para padrões de qualidade da água, sob pena de suspensão, ou cancelamento da licença expedida”.

CAPÍTULO II, Seção I, Art. 8º, § 8º. “É vedado, nos efluentes, o lançamento de Poluentes Orgânicos Persistentes – POPs, observada a legislação em vigor”.

CAPÍTULO II, Seção II, Art. 18º. “O efluente não deverá causar ou possuir potencial para causar efeitos tóxicos aos organismos aquáticos no corpo receptor com os critérios de ecotoxicidade estabelecidos pelo órgão governamental”.

CAPÍTULO II, Seção II, Art. 21º, § 2º. “No caso de sistemas de tratamento de esgotos sanitários que recebem lixiviados de aterros sanitários, o órgão ambiental competente deverá indicar quais os parâmetros da Tabela I, do Art. 16, § II desta Resolução deverão ser atendidos e monitorados não sendo exigível o padrão de nitrogênio amoniacal total”.

CAPÍTULO II, Seção II, Art. 23º, § 1º. “Os testes de ecotoxicidade em efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários têm como objetivo subsidiar ações de gestão da bacia contribuinte aos referidos sistemas, indicando a necessidade de controle nas fontes geradoras de efluentes com características potencialmente tóxicas ao corpo receptor”.

Note-se que há subsídios para que os órgãos responsáveis por controle da qualidade ambiental atuem com mais rigor em ETEs que recebem lixiviados, e sobre a qualidade do projeto e da operação dessas ETEs.

Contudo, o § 2º, do artigo 21 (Seção II, Capítulo II) — a menos que haja interpretação imprecisa por parte do autor deste texto — favorece àquelas ETEs que recebem lixiviados, pois, claramente expressa “não sendo exigível o padrão de nitrogênio amoniacal”. Ou seja, enquanto obriga-se a ETEs que não recebem lixiviado a respeitar rigorosamente os padrões de emissão/qualidade relacionados ao Nitrogênio, libera-se as ETEs que não são submetidas a esse procedimento!

É de se esperar, portanto, que em futuras revisões dessa RESOLUÇÃO, a referida colocação seja objeto de adequação.

Conclusões e recomendações

O descarte do lixiviado de aterros sanitários em ETEs pode ser uma alternativa para “destino” desses resíduos, contudo, tanto a avaliação preliminar do projeto da ETE, para autorizar esse descarte, como o monitoramento da ETE têm de ser efetuados com base em critérios mais rigorosos do que aqueles que vem sendo empregados. Geralmente a autorização e o monitoramento dessas ETEs têm ocorrido apenas com base em ponderações superficiais.

Decisões baseadas apenas em análises de DQO, DBO, Nitrogênio, Fósforo e Sólidos, e fundamentadas em “balanços de massa”, não oferecem base segura para tomada de decisões. Tanto os resultados de DQO como os de DBO podem se afastar da realidade. Para se proceder aos ensaios de DBO é necessário que se use inóculo (semente) previamente preparado com o respectivo substrato. Na DQO, por sua vez, podem não terem sido incluídos (quantificados) diversos componentes do lixiviado. Destaque-se que, a fração de componentes refratários ao tratamento, que Lange *et al* (2009) denominam DQO “inerte” pode não estar sendo ponderada adequadamente.

Não se podem utilizar os mesmos modelos e cinética dos processos biológicos de degradação do esgoto sanitário para os componentes do lixiviado. Tem-se de estudar a degradação biológica do lixiviado baseada na cinética pertinente a esses resíduos, incluindo-se estimativa relacionada com a DQO “inerte” e coeficientes cinéticos específicos.

Para pesquisas e para monitoramento das ETEs que recebem lixiviado, determinações de DBO e DQO e Nitrogênio, não bastam para caracterizar o afluente e o efluente. Há necessidade de se utilizar recursos técnico/científicos para qualificações adicionais, entre os quais podem-se citar: Difractograma de Raio X, Cromatografia Líquida, Espectrografia (no Infravermelho e no UV Visível), Cromatografia Gasosa Acoplada a Espectrografia de Massas (LANGE *et al* 2009), Absorção de Radiação Ultravioleta, Espectroscopia (fluorescência) (YUNUS *et al* 2011). Somem-se a isso, estudos de toxicidade e avaliação de componentes de diferentes massas moleculares (Ultra-Filtração em Membranas e Cromatografia em Gel).

Com base nas pesquisas enumeradas neste texto, relacionadas ao tratamento do lixiviado (sem mistura com esgoto), conclui-se que o tempo necessário para degradação de componentes do lixiviado é **muito maior** do que o tempo em que esse resíduo permanece em ETEs, projetadas com parâmetros usuais. Além disso, mesmo sob condições em que há adaptação dos micro-organismos, sempre há valor residual significativo de DQO (cujos “causadores” não são caracterizados). Essa constatação demonstra que na ETE ocorre a **diluição** do lixiviado e apenas degradação parcial de seus componentes.

De maneira geral, os pesquisadores constataam que o nível de toxicidade dos efluentes do tratamento conjunto é menor do que o do lixiviado ou mistura lixiviado-esgoto afluente às ETes. Isso pode levar à inferência de que, a maior parte desse decaimento pode decorrer da **diluição** , que geralmente ultrapassa 100 vezes (se a relação lixiviado/esgoto for menor que 1%).

Em todos os cenários, quando se descarta lixiviado em ETes há aumento da carga lançada no corpo receptor, mesmo que a eficiência da ETE se mantenha (tomando-se como referência, a DQO da mistura). Porém, sempre se detecta algum declínio na eficiência da ETE, quando ela passa a receber o descarte de lixiviados.

Em adição ao que foi abordado nessas ponderações, outros problemas são citados nos textos levantados, como consequência do descarte de lixiviados em ETes:

- Redução de sedimentabilidade de flocos, quando se trata de sistemas de lodos ativados.
- Dificuldade para ajuste/ dosagem de produtos químicos.
- Surgimento de fenômenos de geração de espuma, cor e corrosão.
- Aumento das concentrações de metal no lodo.
- Aumento da produção de lodo e de consumo de energia elétrica em sistemas de lodos ativados.
- Aumento da demanda de produtos químicos.

Como conclusão geral tem-se que: **i)** Os critérios de avaliação para justificar o lançamento de lixiviado gerado em aterros sanitários em ETes têm de ser aprimorados. Não há segurança efetiva de critérios baseados apenas nas análises de DBO, DQO, N, P e metais; **ii)** Parte dos componentes do lixiviado é tratada ou removida em ETes, porém, parte significativa é apenas diluída; **iii)** Há problemas decorrentes na ETE: corrosão,

odor elevação de cor, dificuldade para controle de dosagem e aumento no consumo de produtos químicos; **iv)** Há necessidade de se aumentar o número de variáveis monitoradas no afluente da ETE, no lixiviado e no efluente da ETE; **v)** considerar eficiência baseada em valores de DBO, DQO, N e P e sólidos não oferece garantia sobre os componentes presentes nos efluentes da ETE; **vi)** O descarte de lixiviado de aterros sanitários em ETes não garante que esse lixiviado seja efetiva e completamente tratado.

A Resolução CONAMA 357 de 13 de maio de 2011, no que concerne aos enfoques sobre ETes que recebem lixiviado, deve ser objeto de revisão e complementação; e, as exigências específicas dos órgãos de fiscalização/monitoramento dessas ETes devem ser revisadas e efetuadas com maior vigor.

Referências bibliográficas

AQUINO, S.F. de – Caracterização da DQO de Efluente de Sistemas de Tratamento Biológico. *Engenharia Sanitária e Ambiental* – ABES, Rio de Janeiro – RJ, Vol. 8, Nº 3, Jul./Set., 2003, pp. 135-144. ARAÚJO, R.A. – Remoção de Substâncias Húmicas Através de Floculação com Sulfato de Alumínio, Cloreto Férrico e Polímeros Naturais e Sintéticos. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos-SP, 1985, p. 251.

BLACK, A.P. & RUSSEL, F.C. – Chemical Characteristics of Fulvic Acids. *Journal AWWA*, July, 1963, p. 897-912.

BOCCHIGLIERI, M.M. – O Lixiviado de Aterros Sanitários em Estações de Tratamento dos Sistemas Públicos de Esgotos. Tese (Doutorado), Faculdade de Saúde Pública – USP São Paulo – SP, 2010, 255 p.

BRASIL – Ministério do Meio Ambiente, CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente, RESOLUÇÃO Nº 430, de 13 de maio de 2011. “Condições e Padrões de Lançamento de Efluentes, Complementa e Altera a RESOLUÇÃO Nº 357, de 17 de março de 2005”.

CASTILHOS, A.B.; FERNANDES, F.; LANGE, L.C.; LOPES, D.D.; COSTA, R.H.R.; SILVA, S.M.; MARTINS, L.L.; FERREIRA, C.F.A. e MORAVIA, N.G. – Tratamento de Lixiviado de Aterro Sanitário em

Sistema de Lagoas, in GOMES, L.P. (2009) *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*. PROSAB, ABES. ISBN 978-85-7022-163-6. Rio de Janeiro – RJ., 2009, 358 p.

CLARETO, C. – Tratamento Biológico de Líquidos Percolados em Aterros Sanitários Utilizando Reator Anaeróbico Compartimentado. Mestrado (Dissertação), Escola de Engenharia de São Carlos – USP São Carlos – SP, 1997, 280 p.

COSTA, C.A. – Coagulação de Substâncias Húmicas por Sulfato de Alumínio. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos – SP, 1992, 332 p.

FERREIRA, J.A.; CANTANHEDE, A.L.G.; LEITE, V.D.; BILA, D.M.; CAMPOS, J.C.; YOKOYAMA, L.; FIGUEIREDO, I.C.; MANNARINO, C.F.; SANTOS, A.S.; FRANCO, R.S.O.; LOPES, W.S. e SOUZA, J.T. – Tratamento Combinado de Lixiviados de Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos com Esgoto Sanitário, in GOMES, L.P. (coord) (2009) – *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*, ISBN 978-85-7022-163-6, PROSAB – ABES, Rio de Janeiro – RJ, 2009, 360 p.

GOMES, L.P. Coord. – *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*, ISBN 978-85-7022-163-6, PROSAB – ABES, Rio de Janeiro – RJ, 2009, 360 p.

GOMES, L.P.; LANGE, L.C.; AMORIM, A.; MIRANDA, A.S.; FERREIRA, C.F.A.; MORAVIA, W.G. e GOMES, L.A. – Aplicação de Tratamentos Biológicos Anaeróbios para Lixiviados de Resíduos Sólidos Urbanos, in GOMES, L.P. (Coord.) (2009) *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*, ISBN 978-85-7022-163-6, PROSAB – ABES, Rio de Janeiro – RJ, 2009, 360 p.

LANGE, L.C. e AMARAL, M.C.S. – Geração e Características do Lixiviado, in GOMES, L.P. (Coord.) (2009) *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*, ISBN

978-85-7022-163-6, PROSAB – ABES, Rio de Janeiro – RJ, 2009, 360 p.

LEITÃO, R.C. – Avaliação do Processo Eletrolítico para Remoção de Cor Devida a Lignina. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – SP, 1991, p. 178.

LOPES, D.D.; SILVA, S.M.C.P.; FERNANDES, F.; AMORIM, A.K.B.; HASSAKA, A.L.; MARINGONDA, A.; FREITAS, B.O.; BRITES, E.C.F.; TRENNEPOHL, F.G. e BATISTA, G.A. – Tratamento Biológico de Lixiviado com Remoção de N: Sistema de Lodos Ativados, in GOMES, L.P. (Coord.) (2009) *Resíduos Sólidos: Estudos de Caracterização e Tratabilidade de Lixiviados de Aterros Sanitários para as Condições Brasileiras*, ISBN 978-85-7022-163-6, PROSAB – ABES, Rio de Janeiro – RJ, 2009, 360 p.

OZKAYA, B.; DEMIR, A. & BILIGI, M.S. – Soluble Substances Concentrations in Leachate from Field Scale MSW Test Cells – *Journal of Hazardous Materials A* 134, 2006, 19-26.

SAPIA, P.M.A. e MORITA, D.M. – Critérios de Recebimento de Efluentes não Domésticos em Sistemas Públicos de Esgotos: Uma Análise Crítica. *Engenharia Sanitária e Ambiental* – ABES, Rio de Janeiro – RJ, Vol. 8, Nº 3, 2003, p. 145-156.

WPCF – WPCF Manual of Practice Nº 3 – Regulation of Sewer Use. *Water Pollution Control Federation*. Washington D.C., 1968, 41 p.

YUNUS, A.; SMALLMAN, D.J.; STRINAFELLOW, A.; BEAVEN, R. e POWRIE, W. – Characteristics of the Recalcitrant Organic Compounds in Leachates Formed During the Anaerobic Biodegradation of Waste. *Water Science & Technology: IWA* – London, Vol. 64, Nº 2, 2011, pp. 311-319.

SOBRE O AUTOR

José Roberto Campos

Professor titular na área de Hidráulica e Saneamento, no Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

A ressurreição do volume morto do Sistema Cantareira na Quaresma

Rubem L. Porto* | Monica F.A. Porto | Marco Palermo

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.131>

O Sistema Cantareira está em crise. Trata-se do maior dos sistemas produtores de água para abastecimento da Região Metropolitana de São Paulo, capaz de armazenar 978 milhões de metros cúbicos para regularizar o regime dos rios que constituem o sistema.

Este sistema é responsável pelo abastecimento de cerca de 9,4 milhões de pessoas, população que por si só seria suficiente para constituir a terceira maior população urbana do país. Em início de abril o sistema encontrava-se com cerca de 12,5% de sua capacidade útil ou seja 122 milhões de metros cúbicos. Segundo as curvas que guiam a operação do sistema, elaboradas pelos órgãos gestores de recursos hídricos da União e do Estado, o armazenamento atual deveria ser superior a 60%, ou seja, 590 milhões de metros cúbicos (DAEE, 2004).

Inúmeras razões vêm sendo apontadas, no meio técnico e na mídia, para tal crise que, sem dúvida, é muito crítica. A mídia vem exercendo importante papel ao manter o assunto em evidência. Técnicos e especialistas utilizam dados e conhecimentos para dar respostas a uma série de questões, com vistas à superação da crise e aprimoramento de políticas de operação, critérios de planejamento e planos de contingência. Os órgãos responsáveis pelo abastecimento das cidades supridas pelo Sistema Cantareira trabalham com afinco para administrar a crise e a minimizar os prejuízos da sociedade. Todas estas ações são muito importantes. É essencial que não sejam esqueci-

das tão logo a crise seja superada.

Justificadamente o assunto vem sendo debatido, com bastante frequência, na mídia e eventos técnicos. Entretanto, muitas das análises e opiniões apresentam falhas de diversas naturezas que parecem ter origem em conhecimentos parciais da questão, falta de base técnica ou científica, quando não por interesses políticos e posições ideológicas. Estes tipos de análise não contribuem em nada para a administração da crise e muito menos para as políticas estratégicas do setor. Pelo contrário, criam ruídos, nublam visões, criam problemas inexistentes e podem induzir a ações inadequadas, anti econômicas e desastrosas.

Embora o problema, em seu todo, seja bastante complexo e merecedor de análises profundas e abrangentes, é essencial, no momento, a tomada de medidas de emergência. Desta forma procurou-se reduzir o objetivo deste texto a lançar luz sobre o aproveitamento do volume morto dos reservatórios Jaguari-Jacaré e Atibainha, uma das medidas mais importantes e efetivas, dentre as que foram adotadas para superação da crise.

O Sistema Cantareira

A história do Sistema Cantareira iniciou-se na década de 60 quando o Governo do Estado de São Paulo decidiu colocar a questão do aproveitamento dos recursos hídricos do Alto Tietê em patamares condizentes com o porte e a complexidade do problema. Em 1968 foi publicado o relatório final do plano intitulado

Nota dos autores: A elaboração deste texto foi iniciada durante o período da quaresma de 2014 e concluída após o término das obras em maio do mesmo ano. Diferenças pouco significativas certamente existirão entre as características finais das obras e as citadas no presente artigo, principalmente no que se refere a algumas cotas e volumes. Entretanto, estas diferenças em nada alteram as conclusões do texto.

Desenvolvimento Global dos Recursos Hídricos das Bacias do Alto Tietê e Cubatão- Plano Diretor de Obras (DAEE 1968), elaborado sob a responsabilidade do Departamento de Águas e Energia Elétrica e pelo um Consorcio Hibrace, constituído por três firmas de Consultoria.. Este estudo caracterizou-se por uma abordagem ampla das questões de recursos hídricos das regiões do Alto Tietê, Baixada Santista e Bacia do Rio Piracicaba. Foram abordados o abastecimento de água, a questão da coleta, disposição e tratamento dos esgotos e o controle de cheias destas regiões . Foram ainda executados anteprojetos de inúmeras de obras para aquilatar questões de viabilidade técnica e econômica das alternativas concebidas. O relatório final dos estudos apontou o Sistema Cantareira, esquematizado na Figura 1, como prioritário para resolver os crônicos problemas de abastecimento de água da Região Metropolitana de São Paulo.



Figura 1- Perfil esquemático do Sistema Cantareira

Em 1966, teve início a construção do Reservatório Paiva Castro, no rio Juqueri, a primeira obra do Sistema Cantareira. A esta pequena obra seguiram-se outras de maior porte, situadas nas cabeceiras da bacia do Rio Piracicaba. Nesta última foram construídas barragens para a formação dos reservatórios de Cachoeira, Atibainha e Jaguari-Jacarei. O Sistema Cantareira fornece cerca de $33 \text{ m}^3/\text{s}$ para a Região Metropolitana de São Paulo, que corresponde aproximadamente à metade de toda a água consumida por esta região.

As interligações entre os reservatórios são feitas por túneis e canais. Os reservatórios criados pelas barragens dos rios Jaguari e Jacarei unem-se por um canal e formam um único reservatório chamado Jaguari-Jacarei. O Jaguari-Jacarei e o Cachoeira são ligados por

um túnel de 5,6 quilômetros. Outro túnel, este de 5 quilômetros, faz a ligação entre os reservatórios do Cachoeira e Atibainha. Mais dois túneis, de 10 e de 1 quilômetro, ligam, respectivamente, o Reservatório de Atibainha ao do Juqueri, e este à Elevatória de Santa Inês. Esta elevatória bombeia o total das águas captadas para o Reservatório de Águas Claras, construído no alto da Serra da Cantareira. Desse reservatório, as águas passam, por gravidade, à Estação de Tratamento do Guarapá.

Para vencer o obstáculo da Serra da Cantareira foi construída a Estação Elevatória de Santa Inês, com quatro grupos de recalque de 20.000 HP. Três desses grupos estão capacitados a bombear os $33 \text{ m}^3/\text{s}$. O quarto grupo constitui unidade de reserva. Impulsionada pelas bombas, a água proveniente dos reservatórios é elevada a 120 metros, até o alto da serra. Por gravidade, através de um canal de 950 metros e um túnel de 800 metros, atinge o Reservatório de Águas Claras.

O Sistema Cantareira afeta o restante da bacia do Piracicaba de duas formas. Por um lado traz benefícios de controle de cheias e regularização de vazões. firmes. Por outro é inegável que a redução de cerca $30 \text{ m}^3/\text{s}$, em média, revertidos para São Paulo podem trazer consequências prejudiciais ao desenvolvimento da Bacia do Piracicaba, se a questão não for administrada de acordo com os princípios de gestão integrada e sustentável dos recursos hídricos.

A questão do aproveitamento dos recursos hídricos das bacias do Alto Tietê e do Rio Piracicaba é, na verdade, apenas mais um exemplo dos complexos problemas de gerenciamento de recursos hídricos que ocorrem regiões mais desenvolvidas do país e, de forma geral, em inúmeras regiões do planeta. Agravam-se os conflitos entre usos para abastecimento doméstico, industrial e agrícola à medida que a regiões se desenvolvem. O abastecimento da Região Metropolitana de São Paulo depende grandemente da reversão do Sistema Cantareira. Por outro lado; a bacia do Piracicaba sofre com problemas semelhantes, principalmente em um de seus formadores, o rio Atibaia, onde às limitações de vazão, prevalecem problemas de qualidade das águas, degradadas que são por efluentes urbanos, industriais e agrícolas.

A anatomia da crise atual

No dia primeiro de outubro de 2013 o armazenamento disponível em todo o Sistema Cantareira era de 40% de seu volume total, considerado normal para esta época no ano, de acordo com as curvas de operação do Sistema. No dia primeiro de novembro o nível havia caído para cerca de 36%, sem dar motivo para maiores preocupações pois os meses seguintes, de dezembro a março, são os mais chuvosos do ano e era esperado que o Sistema se recuperasse significativamente até o início do período seco de 2014.

No entanto a hidrologia mais uma vez confirmou que a “pior seca ainda está por vir”. Nos meses seguintes, até meados de abril, o reservatório perdeu cerca de 28% de sua capacidade em uma taxa praticamente constante de 4% ao mês, até atingir os atuais 12,5%. A explicação para o esvaziamento pode ser constatada pela tabela abaixo:

Nota-se que o déficit do período 2013-2014 em relação à seca mais severa observada até 2013 é aproximadamente 30% do volume útil do Sistema, ou seja, 293 milhões de metros cúbicos. Em outras palavras, é inevitável que os reservatórios do Sistema estejam hoje com volumes muito pequenos, pois o volume útil do Sistema Cantareira foi dimensionado com base na seca de 1953. A situação só não é mais crítica porque o rio Juqueri apresentou, no mesmo período, vazões superiores à média e assim a Sabesp conseguiu administrar a crise sem grandes prejuízos à população. Foi impor-

tante também a redução do consumo que se verificou, principalmente a partir de março de 2014, em razão de medidas de gestão da demanda. As medidas de maior efeito foram a instituição do bônus por economia de água, a importação de águas de outros sistemas para abastecer a região normalmente atendida pelo Cantareira e as campanhas de esclarecimento dirigidas à população.

Pode-se discutir com maior ou menor propriedade se algumas medidas tardaram a ser implantadas. Pode-se perguntar também se não seria possível prever a ocorrência de um período extremamente crítico, exatamente nos meses mais chuvosos do ano. São questões que provavelmente ficarão sem respostas e no momento são irrelevantes, embora devam ser cuidadosamente estudadas para formular novas estratégias para o futuro.

Um fato porém é incontestável: a Tabela 1 abaixo é baseada nos dados mais fidedignos de que se dispõe hoje e mostra que a crise é de natureza hidrológica. Mostra também que estaríamos vivendo uma situação crítica, quaisquer que fossem as medidas de gestão de demanda que pudessem ter sido tomadas em fins de 2013 ou início de 2014.

Medidas de emergência para a administração da crise

A questão realmente importante no momento é que medidas podem ser tomadas para administrar a crise de forma a causar os menores prejuízos possíveis à população. A mar-

	Milhões de metros cúbicos	Porcentagem do Volume Útil do Sistema
Armazenamento disponível no Sistema 01/out/2013	391,2	40
Afluxo esperado ao Sistema Cantareira de outubro a agosto (média da série)	1187,0	121
Afluxo observado de out/53 a ago/53	677	52
Afluxo observado de out/13 a ago/14	385	39
Deficit da seca de 1953 em relação ao afluxo médio	510	52
Deficit da seca de 2014 em relação ao afluxo médio	802	82

Tabela 1 - Afluxos ao Sistema Cantareira de outubro de 2013 a março de 2014

gem de manobra é muito estreita porque não é possível recorrer a medidas estruturais em face do tempo de maturação e construção que estas requerem. Restam as chamadas medidas não estruturais, como campanhas de esclarecimento, utilização de instrumentos econômicos, remanejamento de áreas de suprimento de água, rodízios e algumas poucas mais. Estas medidas já vem sendo tomadas, estão dando resultados, devem ter continuidade e provavelmente deverão ser aprofundadas.

Infelizmente, este tipo atuação de apresenta limites e o risco de que as atuais reservas não durem até a próxima estação chuvosa é muito grande. Torna-se absolutamente necessário aumentar a oferta de água para levar o Sistema Cantareira até o período chuvoso de 2014-2015.

A única forma de aportar “água nova” para o Sistema, no curto horizonte de tempo disponível, é o aproveitamento do chamado volume morto (ou inativo) dos reservatórios Jaguari-Jacarei e Atibainha. Este recurso já foi utilizado no Brasil e em outros países, em casos semelhantes.

Seria difícil imaginar, há alguns anos, que expressões exclusivas do jargão da Engenharia

de Barragens se transformassem em notícia de primeira página da mídia.

Aversão ao risco hidrológico, volume morto, volume útil, níveis mínimos e máximos operacionais e até resiliência dos sistemas eram antes conceitos exigidos dos alunos das Escolas de Engenharia, que precisavam estudar para não serem reprovados. Em um processo semelhante ao dos alunos que não se dedicam a fazer a “lição de casa”, muitas interpretações inadequadas e opiniões incoerentes apareceram em grande número na mídia.

O aproveitamento do Volume Morto

O termo Volume Morto é corrente no campo da Engenharia de Barragens e significa, em termos amplos, que se trata de um volume que não é utilizado para as finalidades normais do reservatório. Dependendo de fatores como as finalidades do reservatório, sua topografia e o arranjo de suas estruturas o Volume Morto pode ficar em cotas elevadas, até mesmo nas proximidades do topo da barragem. Não existe nenhuma relação entre este termo técnico e coisa “morta”, “podre” ou de “má qualidade”. Trata-se, portanto, de um volume inativo, para os objetivos do reservatório, em condições

Figura 2 - Obras de instalação do bombeamento para captação de água do volume morto do Sistema Cantareira



normais de operação.

No caso do Sistema Cantareira, os Volumes Mortos nos Reservatórios de Jaguari-Jacareí, Cachoeira e Atibainha situam-se em cotas altas e não existem razões técnicas ou ambientais que impeçam seus aproveitamentos. Para o entendimento da questão é preciso que as pessoas conheçam as características dos reservatórios do Sistema, pelo menos em sua essência.

Todos os reservatórios do Sistema são dotados de três tipos de estrutura hidráulica: (1) estravazores, para descarregar grandes cheias e evitar o galgamento das barragens, (2) descargas de fundo, situadas em níveis próximos ao fundo dos reservatórios, utilizadas para manter o fluxo dos rios com objetivos ecológicos e de atendimento às demandas das regiões situadas abaixo das barragens e (3) tomadas de transferência de água, situadas em níveis altos, destinadas a alimentar os túneis que transferem água de um reservatório para outro. A Figura 1 mostra esquematicamente os 7 túneis de transferência de água que compõem o Sistema Cantareira.

A Figura 3 ilustra o caso do reservatório Jaguari-Jacareí. Na situação atual o nível d'água encontra-se pouco abaixo da cota 823,0 m. Quando a superfície do lago baixar até cota do nível mínimo normal (820,8 m) não será possível transferir as águas do Reservatório Jaguari-Jacareí para o Reservatório Cachoeira, nas quantidades necessárias. Atinge-se finalmente o "mal afamado" Volume Morto e o bombeamento deverá ser iniciado. Note-se que este nível está a cerca de 26 metros acima do fundo do reservatório, definido pela cota da descarga de fundo (795,0m). Esta profundidade equivale a um edifício de oito andares, como esquematizado na figura.

Note-se que por razões topográficas é absolutamente impossível transferir água de um reservatório para outro pela descarga de fundo.

Ao se atingir a cota 820,8 m o bombeamento do Volume Morto deverá ser iniciado. Para tanto será necessário construir um dique e um canal. A função do dique é garantir a cota mínima para alimentação do túnel e assim transferir a vazão desejada para o Reservatório de Cachoeira. A função do canal é permitir a chegada da água até o pé do dique, uma vez que a superfície da água se afasta com o gradativo abaixamento da cota da superfície do lago. As

obras já foram as obras foram concluídas em maio de 2014.

Apenas uma altura de 5 a 6 metros da parte superior do Volume Morto será bombeada (faixa verde da Figura 4). No reservatório Jaguari-Jacareí, esta altura corresponde a cerca de 100 milhões de m³. Aproximadamente o mesmo volume será bombeado do Reservatório de Atibainha. Este total corresponde a aproximadamente 22% do volume útil do Sistema Cantareira (quase o dobro das reservas atuais) e garantirá uma sobrevida significativa ao Sistema.

Após o bombeamento a altura da coluna d'água remanescente será de cerca de 20m (um edifício de 6 andares). É preciso enfatizar que a utilização de volumes inativos constituem estratégias utilizadas para enfrentar crises, e não são incomuns. No Ceará, em anos recentes, utilizou-se a medida para socorrer o sistema que abastece a Região Metropolitana de Fortaleza, que passava por crise semelhante à que vivemos hoje em São Paulo.

Qualidade da Água

Períodos de seca com criticidade moderada ou mesmo grande costumam ser administrados por meio de medidas não estruturais que em geral são suficientes para superá-los. No presente caso, entretanto, este tipo de medidas é insuficiente e torna-se necessário aportar "água nova" ao Sistema por meio da construção de obras que possam ser concluídas a tempo de evitar colapso do sistema de abastecimento. A única alternativa que atende ao quesito de urgência é o bombeamento de parte do volume morto.

A partir da decisão de realizar o bombeamento começaram a surgir dúvidas e especulações sobre a qualidade da água desta parte do reservatório.

A respeito desta questão, é importante que fiquem perfeitamente claros os aspectos relacionados a seguir:

- Como já visto anteriormente a palavra "morto" neste contexto não guarda nenhuma relação com "deteriorado" ou "podre"; esta palavra refere-se apenas ao fato de que não se usa este volume de água nas condições normais de operação do reservatório. Assim, a água que está no volume morto, ou reserva técnica, é "igual" ao restante do reservatório.

Situação Atual: O nível atual encontra-se aproximadamente na cota 822,5 m. Ao se atingir o Nível Mínimo Normal (cota 820,8 m) não será possível transferir as águas do Reservatório Jaguari-Jacareí para o Reservatório Cachoeira, na quantidade necessária. Neste ponto o bombeamento do volume morto deverá ser iniciado. Note-se que o Nível Mínimo Normal está a 25,8 m acima do fundo do reservatório, definido pela cota da descarga de fundo (795,0m). É por meio desta estrutura que as águas do Sistema Cantareira vem sendo descarregadas para atender às necessidades de preservação e abastecimento da Bacia do Piracicaba, desde o início da operação do Sistema.

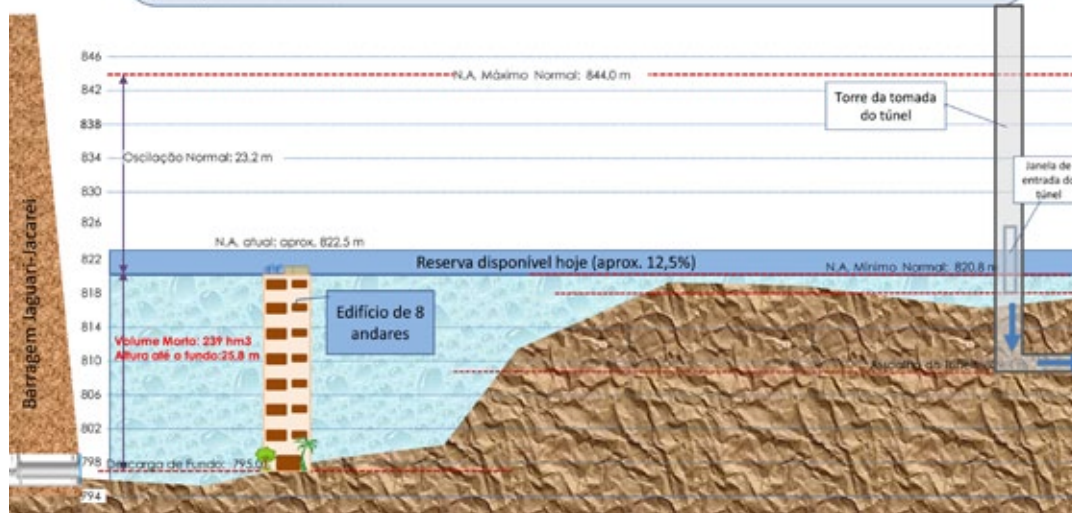


Figura 3- Bombeamento do volume morto; situação atual.

Após o Bombeamento: Quando o nível de água atingir o Nível Mínimo Normal o bombeamento deve ter início. Apenas uma altura de 5 a 6 metros da parte superior do volume morto será bombeada. Esta altura corresponde a cerca de 100 milhões de m³. Volume semelhante será bombeado do Reservatório de Alibainha totalizando cerca de 200 milhões de m³. Este volume poderá suprir os atuais níveis de consumo até a estação chuvosa de 2014/2015.

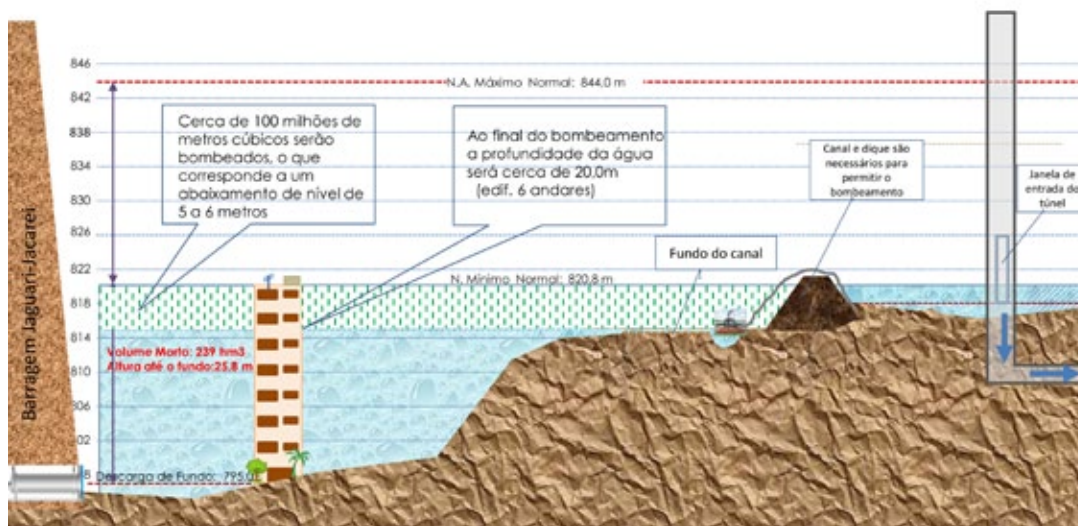


Figura 4- Bombeamento do volume morto; situação após o bombeamento

- As vazões afluentes ao Sistema Cantareira apresentam boa qualidade da água conforme consta dos relatórios da Cetesb (www.cetesb.sp.gov.br), por exemplo:

...Rio Jaguari, na entrada do Reservatório do Jaguari: ponto de monitoramento CETESB JAGR00002, com observações desde 2004, valor mínimo de Oxigênio Dissolvido observado de 6,1 mg/l, compatível com rios de Classe 1.

- Como as vazões afluentes possuem qualidade boa, não há razão para que as águas do reservatório não sejam de boa qualidade. Não há grandes fatores que impactem negativamente a qualidade das águas nas bacias contribuintes ao Sistema Cantareira

- A água destinada à bacia do Rio Piracicaba e que segue o curso normal dos rios sai do reservatório através de tomadas de fundo. Desde o início da operação do Sistema Cantareira, na década de 70, esta água sai do “volume morto”. Não foram observados impactos decorrentes da qualidade da água da vazão que sai dos reservatórios nos trechos imediatamente a jusante das barragens. Eventuais descargas anóxicas que ocorrem durante períodos de estratificação térmica não causam problemas a jusante dos reservatórios, pois a reaeração é muito intensa e as águas atingem níveis adequados de oxigênio dissolvido rapidamente, logo após as barragens.

- O vento e outros fatores provocam a circu-

lação das águas dos reservatórios no período do inverno, mantendo, nessa época, as águas misturadas dentro do reservatório, sem que haja diferenças de qualidade da água entre a superfície e o fundo (Porto, 1991).

- Quanto a um possível revolvimento do sedimento do fundo, note-se que as bombas são flutuantes e retiram água da superfície. As profundidades restantes ainda são muito grandes (maiores do que 20m). Assim, a sucção não revolve o sedimento do fundo.

- O monitoramento de qualidade da água nos pontos de bombeamento da reserva técnica dos reservatórios do Jaguari/Jacareí e do Atibaia exigido pelo Ministério Público e realizado pela CETESB indicam qualidade Boa e Ótima do Índice de Abastecimento Público em todas as medições. Estes dados estão disponíveis no site da CETESB.

- As demais variáveis de qualidade da água monitoradas pelas CETESB nesses pontos (Oxigênio Dissolvido, E.Coli, Turbidez e outras) têm-se mantido em condições compatíveis com a classe de enquadramento do corpo hídrico (Classe 1).

- Após a captação nos reservatórios, a água bruta é transferida para a Estação de Tratamento de Água do Guaraú. A ETA-Guaraú produz água de abastecimento para ser distribuída à população em conformidade com o padrão de potabilidade estabelecido pelo Ministério da Saúde.

Figura 5 - Obras de instalação do bombeamento para captação de água do volume morto do Sistema Cantareira



Conclusões

Os objetivos deste artigo foram, principalmente o fornecimento de informações fidedignas e o esclarecimento de dúvidas a respeito do bombeamento do volume morto do Sistema Cantareira. É crença dos autores que a população e o meio técnico tenham direito a estas informações e se sentirão recompensados, mesmo que apenas pequena parte de seus objetivos tenha sido alcançada.

A essência do trabalho pode ser resumida como segue:

- Mesmo após o bombeamento do volume morto os reservatórios não secarão. Ainda restarão volumes significativos nos lagos do Sistema Cantareira (cerca de 200 milhões de metros cúbicos). As cotas dos reservatórios permanecerão muito acima das cotas das tomadas de fundo. Estes volumes e cotas (formados apenas com o restante Volume Morto) são da mesma ordem de grandeza dos reservatórios do Sistema Alto Tietê, do Reservatório Guarapiranga e muito maiores do que o reservatório de Paiva Castro, este do próprio Sistema Cantareira.

- Em 15 de maio de 2014 as reservas do Sistema Cantareira eram de 7,81%, ou seja, cerca de 76 hm³, nível mais baixo de sua história. No dia seguinte, aproximadamente 182 hm³ foram adicionados a estas reservas elevando-as para aproximadamente 26%. Tal reserva deverá ser suficiente para garantir o abastecimento até o início da próxima estação chuvosa desde que as medidas de gestão de demanda tenham continuidade e, em caso de necessidade, sejam aprofundadas.

- O bombeamento do Volume Morto é medida de emergência, absolutamente necessária para enfrentar a atual crise, pois constitui a única alternativa viável, a curto prazo, de aumentar a oferta de água ao Sistema Cantareira. A situação, porém, está muito longe de ser confortável e exigirá o bombeamento de volumes adicionais mediante a construção de novas obras.

- A questão da qualidade das águas bombeadas que, em princípio, poderia inspirar cuidados, não representa impeditivo do aproveitamento destas águas, pelas razões apontadas acima.

Em que pese o aporte significativo de água, propiciada pela utilização de parte do volume

morto, a economia de água pelos consumidores e as medidas de gestão da demanda por parte das instituições responsáveis deverão continuar e provavelmente precisarão ser mais rigorosas ao longo deste e do próximo ano.

Nos tempos de Quaresma precisamos refletir sobre nossas ações passadas e nossas atitudes com relação ao futuro. A ressurreição do Volume Morto foi necessária, mas não pode ser renovada a cada ano, a exemplo do que ocorre na fé cristã.

Referências

CETESB, Site da Internet, <http://www.cetesb.sp.gov.br/agua/aguas-superficiais/35-publicacoes/-relatorios>

DAEE, 1968, Desenvolvimento Global dos Recursos Hídricos das Bacias do Alto Tietê e Cubatão- Plano Diretor de Obras- Secretaria dos Serviços e Obras Públicas. Departamento de Águas e Energia Elétrica- DAEE 1968.

DAEE, 2004, Portaria DAEE 1213/2004, Renovação da Outorga do Sistema Cantareira

PORTO, M.F.A., Simulação da estratificação térmica do reservatório do Jacaré”, IX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Rio de Janeiro, novembro de 1991.

Sabesp, 1989 Data Oper-Sistema Cantareira. São Paulo. - Ed.Governo do Estado de São Paulo, 1989.--82p.

SOBRE OS AUTORES

Rubem L. Porto

Professor Senior da Escola Politécnica da USP

Monica F. A. Porto

Professora Titular da Escola Politécnica da USP

Marco Palermo

Doutor em Engenharia de Recursos Hídricos pela Escola Politécnica da USP

Endereço para Correspondência: Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. Av. Prof. Almeida Prado, 83, travessa 2 Cidade Universitária - Sao Paulo, SP - Brasil. CEP: 05508-900
 Telefone: (11) 30915549 - Fax: (11) 30915423
 email: rlporto@usp.br

Aproveitamento de Água da Chuva: um Dimensionamento para o Caso de Aviários

Rainwater Use: A Sizing for the Case of Poultry Houses

Genilso Gomes de Proença | Carla Adriana Pizarro Schmidt

Data de entrada: 26/07/2013 | Data de aprovação: 24/02/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.125>

Resumo

O objetivo do estudo foi o de apresentar o dimensionamento de uma cisterna, para coleta de água da chuva, nas condições climáticas do município de Medianeira - PR, o qual apresenta valores entre 90 e 275 mm de chuva por mês. No experimento foram utilizadas equações disponibilizadas pela EMBRAPA para o cálculo e o estudo foi realizado focando um aviário de 1000 m², que para a região apresentaria um potencial de captação médio de 146 m³ de água por mês. Observou-se que a quantidade de água que seria coletada, mostrou-se suficiente para manter a demanda das 12 mil aves alojadas no aviário em seu período de maior exigência de água sendo até suficiente para gerar excedentes por meio da instalação de uma cisterna de 60 m³.

Palavras-chave: Água de Chuva, Dimensionamento de Cisterna, Aviários.

Abstract

The study aim sizing a rainwater cistern, in climatic conditions of Medianeira - PR, which has monthly rains values between 90 and 275 mm. Equations used in the accounts experiment were provided by EMBRAPA, this study was focused on a 1000 m² poultry house, which present average capturing potential to this region of 146 m³ water per month. It was observed that the water amount that would be collected was sufficient to maintain the 12.000 birds housed in the poultry demand in its greater demand period for water being sufficient to generate excess amounts by installing a 60 m³ cistern.

Key-words: Rainfall, Cistern Sizing, Poultry Houses.

Genilso Gomes de Proença

Técnico Agrícola. Bacharel em Sistemas de Informação pela UNIGUAÇU. Especialista em Gestão Ambiental em Municípios pela UTFPR. Discente do Curso de Tecnólogo em Agronegócios da UNICESUMAR.

Carla Adriana Pizarro Schmidt*

Engenheira Agrônoma e Doutora em Agronomia pela UEL. Docente Efetiva do Ensino Básico Técnico e Tecnológico da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

* Endereço para correspondências : UTFPR CÂMPUS MEDIANEIRA. Avenida Brasil, 4232. CEP 85884-000 - Caixa Postal 271 - Medianeira - PR - Brasil. Telefone Geral +55 (45) 3240-8000 - Fax : +55 (45) 3240-8101.
e-mail: carlaschmidt@utfpr.edu.br

1. Introdução

A captação de água da chuva e seu posterior armazenamento em cisternas para consumo é uma prática milenar em várias regiões do mundo. Atualmente tal tecnologia vem se modernizando por meio da incorporação de novos conceitos e técnicas construtivas, bem como a preocupação com a segurança sanitária (ANDRADE NETO, 2004).

Toda água utilizada no aviário, independente de ser de chuva ou poço, estar ou não contaminada, por coliformes ou outros microrganismos, deve receber pelos menos dois tratamentos básicos antes de chegar aos frangos: Filtração através de “filtro de areia lento” e desinfecção química. A indicação de se tratar a água independe da contaminação, decorre do fato que, quando se detecta a contaminação, a água já foi ingerida pelos frangos e o tratamento tem função preventiva (MACEDO, 2005).

A aplicação dos tratamentos à água é muito importante, o estudo de Xavier *et al.* (2011) alerta ao fato de que 90% das amostras de água da chuva armazenadas por comunidades rurais em cisternas localizadas no interior do estado de Pernambuco estavam com níveis elevados de contaminação microbológica, sendo portanto consideradas impróprias para o consumo.

Jaenisch (2003), recomenda para o tratamento da água de dessedentação, uma cloração pela adição de 3 (três) ppm de Cloro (hipoclorito de sódio), mas ressalta, que a água usada para vacinações das aves não pode ser clorada. Já Macedo (2005), recomenda uma dosagem superior de 5 (cinco) ppm de Cloro, pois segundo ele a OMS (Organização Mundial de Saúde) considera que uma concentração de 0,5 mg/L de cloro livre residual na água, depois de um tempo de contato de 30 minutos, garante uma desinfecção satisfatória da água.

Para melhor conservação da água armazenada na cisterna, recomenda-se que esta seja enterrada, pois assim a temperatura da água fica mais estável e reduz a proliferação de microrganismos. É importante ainda que as cisternas permaneçam sempre fechadas, evitando-se a entrada de insetos, roedores, pássaros e sujeiras (OLIVEIRA; GIRON; SCHIMIDT, 2009).

Existem diversos modelos de cisterna para armazenagem de água da chuva. Os materiais mais utilizados de acordo com Oliveira, Giron e Schimidt (2009), na construção são: vinimanta de PVC, manta de PEAD, fibra de vidro, alvenaria, ferro cimento ou concreto armado. Os reservatórios em fibra de vidro e alvenaria são mais empregados para meno-

res volumes de armazenagem, e os reservatórios de PVC, PEAD e concreto armado são recomendados para armazenagem de grandes volumes.

Gnadlinger (2005), do Instituto Regional da Pequena Agropecuária Apropriada, apresenta em seu estudo diferentes tipos de cisternas de baixo custo que podem ser construídas em comunidades rurais com vistas ao armazenamento e fornecimento dessa água aos animais, a saber, cisternas de placas de cimento, de tela-cimento, de tijolos, de ferro cimento, de cal e de plástico, demonstrando que naquela época os custos de implantação de cada 10 m³ dessas cisternas descritas giravam entre R\$ 175,43 e R\$ 322,50, o autor apresenta também informações que permitem observar que a construção de cisternas maiores tende a baratear um pouco esses valores.

Já Brito *et al.* (2005), apresentam um cálculo de custo bem superior de R\$ 2.060,83, para a construção de uma cisterna de placas pré-moldadas com capacidade para armazenar 16 m³ de água, mas apresentam adicionados aos seus cálculos o custo do sistema de filtragem e também de bebedouro. Os autores explicam que em casos de locais com possibilidade de uso de força da gravidade para deslocar a água tais custos calculados poderiam ser reduzidos.

No resultados do estudo de Zanin *et al.* (2009), observa-se que o retorno do investimento em aproveitamento da água da chuva é atrativo e ocorre num período entre 3 e 4 anos. No entanto, os autores destacam que o ganho maior é para o meio ambiente, pois a utilização de cisternas pode facilitar o aproveitamento da água das chuvas.

Com vistas à busca de alternativas ambientalmente mais sustentáveis na cadeia de produção de Aves, o objetivo do presente trabalho foi o de apresentar um exemplo de dimensionamento de cisterna, específico para as condições ambientais do município de Medianeira-PR exemplificando os cálculos com a situação de um Aviário.

2. Material E Métodos

Os dados de precipitação média foram obtidos do banco de dados da Cooperativa Agroindustrial Lar e referem-se ao controle de pluviosidade média de 20 anos do município de Medianeira, localizado no oeste do estado do Paraná.

A metodologia de cálculo de tamanho de cisternas utilizada no presente estudo encontra-se descrita pela EMBRAPA Suínos e Aves (GRINGS; OLIVEIRA, 2005) e pressupõe o emprego das Equações 1 e 2.

$$V_c = (V_d \times N_{dia}) + 10\%$$

Equação (1)

Sendo:

V_c = Volume da cisterna (m^3)

V_d = Volume de demanda da água diária (m^3)

N_{dia} = Número de dias de armazenagem

10% = Acréscimo de 10% em função da evaporação no período de armazenagem considerado.

Considerando que uma chuva de 1 mm sobre uma área de 1 m^2 produz 1 litro de água, pode-se calcular a fim de atender a necessidade calculada pela Equação 1 a área de telhado necessária para suprir a demanda por meio da Equação 2.

$$A = V_c \div Prec_Periodo$$

Equação (2)

Sendo:

A = Área de telhado para captação (m^2)

V_c = Volume da cisterna (m^3)

$Prec_Periodo$ = precipitação média no período considerado para captação (m)

Também é possível determinar a quantidade de água disponível para captação no município com base nos dados pluviométricos médios dos últimos 20 anos e da área em projeção do telhado (Equação 3). Nesse caso necessita-se também do coeficiente de escoamento superficial do tipo de telhado também denominado coeficiente de *runoff* (Tabela 1).

$$V_m = P \times A \times C$$

Equação (3)

Onde:

V_m = Volume médio mensal de água (L);

P = Precipitação média mensal (mm);

A = Área de coleta em projeção (m^2);

C = Coeficiente de *Runoff* (Tabela 1).

Conforme Tomaz (2003), o coeficiente de *runoff* para diferentes tipos de telhas pode ser observado na Tabela 1.

Material	Coeficiente de <i>Runoff</i>
Telhas cerâmicas	0,8 a 0,9
Telhas esmaltadas	0,9 a 0,95
Telhas corrugadas de metal	0,8 a 0,9
Cimento amianto	0,8 a 0,9
Plástico e PVC	0,9 a 0,95

Fonte: Tomaz (2003)

Tabela 1 – Coeficientes de *Runoff* médios para diferentes tipos de telha

3. Resultados E Discussão

Assim, avaliando-se uma situação de grande demanda de água, de acordo com a Tabela 2, em um aviário com 12.000 frangos de 8 semanas, que necessitasse armazenar água por um período de 30 dias, o reservatório deveria ter capacidade para um volume mínimo de 102.960 L ou 102,96 m^3 .

Porém segundo Grings e Oliveira (2005), deve-se utilizar para o dimensionamento das cisternas a demanda de apenas 15 dias, dessa forma pode-se prever o tamanho recomendado para a cisterna por meio da Equação 1. Por meio desse cálculo, dever-se-ia ter para essa situação uma cisterna com capacidade para 56,63 m^3 .

Vale aqui destacar que, em alguns momentos onde a estiagem for superior a 15 dias, evento raro, porém possível para a região, o agricultor necessitaria fazer uso de outra fonte de abastecimento de água.

Levando-se em conta a demanda adicional de água utilizada na limpeza do aviário, 7 vezes por ano, disponibilizada na Tabela 2, que é de 10 m^3 por lote sugere-se um aumento do volume da cisterna em aproximadamente 3,1 m^3 de onde se pode chegar ao valor de 59,73 m^3 , ou seja, aproximadamente 60 m^3 .

Dessa forma recomenda-se nesse trabalho que seja adotada uma Cisterna de 60 m^3 com a finalidade de suprir toda a demanda de água do aviário estudado.

Semana	mL/dia/Frango	L/dia/12 mil Frangos
1	32	384
2	69	828
3	104	1248
4	143	1716
5	179	2149
6	214	2568
7	250	3000
8	286	3432

Fonte: Giroto e Avila (2003)

Tabela 2 – Estimativa de consumo diário de água para aves

Considerando-se que de acordo com Giroto e Avila (2003), é necessário 1 m² de espaço para criação de 12 frangos e o referido dimensionamento está sendo realizado para um lote de 12.000 frangos, o aviário deve possuir 1000 metros quadrados de telhado. Sabendo-se também que o volume de precipitação no município de Medianeira se situa geralmente entre 90 e 275 mm de chuva por mês, calculando-se com base na Equação 2 a área necessária para o mês de menor precipitação, 90 mm ou 0,090 m de chuva, o resultado de área necessária de telhado a ser direcionado para cisterna seria de 666 m².

Observando-se também que o aviário todo tem 1000 m² e que cada mm de chuva por m² representa 1 litro de água, se pode também calcular pela Equação 3, supondo um runoff de 0,8, para saber quanto de água poderia ser coletada utilizando-se o tamanho total do aviário. Com esse raciocínio seria obtido um resultado de 72 m³ nos meses de menor precipitação e 220 m³ nos meses de maiores precipitações resultando em uma média de 146 m³ de água por mês. O que seria mais do que o suficiente para manter a cisterna, de aproximadamente 60 m³ calculada com base na demanda de água para des-sedentação das aves do aviário, cheia na maior parte do ano.

ILKIU (2009), estudando a coleta de água da chuva para o caso de um aviário com capacidade para alojar 18 mil frangos, localizado no município de São Jorge do Oeste – PR, onde o volume de precipitação médio mensal se situa entre 97,4 e 236,1 mm chegou à necessidade de implantação de uma cisterna de 55 m³, por meio de cálculos realizados com base no método prático brasileiro. O valor por ele encontrado para a cisterna foi inferior, porém próximo ao encontrado no presente estudo, vale aqui lembrar que Medianeira possui volume médio de precipitação mensal também inferior ao apresentado pelo autor para São Jorge do Oeste.

O custo da água distribuída pela Sanepar para Comercial/Industrial, que atende a região avaliada nesse estudo é de R\$ 39,73 para os primeiros 10 m³ mensais sendo que para cada m³ adicional é acrescido no valor da tarifa R\$ 4,47 (SANEPAR, 2012). Por ser a demanda de água para a atividade muito superior aos 10 m³ o custo mensal de água, se utilizado na propriedade esse sistema de abastecimento, estaria próximo ao valor de R\$ 500,00. Muitas propriedades da região possuem poços artesianos, mas mesmo assim deve-se considerar o custo da energia elétrica utilizada para o bombeamento da água até a superfície, valendo lembrar também que o tratamento químico também precisará ser realizado no

Quantidade de frangos no lote	Número de lotes por ano	m ³ de água/lote para higiene dos equipamentos
12000	7	10

Fonte: Bellaver e Oliveira, (2009)

Tabela 3 – Quantidade de água utilizada para limpeza de equipamento em granja de frangos

caso do uso das águas subterrâneas na dessedentação das aves.

O tratamento da água por meio de filtração e cloração é essencial tendo em vista que tanto a água pluvial como as subterrâneas trazem consigo muitas impurezas dissolvidas e se utilizadas sem o devido tratamento podem ocasionar inúmeras doenças, principalmente em aves que são animais muito sensíveis.

4. Conclusão

Com base nos cálculos realizados, para as condições do município de Medianeira-PR, para uma granja com 12.000 aves dispostas em um aviário de 1000 m² deve-se construir uma cisterna com capacidade de armazenamento de 60 m³, e poder-se-ia utilizar a coleta de água de apenas 666 m² deste telhado sendo que tal cisterna supriria a necessidade de água para dessedentação das aves e também para as atividades de higienização necessárias por um período calculado de 15 dias.

O período de 15 dias, na maioria dos meses é o intervalo máximo de dias sem ocorrência de chuva para região estudada, em casos extremos o agricultor precisará lançar mão de um abastecimento alternativo que não deve ser completamente descartado.

Os custos de implantação dependerão do tipo de cisterna escolhida para cada caso específico bem como do tipo e tamanho dos equipamentos de desvio de fluxo das primeiras águas, de filtração e cloração de água, indispensáveis para o uso do recurso com vistas à segurança alimentar dos animais.

Referências

ANDRADE NETO, C O de. Proteção Sanitária das Cisternas Rurais. In: XI SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL. 2004, Natal, Brasil. Anais ... Natal: ABES/APESB/APRH. 2004.

BELLAVER, C, OLIVEIRA, P.A. Balanço da água nas cadeias de aves e suínos. *Avicultura Industrial*, n.10, p.39-44, 2009.

BRITO, L.T.L.; PORTO, E.R.; SILVA, A.S.; CAVALCANTI, N.B. Cisterna rural: Água para o Consumo Animal. IEH - Instituto de Estudios del Hambre. 2005.

GIROTTI, A.F.; AVILA, V.S. Sistema de Produção de Frangos de Corte. EMBRAPA Suínos e Aves. Versão Eletrônica. Jan., 2003. ISSN 1678-8850.

GNADLINGER, J. Apresentação Técnica de Dife-

rentes Tipos de Cisternas, Construídas em Comunidades Rurais do Semi-árido Brasileiro. IRPAA - Instituto Regional da Pequena Agropecuária Apropriada. 2005.

GRINGS, V.H.; OLIVEIRA, P.A.V. Cisternas para Armazenagem de água da Chuva. MAPA – Ministério da Agricultura e Pecuária e EMBRAPA Suínos e Aves, 2005.

ILKIU, R.V. Aproveitamento de água pluvial em aviários. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Ambiental). Faculdade Dinâmica das Cataratas – UDC. 2009. 58p.

JAENISCH, F. R. F. Produção Frangos de Corte. Sistema de Produção, 2. Versão Eletrônica. Jul., 2003. ISSN 1678-8850. Embrapa Suínos e Aves.

MACEDO, J.A.B. Processo de desinfecção de água utilizada na avicultura por derivados clorados, como barreira sanitária ao vírus Influenza aviária. Faculdades Integradas Viana Júnior. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005.

OLIVEIRA, P.A.V.; GIRON, J.; SCHIMIDT, A. Cisterna para captação e armazenamento de água da chuva. Dia de Campo – Suinocultura e Meio Ambiente. Concórdia: EMBRAPA Suínos e Aves, 07 e 08 out. 2009.

SANEPAR. Tabela de tarifas de saneamento básico. Contas vencíveis a partir de 21 de março de 2012.

TOMAZ, P. Aproveitamento de água de chuva. São Paulo: Navegar, 2003, 180p.

XAVIER, R.P. *et al.* Microbiological quality of drinking rainwater in the inland region of Pajeú, Pernambuco, Northeast Brazil. *Revista do Instituto de Medicina Tropical de São Paulo*, São Paulo, v. 53, n. 3, June 2011.

ZANIN, A.; BALDISSERA, A.L.; BAGATINI, F.M.; BENDER, S.L. Aproveitamento sustentável da água da chuva em propriedades rurais: o uso de cisternas. In: VI Simpósio de Excelência em Gestão e Tecnologia - VI SEGeT, 2009, Resende, Brasil. Anais ... Resende: AEDB - Associação Educacional Dom Bosco. 2009.

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.

Simulação da qualidade de água em redes de distribuição empregando o EPANET-MSX

Water quality simulation in distribution network using EPANET-MSX

Roberto Suse* | Andréa Manami Yoshikawa | Edevar Luvizotto Junior

Data de entrada: 06/03/2013 | Data de aprovação: 28/03/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.126>

Resumo

Um estudo do programa EPANET-MSX é relevante no cenário nacional, pois se trata de importante ferramenta para avaliação da qualidade do produto transportado ao longo da rede de distribuição de água potável. Simulações de casos hipotéticos foram realizadas tendo por base as condições: decaimento de cloro de múltiplas origens, oxidação, transferência de massa e adsorção do arsênio, recrescimento bacteriano com inibição de cloro e decomposição da cloramina. A análise do programa por meio da aplicação em estudo de casos hipotéticos objetivou contribuir para ampliar o conhecimento sobre os problemas da modelação computacional da qualidade de água em sistemas de abastecimento e distribuição de água.

Palavras-chave: EPANET; EPANET-MSX; modelação computacional; qualidade de água.

Abstract

A detailed study of computer programs EPANET standard version and EPANET-MSX, extended version for multiple species, becomes relevant since, only recently have simulations quality water come to be recognized on the national scene as a important tool for assessing the quality of the product carried across the network. Simulations of hypothetical cases were carried out relying on the conditions: multi-source chlorine decay; oxidation, mass transfer, and adsorption of arsenic; bacterial regrowth with chlorine inhibition; and chloramine decomposition. A detailed analysis of these programs and application in studies of hypothetical cases aimed to contribute to enlarge knowledge about the problems of computer modeling quality of water supply systems and water distribution.

Key-words: EPANET; EPANET-MSX; computer modeling, water quality.

Roberto Suse*

Engenheiro Ambiental pela Universidade Federal do Paraná. Mestrando em Engenharia Civil - Área Saneamento e Ambiente na Universidade Estadual de Campinas.

Andrea Manami Yoshikawa

Tecnóloga em Saneamento Ambiental pela Universidade Estadual de Campinas. Mestre em Saneamento e Ambiente - FEC - Unicamp.

Edevar Luvizotto Junior

Engenheiro Civil pela Universidade Estadual de Campinas. Mestre e Doutor em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo. Pós-Doutor pela Universidade de Politécnica de Valência. Professor Colaborador nível MS3.2 da Universidade Estadual de Campinas.

*Endereço para correspondência: Rua Alberto Cerqueira Lima, 206, apto. 03, Taquaral, Campinas - SP.

E-mail: robertosuse@hotmail.com

Introdução

Os modelos computacionais de qualidade de água permitem complementar os processos de monitoramento de campo, facilitando o diagnóstico extensivo da qualidade de água nas redes de distribuição, tornando possível executar com segurança as medidas necessárias para otimização do processo e evitar a deterioração da qualidade de água em todos os pontos da rede. A qualidade de água em redes de distribuição está associada a uma série de fatores internos e externos que podem comprometê-la para o consumo. Esse comprometimento pode decorrer de eventos cotidianos decorrentes da operação, tais como: baixas velocidades e pontos de estagnação do escoamento, exposição a agentes externos em pontos de vazamentos ou por sabotagem (os ataques terroristas ocorridos nos Estados Unidos da América reforçaram a importância do monitoramento em redes de distribuição de água, vulneráveis a uma gama de ameaças, que inclui a sabotagem de instrumentos de supervisão e controle, injeção de produtos químicos ou de contaminantes biológicos (Vankayala, 2007). A instalação de sensores de alerta, sobre baixa qualidade de água, seria custoso devido à diversidade espacial da rede de distribuição. Assim, a utilização da modelação computacional facilitaria a tomada de decisões em casos emergenciais, valendo-se de informações de uma quantidade reduzida de pontos de monitoramento que são necessárias para a calibração e ajustes do modelo.

Este artigo apresenta um estudo sobre a ferramenta de domínio público EPANET-MSX (EPANET Multi-Species Extension, 2008), realizado através da análise de casos hipotéticos que permitiram avaliar as possibilidades de simulação. Considerou-se relevante a investigação para à compreensão deste aplicativo, objetivando sua utilização concreta, principalmente no cenário nacional, em que só recentemente as simulações hidráulicas passaram a ser reconhecidas como ferramenta importante para análise de sistemas de abastecimento de água. Este estudo tenta preencher uma lacuna, uma vez que nada se encontra em literatura nacional referente à simulação da qualidade de água envolvendo múltiplas espécies.

Fundamentação

O programa EPANET-MSX é uma extensão do EPANET versão padrão (2000) e permite mode-

lar qualquer sistema de múltiplas espécies químicas interativas. Este programa utiliza o mesmo algoritmo de transporte Lagrangeano usado pelo EPANET versão padrão. Segundo (Shang & Uber, 2008) o EPANET-MSX considera que existam duas importantes fases físicas dentro de um sistema de distribuição de água: a fase em massa (núcleo do transporte) e a fase de superfície (parede da tubulação), contudo alguns componentes podem coexistir nas duas fases.

A modelação ocorre seguindo princípios da conservação de massa acoplada à cinética de reações e alguns fenômenos regem toda a água contida no sistema: transporte advectivo em tubos; mistura completa e instantânea nos cruzamentos das tubulações; mistura completa nos reservatórios com o conteúdo já existente. As reações são divididas em duas classes: reação rápida/equilibrada (um ponto de equilíbrio pode ser assumido) e reação lenta/dinâmica (não são satisfatoriamente rápidas e/ou irreversíveis sendo inadequado utilizar uma formulação de equilíbrio para representá-las) (Shang & Uber, 2008).

Para utilizar o programa EPANET-MSX é necessário preparar dois arquivos de entrada: (1) arquivo padrão EPANET que descreve as características hidráulicas da rede em que está sendo analisada e possui a extensão (.inp); (2) arquivo especial EPANET-MSX que descreve as espécies a serem simuladas e as reações químicas ou modelos de equilíbrio que governam sua dinâmica, portanto, dependerá das informações que o usuário deseja obter e as espécies que deseja modelar e possui a extensão (.msx). O arquivo com o relatório de saída terá extensão (.rpt). O programa é executado em linha de comando e é necessário emitir o seguinte comando: *epanetmsx Arquivo1.inp Arquivo2.msx Arquivo3.rpt*.

Foram realizados três exemplos de simulações que envolvem reações de múltiplas espécies: (1) Decaimento de cloro de múltiplas origens; (2) Oxidação, transferência de massa e adsorção do arsênio e (3) Recrescimento bacteriano com inibição de cloro.

Decaimento de cloro de múltiplas origens.

O maior problema na modelagem do decaimento de cloro em sistemas de distribuição de água é quando coexistem mais de uma fonte de aplicação de cloro livre. Ou seja, com a mistura de diferentes fontes de cloro, torna-se difícil atribuir um coeficiente único de decaimento de

cloro que reproduza com precisão a taxa de decaimento da água misturada. Uma maneira para conciliar as constantes de decaimento de cloro é assumir que a qualquer momento esta seja a média ponderada dos valores de origem, em que os pesos são frações de cada fonte de água presente na tubulação. Essas frações podem ser deduzidas através da introdução de um composto traçador conservativo fictício em uma das fontes, denominado T1, cuja concentração foi fixada em uma constante de 1.0 mg/L. Assim, em qualquer ponto da rede a fração da água dessa fonte seria a concentração de T1, e a fração da água da segunda Fonte seria 1 - T1 (Shang & Uber, 2008), para o caso de duas fontes.

Portanto, a constante de decaimento de primeira ordem k para toda a tubulação do sistema é dada por:

$$k = k_1 \cdot T1 + k_2 \cdot (1.0 - T1) \quad \text{Equação (1)}$$

Sendo:

k_1 = constante de decaimento da Fonte 1

k_2 = constante de decaimento da Fonte 2

T1 = concentração do traçador conservativo fictício (mg/L)

Oxidação, transferência de massa e adsorção do arsênio.

As fontes de arsênio para o ambiente provêm do uso continuado de seus compostos como pesticidas, da lixiviação durante a mineração e fundição de ouro, chumbo, cobre e níquel (ocorre habitualmente nesses minérios), da produção de ferro e aço e da combustão de carvão, do qual é um contaminante (Baird, 2002). Em águas naturais, o arsênio está presente principalmente na forma de compostos inorgânicos, onde possui as valências 3+ e 5+ que, nos seres humanos, pode causar câncer (Borba *et al*, 2004).

Primeiramente, o modelo consiste numa reação química na solução em massa, entre o arsenito (As^{3+}) com a monocloramina (NH_2Cl), causando a oxidação do arsenito para arseniato (As^{5+}). Uma parte do arseniato (As^{5+}) se difunde através de uma camada limite para atingir uma concentração denotada por As_w^{5+} adjacente à superfície da parede do tubo. Essa concentração interage com o arseniato As_s^{5+} adsorvido na parede do tubo.

Portanto, devemos considerar que o sistema contém cinco espécies: (1) Arsenito dissolvido na solução em massa; (2) Arseniato dissolvido na solução em massa; (3) Monocloramina na solução em massa; (4) Arseniato dissolvido adjacente à superfície da parede do tubo, e (5) Arseniato sorvido na superfície do tubo.

O sistema inclui quatro equações de diferenciais (2 - 5) e uma equação algébrica (6) (Gu *et al*, 1994 citado por Shang & Uber, 2008):

$$\frac{dAs^{3+}}{dt} = -k_a As^{3+} (NH_2Cl) \quad \text{Equação (2)}$$

$$\frac{d(NH_2Cl)}{dt} = -k_b (NH_2Cl) \quad \text{Equação (3)}$$

$$\frac{dAs^{5+}}{dt} = k_a As^{3+} (NH_2Cl) - K_f A_v (As^{5+} - As_w^{5+}) \quad \text{Equação (4)}$$

$$\frac{dAs_w^{5+}}{dt} = K_f A_v (As^{5+} - As_w^{5+}) - A_v [K_1 (S_{max} - As_w^{5+}) As_w^{5+} - k_2 As_w^{5+}] \quad \text{Equação (5)}$$

$$As_s^{5+} = \frac{k_s S_{max} As_w^{5+}}{1 + k_s As_w^{5+}} \quad \text{Equação (6)}$$

Em que:

k_a é o coeficiente da taxa de oxidação do arsenito;

k_b é o coeficiente da taxa de decaimento da monocloramina;

K_f o coeficiente da taxa de transferência em massa;

A_v a área de superfície do tubo por litro de volume do tubo;

k_1 o coeficiente da taxa de adsorção;

S_{max} o coeficiente de concentração máxima de adsorção de arseniato;

k_2 o coeficiente da taxa de desadsorção e k_s a relação k_1/k_2 .

Recrescimento bacteriano com inibição de cloro

O modelo utilizado pelo EPANET-MSX é baseado em estudos feitos por (Zhang *et al*, 2004) e confirmado por outros modelos de qualidade de água encontrados na literatura. Apresenta um novo modelo matemático que permite prever o recrescimento bacteriano no tempo e no espaço

em um sistema de distribuição de água. O modelo permite obter uma compreensão dos eventuais controles e medidas necessárias para proteger a qualidade da água em relação a este parâmetro.

As variáveis dependentes são: bactérias livres na massa de água (X_b), bactérias associadas ao biofilme da parede do tubo (X_a), carbono orgânico dissolvido biodegradável ou substrato orgânico na massa de água (S), e cloro na massa de água (Cl_2).

As equações principais que governam a modelagem química deste exemplo e que devem ser descritas no arquivo de entrada, são apresentadas abaixo (Zhang *et al*, 2004):

$$\frac{dX_b^{n+1}}{dt} = \mu_b X_b^* + \frac{k_{det} X_a^* v}{R_h} - k_d X_b^* - k_{dep} X_b^* \quad \text{Equação (7)}$$

$$\frac{dX_a^{n+1}}{dt} = \mu_a X_a^* - k_{det} X_a^* v - k_d X_a^* - k_{dep} X_b^* R_h \quad \text{Equação (8)}$$

$$\frac{dS^{n+1}}{dt} = \left(\frac{1}{Y_{\beta}} \right) \left(\frac{\mu_a X_a^*}{R_h} - \mu_b X_b^* \right) \quad \text{Equação (9)}$$

$$\frac{dCl_2^{n+1}}{dt} = -k_b Cl_2^* - \frac{k_w}{R_h} \quad \text{Equação (10)}$$

Sendo:

X_a é o número de bactérias aderidas no biofilme (cell/cm²);

X_b é o número de bactérias livre na massa de água (cell/mL);

k_{det} a constante cinética de primeira ordem para separação de bactérias (hr⁻¹.(m/s)⁻¹);

v a velocidade da água na tubulação (m/s);

R_h - raio hidráulico (cm); k_d a taxa de mortalidade bacteriana (hr⁻¹);

k_{dep} - constante cinética de primeira ordem para bactérias livres depositadas na parede do tubo (hr⁻¹);

μ_a é a taxa de crescimento específico de bactérias anexadas à parede do tubo (hr⁻¹);

μ_b - taxa de crescimento específico de bactérias livres na massa de água (hr⁻¹);

Y_{β} é o coeficiente de produção das bactérias (mg/mg);

β é o número equivalente de bactérias para 1 mg de carbono orgânico na biomassa celular (cell/mg C);

k_b é a constante cinética de primeira ordem para decaimento de cloro na massa de água (hr⁻¹);

k_w a constante de taxa de ordem zero para a reação da parede (mg/cm²/h).

Metodologia

Simulações de casos hipotéticos foram realizadas utilizando-se o programa EPANET-MSX. As redes utilizadas nos estudos são ilustradas pelas Figura 1 e Figura 2.

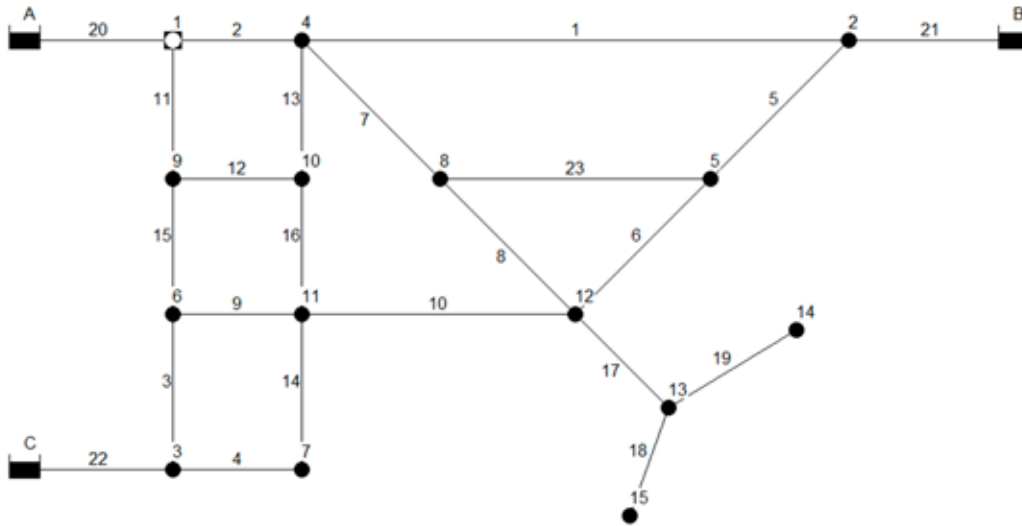


Figura 1 – Rede 1 (Al-Zahrani & Moied, 2003) constituída por 15 nós, 23 elementos e 3 fontes de abastecimento.

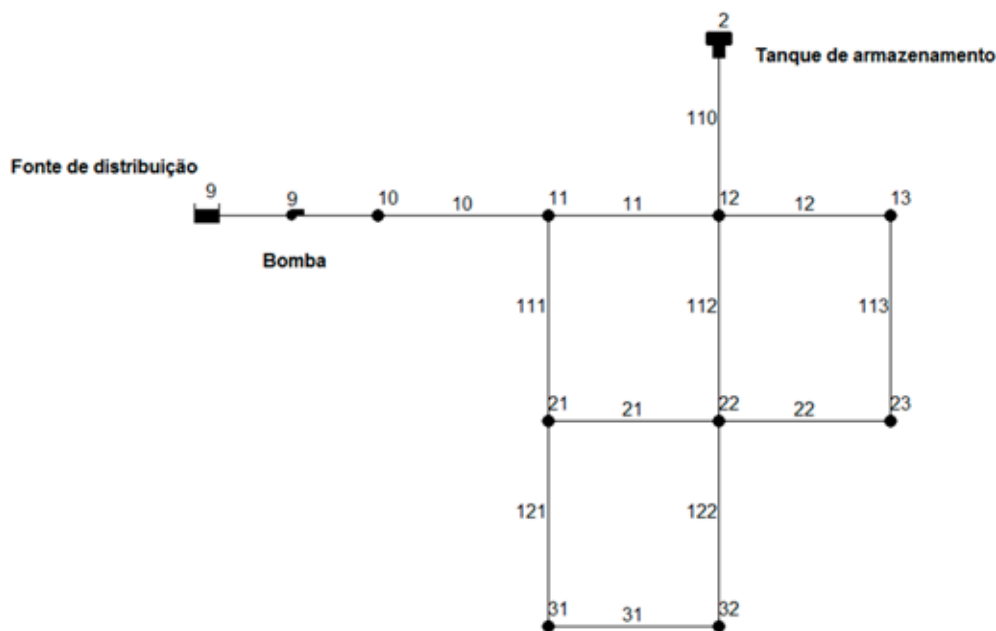


Figura 2 – Rede Hipotética 2 constituída por 9 nós, 12 elementos, 1 fonte de abastecimento, 1 bomba e 1 tanque de armazenamento.

Decaimento de cloro de múltiplas origens

O estudo de caso 1 tem por base a topologia da rede apresentada na Figura 1.

Situação: Sistema de distribuição com três fontes de abastecimento

Segundo (Beleza, 2005) as constantes cinéticas de decaimento do cloro não apresentam “valor de referência”, e podem variar facilmente dependendo de vários parâmetros como a origem da água, o local, a natureza geológica, a captação (água subterrânea ou superficial), possíveis contaminações, processos de tratamento, temperatura em que ocorrem as reações, entre outros, (Trimboli, 2006), através do “bottle test” ou “teste da garrafa”, encontrou uma constante de decaimento para o cloro em torno de 0,144 dia⁻¹ na água potável de uma rede de distribuição localizada na cidade de Jundiaí - SP.

Valores das constantes de decaimento de (Beleza, 2005) e (Trimboli, 2006) foram utilizados para realizar a 1ª simulação: $k_a = 0,144 \text{ dia}^{-1}$ (Fonte A); $k_b = 17,7 \text{ dia}^{-1}$ (Fonte B) e $k_c = 12,4 \text{ dia}^{-1}$ (Fonte C). Foi realizada a simulação de um cenário de 48 horas empregando uma dosagem de cloro livre na quantidade de 2 mg/L nas 3 fontes de abastecimento.

Oxidação, transferência de massa e adsorção do arsênio

O estudo de caso 2 tem por base a topologia da

rede apresentada na Figura 2.

Situação: Alta concentração de arsênio total na rede

O trabalho realizado por (Borba *et al*, 2004) analisou a qualidade de água de algumas minas auríferas subterrâneas e nascentes das regiões de Ouro Preto e Mariana, no Quadrilátero Ferrífero – MG. Durante essas análises, foram encontradas concentrações de arsênio total variando de 2 a 2980 µg/L e de As³⁺ de 1 até 86 µg/L. O Valor Máximo Permitido (VMP) pela Portaria 518/04 para Arsênio é de 10 µg/L. Essa região, devido à sua geologia, deve ter suas águas de abastecimento público constantemente monitorada, principalmente nas áreas de risco, quanto à presença de arsênio, pois os tratamentos por adição de cloro e flúor não removem o arsênio da água (Borba *et al*, 2004).

Essa simulação supôs uma falha no monitoramento de arsênio e a possibilidade de uma grande concentração dessa substância ser introduzida na rede de distribuição. As concentrações iniciais de arsenito, arseniato e arsênio total foram retirados de uma das análises de águas subterrâneas de (Borba *et al*, 2004) e a dosagem de monoclорamina na fonte de abastecimento foi simulada considerando sua concentração em 3 mg/L (VMP segundo Portaria 518/04). As simulações seguiram as características apresentadas na Tabela 1.

Espécie	Concentração inicial na Fonte
*Arsenito (As ³⁺)	86 µg/L
*Arseniato (As ⁵⁺)	2894 µg/L
*Arsênio Total (AsTot)	2980 µg/L

*dados da amostra de água subterrânea em Passagem de Mariana (Borba et al, 2004)

Tabela 1 – Características para simulação do caso 2

Recrescimento Bacteriano

O estudo de caso 3 tem por base a topologia da rede apresentada na Figura 2.

Situação: Injeção de bactérias livres em um determinado nó

Um caso típico que geralmente ocorre em estações de tratamento de água é a parada da bomba devido a falhas mecânicas ou operacionais. Essa parada pode ser considerada um fator de risco para a água potável na rede de distribuição, ou seja, durante o período de tempo que a bomba não está em funcionamento pode ocorrer uma demanda negativa (ponto de sucção) em determinado ponto da rede e a entrada de contaminantes na rede.

Essa simulação avalia a situação de uma parada da bomba, das 1:00 as 9:00 horas (do primeiro dia), sendo a demanda suprida pelo reservatório

de nível variado. Supondo que neste reservatório não há dosagem de cloro e que exista uma pressão negativa no nó 11 (localizada no início da rede) – decorrente de vazamentos na tubulação – e uma grande quantidade de bactérias livres seja injetada nesse ponto na velocidade de 10⁶ µg/ minuto, considerando um padrão de injeção de 8 horas (das 1:00 as 9:00 horas do primeiro dia) para o período simulado de 48 horas. A Tabela 2 mostra os parâmetros utilizados para a simulação deste caso.

Parâmetro	Valores de injeção	Qualidade da água nos nós da rede
Bactérias livres (X _b)	106 µg/ minuto	10 ⁸ células/m ³ (na rede)
Bactérias anexadas ao biofilme (X _s)	-	10 ⁷ células/cm ² (na rede)
Substrato Orgânico (S)	-	0.4 mg/L (na rede)

Tabela 2 – Características da simulação na condição de falha do sistema

Resultados

Alguns resultados da aplicação do modelo aos casos propostos estão sintetizados nas figuras 3, 4 e 5.

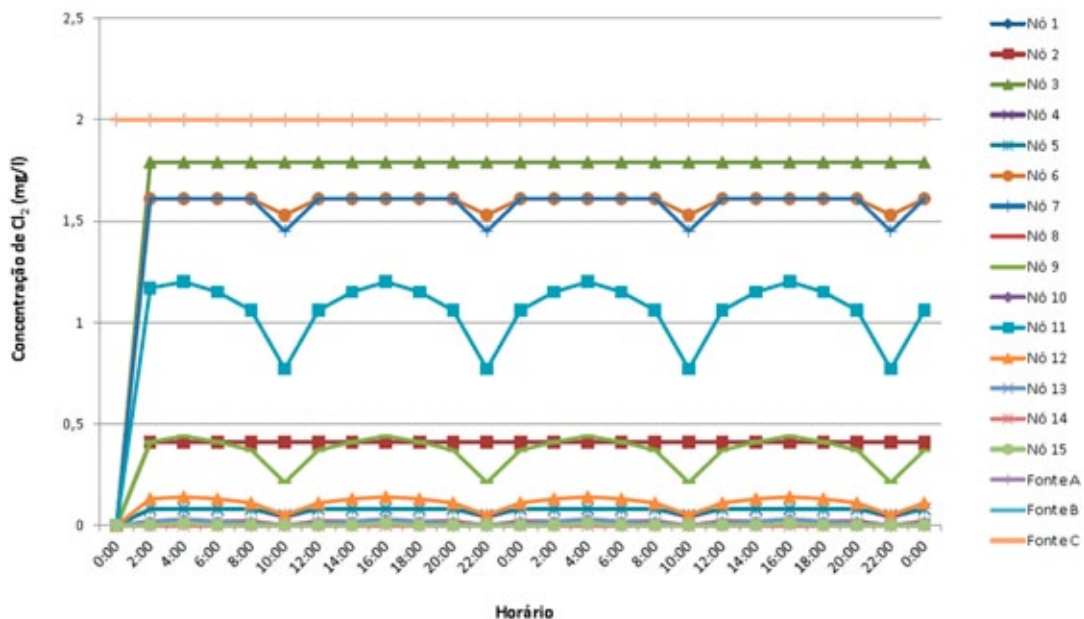


Figura 3 – Resultados de simulação do caso 1 - 3 fontes de abastecimento com dosagem de cloro.

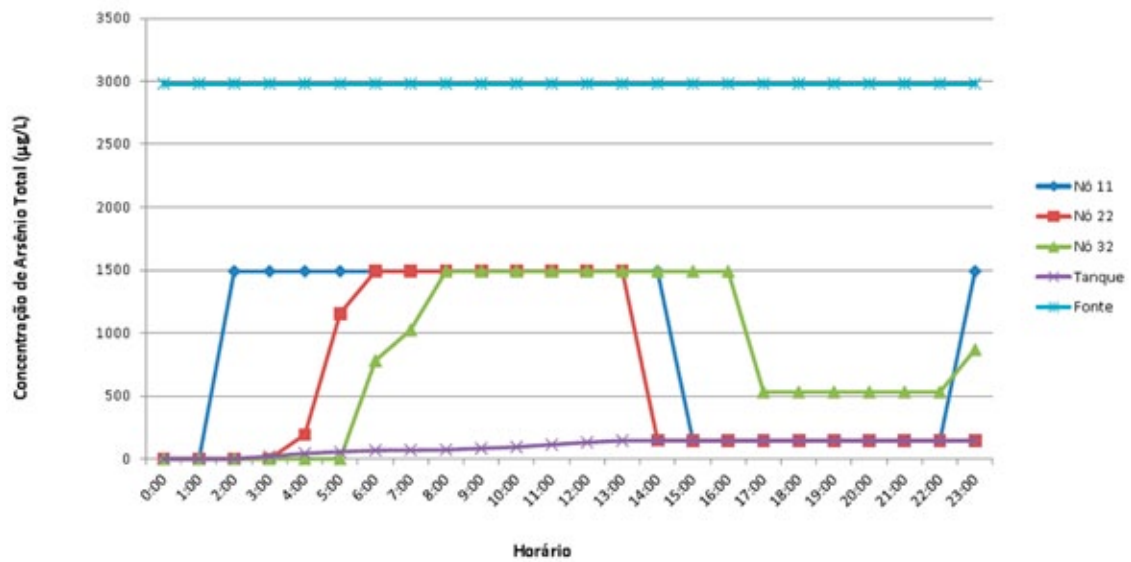


Figura 4 – Resultados de simulação do caso 2 - alta concentração de arsênio total na rede.

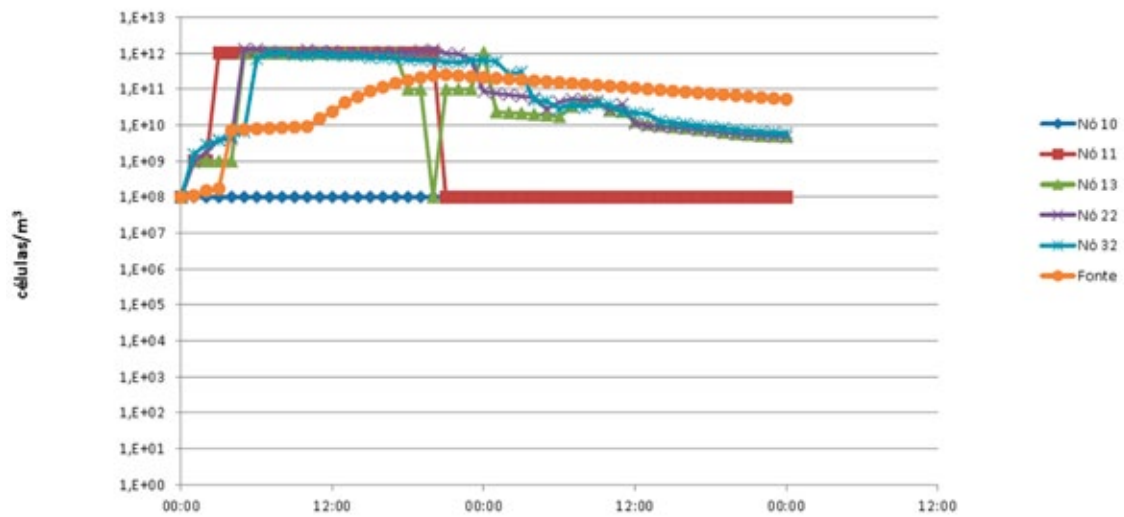


Figura 5 – Resultados de simulação do caso 3 - números de bactérias livres.

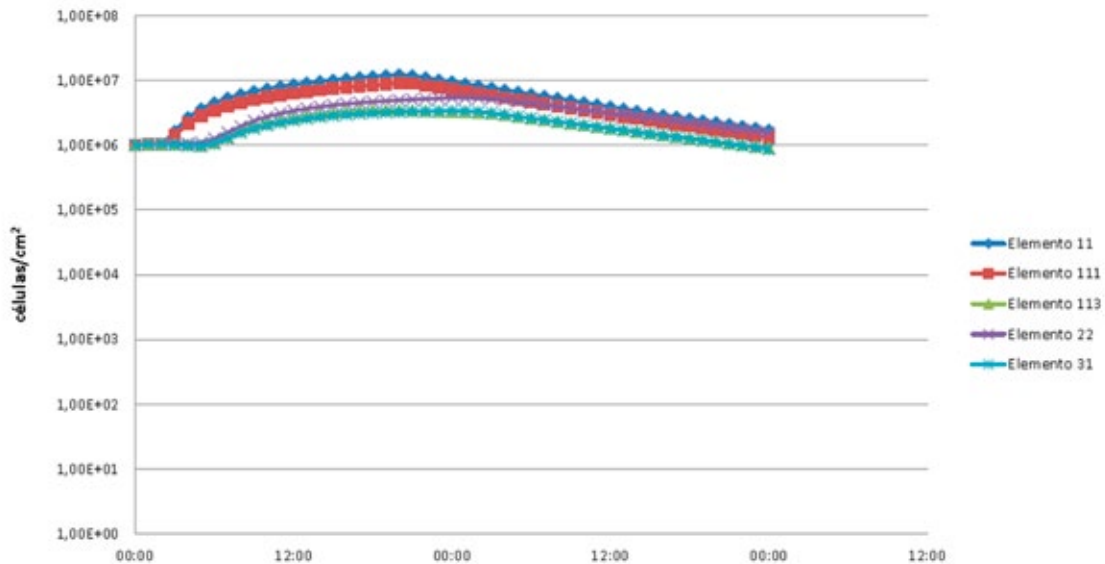


Figura 6 – Resultados de simulação do caso 3 - número de bactérias anexadas.

Discussão

Caso 1 - Decaimento de cloro de múltiplas origens: sistema de distribuição com três fontes de abastecimento.

A Portaria 518/04 determina após a desinfecção da água, a manutenção de no mínimo 0,2 mg/L de cloro residual livre em qualquer ponto da rede de distribuição. No caso da rede estudada constatou-se que 8 nós não atenderam esta determinação, conforme Figura 3, ou seja, 53,3% da rede estaria comprometida com pontos de deficiência de cloro residual livre. O que ocorreria se o monitoramento para o atendimento da Portaria não contemplasse estes pontos?

Em trabalho realizado por (Al-Zahrani & Moied, 2003) visando à localização ótima de estações de monitoramento, os autores obtiveram como conjunto de melhores pontos de monitoramento os nós 15, 8, 10 e 11. Por sua vez, (Hirose, 2010) observou que além desses, um conjunto de pontos ótimos de monitoramento poderia também ser composto pelos nós 7, 8, 11 e 15. Comparando os resultados encontrados por esses autores com os resultados obtidos pelo EPANET-MSX e, considerando que os melhores pontos para monitoramento em uma rede de distribuição de

água sejam os que têm condições críticas, o EPANET-MSX também consideraria adequado como pontos de monitoramento os nós 8, 10 e 15.

Os nós 11 e 7 mantiveram uma concentração estável de cloro, por isso poderiam deixar de serem englobados no conjunto de nós para monitoramento. Cabe observar que, (Al-Zahrani & Moied, 2003) e (Hirose, 2010) consideram vazões constantes na rede, ao contrário do EPANET-MSX, que utilizou variação no consumo de água ao longo do tempo.

Caso 2 - Oxidação, transferência de massa e adsorção do arsênio: alta concentração de arsênio total na rede.

Altas concentrações de arsênio levaram aproximadamente 5 horas para atingir um dos pontos mais distante da rede (nó 32), conforme Figura 4. A concentração de arsênio total no nó 11 (ponto mais próximo à fonte de abastecimento) nas primeiras horas já atinge valores extremamente altos da espécie química, cerca de 1490,06 µg/L. Valor extremamente alto quando comparado ao VMP estabelecido pela PORTARIA 518/04, que é de 10 µg/L.

O nó 22 (nó intermediário da rede) é atingindo por altas concentrações de arsênio total cerca de

4 horas após a falha no sistema e o tanque de armazenamento após 3 horas. O tanque apresentou as concentrações mais baixas de arsênio total.

Caso 3 - Recrescimento Bacteriano: Injeção de bactérias livres em um determinado nó.

Segundo (Van der Kooij, 2003), a concentração de bactérias livres consideradas “não perigosas” está na faixa de $10^7 - 10^9$ células/ m^3 em redes de distribuição de água da Europa e América do Norte. Em observância com dados de (Nunes *et al*, 2007) citado por (Juhna *et al*, 2009) as bactérias anexadas ao biofilme das tubulações encontram-se em torno de 10^6 células/ cm^2 .

Nesta simulação, o número de bactérias livres variou de 10^8 a 10^{12} células/ m^3 em quase todos os pontos da rede de distribuição (Figura 5), ou seja, a intrusão de bactérias livres ocorreu e elevou o número de bactérias livres na massa de água. A parada da bomba e a demanda negativa no nó 11 da rede ocorreram entre as 1:00 e 9:00 horas (do primeiro dia). A Tabela 3 mostra a faixa de horário em que houve picos de bactérias livres nos nós (início, intermediário e final) e o horário em que a rede estava normalizada.

A bomba foi religada às 10:00 (1º dia), contudo a situação só começou a se normalizar (número de bactérias livres abaixo de 10^{10} células/ m^3) as 21:00 (1º dia) nos nós de início da rede; entre 14:00 e 15:00 (2º dia) nos nós intermediários da rede e as 18:00 (2º dia) nos nós finais da rede. O número de bactérias anexadas ao biofilme atingiu picos de 10^{12} no elemento 11, onde ocorreu a demanda negativa e passado às 48 horas ainda mantinha alta concentração no número de bactérias em 10^9 . O número de bactérias anexadas ao biofilme variou de 10^5 a 10^7 células/ m^3 nos ele-

mentos. Os elementos mais próximos ao ponto de injeção mantiveram picos de 10^7 células/ m^3 por várias horas após a ocorrência e o elemento 31 (um dos elementos mais distantes do rompimento) não apresentou grandes oscilações desse parâmetro, mantendo-se em 10^6 células/ m^3 .

As simulações realizadas tentaram avaliar o tempo que uma parada de bomba aliada a uma injeção de bactérias, em um determinado ponto da rede afeta o sistema de distribuição. Em uma situação real, após determinar esse período, seria possível estimar o tempo necessário de descarte de água para “limpar” a rede de distribuição sem grandes desperdícios.

Conclusões

A multiplicidade de eventos que o EPANET-MSX pode simular é bastante extensa e sua potencialidade pôde ser verificada através dos estudos de caso apresentados neste trabalho. Casos reais devem ser estudados com o objetivo de comprovar o nível de precisão dos resultados previstos pela simulação. Entretanto, as aplicações hipotéticas permitiram o entendimento do problema da modelação computacional da qualidade em redes de distribuição de água. Os resultados evidenciam que as simulações apresentadas são factíveis de emprego na prática.

A utilização desta ferramenta em problemas reais poderá nortear operações da rede hidráulica para melhoria da qualidade de água, evitando descargas de grandes volumes de água para esta finalidade (circulação de “zonas mortas” ou com baixas velocidades). Aplicação desta ferramenta é ainda recente no Brasil, mas certamente é de grande interesse no contexto do saneamento ambiental.

Nós		11 (início)	13 (intermediário)	22 (intermediário)	32 (final)
Picos	Início	3:00	5:00	5:00	6:00
	Fim	20:00	17:00	22:00	27:00
Normalizada (10^{10} células/ m^3)		21:00	15:00 (2º dia)	14:00 (2º dia)	18:00 (2º dia)

Tabela 3 – Faixa de horário em que houve picos de bactérias livres nos nós

Referências

BAIRD, C. Química Ambiental. 2ª edição. Porto Alegre: Bookman, 2002.

BELEZA, J.M.B.B. Simulação das concentrações de cloro residual e trihalometanos em redes de distribuição de água para consumo humano. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Química. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2005.

BORBA, R.P.; FIGUEIREDO, B.R.; CAVALCANTI, J.A. Arsênio na água subterrânea em Ouro Preto e Mariana, Quadrilátero Ferrífero (MG). R. Esc. Minas, Ouro Preto, p. 45-51, 2004.

HIROSE, H.S.N. Localização ótima de estações de monitoramento de qualidade da água em redes de distribuição baseada em algoritmos genéticos. Trabalho de Conclusão de Curso. FEC. UNICAMP. 2010.

PORTARIA Nº 518/04, DE 25 DE MARÇO DE 2004 DO MINISTÉRIO DA SAÚDE; estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras

providências.

SHANG, F.; UBER, J.G. Epanet Multi-Species Extension user's manual. US Environmental Protection Agency. 2008.

TRIMBOLI, M.J. Aplicação e análise de um modelo de qualidade de água para a determinação da concentração de cloro livre em um setor de abastecimento de água. Dissertação de mestrado. FEC. Unicamp. 2006.

VAN DER KOOIJ, D. Managing regrowth in drinking water distribution systems. In: HPC and Drinking-water Safety. World Health Organization (WHO). London. Chapter 11. 2003.

VANKAYALA, P. Contaminant Source Identification in Water Distribution Networks under the conditions do Uncertainty. North Carolina State University. Master of Science in Civil Engineering. 2007.

ZHANG, W.; MILLER, C.T.; DIGIANO, F.A. Bacterial Regrowth Model for Water Distribution Systems Incorporating Alternating Split-Operator Solution Technique. Journal of Environmental Engineering. 2004.

O site da Revista DAE está repleto de novidades

ASSINE GRATUITAMENTE
O BOLETIM ELETRÔNICO,
É SÓ SE CADASTRAR



Avaliação da modificação de um sistema composto por tanque séptico e filtro anaeróbio por um modelo de aeração compartimentada.

Evaluation of the modification of a system consisting of septic tank and anaerobic filter for a model of compartmentalized aeration

Josué Tadeu Leite França* | Ronaldo Stefanutti | Bruno Coraucci Filho
Luccas Erickson Marinho | Gentil Tereziano Rodrigues

Data de entrada: 23/10/2013 | Data de aprovação: 23/04/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.127>

Resumo

Este trabalho teve como objetivo avaliar a modificação de um sistema de tratamento composto por dois tanques sépticos com operação em paralelo por um modelo de aeração compartimentada. Tal proposta visa atender à obtenção da Licença de Operação (L.O) e ao padrão de lançamento. Após as adequações, foi feita a comparação dos resultados obtidos com resultados da situação inicial. A remoção de carga orgânica passou de 59% para 95%, com a DBO efluente em torno de 30 mg/L⁻¹. A média com relação ao residual de oxigênio dissolvido no efluente foi de 1,90 ± 1,2 mg/L⁻¹, a densidade de potência 30 W/m³, o consumo de energia foi de 37 kWh.hab⁻¹ e o custo da modificação per capita foi de R\$ 140,00.

Palavras-chave: Tanque séptico, Filtro anaeróbio, Modificação e Aeração.

Abstract

This work aimed to evaluate the modification of a treatment system comprising two septic tanks and two anaerobic filters with parallel operation for a model of compartmentalized aeration. This proposal aims to meet to obtain an Operating License (LO) and the discharge parameters. After the adjustments, it was compared the results obtained and the results of the initial situation. The removal of organic matter increased from 59% to 95%, with an average BOD of the effluent around 30 mg/L⁻¹. The average of residual dissolved oxygen in the effluent was 1,90 ± 1.1 mg/L⁻¹, the power density of 30 W.m⁻³, the energy consumption was 37 kWh.inh⁻¹ and the cost of modification per capita was US\$ 63,00.

Key-words: Septic tank, Anaerobic filter, Modification and Aeration.

*Curriculum dos autores - ver página 55

1. Introdução

O emprego do processo biológico anaeróbio por meio de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio apresenta várias vantagens quando comparado ao processo biológico aeróbio, entre os quais, menor consumo de energia, menor produção de lodo e menor área para implantação. Apresentam, no entanto desvantagens como: baixa eficiência de remoção com relação à carga orgânica (<70%); pouca eficiência na remoção de nutrientes (N e P); eventual desequilíbrio no processo exalam fortes odores que causam transtornos junto a população, cor no efluente, além de obstrução periódica do material filtrante; produz metano que se não queimado para aproveitamento energético e liberado para o ambiente é 21 vezes mais prejudicial que o CO₂ em se tratando do efeito estufa (IPCC, 2001).

“Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver uma alternativa para adequação de sistema constituído por tanque séptico e filtro anaeróbio, tendo em vista tratar-se de sistema amplamente utilizado para pequenas comunidades no Brasil, que venha atender à legislação vigente e às seguintes premissas: facilidade operacional, baixo custo de implantação e manutenção, menor agressão ao ambiente e atendimento às demandas de sustentabilidade.

Os tratamentos biológicos aeróbios mais utilizados são os sistemas de lodos ativados, valo de oxidação, lagoas de estabilização e suas variantes aeradas. Esses sistemas apresentam vantagens, como alta eficiência na remoção de cargas orgânica e de nutrientes, não liberam metano para o ambiente, entretanto, como desvantagens, apresentam consumo de energia, custo elevado de operação e manutenção e produzem mais lodo seco por Kg de DBO removida, se comparado com os processos anaeróbios.

2. Objetivo

Este estudo tem como objetivo promover a modificação de um sistema anaeróbio de tratamento

de esgoto para um sistema aeróbio.

3. Materiais e métodos

A avaliação da modificação do processo de tratamento foi realizada em três etapas distintas, onde variou-se a densidade de potência aplicada nos tanques de aeração.

3.1 Local do experimento e histórico

A estação de tratamento de esgoto, base da condução do estudo, localiza-se no Distrito de Bom Retiro, município de Angatuba, região sudoeste do Estado de São Paulo. De acordo com os dados da CEPAGRI no ano de 2012 a temperatura média para o município foi de 20,9°C e o índice de pluviosidade médio foi de 1.282,2 mm para aquele ano.

O sistema de tratamento, era constituído por dois conjuntos paralelos de tanques séptico seguido de filtro anaeróbio. Foi projetado para atender 300 ligações, sendo que iniciou operação em 1994 com 366 ligações. Na Tabela 01 estão apresentadas as dimensões das unidades projetadas.

Nessas condições, aliada à limitação inerente ao processo, mesmo sendo operado adequadamente, o sistema apresentava uma baixa eficiência na remoção de carga orgânica.

Em 2010, com 556 ligações de esgoto, além da baixa eficiência na remoção de carga orgânica, apresentava fuga excessiva de lodo para o corpo receptor, comprometendo ainda mais a qualidade do efluente.

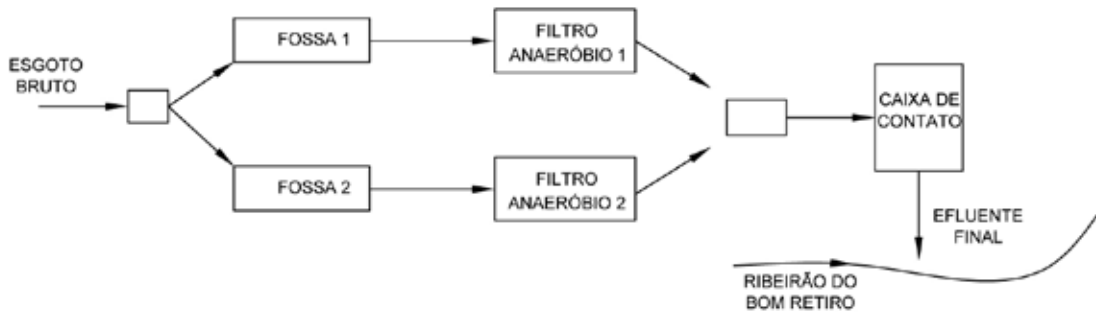
Após estudos técnicos preliminares, levando em conta o volume para aeração e para sedimentação, o tempo de detenção hidráulico recomendado, a necessidade de oxigênio e a carga volumétrica aplicada nos tanques facultativo e de polimento, foi elaborada a concepção de um sistema aeróbio, utilizando todas as estruturas existentes na estação de tratamento de esgoto. A Figura 1 apresenta o croqui do modelo inicial e do modelo aeróbio proposto.

Unidades	Comprimento	Largura (m)	Profundidade Útil (m)	Volume (m ³) por unidade
Tanque séptico I e II	9,90	3,50	3,60	98,58
Filtro anaeróbio 1 e 2	13,85	5,80	2,05	164,67

Fonte: Sabesp, 2010

Tabela 1 – Medidas das unidades antes da adequação da ETE Bom Retiro

SISTEMA IMPLANTADO NO ANO DE 1994



MODIFICAÇÃO REALIZADA NO ANO DE 2010

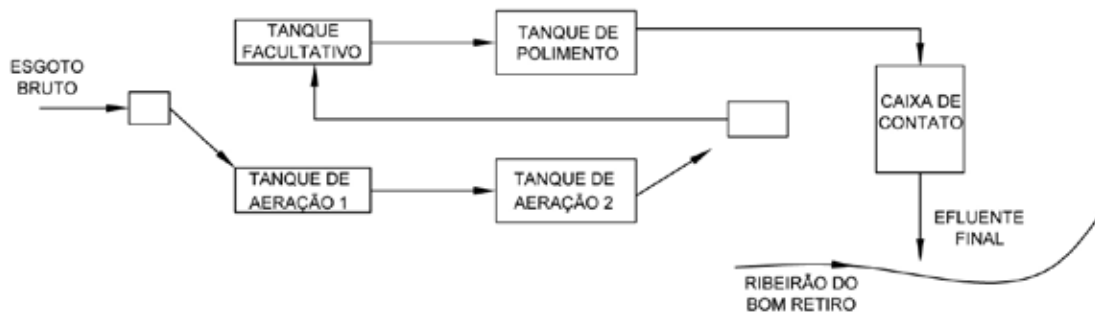


Figura 1 – Croqui do sistema de tratamento de esgoto antes e após a modificação.

3.2 Planejamento do estudo na ETE do Distrito Bom Retiro

Foi avaliado nas três etapas o sistema de aeração nos tanques de aeração (TA I e TA II). A submersão e a inclinação dos aeradores para todas as etapas foram de 0,90 m e 0° com a horizontal, respectivamente. A Tabela 2 mostra o nº de aeradores e a potência aplicada em cada etapa do estudo. As Figuras 2, 3, 4 e 5 mostram as unidades já modificadas e em operação.

5. Resultados e discussão

Baseado nos resultados obtidos de uma série histórica referente ao período de 2002 a 2008 efetuou-se o cálculo da eficiência do Tanque Séptico seguido de Filtro Anaeróbico da ETE Bom Retiro em relação à remoção da DBO. Os resultados são pontuais e estão na Tabela 3. De acordo com os dados encontrados, a eficiência média do sistema era de 61,18% de remoção de DBO, valores esses dentro do esperado de acordo com Hartmann *et al.* (2009)

	T.A I	T.A II	Período
Volume (m ³)	98,58	164,67	
Etapa I			
Aerador 5 CV	2 unidades	2 unidades	Jan. à Jul. 2011
Potência (CV)	10	10	
D.P (W/m ³)	74	45	
Etapa II			
Aerador (3 CV)	3 unidades	-	Ago.2011 à Jan. 2012
Aerador (2 CV)	-	3 unidade	
Potência (CV)	9	6	
D.P (W/m ³)	67	27	
Etapa III			
Aerador (5 CV)	1 unidade	1 unidade	Fev. à Ago. 2012
Potência (CV)	5	5	
D.P (W/m ³)	37	22	

Tabela 2 – Etapas do experimento



Figura 2 – Tanques de aeração I e II

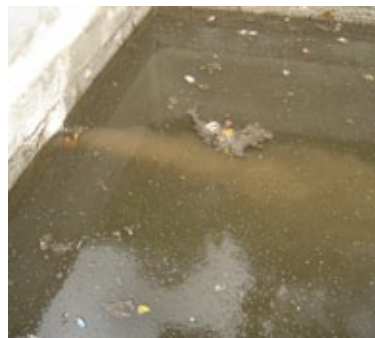


Figura 3 – Tanque Facultativo



Figura 4 – Modificação concluída



Figura 5 – Monitoramento do efluente

Data	DBO Afluente (mg O ₂ L ⁻¹)	DBO Efluente (mg O ₂ L ⁻¹)
04.12.2002	730	247
16.09.2003	708	323
20.09.2005	744	250
08.03.2006	794	345
27.03.2007	742	395
31.07.2007	892	260
27.02.2008	603	220
22.10.2008	683	240

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2010

Tabela 3 – Valores da DBO afluente e efluente da ETE Bom Retiro, Angatuba, SP

5.1 Valores da DBO afluente da ETE Bom Retiro – Angatuba-SP

Para cálculo da carga orgânica afluente e para o dimensionamento do sistema de aeração, considerou-se como DBO afluente a média aparada obtida na Tabela 04, período de Agosto de 2010 a Fevereiro de 2012 com coletas pontuais na frequência semanal. Nesse cálculo foram desprezados 12% dos maiores e 12% dos menores valores. A média aparada a 24 % da DBO afluente e o desvio padrão foi de 674 ± 137 mg/L⁻¹. (valores desprezados em vermelho)

5.2 - Contribuição da vazão de esgoto estimada no Distrito Bom Retiro.

Preliminarmente em 2010 para elaboração da concepção da proposta de modificação, avaliou-

-se a estimativa de contribuição de esgoto, por meio de uma série histórica de dados referentes ao Volume Consumido Micromedido (VCM), o número de ligações, coeficiente de retorno e o número de habitantes por domicílio conforme dados do (IBGE, 2010). Os resultados estão na Tabela 05.

Posteriormente quando foi iniciada a operação do sistema modificado, foram registrados dados de vazões pontuais medidas em dias e horários diferentes, durante os meses de Janeiro a Julho de 2011 conforme Tabela 6.

Para referendar, o parâmetro de dimensionamento adotado (vazão da contribuição de esgoto), verificou-se a mesma série histórica para 2011 conforme Tabela 7 e os resultados apresentados estão compatíveis com a vazão adotada.

Data	DBO	Data	DBO	Data	DBO
06.08.2010	763	11.05.2011	663	28.12.2011	704
10.08.2010	763	24.05.2011	582	03.01.2012	905
17.08.2010	460	31.05.2011	744	10.01.2012	844
24.08.2010	703	20.06.2011	643	11.01.2012	956
01.09.2010	683	28.06.2011	884	12.01.2012	563
15.09.2010	984	26.07.2011	663	16.01.2012	764
29.09.2010	804	09.08.2011	905	26.01.2012	400
19.09.2010	442	20.09.2011	764	02.02.2012	503
28.10.2010	864	25.10.2011	350	06.02.2012	400
14.04.2011	462	20.12.2011	764	07.02.2012	460
28.04.2011	442	21.12.2011	824	08.02.2012	543

Tabela 4 – DBO afluente em mg O₂. L⁻¹ da ETE Bom Retiro – Angatuba SP

Mês	VCM m ³ mês ⁻¹	N ° Ligações de água	N ° Ligações de esgotos	Consumo per capita L.hab ⁻¹ d ⁻¹	Esgoto VCM* 0.8m ³ mês ⁻¹	Q _{esgoto} L.s ⁻¹
Jan/10	6.193	586	542	108,22	4582	1,71
Fev/10	5.781	590	542	111,09	4245	1,75
Mar/10	6.164	591	543	106,81	4530	1,69
Abr/10	6.386	592	544	114,13	4694	1,81
Mai/10	5.721	591	546	99,13	4399	1,64
Jun/10	5.436	594	548	96,84	4115	1,60
Jul/10	6.496	595	552	111,80	5016	1,93
Ago/10	5.015	595	554	86,31	3615	1,39
Set/10	6.242	595	554	111,01	4804	1,79
Out/10	5.958	595	555	102,54	4438	1,66
Nov/10	6.166	596	556	109,48	4594	1,77
Dez/10	6.992	597	556	119,94	5209	1,94
Média						1,72 ± 0,13

Fonte: Sabesp. 2010

*Volume consumido micromedido multiplicado pelo fator 0,8

Tabela 5 – Consumo de água, ligações de esgoto e estimativa de vazão de esgoto

Data 2011	Horário	Vazão afluente L.s ⁻¹
11.01.2011	16h 00min	1,91
20.01.2011	10h 00min	1,63
25.01.2011	11h 00min	1,72
01.02.2011	11h 00min	1,71
16.02.2011	11h 00min	1,50
22.02.2011	11h 00min	1,83
02.03.2011	11h 45min	2,00
11.03.2011	11h 00min	1,91
14.03.2011	16h 00min	2,00
21.03.2011	11h 00min	1,64
25.03.2011	15h 30min	1,45
01.04.2011	16h 00min	1,70
14.04.2011	10h 00min	1,43
28.04.2011	16h 30min	1,54
11.05.2011	16h 00min	1,72
24.05.2011	11h 00min	1,32
07.06.2011	10h 35min	1,25
20.06.2011	16h 45min	1,60
21.06.2011	17h 00min	1,69
28.06.2011	12h 00min	1,74
07.07.2011	16h 00min	1,27
15.07.2011	16h 00min	1,80
19.07.2011	16h 30min	2,20
22.07.2011	16h 00min	1,70
24.07.2011	10h 00min	1,67
26.07.2011	17h 00min	2,00
Média e desvio padrão		1,70 ± 0,24

Tabela 6 – Vazão de esgoto medida

Mês	VCM m ³ mês ⁻¹	N ° Ligações de água	N ° Ligações de esgotos	Consumo per capita L.hab ⁻¹ d ⁻¹	Esgoto VCM* 0.8m ³ mês ⁻¹	Vazão de esgoto L.s ⁻¹
Jan/11	6.118	597	555	104,94	4.550	1,70
Fev/11	6.281	600	556	118,69	4.656	1,92
Mar/11	6.581	599	555	112,50	4.878	1,82
Abr/11	6.154	602	555	108,19	4.539	1,75
Mai/11	6.114	607	558	103,15	4.496	1,68
Jun/11	6.240	606	558	108,96	4.596	1,77
Jul/11	5.970	607	562	100,72	4.422	1,65
Ago/11	5.848	609	561	98,35	4.310	1,61
Set/11	6.953	613	563	120,02	5.109	1,97
Out/11	6.744	615	564	112,31	4.948	1,85
Nov/11	6.345	619	568	108,46	4.658	1,80
Dez/11	6.359	620	569	105,03	4.669	1,74
Média						1,77 ± 0,11

Fonte: Sabesp. 2011

Tabela 7 – Consumo de água, ligações e estimativa de vazão de esgoto

5.3 Dados do sistema Bom Retiro – Base de cálculo para a modificação

O projeto de modificação do sistema de tratamento foi baseado nos parâmetros a seguir:

Número de ligação de esgoto	558 (06 /2011)
Atendimento de esgoto - 2011	1758 habitantes
Extensão da rede - 2011	5080 m
Nº Habitantes/residência	3,15 (IBGE - Censo demográfico 2010)
Previsão de crescimento	1,42% a.a (IBGE - Censo demográfico 2010)
Atendimento de esgoto -2030	2.256 habitantes - alcance do projeto 20 anos
Contribuição de esgoto medido	1,70 ± 0,24 Ls ⁻¹
Contribuição de esgoto estimada	5.970
Contribuição de esgoto estimada	1,72 ± 0,13 Ls ⁻¹ (2010)
Vazão média adotada	1,75 L s-1 =151,20 m ³ d ⁻¹ (início de plano)
Vazão média estimada	2,80 L s-1 = 242,40 m ³ d ⁻¹ (final de plano)
DBO afluente (média)	674 ± 137 mg/L ⁻¹
Sólidos Totais (média)	1061 ± 285 mg/L ⁻¹
Sólidos em suspensão Total	406 ± 60 mg/L ⁻¹
Carga orgânica afluente calculada	163,38 Kg DBO d ⁻¹ (final plano)
Carga orgânica afluente calculada	101,91 kg DBO d ⁻¹ (início de plano)

5.4 Dimensionamento – Cálculos Básicos

5.4.1 Potência de aeração

Com a modificação do sistema objetivou-se a remoção da carga orgânica de 10% no tratamento preliminar e no tratamento proposto remoção maior ou igual a 85%. A carga orgânica considerada após tratamento preliminar foi de 91,72 Kg DBO d⁻¹. Para remoção da carga no tratamento de 77,96 Kg DBO d⁻¹, a necessidade de oxigênio e a potência aplicada foram calculadas a seguir. Adotou-se como requisitos médios de oxigênio com nitrificação para lodo ativado com aeração prolongada, 1,5 a 1,8 Kg O₂ Kg⁻¹DBO (Fonte: Arceivala (1981), Orhon & Artan (1994), apud Von Sperling, 1997). Adotou-se 1,5 Kg O₂ Kg⁻¹DBO.

Necessidade de oxigênio = 116,94 Kg O₂d⁻¹ = 4,87 Kg O₂h⁻¹

Taxa de transferência de oxigênio do aerador (submerso) para condição padrão: N₀ = 1,2 Kg O₂ kWh⁻¹;

Para as condições de campo têm-se: N = N₀ x λ. A equação 1 é utilizada para cálculo do fator de correção da condição padrão para condição de campo (λ).

$$\lambda = \frac{\alpha (\beta \cdot C_{SW} - C_L) 1,02^{T-20}}{9,17}$$

(METCALF & EDDY, 1991) Equação (1)

onde:

α: relação entre a taxa de transferência de O₂ para esgoto pela taxa de transferência para água limpa (0,85); (Metcalf & Eddy apud Von Sperling, 2002)

C_i: concentração de OD no tanque de aeração (1,5 mg/L⁻¹)

C_{sw}: concentração de saturação de O₂ para altitude e temperatura do local (620 m e 27°C - 7,6 mg/L⁻¹) (VON SPERLING, 2002)

β: relação entre o OD de saturação para esgoto pelo OD de saturação para água limpa (0,95). (Metcalf & Eddy apud Von Sperling, 2002)

Dessa forma a potência de aeração necessária seria de 6,67 kW aproximadamente 10 CV. O estudo foi desenvolvido em três etapas distintas, nas quais foram alteradas as potências dos aeradores nos tanques de aeração.

5.4.2 Instalações dos aeradores na 1ª Etapa do estudo

Na primeira etapa do estudo foram utilizados dois aeradores de 5 CV em cada tanque de aeração, conforme Figura 06. Foi utilizada cobertura com sombrite para proteger o sistema de aeração, para evitar que folhas ou galhos da mata ao redor da estação adentrassem ao sistema e comprometessem o funcionamento dos aeradores. Nesta 1ª Etapa adotou-se um acréscimo de 100% da potência necessária para remoção de 85% da carga de DBO afluente conforme item 3.2.

5.4.3 Instalações dos aeradores na 2ª Etapa do estudo

Na segunda etapa do estudo foram utilizados três aeradores de 3 CV no TA I e três aeradores de 2 CV no TA II, conforme Figura 07. Nesta etapa adotou-se acréscimo de 50% da potência necessária para remover 85% da carga de DBO afluente, conforme item 3.2.



Figura 6 – Detalhe dos tanques de aeração I e II corte longitudinal.

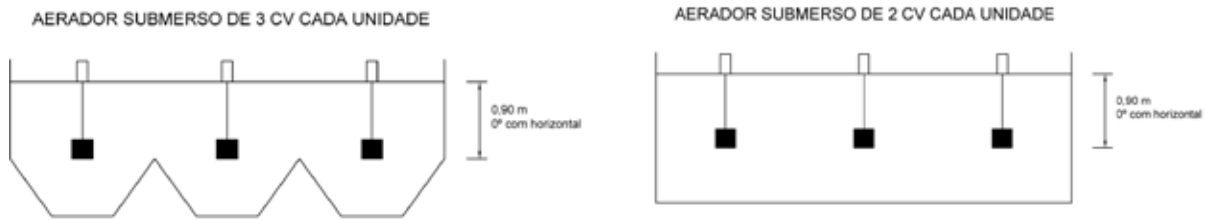


Figura 7 – Detalhe dos tanques de aeração I e II



Figura 8 – Detalhe dos tanques de aeração I e II – 3ª Etapa do experimento

5.4.4 Instalações dos aeradores na 3ª Etapa do estudo

Na terceira etapa do estudo, foi utilizado um aerador de 5 CV em cada tanque de aeração, conforme Figura 08. Nesta etapa adotou-se a densidade de potência necessária calculada para remover 85% da carga de DBO afluente determinada, conforme item 3.2.

5.5 Avaliação da DBO em todas as unidades do processo

Na Figura 09 estão os valores da DBO e desvios padrões nas várias unidades do processo: saída do TA-I, saída do (TA-II), saída do Tanque Facultativo (T.F) e saída do Tanque de Polimento (T.P), referente a 1ª Etapa do estudo.

5.5.1 Remoção da DBO no Tanque de Aeração I e II

Na 1ª Etapa do estudo, foi constatado que a carga orgânica remanescente, após passagem pelos tanques de aeração I e II, permitiu bom desempenho dos tanques facultativos e de po-

limento, com relação a redução da DBO total (volátil e fixa), em virtude da carga volumétrica aplicada (Kg DBO. m³.dia) nos tanques apresentar valores adequados.

5.5.2 Taxa de aplicação volumétrica (Lv) nos Tanques Facultativo e de Polimento

Com as características do sistema modificado próximas a um lodo ativado com aeração prolongada (TDH =28h) a Lv recomendada é de 0,16 a 0,40 Kg DBO. m³.dia (CETESB, 1988).

A remoção da DBO nos tanques de aeração foi: TA I = 67,1% e TA II = 34,7%

% Remoção em TAI + TAI = $674 - (674) [(1 - 0,671) (1 - 0,347)] / 674 = 79,2\%$

Remoção de 10% da carga de DBO no tratamento preliminar:

C.O = Início de plano: 101,91 kg DBO dia⁻¹ X 0,90 = 91,72 kg DBO dia⁻¹

C.O (Kg DBO d⁻¹) remanescente para os Tanques Facultativo e de Polimento = 91,72 Kg DBO d⁻¹ X 0,208 = 19,08 Kg DBO d⁻¹

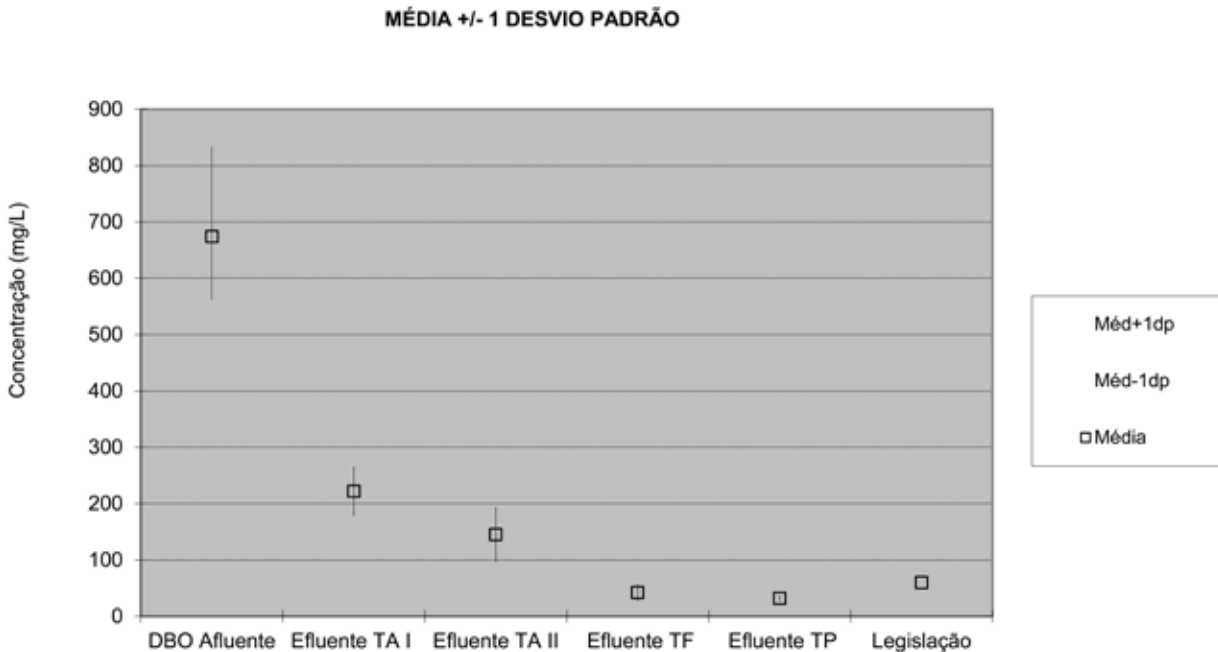


Figura 9 – Valores de DBO nas etapas do processo (TA I, TA II, TF e TP)

Volume de sedimentação = Tanque Facultativo
+ Tanque de polimento = 175,20 m³

$$L_p = \frac{C \cdot Q}{V} = \frac{19,70 \text{ kg DBOd}^{-1}}{175,20 \text{ m}^3} = 0,11 \text{ Kg DBOm}^{-3}\text{d}^{-1}$$

Equação (2)

Os resultados foram satisfatórios na 1ª Etapa do estudo, com relação à remoção de carga orgânica no Tanque Facultativo e Tanque de Polimento, devido à boa remoção de carga orgânica nos tanques de aeração. A taxa volumétrica aplicada nos tanques facultativo e de polimento foi de 0,11 Kg DBO m⁻³ d⁻¹, abaixo dos valores apre-

sentados na literatura, tanto para processo de tratamento aeróbio como para processo anaeróbio (CETESB,1988).

Média da % de remoção para DBO no Tanque Facultativo (TF) = 71%

Média da % de remoção para DBO no Tanque de Polimento (TP) = 24%

% Remoção TF + TPI = 145 - (145) (1 - 0,71) (1 - 0,24) / 145 = 78%

5. 6 Avaliação do SST em todas as unidades do processo

Na Figura 10 estão os valores de SST nas várias etapas do processo. A remoção média de SST na 1ª Etapa do experimento foi de 89,6%. Onde TA I e TA 2 – Saídas dos tanques de aeração I e II, respectivamente e TF e TP Saída dos tanques facultativo e de polimento.

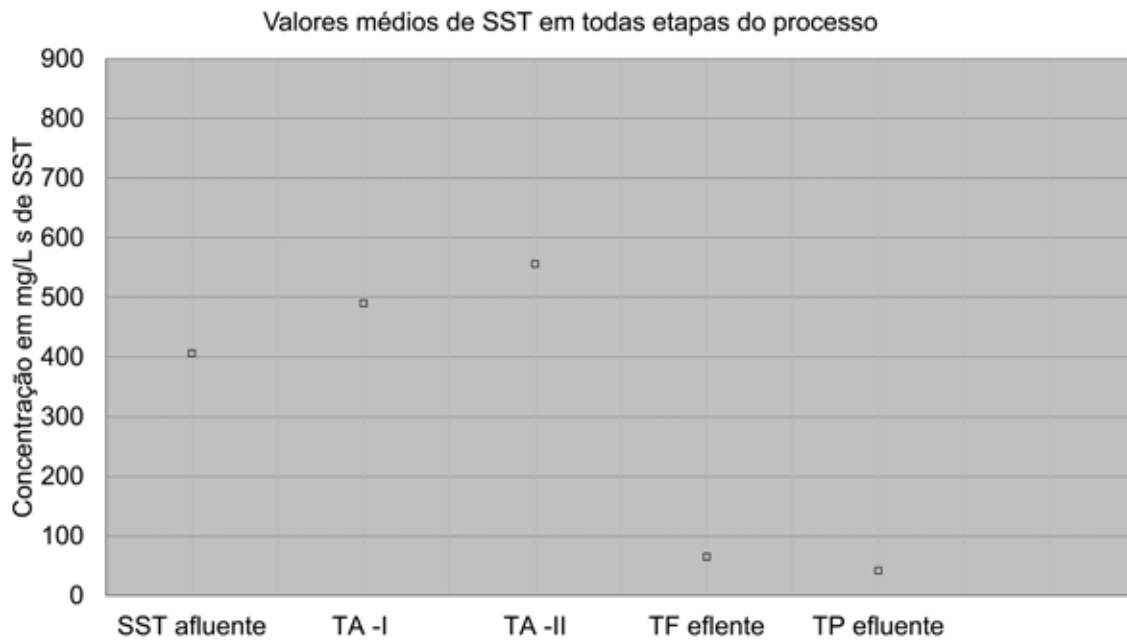
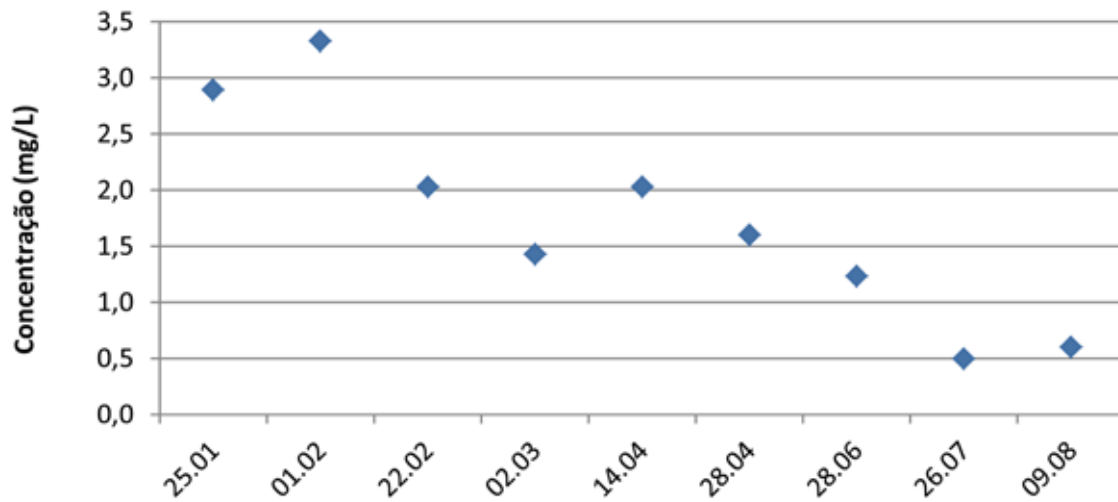


Figura 10 – Valores do Teor de SST nas etapas do processo (TAI, TAIL, TF e TP)

Variação do Teor de OD em função do tempo



Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011

Figura 11 - Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de polimento

5.7 Residual de oxigênio dissolvido na saída do tanque de Polimento

O teor de OD na saída do Tanque de Polimento referente a 1ª etapa do estudo está mostrado na Figura 11. Durante essa etapa, a média obtida foi de 1,68 mg/L¹.

5.8 Consumo de energia na 1ª etapa do estudo (Janeiro a Julho de 2011)

O consumo médio mensal de energia elétrica do sistema modificado foi de 10.698 kWh. Os meses avaliados estão no relatório de controle do consumo de energia da Sabesp de 2011.

O Consumo de 73 kWh hab⁻¹ano⁻¹ nesta etapa do estudo, está acima dos valores mencionados na literatura para lagoas aeradas que variam de 16 a 22 kWh hab⁻¹ ano⁻¹. Com valores de 60 a 90 mg/L para SST efluente e valores de 50 a 80 mg/L¹ para DBO efluente (Von Sperling, 2005). O sistema modificado apresentou valor médio de SST efluente de 42 ± 20 mg/L¹ e DBO efluente de 32 ±

5 mg /L¹, ambientalmente mais favoráveis.

5.9 Custo para modificação da ETE Bom Retiro

Os itens contemplados para a modificação da ETE estão no relatório de Gestão de Empreendimentos – Sabesp, 2011. O custo total foi de R\$ 246.000,00 (P₀= Junho/2011). Em torno de R\$ 140,00 por habitante, para um alcance de projeto de 20 anos. Além das opções abaixo apresentarem custo de implantação mais elevado, o sistema modificado mostrou-se mais eficiente quando comparados com valores de literatura, para os resultados do efluente com relação à remoção de DBO e SST. A Tabela 08 mostra custo de outras opções também possíveis para o espaço disponível.

5.10 Segunda e terceira etapa do estudo na ETE Bom Retiro

Todos os ensaios e testes realizados na 1ª etapa do estudo foram repetidos para as 2ª e 3ª etapas e os resultados estão na Tabela 09.

Unidades	Custo R\$ hab ⁻¹	Custo da implantação (R\$)
Lagoa aerada e decantação (aerador submerso)	292,05	513.432,90
Lodo ativado-aeração prolongada- TA. anóxico	542,33	953.416,14

Fonte: Gestão de Empreendimento - Sabesp, 2012

Tabela 8 – Custo de outras opções para adequação da ETE Bom Retiro

	1ª Etapa	2ª Etapa	3ª Etapa
Potência aplicada	20 CV	15 CV	10 CV
D.P (W.m ⁻³)	59 W.m ⁻³	47 W.m ⁻³	29,5 W.m ⁻³
Consumo de energia	73 kW.hab ⁻¹ .ano ⁻¹	56 kW.hab ⁻¹ .ano ⁻¹	37 kW.hab ⁻¹ .ano ⁻¹
DBO _{5,20} efluente	32 ± 5 mgO ₂ .L ⁻¹	22 ± 5 mgO ₂ .L ⁻¹	24 ± 5 mg O ₂ .L ⁻¹
Remoção DBO nos TA	79,2%	86,7%	86,2%
Remoção DBO nos T. Facultativo e polimento	78,0 %	75,5 %	74,1 %
Carga volumétrica nos Tanques TF e TP (Lv)	0,11 Kg.DBO,m ³ .d ⁻¹	0,07 Kg.DBO,m ³ .d ⁻¹	0,07 Kg.DBO,m ³ .d ⁻¹
Remoção da DBO	95,2 %	96,7%	96,4%
O.D saída tratamento	2,0 ± 0,7 mg.L ⁻¹	3,6 ± 1,2 mg.L ⁻¹	1,91 ± 1,1mg.L ⁻¹
Remoção de SST	89,3 %	89,4 %	86,7 %
SST efluente	42 mg.L ⁻¹	39 mg.L ⁻¹	54 mg.L ⁻¹

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2012

Tabela 9 – Resumo dos resultados obtidos em todas as Etapas do experimento

5.11 Quantificação do lodo gerado nos Tanques Facultativo e de Polimento

A Tabela 10 apresenta teor de sólidos médio do lodo nos tanques.

Data da coleta	Resultados de sólidos totais (%)
28.04.2011	6,66
23.08.2011	5,41
24.08.2011	5,19
09.09.2011	6,92
23.09.2011	8,10
07.11.2011	4,40

Fonte: Divisão de Controle Sanitário – Sabesp, 2011

Tabela 10 – Teor de sólidos totais médio no lodo durante a remoção

5.11.1 Remoção do lodo gerado nos tanques facultativo e de polimento

O lodo foi removido por meio de bombas submersíveis, condicionado com polímero orgânico sintético catiônico, em emulsão. Os contentores geotêxteis foram instalados em suportes metálicos com o fundo apoiado em



Figura 12 – Remoção do lodo dos tanques

uma camada de brita 1 com 0,20 m de espessura em nível e fundo com declividade de 1% para coleta e retorno do drenado ao tanque de polimento. As Figuras 12 e 13 mostram o procedimento para remoção e acondicionamento do lodo.

Devido a pequena quantidade de lodo gerado anualmente, optou-se por eliminar o tratamento da fase sólida “in loco” e tratá-lo conjuntamente em ETE maior com sistema de desaguamento de lodo já implantado. Devido a proximidade o transporte pode ser feito por meio de caminhão limpa fossa. A alternativa se mostrou viável operacional e financeiramente. Neste caso o custo da modificação deverá ficar em torno de R\$106,00 por habitante.

7. Conclusões

A modificação do sistema de tratamento de esgoto se mostrou viável para este caso, uma vez que todas as etapas do estudo apresentaram boa eficiência com relação à remoção de DBO e SST, além da eliminação da produção de gases mal cheirosos.

Os resultados obtidos nas diferentes etapas do estudo, para os parâmetros analisados mostraram que o sistema apresentou boa estabilidade para as condições operacionais adotadas.

A densidade de potência para a terceira etapa ficou em torno de 30 W.m⁻³ e o consumo de energia em 37 kW.hab⁻¹.ano⁻¹, com possi-



Figura 13 – Bags em desaguamento

bilidade de redução desses parâmetros após avaliação por meio de testes de opções mais eficientes de aeração.

Houve atendimento aos aspectos legais, principalmente junto ao órgão ambiental e outras instâncias para obtenção de licença de operação.

Sugere-se a modificação como alternativa para sistemas semelhantes, ou seja, tanque séptico seguido de filtro anaeróbio, desde que sejam avaliados o tempo hidráulico no processo de aeração e a taxa de aplicação volumétrica no processo de sedimentação.

8. Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS/NBR 12.209/2011:Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio Janeiro, 1997.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE): **Pesquisa Nacional de Saneamento, 2008.**

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE): **Censo Demográfico, 2010**,<http://www.ibge.gov.br/> acesso 12.12.2011

Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas (CEPAGRI), acesso site <http://www.cpa.unicamp.br/> em 10.01. 2012 as 17 h 00 min

COMPANHIA DE SANEAMENTO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP, **Relatório Gerencial da Unidade de Negócio do Alto Paranapanema, 2010.**

COMPANHIA DE TECNOLOGIA E SANEAMENTO AMBIENTAL _ CETESB. Treinamento: Recuperação da qualidade das águas. Capítulo 7. São Paulo, 1988.

METCALF & EDDY. **Wastewater engineering: treatment, disposal and reuse.** 3ed. 1991

JORDÃO, E. P. & PESSÔA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos.** 5 ed. Rio de Janeiro, 2009. 940 p.

VON SPERLING, M. **Lagoas de estabilização.** Belo Horizonte: DESA/UFMG, Vol. 3, 2ª ed. ampliada, 2002.

VON SPERLING, M. **Lodos ativados.** Belo Horizonte: DESA/UFMG, Volume 4, 2ª ed. Am-

pliada, 1997.

CLEVERSON, V, A; VON SPERLING, M; FERNANDO, F. **Lodo de esgotos: Tratamento e disposição final.** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e ambiental-UFMG; Companhia de Saneamento do Paraná. 484p.

Wilks, D.S., *Statistical methods in the atmospheric sciences an introduction.* Academic Press, 467 p, 1995.

SOBRE OS AUTORES

Josué Tadeu Leite França*

Engenheiro Químico pela Fundação Armando Alvares Penteado (FAAP), M.Sc. e Doutor em Saneamento e Ambiente pela Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da UNICAMP e Engenheiro na Unidade do Alto Paranapanema, SABESP.

Ronaldo Stefanutti

Engenheiro Agrônomo, Professor Titular da Universidade Federal do Ceará.

Bruno Coraucci Filho

Engenheiro Civil, Professor Titular da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP

Luccas Erickson Marinho

Bacharel em biotecnologia, Mestre em Engenharia Civil.

Gentil Tereziano Rodrigues

Técnico em Sistema de Saneamento na Unidade de Negócio do Alto Paranapanema, SABESP

Endereço para correspondência (*):

Rua Marino Alves Palomo, 65 Jardim Dayse - CEP: 18.210-290 - Itapetininga SP/Brasil- (15) 3272 - 6792 (15) 981220862 E-mail: jleitefra@ig.com.br

Avaliação da metodologia para controle de perdas de água em rede de distribuição no Recife-PE¹

Evaluation of the methodology for control of water losses in distribution network in Recife - PE

Danielle Dionisia Santos | Suzana Maria Gico Lima Montenegro

Data de entrada: 21/04/2013 | Data de aprovação: 21/05/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.128>

Resumo

A redução de perdas pode postergar a exploração de novos mananciais, além de melhorar a eficiência dos sistemas de abastecimento. O presente artigo apresenta a avaliação da metodologia do programa de redução de perdas na rede de distribuição do Recife (PE), através do estudo de caso do distrito 17B. A pesquisa foi baseada na análise de parâmetros indicadores como forma de medir o resultado das ações para reduzir perdas reais e aparentes. O distrito em questão é operado pela Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA). Após a análise dos resultados foi verificado que a redução das perdas só ocorreu no período em que a Empresa priorizou as ações e promoveu o envolvimento de todos. Estas ações não tiveram continuidade e com isso as perdas se elevaram novamente. A projeção dos resultados demonstrou o quanto o investimento trará de retorno com a continuidade dos trabalhos.

Palavras-chave: Abastecimento, avaliação, análise.

Abstract

The reducing water losses may prevents the exploitation of new water sources, in addition to improving the operational efficiency of water distribution systems. The present article presents the evaluate the methodology of the program of losses reduction in the distribution network of the Recife (Pernambuco State), through the case study of district 17B. The search was based on analysis of indicators parameters as a way to measure the result of actions to reduce real losses and apparent losses. The district is operated by Pernambuco sanitation Company (COMPESA). After the analysis of the results it was verified that the decrease of losses occurred only in the period in which the company prioritized actions and promoted the involvement of everyone. These actions have suffered discontinuity and the losses amounted again. The projection of the results, which showed how much the investment would bring return through increased revenues if there have been continuity of the work.

Key-words: Distribution, evaluate, analisys.

Danielle Dionisia Santos

Engenheira Civil pela Universidade de Pernambuco (UPE), Mestre em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Coordenadora Técnica na Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA)
e-mail: danielle_santos@msn.com.

Suzana Maria Gico Lima Montenegro

Professora Associada do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).
Av. Acadêmico Hélio Ramos, s/n, Cidade Universitária, Recife - PE. CEP 50.710 - 470.
e-mail: suzanam@ufpe.br.

¹Este trabalho é parte da dissertação de mestrado do primeiro autor desenvolvido no programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da UFPE.

1. Introdução

Um dos grandes desafios das Companhias de Abastecimento de Água é a adoção de tecnologias e práticas para o uso racional dos recursos hídricos e controle de perdas em sistemas de abastecimento (Frauendorfer & Liemberger, 2010).

Os sistemas de abastecimento existentes nas cidades brasileiras possuem perdas que vão desde a captação até as residências dos usuários. Este fato provoca prejuízos no faturamento e torna a operação dos sistemas bastante onerosa. As empresas de saneamento têm direcionado esforços no sentido de combater estes índices, por conta da demanda crescente por recursos hídricos associada ao crescimento populacional e escassez de água nos mananciais.

De acordo com Morrison *et al.* (2007), o gerenciamento das perdas de água é de fundamental importância para a melhoria da eficiência das redes de água, a fim de assegurar em longo prazo sustentabilidade ambiental e social.

Do ponto de vista operacional, em sistemas de abastecimento público, as perdas de água são consideradas correspondentes aos volumes não contabilizados. Estes volumes são divididos em perdas reais, que representam a parcela não consumida e as perdas aparentes que correspondem à água consumida e não registrada.

Dentre os custos associados às perdas vale destacar, o custo direto associado à produção do volume de água perdido, o custo de interrupção do abastecimento para reparos, o custo social para os consumidores devido à paralisação temporária do sistema e o custo associado ao risco de contaminação.

No que se refere às perdas de água, no cenário nacional o resultado do índice de perdas no faturamento foi de 35,9% em 2010, o menor registrado na série histórica do Sistema Nacional de informações de saneamento em 16 anos (Ministério das Cidades, 2012).

Uma das causas destes elevados índices é a falta de planejamento integrado entre as diversas áreas da prestadora de serviços de saneamento. Além disso, o problema não é somente de engenharia, mas também de recursos humanos, de comunicação, de contabilidade, de controle financeiro, de planejamento, de mobilização social e de cultura e educação, enfim de todas as áreas e todos os agentes (Miranda, 2007).

Índices de perdas elevados são consequên-

cia de uma infraestrutura física deficiente, má qualidade dos materiais utilizados e também de uma deficiente gestão dos sistemas. Diante desse quadro, os investimentos em curso no âmbito do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) representam uma oportunidade de melhoria significativa, que deve não apenas ampliar os sistemas, mas, sobretudo, imprimir qualidade operacional e institucional aos sistemas e serviços.

Existindo setorização, macromedição e micromedição é possível compatibilizar o volume de água que está entrando no setor com o que está sendo consumido. Assim, a partir do conhecimento corretamente quantificado das perdas nos setores, a concessionária pode estabelecer uma metodologia para otimizar o processo de decisão no combate a essas perdas, podendo priorizar o investimento em recursos com a setorização e controle de pressão justamente nas áreas mais críticas (Brasil, 2004).

A Companhia Pernambucana de Abastecimento (COMPESA) em 2010 obteve um índice de perdas no faturamento (IPF) de 57% de acordo com o Diagnóstico de Serviços de Água e Esgoto (Ministério das Cidades, 2012), valor ainda alto em relação a outras companhias.

2. Objetivos

2.1 Objetivo geral

Avaliar a metodologia do programa de redução de perdas no distrito 17B, no Recife (PE).

2.2 Objetivos específicos

- Avaliar o comportamento dos indicadores de desempenho;
- Analisar a sistemática adotada;
- Identificar as falhas do processo, como base nas metodologias apresentadas na literatura.

3. Metodologia

3.1 Estudo de Caso do Distrito 17 B

O abastecimento da cidade do Recife é feito a partir da integração dos Sistemas Alto do Céu, Tapacurá e Pirapama, que distribuem água para os distritos através de um grande anel. O distrito 17 B dispõe de alimentação direta a partir do grande anel, com um medidor eletromagnético tipo tubo e uma válvula redutora de pressão (VRP) com diâmetro de 150 mm.

O distrito 17B está situado na zona norte do Recife, ocupa parte dos bairros do Espinheiro, Rosarinho, Ponto de Parada, Encruzilhada, Santo Amaro, Hipódromo e Torreão, e dispõe de uma área de aproximadamente 1,19 km², é abastecido pelo sistema Alto do Céu e conta com uma população de 10.867 habitantes.

No início do ano de 2009 a COMPESA deu início ao PROMAIS, Programa de Estruturação e Modernização das Agências de Serviços (Aurora, Cabanga, Dois Irmãos, Alto do Céu e Cabo), este programa teve o objetivo de fazer uma reestruturação do trabalho nas agências de serviços no sentido de preparar a equipe, melhorar os processos e procedimentos operacionais e comerciais para a entrada em operação do Sistema Pirapama, que trouxe um novo cenário de abastecimento para o Recife fora do rodízio.

O Sistema Pirapama trouxe um incremento de oferta de 5.000 l/s para a Região Metropolitana do Recife, proporcionando abastecimento de água 24 horas por dia na planície.

A decisão de utilizar o distrito 17 B como projeto piloto da COMPESA para aplicação da metodologia da *Internacional Water Association* (IWA) para o controle de perdas teve como principal motivo o fato de, na época, ser o único que apresentava todas as condições para implantar o controle. Sua rede de abastecimento estava isolada, isto é, estanque hidraulicamente, possuía apenas um ponto de alimentação com um macro-medidor e com uma VRP na entrada do distrito monitorada através de um controlador inteligente e *dataloggers* (dispositivos que registram as pressões) nos pontos médio e crítico.

Foi contratada uma empresa de consultoria especializada em gestão de perdas de água para auxiliar a implantação do PROMAIS.

A metodologia do trabalho foi direcionada para realizar uma avaliação os resultados obtidos no programa de controle de perdas de água no distrito 17B. Todos os dados e resultados foram fornecidos pela COMPESA. Foram realizadas análises destes dados e comparações com resultados de trabalhos semelhantes existentes na literatura, com o intuito de identificar os pontos positivos, negativos e oportunidades de melhoria do trabalho realizado no distrito 17B.

Para medir a eficácia das ações foi realizado o acompanhamento através dos parâmetros indicadores:

- Volume distribuído (VD): volume de entrada

no sistema.

- Volume utilizado (VU): volume consumido pelos clientes.

- Índice de perdas no faturamento (IPF): expressa a relação entre volume disponibilizado e volume faturado (VF).

$$IPF(\%) = \frac{VD - VF}{VD} \times 100$$

Equação (1)

- Índice de perdas por ligação (IPL): relaciona a diferença entre o volume disponibilizado e volume utilizado com o número de ligações ativas.

$$IPL = \frac{VD - VU}{LA \cdot ND}$$

Equação (2)

Onde:

LA: ligações ativas

ND: número de dias

- Vazão média diária: média aritmética entre as vazões registradas ao longo das 24 horas do dia.

- Vazão mínima noturna: menor vazão registrada no período noturno entre 0:00h e 4:00h.

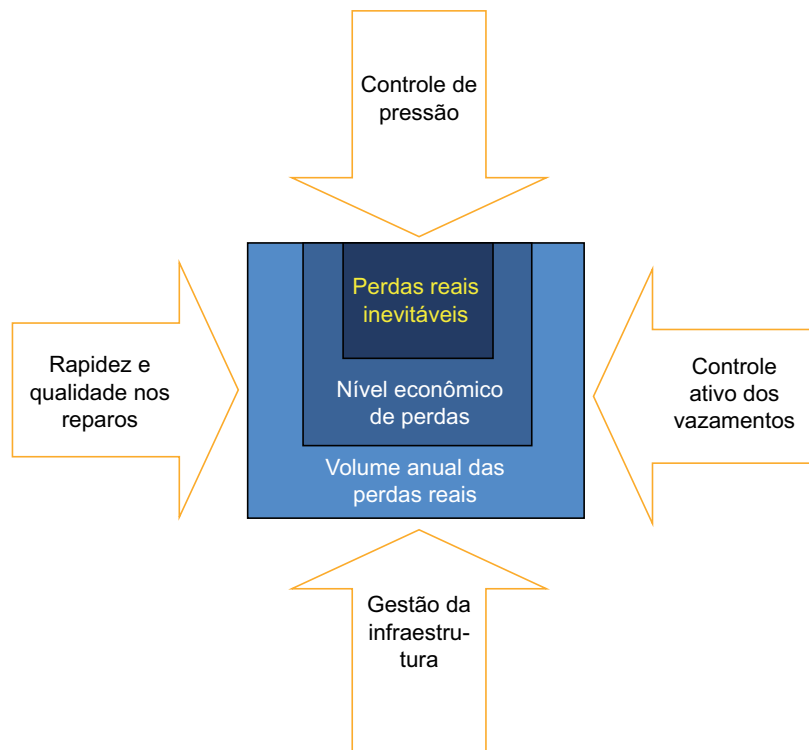
- Pressões no ponto médio e ponto crítico: o ponto médio é a região do distrito onde as pressões correspondem à média entre a pressão de entrada e a pressão no ponto crítico. O ponto crítico corresponde ao ponto mais distante da entrada do distrito ou de cota mais alta.

- Satisfação dos clientes através das ocorrências de falta d'água: registro de reclamações coletadas através do sistema de atendimento da empresa.

3.2 Ações para controle das perdas reais

As ações para controle das perdas reais foram baseadas nos quatro componentes da Figura 1: controle ativo de vazamentos, gestão da infraestrutura, rapidez e qualidade nos reparos e controle da pressão.

As ações para diminuir as perdas reais tem o objetivo de minimizar o volume distribuído, que se perde através dos vazamentos.



Fonte: Lambert & Hirner (2000)

Figura 1 – Componentes para controle das perdas reais

3.2.1 Controle ativo de vazamentos

Controle ativo de vazamentos corresponde à realização de varreduras periódicas mediante o uso de equipamentos de detecção acústica, para buscar vazamentos não visíveis ou ocultos. É o oposto do controle passivo, onde a companhia de abastecimento aguarda a notificação dos clientes da existência de um vazamento aparente.

Para avaliar os resultados das pesquisas acústicas em uma área de controle (setor de abastecimento, zona de pressão ou distrito pitométrico) é necessário realizar campanhas de medição de vazão e pressão antes e depois das varreduras.

Todo o percurso foi realizado com auxílio das plantas de cadastro de rede.

Para a pesquisa propriamente dita teve-se primeiramente que utilizar a haste de escuta em todos os pontos, cavaletes, hidrantes, registros, etc. Como este equipamento capta vibrações e ruídos emitidos pelos vazamentos, foram determinados os pontos suspeitos, nestes foi utilizado o geofone eletrônico para identificação do local exato do vazamento (Figura 2).

No início de cada ciclo, se fez necessário ele-

var a pressão da VRP para que ficasse com no mínimo 15 mca no ponto crítico, condição necessária para a detecção acústica, de acordo a metodologia preconizada pela Associação Brasileira de Ensaios não destrutivos (ABENDI). Então após a realização dos reparos de cada ciclo, a pressão de entrada era reduzida cada vez para um valor menor, baseado na condição mínima de 6 mca no ponto crítico. Pois, na COMPESA, este é o valor adotado para a pressão dinâmica mínima.

A pesquisa de vazamentos ocorreu em cinco ciclos de varredura. As equipes foram treinadas de acordo com a metodologia da ABENDI, para detecção acústica de vazamentos.

À medida que os vazamentos eram detectados, estes eram repassados para as equipes de manutenção para providenciarem rapidamente os reparos.

Diariamente foram elaborados relatórios de pesquisa de vazamentos com a quilometragem percorrida, pressão instantânea das ruas visitadas, tipo de vazamentos encontrados (visíveis e não visíveis) juntamente com a localização e amarrações para facilitar a identificação das



Figura 2 – Utilização do geofone eletrônico para pesquisa acústica

equipes de reparos.

No caso do distrito 17 B, os quatro primeiros ciclos ocorreram no ano de 2010 e o quinto em 2011.

Os vazamentos encontrados nas cinco varreduras estão na Tabela 1.

3.2.2 Rapidez e qualidade nos reparos

Nesta etapa é importante que o tempo entre o conhecimento do vazamento e a execução do reparo seja mínimo. Após o recebimento do relatório de vazamentos, o setor de serviços providenciava a programação dos reparos com rapidez. Todos os serviços, executados por equipes terceirizadas, foram acompanhados por um fiscal, funcionário da COMPESA, seguindo as recomendações abaixo:

- Os vazamentos devem ser reparados logo após a sua detecção, a fim de prevenir a contínua perda de carga, solapamento do pavimento em

via pública e até acidentes mais graves causados pelo rompimento da rede.

- Se houver interferências significativas com redes ou instalações de outras companhias (gás, eletricidade, etc.) que possam representar risco para o operador ou para a população, deverá ser requisitada a supervisão de uma pessoa encarregada da companhia.

- Se os trabalhos causarem interrupção no abastecimento de água ou contaminarem a água com lama, os clientes devem ser comunicados.

- Durante a escavação da vala medidas de segurança devem ser adotadas, tais como, sinalização, escoramento (para profundidades maiores que 1,5 m).

- O vazamento deve ser reparado com materiais e métodos adequados e trabalhadores treinados para que não haja reincidência de vazamento no local.

- Se ocorrer vazamento no ramal, este deve ser substituído totalmente, evitando emendas de tubos (Figura 3).



Figura 3 – Reparo dos vazamentos com a troca do ramal.

Varredura	Extensão Pesquisada (km)	Período da Pesquisa	Vazamentos identificados		Relação Vaz/Km
			Visíveis	Não - Visíveis	
1	35,75	jun-jul/2010	11	12	0,64
2	35,75	jul/2010	10	6	0,45
3	35,75	set/2010	24	7	0,87
4	31,82	dez/2010	12	3	0,47
5	31,82	set-out/2011	25	3	0,88

Tabela 1 – Resumo dos ciclos de pesquisas realizadas no distrito 17 B

3.2.3 Controle das pressões

O controle de pressões, de acordo com Tardelli Filho (2006) representa a adequação das pressões da rede em valores compatíveis com a boa operação do sistema de distribuição, sem potencializar a ocorrência e as vazões dos vazamentos.

A proposta é criar uma rotina para a equipe de medição e controle fazer avaliações periódicas do funcionamento da VRP e manutenções preventivas para evitar acidentes em um possível descontrole provocado por danos nas conexões da válvula.

O sistema de telemetria, utilizado pela COM-PESA para acompanhamento e visualização dos dados armazenados no controlador eletrônico, permite a configuração de parâmetros de operação da VRP, como a modulação por vazão, por tempo ou por pressão de saída fixa (Figura 4).

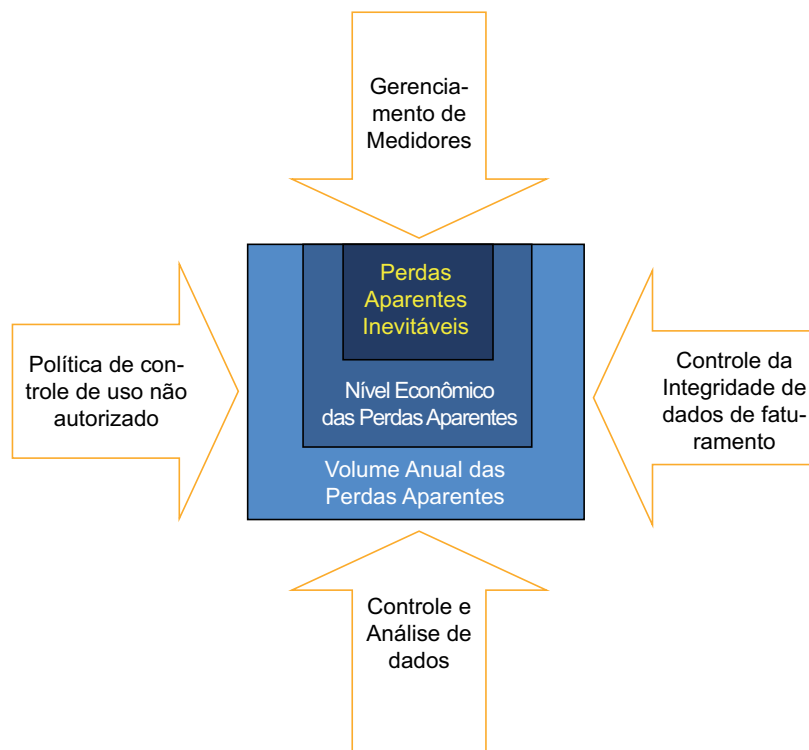
Este controlador eletrônico para válvulas auto-operadas possui sensores de pressão e datalogger para armazenar os dados de vazão e pressão. Este equipamento atua diretamente na câmara da válvula redutora de pressão, trabalhando in-

dependente do circuito de pilotagem.

As configurações podem ser realizadas no local ou através do acesso remoto e caso seja necessário, podem ser realizados comandos de abertura e fechamento da VRP pela internet.



Figura 4 – Tela de visualização do controlador da VRP



adaptado de Thornton (2002)

Figura 5 – Componentes para redução de perdas aparentes

Periodicamente, os engenheiros responsáveis pelo tratamento das grandezas hidráulicas coletavam os dados de vazão e de pressão de montante e jusante para fazer as avaliações da vazão média diária, vazão mínima noturna e avaliar o funcionamento do sistema na tentativa de identificar problemas com rapidez.

3.2.4 Gestão da infraestrutura

No que diz respeito a melhorias na infraestrutura a recomendação para o projeto piloto do distrito 17 B era de que ao encontrar ramais de PVC soldável e ferro durante os reparos, fosse realizada a troca total do ramal. A COMPESA através de norma interna padronizou os ramais com a utilização de Polietileno de alta densidade (PEAD), material mais resistente e que diminui o número de conexões.

Não foram realizadas obras de substituição de redes antigas neste distrito.

3.3 Ações para controle das perdas aparentes

Para combater as perdas aparentes foram realizadas atividades baseadas nos componentes da Figura 5: redução de fraudes, redução de erros nos medidores, qualificação de mão de obra e melhorias no sistema comercial.

3.3.1 Redução de fraudes

As ações para redução de fraudes foram baseadas em atualização do cadastro comercial e fiscalização. Foram realizadas inspeções em 26 grandes consumidores auditoria de consumo em 116 imóveis.

Durante a pesquisa de vazamentos foram encontrados ramais clandestinos. Estes foram desativados na ocasião (Figura 6).



Figura 6 – Ramal clandestino encontrado durante os reparos de vazamentos

Na quinta varredura, a equipe comercial trabalhou de forma integrada com o setor de engenharia. Com isso, à medida que a equipe de pesquisa acústica identificava todos os vazamentos também identificava as fraudes e irregularidades da área comercial. Desta forma houve atuação simultânea nas perdas reais e perdas aparentes.

3.3.2 Redução de erros nos medidores

Para agir neste componente, foram realizadas ações de instalação de substituição de hidrômetros com idade maior que 5 anos. Foram 60 instalações e 110 substituições de hidrômetros.

3.3.3 Qualificação de mão de obra

Durante a duração do contrato as equipes do setor comercial foram treinadas pela empresa de consultoria para as ações relacionadas às perdas aparentes.

3.3.4 Melhorias no sistema comercial

Paralelamente as ações de combate às perdas, ocorreu a implantação do sistema de geoprocessamento da Companhia. Este sistema teve o objetivo de integrar informações comerciais de forma georreferenciada para permitir a elaboração de mapas temáticos.

4 Resultados e discussão

O programa de redução de perdas teve início em de junho de 2010 através da contratação de uma empresa especializada em ações de combate às perdas. Esta empresa prestou seus serviços neste projeto piloto até meados de julho de 2011. Nos gráficos o período de análise foi de janeiro de 2010 a junho de 2012, para avaliar o cenário anterior e posterior às ações de redução de perdas.

4.1 Volume distribuído x volume utilizado

Considerando que a diferença entre o volume distribuído (disponibilizado) e o volume utilizado (consumido) é o volume pedido antes de chegar ao cliente, então, para reduzir as perdas de água, os esforços devem ser direcionados em diminuir o volume distribuído e aumentar o volume utilizado para minimizar esta diferença. As ações de controle de pressão, pesquisa e reparo de vazamentos e melhorias na infraestrutura visam reduzir o volume distribuído. Para elevar o volume utilizado é necessário combater fraudes, investir em cadastro e melhorar o parque de hidrômetros

para evitar os efeitos da submedição.

O gráfico (Figura 7) apresenta os resultados do acompanhamento dos volumes no período estudado. As elevações de volume distribuído do gráfico nos meses de outubro de 2010 e março de 2011 ocorreram devido a problemas técnicos no controlador eletrônico da VRP, fazendo com que esta válvula abrisse totalmente e elevasse as pressões do distrito. Mesmo assim, o gráfico demonstra que do mês de junho de 2010 a junho de 2011 este volume teve uma grande redução, sendo reflexo da priorização das ações neste distrito.

O volume utilizado não apresentou ganhos significativos, apesar das ações de hidrometração e combate a fraudes. A micromedição é um ponto chave na redução de perdas aparentes. Segundo Coelho (2009), o benefício trazido não é apenas técnico, mas econômico-financeiro e social. Quando as ações de fiscalização e busca de fraudes não são contínuas favorecem a impunidade do fraudador.

As ações para combate às perdas aparentes, que tiveram o objetivo de elevar o volume utilizado, isto é, aumentar o consumo registrado dos clientes, também só ocorreram no período em que as ações foram priorizadas.

Este problema também ocorreu na Empresa

Baiana de Água e Saneamento (EMBASA). De acordo com Andrade Sobrinho e Borja (2012) foi verificado que a percepção da área operacional foi que, apesar do trabalho de redução de perdas envolver uma equipe multidisciplinar, a equipe comercial trabalhou de forma desagregada prejudicando a solução de dúvidas e conflitos do cadastro comercial da Empresa.

Fazendo um comparativo entre o mês de janeiro de 2010 e o mês de junho de 2011 a redução de volume chegou a ser de 83.066 m³/mês equivalente a 47%. Fazendo um projeção desta economia tem-se um volume de 996.792 m³/ano.

O gráfico da Figura 7 demonstra que após o mês de junho de 2011 o volume distribuído voltou a crescer alcançando o patamar anterior ao início das ações.

4.2 Índice de perdas no faturamento (IPF)

Este indicador considera a diferença em percentual entre o volume distribuído e o volume faturado. O comportamento ao longo do tempo foi semelhante ao volume distribuído, os melhores resultados foram de junho de 2010 a junho de 2011.

A Figura 8 demonstra a curva característica no período estudado com os valores calculados do

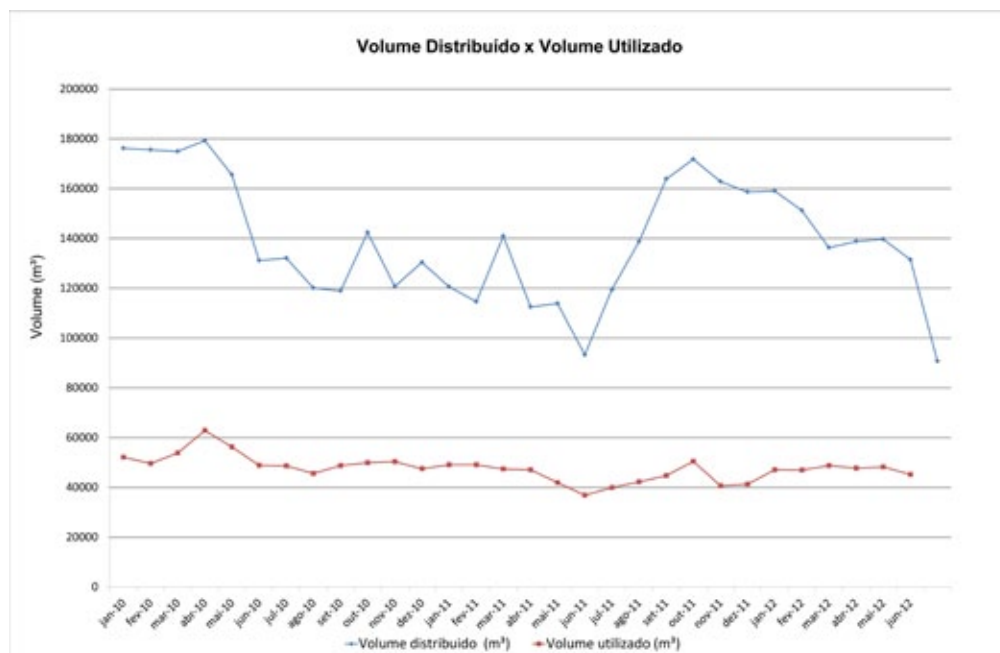


Figura 7 - Gráfico comparativo entre o volume distribuído e o volume utilizado mensal no distrito 17 B

IPF.

Apesar do valor médio do índice de perdas no faturamento ter sido de 55,28% no período de junho de 2010 a junho de 2012, observa-se que foram obtidos valores que chegaram a 47,02% em fevereiro de 2011.

Silva (2005), em estudo desenvolvido no Ceará através da companhia de água e esgoto do Ceará (CAGECE) em 11 bacias hidrográficas, observou que o IPF foi em média 36 % no ano de 2003.

Em um diagnóstico realizado por Santos (2007) na cidade de Rondonópolis - MT, o índice de perdas no faturamento em média foi de 55% no ano de 2000 e 2003. A média nacional no ano de 2010 para o IPF foi de 35,9%, enquanto a média da Região Nordeste foi 44,3% (SNIS, 2012).

O gráfico da Figura 8 permite observar que, mesmo com a interrupção das ações integradas para diminuição das perdas, a partir do mês de novembro de 2011 o índice de perdas começa a cair levemente mês a mês. Isto se deu porque o distrito passou a ter intermitência, não de forma regular, mas através de paradas de sistema, que ocorriam para recuperação dos níveis do reservatório principal. A disponibilidade de água deixou de ser constante e com isso o volume distribuído era reduzido aos poucos.

Julian Thornton, componente da força tarefa da IWA, salienta em Aquino (2007) que: “Quando se está tentando reduzir perdas, é necessária uma gestão contínua. Ela é mais importante do que a técnica em si, se você não faz uma gestão continuada, você não vai conseguir diminuir as perdas de forma sustentável”.

4.3 Índice de perdas por ligação (IPL)

O índice de perdas por ligação foi avaliado no período de janeiro de 2011 a junho de 2012, pois que este indicador representa o resultado dos últimos doze meses.

O gráfico da Figura 9 apresenta o resultado ao longo do período estudado e os valores calculados para o índice de perdas por ligação, destacando-se o menor valor da série obtido no mês de julho de 2011 com 993,24 L/lig.dia. Contudo, Welsch *et al.* (2009) verificaram resultados que chegaram a 39 L/lig.dia no setor Leonardo de Fássio em São Paulo. Na Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR), Piechnicki *et al.* (2011) observaram que o valor do IPL foi reduzido em 2005, de 131 L/lig.dia para 91 L/lig.dia em 2010 na cidade de Telêmaco Borba- PR.

Apesar da redução nos valores deste indicador, no período já mencionado, percebe-se que nos últi-

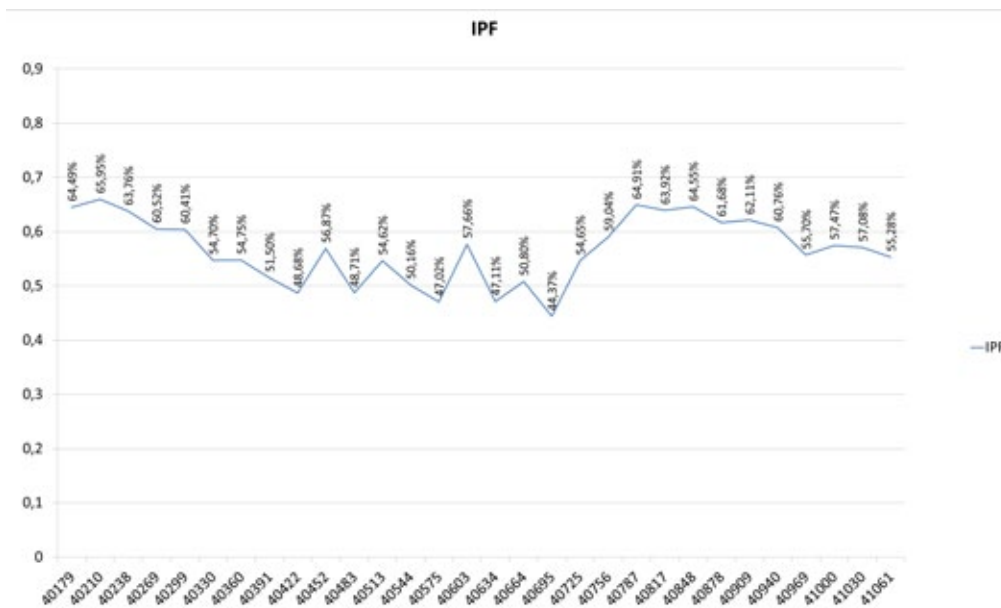


Figura 8 – Gráfico do índice de perdas no faturamento no distrito 17 B

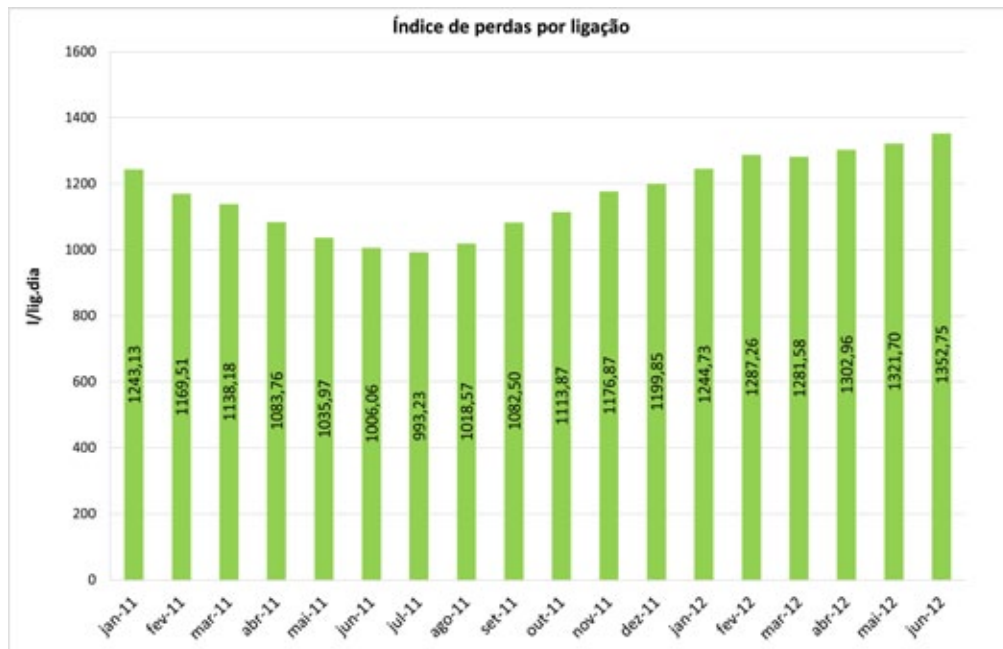


Figura 9 – Gráfico do comportamento do índice de perdas por ligação

mos meses os resultados tornaram-se maiores que os valores de antes do início do trabalho. Com isso percebe-se que, neste caso a interrupção do controle provocou efeitos negativos.

Este fato ocorre também em outras companhias, as ações ora são priorizadas, ora não são, fazendo com que o direcionamento da força de trabalho seja migrado para outro foco.

4.4 Vazão média horária

A vazão média horária está diretamente ligada à variação da demanda dos clientes.

As curvas características da Figura 10 demonstram a variação da vazão ao longo do dia em função do consumo. Neste consumo também estão inseridos os vazamentos na rede até os hidrômetros. No gráfico percebe-se a vazão média horária do mês de janeiro de 2012, situação inicial antes de ocorrer o controle, a vazão do mês de novembro de 2010, apresentando reflexos positivos e a vazão em janeiro de 2012, quando já não havia ações efetivas e o distrito deixou de ser priorizado. O resultado final é que o distrito ficou numa situação mais desfavorável que a inicial. Mais uma vez, percebe-se que o maior desafio das companhias de abastecimento é manter os resultados alcançados.

4.5 Vazão mínima noturna

A vazão mínima noturna no distrito 17B diminuiu 43% comparando os valores de janeiro de 2010 e julho de 2011.

A Figura 11 apresenta o comportamento da vazão mínima noturna durante o período de estudo. Neste gráfico foi adicionada a curva do volume distribuído para facilitar a visualização da relação entre as duas variáveis.

O acompanhamento da vazão mínima noturna é um forte indicador operacional no distrito, pois a sua elevação sinaliza a ocorrência de vazamentos.

Bággio *et al.* (2012) em um trabalho realizado na Companhia Águas de Juturnaíba/RJ perceberam a importância de ter uma metodologia para ataque às causas das perdas e controle de resultados. Após a criação de uma sistemática, o monitoramento da vazão mínima noturna tornou-se o sinal de alerta para desencadear ações imediatas. Este monitoramento foi realizado diariamente e se ocorresse a elevação da vazão mínima noturna, equipes de pesquisa de vazamentos eram acionadas para agir prontamente.

Andrade Sobrinho e Borja (2012) sugerem a criação de um setor só para cuidar das ações de combate às perdas para atuar com autonomia e independência das atividades de rotina da operação.

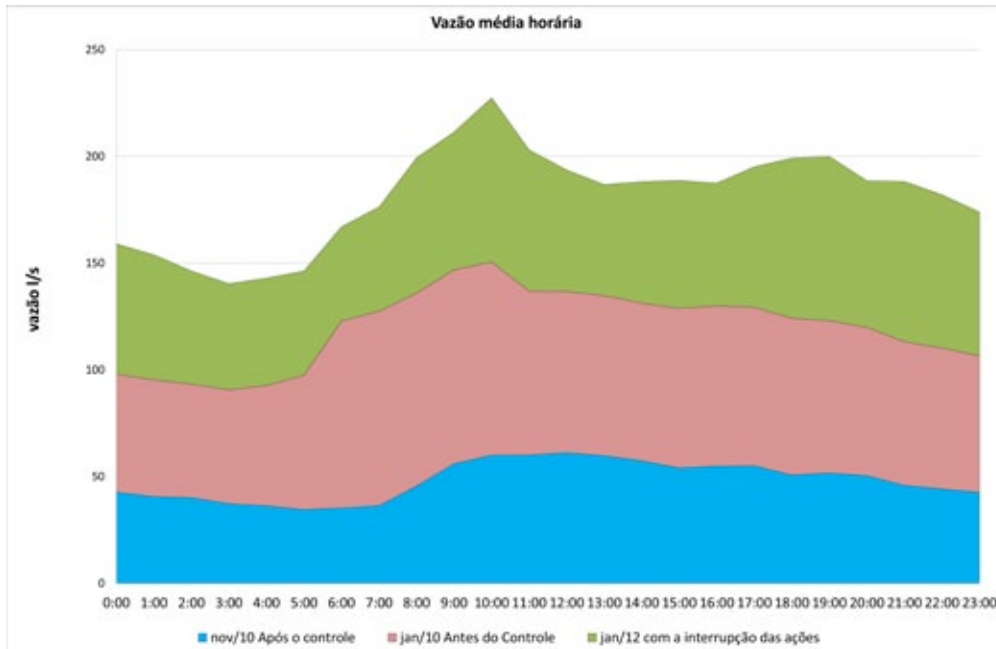


Figura 10 – Vazão média horária antes do controle, durante as ações e após a interrupção dos trabalhos.

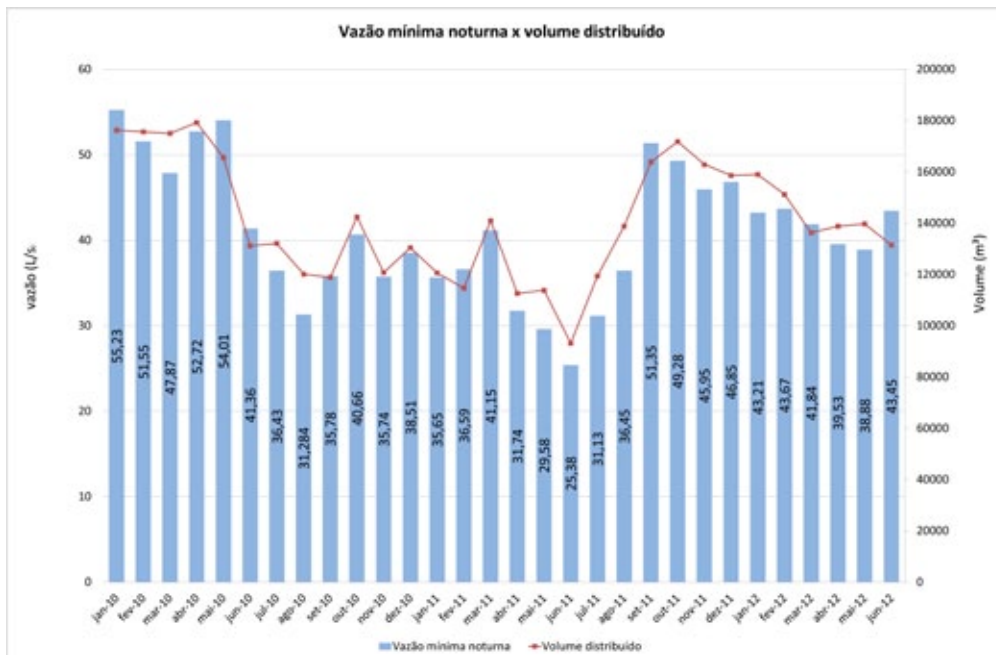


Figura 11 – Comportamento da vazão mínima noturna x volume distribuído

Na empresa de saneamento de Campinas (SANASA), o programa de redução de perdas tem a gestão centralizada em uma gerência específica que possui dotação orçamentária aprovada anualmente, já que este programa faz parte do planejamento estratégico da empresa. Mesmo tendo a gestão centralizada, as demais áreas: financeira, comercial, recursos humanos e administrativa, também são responsáveis por ações de forma descentralizada, trabalhando todo o grupo de forma integrada (Aquino, 2007).

4.6 Acompanhamento das pressões

O gráfico da Figura 12 traz a vazão média horária no dia 30/11/2010. Destaca-se que nas horas de maior consumo foi garantida a pressão dinâmica mínima no ponto crítico. Neste mês as pressões estavam controladas e as ações em andamento.

O controle de pressões traz um resultado imediato, que já causa um impacto positivo nos primeiros meses de trabalho.

Foi acompanhado permanentemente, o comportamento dos pontos médio e crítico do distrito 17B, situados na Rua Couto Magalhães e na Estrada de Belém respectivamente (Figura 12).

Como na COMPESA a pressão dinâmica mínima

estabelecida é de 6 mca, esta foi a referência considerada. No início dos trabalhos alguns clientes já habituados com pressões elevadas quando não existia controle, chegaram a reclamar por possuírem reservatórios superiores acima de 6m, mas foi esclarecido que estas seriam as pressões disponíveis em virtude da implantação do programa de redução de perdas da Companhia.

O acompanhamento do ponto crítico também serviu para sinalizar a ocorrência de algum arrembentamento nas proximidades, caso o comportamento das pressões indicasse alguma alteração.

A redução das pressões mantida, após a saída da consultoria e permanece até os dias atuais.

De acordo com Freitas *et al.* (2007), o controle de pressões não se resume apenas na redução da pressão, mas na diminuição de volume perdido, aumentando a oferta de água para áreas com intermitência e trazendo mais qualidade no abastecimento e melhorando a imagem da empresa perante a sociedade. Após 10 anos de controle de pressões na Região Metropolitana de São Paulo, a SABESP já implantou 825 VRP's e conseguiu uma economia de mais de 4,2 m³/s.

Assim, a redução de pressão tem demonstrado ser uma forma eficiente de conseguir bons resultados.

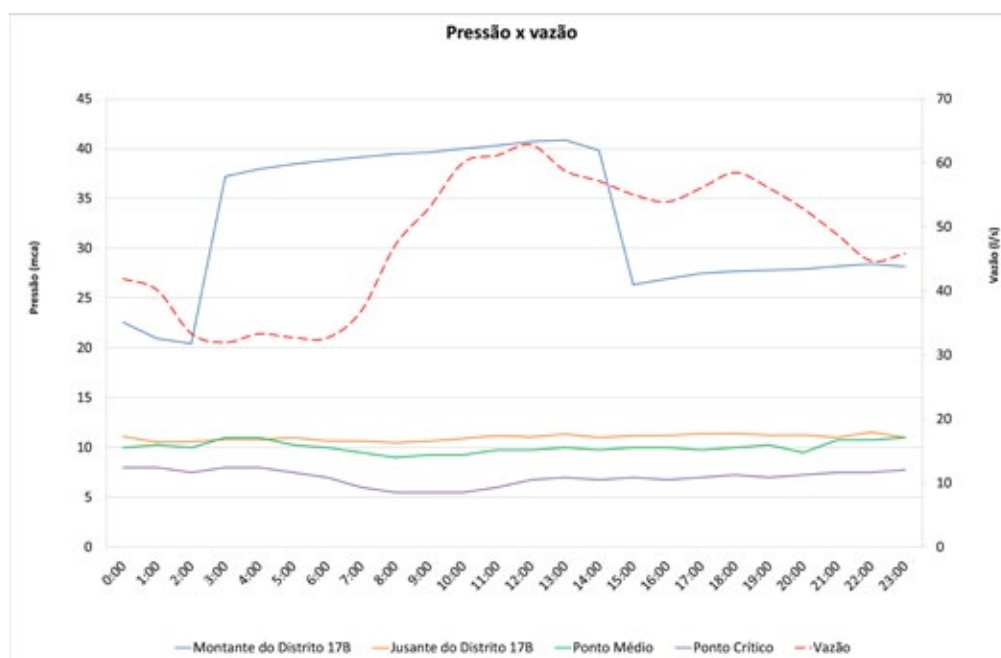


Figura 12 – Gráfico de acompanhamento das pressões e vazões no distrito 17 B no dia 30/11/2010.

4.7 Satisfação dos clientes

Este monitoramento foi realizado através do acompanhamento das solicitações de verificação de falta d'água por meio do sistema de atendimento da COMPESA.

O histograma da Figura 13 demonstra que o período em que todas as reclamações ficaram abaixo da média foi justamente de julho de 2010 a junho de 2011, correspondentes ao período que a consultoria esteve presente.

A satisfação dos clientes foi uma premissa para o projeto, que na verdade foi uma consequência do controle de pressões e pesquisa e reparo dos vazamentos.

Isto demonstra a relevância que o projeto como este tem para a melhoria da imagem da Empresa.

4.8 Projeção dos Resultados

Toda ação de melhoria deve ser monitorada mediante a utilização de instrumentos que permitam a avaliação permanente dos resultados obtidos. Neste sentido foi desenvolvido um simulador de resultados pela equipe de consultoria contratada pela COMPESA, para avaliar os resultados das ações de controle de perdas nos setores de distribuição de água do Recife.

A ferramenta foi desenvolvida com o objetivo

de analisar a viabilidade financeira das intervenções de controle de perdas reais e aparentes.

Através da planilha de simulação foram obtidos dados que demonstram um cenário futuro de recuperação dos valores investidos e volumes recuperados para uma projeção de 10 anos.

O modelo é composto por um conjunto de planilhas que utiliza como dados de entrada informações operacionais (físicas e comerciais) e resultados de balanços hídricos.

A Figura 14 apresenta a curva dos custos necessários para implantação, operação e pagamento do financiamento da setorização, comparado com o retorno financeiro ao longo dos 10 anos. Este gráfico apresenta com muita clareza que todo o investimento é compensado e que os ganhos são muito favoráveis. Apenas no primeiro ano que os custos são maiores que o retorno, já que o programa requer um alto investimento inicial para implantar o DMC (distrito de medição e controle) e adquirir equipamentos.

Portanto, justifica-se a continuidade das ações também do ponto de vista econômico-financeiro, pois o investimento é rentável.

As ações pontuais e isoladas podem até trazer um retorno imediato, mas se não forem permanentes podem inclusive trazer prejuízos à Empresa.

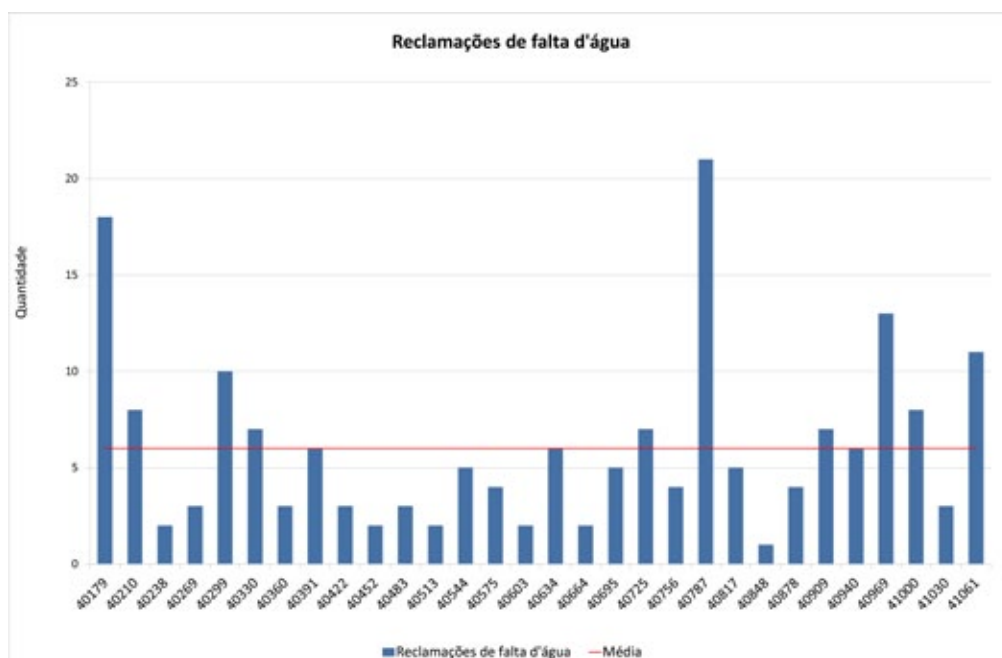


Figura 13 – Acompanhamento das reclamações de falta d'água no distrito 17 B.

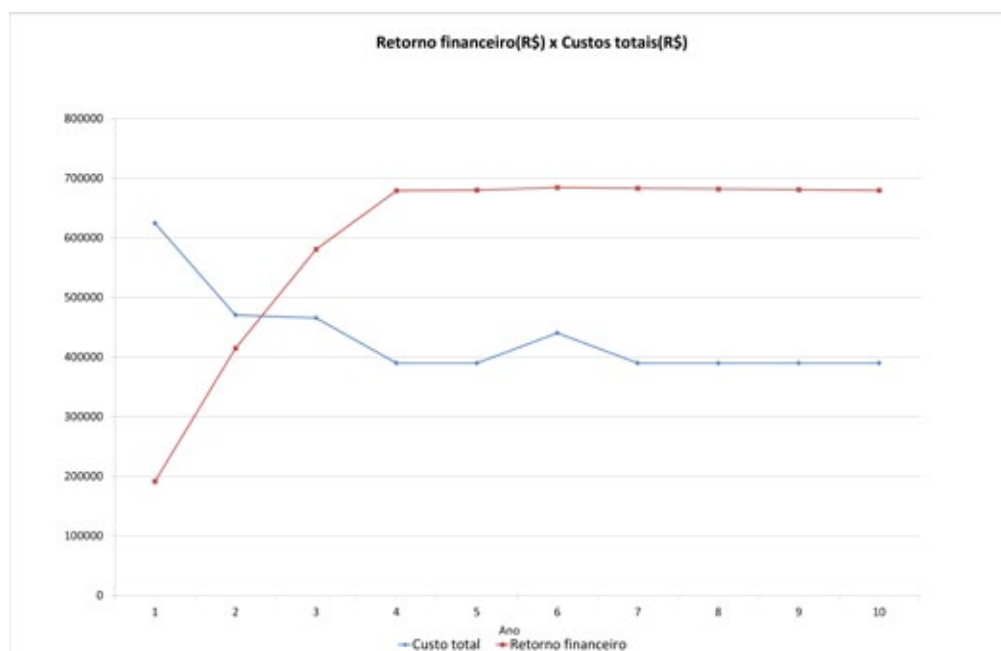


Figura 14 – Retorno financeiro x custos de implantação, operação e financiamento.

Andrade Sobrinho e Borja (2012) destacam que apesar da literatura disponível fornecer estratégias e métodos para uma gestão eficiente, as Empresas de Saneamento no Brasil, com raras exceções, ainda continuam fazendo ações pontuais, de forma não integrada e sem continuidade.

De acordo com Fontes *et al.* (2009), um programa de redução de perdas de água é um processo de mudança cultural devendo ser internalizado por todos e disseminado entre todos os funcionários próprios e terceirizados.

Conclusões e recomendações

O investimento em redução de perdas proporciona maior qualidade na gestão e controle operacional e posterga a ampliação de sistemas. Esta visão precisa ser a grande missão das companhias de saneamento.

De acordo com o conteúdo apresentado, os melhores resultados ocorreram no período em que companhia priorizou a redução de perdas através de contratação de uma empresa especializada nesta área, pois foram realizados serviços de pesquisas de vazamentos, acompanhamento dos reparos, disponibilização de equipamentos necessários, fiscalização de

fraudes, realização de análises dos resultados e treinamento dos funcionários próprios da companhia.

A maior importância em um processo de diminuição do nível das perdas não é apenas reduzi-las, mas mantê-las num nível de controle para o futuro.

A questão das perdas hoje é falada no mundo inteiro e, as companhias nacionais que obtiveram sucesso só conseguiram quando o compromisso se tornou uma missão. Isto não por iniciativa apenas de quem está na base, mas através de um plano estratégico por parte da empresa.

Os indicadores de desempenho do distrito 17B demonstraram que o programa teve bons resultados no início e que de acordo com a projeção dos resultados, o investimento seria vantajoso para a empresa.

Como avaliação final da metodologia adotada para este programa, percebe-se que para que um programa de redução de perdas seja bem sucedido é necessário planejamento e preparação da empresa, no que diz respeito à criação de rotinas e padronização de processos. Estes processos precisam ser auditados periodicamente para garantir o nível de qualidade.

Os resultados deste trabalho serviram de aprendizado para a COMPESA, pois um grande volume de recursos estão sendo investidos em obras de setorização para a implantação dos distritos de medição e controle no Recife. Nestas obras também está contemplada a substituição de redes antigas de ferro fundido e cimento amianto, tendo em vista que, na cidade do Recife existem redes muito deterioradas. Este investimento em infraestrutura trará um reflexo positivo para a diminuição da incidência de vazamentos, aliado ao controle de pressões, que a companhia mantém.

Então, percebe-se que para um cenário futuro existe uma boa perspectiva de avanços no controle de perdas. Pois, na situação atual é preciso estruturar, isto é, preparar as redes, implantar macromedição, instalar válvulas reductoras de pressão e hidrômetros.

6.0 AGRADECIMENTOS

À COMPESA pelo fornecimento de dados para desenvolvimento deste trabalho acadêmico.

Referências bibliográficas

ABENDI. Manual: Estanqueidade – Detecção de vazamentos não visíveis de líquidos sob pressão em tubulações enterradas procedimento. Setembro de 2004.

ANDRADE SOBRINHO, R. BORJA, P. C. Perdas de água e eficiência energética na região metropolitana de Salvador: a percepção dos técnicos da EMBASA. . 42^a Assembléia Nacional da ASSEMAE, 2012.

AQUINO, V. A luta para combater as perdas de água. Revista Saneas.Volume 10, p 5 – 16. São Paulo, 2007

BÁGGIO, M. A. BÁGGIO, C. B. LUVISOTTO, M. GONTIJO, C. MAOSKI, A. Nova estratégia de redução de perdas em Águas de Juturnaíba/RJ. 42^a Assembléia Nacional da ASSEMAE, 2012.

BRASIL, Ministério das Cidades. DTA – Documento de Apoio Técnico nº A2. Indicadores de Perdas nos Sistemas de Abastecimento de Água. 2004

COELHO, A. C. Micromedição em Sistemas de Abastecimento de Água. João Pessoa: Editora Universitária da UFPB, 2009.

FREITAS, V. V. ORELLANA, A. KUHL, J.G. OLIVEIRA, C.R.O. Um década de controle de pressão nas redes de distribuição da Sabesp. Revista DAE, nº 176 p. 15 – 17, Ago/2007.

LAMBERT, A. HIRNER, W. Losses from Water Supply Systems: Standart Termonology and Recommended Performance Measures. IWA-International Water Association.p4-7, U.K (2000).

MORRISON, J; TOOMS, S; ROGERS, D; DMA Management Guindance Notes. IWA, 2007.

MIRANDA, E.C. Os níveis de perdas no Brasil ainda são elevados. Entrevista a Revista Saneas, São Paulo, nº 27, Setembro/Outubro, 2007.

NBR 12.218/1994 – Elaboração de Projetos. Hidráulicos de Redes de Distribuição de Água Potável para Abastecimento Público.

PIECHNICKI, A. S. KAVALESKI, J.L. SOUZA, M. V. PIECHNICKI, F. BARAN, L. R. Utilização da metodologia de análise e solução de problemas na redução de perdas de água: um estudo de caso na SANEPAR. Revista de Engenharia e Tecnologia. Volume 3 nº 2 agosto/2011.

SANTOS, J. M. C. Aplicação de geoprocessamento na avaliação e espacialização das perdas físicas de água no sistema de abastecimento Público de Rondonópolis – MT.Revista Sociedade e Natureza. Volume 19 dezembro/2007, 51–67.

SILVA, F. J. A. Perda de água em sistemas públicos de abastecimento no Ceará.Revista Tecnologia Vol.26 n 1, p 1 - 11 Fortaleza, 2005.

Ministério das Cidades. Sistema Nacional de Informações de Saneamento(SNIS): Diagnóstico de Serviços de Água e Esgoto – 2010.. Brasília, 2012.

THORNTON, J. Water Loss Control Manual. MacGraw Hill. 645 p. 2002

WELSCH, R. ABREU, M.R. GERALDES, A. J. G. SILVA, C. J.Gerenciamento de pressões através da desativação de derivação em marcha, setorização e implantação de distritos de medição e controle no sistema de distribuição do setor de abastecimento Interlagos. 25^o Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2009.

O site da Revista DAE está repleto de novidades

ASSINE GRATUITAMENTE
O BOLETIM ELETRÔNICO,
É SÓ SE CADASTRAR



Disposição de resíduo de ETA em sistema de tratamento aeróbio de esgoto seguido de lagoa de sedimentação

Disposal of water treatment residue on aerobic process of a wastewater treatment plant

Paulo Sergio Scalize* | Luiz Di Bernardo | Lorena Acelina Soares | Luis Rodrigo Fernandes Baumann

Data de entrada: 11/12/2013 | Data de aprovação: 23/05/2014

DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/dae.2014.130>

Resumo

O trabalho foi realizado utilizando uma instalação piloto (ETEP) constituída de dois módulos de tratamento aeróbio, cada um composto por lagoa de aeração seguida de lagoa de sedimentação, ambos com parâmetros hidráulicos similares ao da ETE, sendo que um funcionou recebendo somente esgoto afluente à ETE. No outro módulo, além de esgoto, foi adicionado resíduo de uma estação de tratamento de água (RETA) que utilizava cloreto férrico como coagulante primário. Por meio de teste estatístico, com nível de significância de 10%, foi verificado que a aplicação de RETA melhorou a qualidade do efluente final do módulo da ETEP em relação aos parâmetros DQO, SST, turbidez, cor aparente, nitrato, NTK e fósforo total. Os demais parâmetros também resultaram melhores, porém com níveis de significância superiores, com exceção do cloreto, nitrato e condutividade, que praticamente ficaram inalterados.

Palavras-chave: Resíduos de ETA, lodo, resíduo, estação de tratamento de água.

Abstract

This work was carried out in an aerobic pilot plant consisted of modules, each one with an aerated lagoon in series with a sedimentation lagoon, both with hydraulic characteristics similar to the city wastewater treatment plant. Module 1 received water treatment residue besides sewage while module 2 received only sewage. Through the use of statistics methods with significance level of 10 %, it was observed that the module 1, which received the water treatment residue produced a better effluent quality in terms of COD, TSS, turbidity, apparent color, nitrate, TNK and total phosphorus. Other parameters investigated in the effluent of module 1 also resulted better, but with a higher level of significance, except for chlorite, nitrate and conductivity, which practically remained unchanged.

Key-words: *Water treatment residue, sludge, residue, water treatment plant*

*Curriculum dos autores - ver página 86

1. Introdução

Apesar de existirem diversos métodos para tratamento e disposição dos resíduos gerados em estação de tratamento de água - RETA, é extremamente importante encontrar novas alternativas, visando à proteção do meio ambiente com menores custos envolvidos nos processos e operações utilizados.

Segundo Januário *et al.* (2007), para os RETAs da Região Metropolitana de São Paulo, os métodos disponíveis de uso e disposição final poderiam ser: i) aterros; ii) aplicação no solo para agricultura e para recuperação de áreas degradadas; iii) produção de artefatos de cerâmica, de cimento ou concreto; iv) lançamento em ETE; v) recuperação de coagulante, vi) secagem e incineração. Existem vários trabalhos na literatura nacional e internacional sobre o tema, tais como disposição em ETEs (Carvalho, 2000; Scalize, 2003; Ferreira Filho e Waelkens, 2009; Scalize e Di Bernardo, 2011; Di Bernardo *et al.*, 2011), fabricação de materiais cerâmicos (Oliveira e Holanda, 2008; Tartari *et al.*, 2011) e de tijolos (Teixeira *et al.*, 2006), recuperação de áreas degradadas (Teixeira *et al.*, 2005 e 2007; Moreira *et al.*, 2009), aplicações agrícolas (Dayton and Basta, 2001; Botero *et al.*, 2009; Park *et al.*, 2009; OH *et al.*, 2010; Figueiredo Neto *et al.*, 2012) e minimização de RETA (Achon *et al.*, 2008; Ferreira Filho e Waelkens, 2009).

O lançamento de RETA em ETEs, via rede coletora de esgoto ou tubulação exclusiva, é um procedimento que surge como proposta atraente, visto que elimina a implantação de sistemas de tratamento de RETA junto à ETA. Entretanto, algumas interferências podem ocorrer nas unidades da ETE, de maneira que tal procedimento deve ser criteriosamente analisado. Para evitar possíveis interferências no desempenho das ETEs e disposição de seu lodo, devem ser avaliados alguns fatores, tais como: sobrecargas hidráulicas, orgânicas, de sólidos; toxicidade aos organismos responsáveis pela depuração; separação sólido-líquido; processos biológicos de tratamento; adensamento, desaguamento e disposição final do lodo de ETEs. Carvalho (2000), concluiu em sua pesquisa que o lançamento do resíduo de ETA que utilizava cloreto férrico como coagulante, em ETE com decantação primária, em dosagens de até 225 mg ST RETA/L esgoto, não causava efeitos prejudiciais, apontando que essa alternativa poderia aumentar a

eficiência de remoção de DQO, fósforo total e coliformes totais e *E. coli*. Scalize (2003), realizando estudos em colunas de sedimentação, simulando o lançamento de RETA (proveniente de uma ETA que utilizava sulfato de alumínio como coagulante primário) em decantadores primários de uma ETE, concluiu que o efluente final não era prejudicado, podendo ocorrer melhoras, no entanto, os ensaios para verificar a toxicidade durante digestão anaeróbica do lodo formado nos decantadores primários indicaram uma redução de 18% na produção de metano, influenciando negativamente sobre os microrganismos metanogênicos. Scalize e Di Bernardo (2011), ao realizarem ensaios em coluna de sedimentação, relataram em seu trabalho que não ocorreria deterioração no efluente dos decantadores primários de uma ETE, uma vez que a qualidade do sobrenadante nas colunas de sedimentação não foi prejudicada com a presença de RETA. Ferreira e Waelkens (2009) relatam em seu trabalho que uma eventual disposição de RETA da ETA Boa Vista na ETE Barueri deverá elevar o teor de Fe e Al no lodo desidratado. Di Bernardo *et al.* (2011) mencionam que as ETEs das cidades de Franca e Araraquara recebem RETA e não apresentam quaisquer problemas operacionais, o que indica a viabilidade de tal procedimento.

Carvalho (2000); Scalize (2003) e Scalize e Di Bernardo (2011), recomendam também que, após a equalização dos RETAs, sejam lançados em uma rede coletora de esgotos ou encaminhados por meio de tubulação exclusiva à ETE. Di Bernardo *et al.* (2011) relatam que é imprescindível o levantamento das vazões mínimas, médias e máximas de RETA e de esgoto a ser tratado pelas ETEs, a fim de minimizar os impactos que poderiam surgir, pois as cidades tem sistemas operacionais diferenciados podendo ser atendidas por uma ou mais ETA e ETE.

A presente pesquisa teve como objetivo verificar os efeitos provocados pelo lançamento de RETA em uma ETE em escala piloto, constituída de lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação, com características hidráulicas similares à da ETE da cidade.

2. Metodologia

O RETA utilizado na pesquisa foi obtido em uma ETA de ciclo completo que utilizava cal para ajuste do pH de coagulação e cloreto férrico como coagulante. O RETA utilizado apresentou

teor de SST de 1,0 g/L, composto por 54,3% de água de descarga de decantador (SST = 1606 mg/L) e 45,7% de água de lavagem de filtro (SST = 298 mg/L), de acordo com os dados operacionais da ETA. O esgoto sanitário utilizado na pesquisa, também da mesma cidade, apresentou valores médios de DQO, DBO, SST, fosfato total, Nitrogênio amoniacal e Nitrogênio Total Kjeldahl iguais a 740; 320; 216; 8,3; 14,2 e 25,4 mg/L, respectivamente.

Na pesquisa foi utilizada uma instalação piloto, ilustrada na Figura 1, composta por dois módulos de lagoas, cada um com uma lagoa aerada - LA, com volume útil de 30 L e tempo de detenção de 3 dias, em série com uma lagoa de sedimentação - LS, com volume útil de 10 L e tempo de detenção de 1,0 dia. A alimentação (constante) das lagoas de aeração, com esgoto sanitário bruto, foi realizada ininterruptamente por meio de bombas dosadoras, com uma vazão de 6,94 mL/min. Durante a operação do sistema, foram realizadas leituras de oxigênio dissolvido (OD) no início, meio e final das lagoas de aeração, resultando em qualquer ponto, entre 1,5 e 1,7 mg/L, decorrente da introdução de ar proveniente de um compressor com vazão regulada por meio de rotâmetros nas duas linhas que alimentavam cada módulo de lagoas da ETEP.

Antes de iniciar a adição do RETA, os dois módulos de lagoas da ETEP funcionaram 30 dias recebendo apenas esgoto sanitário. Após esse período, foi iniciada a adição de RETA na LA1, sendo realizada em alíquotas de 82,5 mL, 6 vezes

ao dia, em um período de operação de 90 dias, totalizando 44,55 L.

Foram realizadas caracterizações dos afluentes aos dois módulos de lagoas da ETEP e dos efluentes na saída de cada LS em intervalos de 7 dias, totalizando 13 amostras. Os parâmetros físico-químicos pesquisados foram DBO, DQO, pH, condutividade elétrica, sólidos totais (ST), sólidos totais fixos (STF), sólidos totais voláteis (STV), sólidos suspensos totais (SST), sólidos suspensos fixos (SSF), sólidos suspensos voláteis (SSV), sólidos dissolvidos totais (SDT), sólidos dissolvidos fixos (SDF), sólidos dissolvidos voláteis (SDV), turbidez, cor aparente, cloreto, fósforo total, amônio, nitrito, nitrato e Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK), cujas medidas foram realizadas conforme Standard Methods (APHA-WEF-AWWA, 2005).

Os resultados obtidos nas caracterizações dos efluentes das lagoas de sedimentação foram submetidos a um tratamento estatístico por meio da aplicação do Teste de Normalidade Shapiro Wilk e teste de variância com nível de significância de 5%. Para os resultados que apresentaram evidências de normalidade, foi aplicado o Teste t com 10% de significância e quando a normalidade dos dados foi rejeitada, foi aplicado o Teste de Wilcoxon com 10% de significância. O Teste de Normalidade Shapiro Wilk, Teste de Variância, Teste de Wilcoxon e Teste t constam de Bussab & Morettin (2002).

A microfauna foi avaliada no licor misto das LA por meio de exames microscópicos qualitativos,

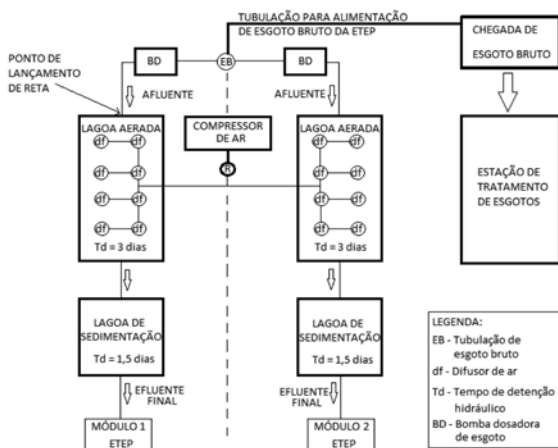


Figura 1 - Esquema e foto da instalação piloto (ETEP) utilizada na pesquisa.

antes do início da introdução de RETA e após os 90 dias de operação, visando avaliar as possíveis diferenças entre os grupos predominantes de organismos presentes.

Em duas ocasiões (78 e 90 dias de operação) foi determinada a taxa de consumo de oxigênio (TCO) no licor misto das lagoas de aeração dos dois módulos da ETEP, conforme metodologia proposta por Von Sperling (1997). Nesse ensaio, os valores de OD foram medidos com auxílio de um oxímetro da marca Digimed, em intervalos de 1 minuto.

Ao final dos 120 dias (30 + 90) de operação, a alimentação foi interrompida e os lodos formados nas lagoas LS1 e LS2 foram removidos e submetidos à caracterização físico-química, por meio da medição de DQO, pH, série de sólidos e metais (ferro, níquel, zinco, chumbo, cádmio, cobre, cromo e cobalto), conforme o Standard Methods (APHA-WEF-AWWA, 2005). Posteriormente, foram realizados ensaios para determinação da Resistência Específica - RE, conforme Standard Methods (APHA-WEF-AWWA, 2005) e ensaios de centrifugação segundo Reali *et al.* (1999), sendo as tortas resultantes nesses ensaios submetidas a ensaios de lixiviação e solubilização de acordo com a NBR 10004 (ABNT, 2004).

Os sobrenadantes dos ensaios de centrifugação foram caracterizados em termos de DQO, turbidez e cor aparente, e medidos os metais ferro, níquel, zinco, chumbo, cádmio, cobre, cromo e cobalto no sedimento.

3. Resultado e discussão

Visando avaliar as interferências ou vantagens decorrentes da introdução de RETA em um dos módulos de LA-LS, foram realizadas caracterizações do afluente a cada módulo de lagoas e do efluente das LS durante os 90 dias de operação da ETEP.

Os resultados obtidos estão contidos na Tabela 1, e os valores mínimos, máximos, médios, bem como desvio padrão e coeficiente de variação estão inseridos na Tabela 2, apresentados do 1º ao 90º dia e em separado do 1º ao 42º e do 43º ao 90º, pois foram observadas maiores variações nos resultados na etapa inicial. No tratamento estatístico (Tabela 3) dos resultados obtidos durante os 90 dias de operação das ETEP, a hipótese de normalidade foi rejeitada em 71,4% dos parâmetros pesquisados com nível de significância de 5%, sendo nesse caso aplicado o teste de Sha-

piro Wilk, e nos demais, o Teste t. Os resultados evidenciaram que os valores de DQO, SST, SSF, SSV, turbidez, cor aparente, nitrito, NTK e fósforo total, apresentaram menores concentrações nos efluentes provenientes da LS1 (que recebeu RETA). Os demais parâmetros não apresentaram indícios de influência com aplicação do RETA, e, caso fosse utilizado nível de significância maior, outros parâmetros teriam melhoras favoráveis, com exceção de condutividade, ST, cloreto e nitrato que praticamente não apresentaram diferenças.

Considerando que do 1º ao 42º dia pode ter ocorrido aclimatação nas lagoas, os resultados foram tratados estatisticamente divididos em dois blocos, sendo o primeiro até o 42º dia e o segundo do 43º ao 90º dia. No primeiro bloco (Tabela 4) pode ser observada influência negativa quanto a SV e SDV, ou seja, o efluente da LS1 apresentou maiores valores desses parâmetros, não tendo sido observadas interferências nos demais parâmetros, com exceção de cor aparente e fósforo total que apresentaram valores menores. No segundo bloco (Tabela 5), foi notada evidência de normalidade em quase todos os parâmetros e melhor eficiência do módulo LA1-LS1 com relação aos parâmetros SST, SSF, SSV, turbidez, cor aparente, nitrito, NTK e fósforo total.

Os resultados obtidos evidenciaram que as variáveis pesquisadas no efluente da LS1, proveniente do módulo LA1/LS1 (que recebeu RETA), não sofreram interferências negativas, com produção de efluente de melhor qualidade de praticamente todos os parâmetros pesquisados. Somente para cloreto, condutividade e nitrato não ocorreu redução devido a aplicação do RETA, mas não houve piora do efluente.

A melhora no sobrenadante de decantadores primários de uma ETE que recebeu RETA foi evidenciada por Carvalho (2000), para os parâmetros DQO e fósforo total, e por Scalize (2003), para os parâmetros cor, turbidez, SST, SSV e DQO. O fósforo total foi reduzido no módulo LA1-LS1 (que recebeu RETA) conforme pode ser visto na Figura 2. A remoção de fósforo com utilização de RETA também foi constatada por Chao *et al.* (2011) em sua pesquisa. A concentração de fósforo total nas amostras provenientes da LS2 foi de 10,17% a 31,87% superior ao do efluente da LS1, evidenciando que o RETA auxiliou na melhora da qualidade do efluente.

Parâmetro	Dia de operação												
	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70	77	84	90
DQO-LS1 (mg/L)	36,5	45,8	41,0	61,8	86,0	65,7	89,8	59,4	62,6	54,2	51,8	46,2	43,4
DQO-LS2 (mg/L)	39,4	50,4	58,1	84,0	123,1	78,0	102,7	65,3	74,2	69,1	68,0	53,0	52,8
DBO-LS1 (mg/L)	12,0	14,0	33,0	17,1	26,0	12,0	25,0	14,0	21,0	19,0	18,0	16,0	26,0
DBO-LS2 (mg/L)	16,0	20,0	31,0	20,7	32,2	29,0	20,5	19,0	25,0	20,0	22,0	17,0	27,5
pH-LS1	6,6	6,8	6,6	6,9	7,2	7,2	7,5	7,3	7,2	7,1	7,2	7,3	7,4
pH-LS2	7,0	6,9	6,4	6,6	7,3	7,0	7,2	7,2	7,1	7,2	7,2	7,2	7,3
Condutividade-LS1 (µs/cm)	482	527	367	418	490	422	499	500	529	486	564	578	680
Condutividade-LS2 (µs/cm)	480	560	389	412	481	418	506	491	544	480	572	580	673
ST-LS1 (mg/L)	517	560	591	410	716	928	334	450	311	431	374	355	321
ST-LS2 (mg/L)	573	655	388	434	479	457	391	365	346	412	397	388	384
STF-LS1 (mg/L)	209	325	282	142	313	325	264	215	198	255	260	245	221
STF-LS2 (mg/L)	295	283	313	330	277	292	254	235	220	265	278	260	270
STV-LS1 (mg/L)	308	235	309	268	403	603	70	235	113	176	114	110	100
STV-LS2 (mg/L)	278	372	75	104	202	165	137	130	126	147	119	128	114
SDT-LS1 (mg/L)	509	554	574	403	698	922	319	442	305	422	367	348	315
SDT-LS2 (mg/L)	563	645	374	425	448	441	360	347	330	397	382	372	370
SDF-LS1 (mg/L)	207	324	280	141	308	324	260	214	196	252	258	243	220
SDF-LS2 (mg/L)	294	282	309	328	272	291	249	231	217	260	274	256	266
SDV-LS1 (mg/L)	302	230	294	262	390	598	59	228	109	170	109	105	95
SDV-LS2 (mg/L)	269	363	65	97	176	150	111	116	113	137	108	116	104
SST-LS1 (mg/L)	8	6	17	7	18	6	15	8	6	9	7	7	6
SST-LS2 (mg/L)	10	10	14	9	31	16	31	18	16	15	15	16	14
SSF-LS1 (mg/L)	2	1	2	1	5	1	4	1	2	3	2	2	1
SSF-LS2 (mg/L)	1	1	4	2	5	1	5	4	3	5	4	4	4
SSV-LS1 (mg/L)	6	5	15	6	13	5	11	7	4	6	5	5	5
SSV-LS2 (mg/L)	9	9	10	7	26	15	26	14	13	10	11	12	10
Turbidez-LS1 (uT)	15	16	57	23	33	19	24	20	25	26	17	18	22
Turbidez-LS2 (uT)	15	27	52	33	39	32	34	26	31	29	24	22	23
Cor Aparente-LS1 (uH)	33	42	61	36	43	33	45	46	44	42	30	32	36
Cor Aparente-LS2 (uH)	32	55	77	57	63	51	49	61	50	51	36	41	39
Cloreto-LS1 (mg/L)	39,2	41,2	40,2	39,2	41,2	45,0	43,1	48,2	39,1	41,2	43,6	44,8	52,6
Cloreto-LS2 (mg/L)	37,3	42,1	44,0	40,2	41,2	45,0	42,1	47,1	40,0	40,6	44,1	45,1	51,7
Amônio-LS1 (mg/L)	0,4	0,2	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,0
Amônio-LS2 (mg/L)	0,0	0,3	0,5	2,5	4,0	0,0	0,2	0,4	0,1	0,2	0,2	0,0	0,0
Nitrato-LS1 (mg/L)	7,7	9,2	16,0	14,3	14,1	17,4	12,1	11,1	9,5	7,7	9,5	6,7	4,7
Nitrato-LS2 (mg/L)	8,9	9,1	20,4	17,7	8,1	10,1	10,2	12,1	8,8	8,8	9,2	7,8	8,5
Nitrito-LS1 (mg/L)	0,5	0,5	0,5	0,4	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	0,1
Nitrito-LS2 (mg/L)	0,3	0,5	0,4	0,3	0,5	0,4	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5
NTK-LS1 (mg/L)	NR	NR	5,9	NR	NR	2,5	5,0	5,2	5,2	5,7	5,0	4,7	5,0
NTK-LS2 (mg/L)	NR	NR	5,0	NR	NR	4,2	4,2	10,2	9,4	8,8	10,2	9,6	12,6
Fosforo total-LS1 (mg/L)	5,3	5,5	4,7	3,8	4,5	4,5	5,0	4,5	4,9	5,0	5,2	4,9	5,3
Fosforo total-LS2 (mg/L)	5,9	6,4	6,3	4,6	5,9	5,8	6,7	6,6	6,2	6,3	6,7	5,9	6,5

NR - Análise não realizada

Tabela 1 – Resultados dos parâmetros físicos e químicos dos efluentes provenientes das Lagoas LS1 e LS2 durante a operação da ETEP.

Parâmetro	Período de operação (dia)														
	1° ao 42°					43° ao 90°					1° ao 90°				
	mínimo	máximo	média	desvio padrão	coeficiente de variação	mínimo	máximo	média	desvio padrão	coeficiente de variação	mínimo	máximo	média	desvio padrão	coeficiente de variação
DQO-LS1 (mg/L)	36,5	86,0	56,1	18,64	0,332	43,4	89,8	58,2	15,49	0,266	36,5	89,8	57,2	16,30	0,285
DQO-LS2 (mg/L)	39,4	123,1	72,2	30,05	0,416	52,8	102,7	69,3	16,81	0,243	39,4	123,1	70,6	22,80	0,323
DBO-LS1 (mg/L)	12,0	33,0	19,0	8,62	0,453	14,0	26,0	19,9	4,45	0,224	12,0	33,0	19,5	6,41	0,329
DBO-LS2 (mg/L)	16,0	32,2	24,8	6,75	0,272	17,0	27,5	21,6	3,61	0,167	16,0	32,2	23,1	5,33	0,231
pH-LS1	6,6	7,2	6,9	0,27	0,039	7,1	7,5	7,3	0,13	0,018	6,6	7,5	7,1	0,29	0,041
pH-LS2	6,4	7,3	6,9	0,31	0,046	7,1	7,3	7,2	0,06	0,008	6,4	7,3	7,0	0,27	0,038
Condutividade LS1 (µs/cm)	367	527	451,0	58,73	0,130	486	680	548,0	67,69	0,124	367	680	503,2	79,13	0,157
Condutividade LS2 (µs/cm)	389	560	456,7	63,06	0,138	480	673	549,4	66,91	0,122	389	673	506,6	78,82	0,156
ST-LS1 (mg/L)	410	928	620,3	180,68	0,291	311	450	368,0	54,02	0,147	311	928	484,5	179,46	0,370
ST-LS2 (mg/L)	388	655	497,7	98,50	0,198	346	412	383,3	21,68	0,057	346	655	436,1	88,32	0,203
STF-LS1 (mg/L)	142	325	266,0	74,90	0,282	198	264	236,9	25,52	0,108	142	325	250,3	53,78	0,215
STF-LS2 (mg/L)	277	330	298,3	19,80	0,066	220	278	254,6	20,43	0,080	220	330	274,8	29,79	0,108
STV-LS1 (mg/L)	235	603	354,3	134,24	0,379	70	235	131,1	55,64	0,424	70	603	234,2	149,89	0,640
STV-LS2 (mg/L)	75	372	199,3	111,12	0,557	114	147	128,7	10,98	0,085	75	372	161,3	80,92	0,502
SDT-LS1 (mg/L)	403	922	610,0	180,32	0,296	305	442	359,7	53,99	0,150	305	922	475,2	178,52	0,376
SDT-LS2 (mg/L)	374	645	482,7	100,87	0,209	330	397	365,4	22,21	0,061	330	645	419,5	90,48	0,216
SDF-LS1 (mg/L)	141	324	264,0	74,53	0,282	196	260	234,7	24,81	0,106	141	324	248,2	53,41	0,215
SDF-LS2 (mg/L)	272	328	296,0	19,97	0,067	217	274	250,4	20,07	0,080	217	328	271,5	30,44	0,112
SDV-LS1 (mg/L)	230	598	346,0	134,60	0,389	59	228	125,0	55,98	0,448	59	598	227,0	149,22	0,657
SDV-LS2 (mg/L)	65	363	186,7	111,51	0,597	104	137	115,0	10,61	0,092	65	363	148,1	81,36	0,549
SST-LS1 (mg/L)	6	18	10,3	5,61	0,543	6	15	8,3	3,15	0,380	6	18	9,2	4,38	0,475
SST-LS2 (mg/L)	9	31	15,0	8,29	0,553	14	31	17,9	5,93	0,332	9	31	16,5	6,96	0,421
SSF-LS1 (mg/L)	1	5	2,0	1,55	0,775	1	4	2,1	1,07	0,499	1	5	2,1	1,26	0,605
SSF-LS2 (mg/L)	1	5	2,3	1,75	0,751	3	5	4,1	0,69	0,167	1	5	3,3	1,55	0,468
SSV-LS1 (mg/L)	5	15	8,3	4,46	0,535	4	11	6,1	2,34	0,381	4	15	7,2	3,51	0,490
SSV-LS2 (mg/L)	7	26	12,7	7,06	0,557	10	26	13,7	5,62	0,410	7	26	13,2	6,07	0,459
Turbidez-LS1 (uT)	15	57	27,2	16,01	0,589	17	26	21,7	3,50	0,161	15	57	24,2	10,99	0,454
Turbidez-LS2 (uT)	15	52	33,0	12,31	0,373	22	34	27,0	4,47	0,166	15	52	29,8	9,10	0,306
Cor Aparente LS1 (uH)	33	61	41,3	10,56	0,255	30	46	39,3	6,55	0,167	30	61	40,2	8,31	0,207
Cor Aparente LS2 (uH)	32	77	55,8	14,78	0,265	36	61	46,7	8,62	0,184	32	77	50,9	12,27	0,241
Cloreto LS1 (mg/L)	39,2	45,0	41,0	2,15	0,053	39,1	52,6	44,7	4,51	0,101	39,1	52,6	43,0	3,96	0,092
Cloreto-LS2 (mg/L)	37,3	45,0	41,6	2,76	0,066	40,0	51,7	44,4	4,09	0,092	37,3	51,7	43,1	3,68	0,085
Amônio-LS1 (mg/L)	0,0	0,4	0,2	0,17	0,981	0,0	0,2	0,1	0,06	0,730	0,0	0,4	0,1	0,13	1,027
Amônio-LS2 (mg/L)	0,0	4,0	1,2	1,64	1,367	0,0	0,4	0,1	0,12	0,916	0,0	4,0	0,6	1,20	1,916
Nitrato-LS1 (mg/L)	7,7	17,4	13,1	3,82	0,291	4,7	12,1	8,8	2,57	0,293	4,7	17,4	10,8	3,81	0,353
Nitrato-LS2 (mg/L)	8,1	20,4	12,4	5,28	0,427	7,8	12,1	9,3	1,41	0,151	7,8	20,4	10,7	3,88	0,362
Nitrito-LS1 (mg/L)	0,2	0,5	0,4	0,12	0,307	0,1	0,3	0,2	0,06	0,284	0,1	0,5	0,3	0,12	0,431
Nitrito-LS2 (mg/L)	0,3	0,5	0,4	0,09	0,237	0,4	0,5	0,4	0,03	0,067	0,3	0,5	0,4	0,07	0,162
NTK-LS1 (mg/L)	2,5	5,9	4,2	2,38	0,566	4,7	5,7	5,1	0,30	0,059	2,5	5,9	4,9	0,97	0,197
NTK-LS2 (mg/L)	4,2	5,0	4,6	0,59	0,129	4,2	12,6	9,3	2,55	0,274	4,2	12,6	8,3	3,03	0,367
Fosforo total LS1 (mg/L)	3,8	5,5	4,7	0,61	0,130	4,5	5,3	5,0	0,25	0,051	3,8	5,5	4,9	0,45	0,094
Fosforo total LS2 (mg/L)	4,6	6,4	5,8	0,64	0,110	5,9	6,7	6,4	0,30	0,046	4,6	6,7	6,1	0,57	0,093

Tabela 2 – Valores mínimos, máximos e médios, desvios padrão e coeficientes de variação dos resultados das análises dos parâmetros físicos e químicos dos efluentes provenientes das Lagoas LS1 e LS2, durante o período de estudo.

Parâmetro	Teste de Normalidade Shapiro Wilk com $\alpha = 5\%$		Teste de Variância com $\alpha = 5\%$	Teste de Wilcoxon com $\alpha = 10\%$	Teste t com $\alpha = 10\%$
	LS 1	LS 2			
DQO (mg/L)	0,187	0,307	0,260	0,113	0,098
DBO (mg/L)	0,280	0,223	0,531	0,117	0,132
pH	0,128	0,010	0,790	0,582	(*)
Condutividade ($\mu\text{s/cm}$)	0,715	0,720	0,989	0,898	0,914
ST (mg/L)	0,040	0,009	0,021	0,918	(*)
STF (mg/L)	0,724	0,999	0,051	0,166	0,164
STV (mg/L)	0,077	0,005	0,042	0,427	(*)
SDT(mg/L)	0,035	0,008	0,026	0,762	(*)
SDF (mg/L)	0,780	1,000	0,063	0,174	0,186
SDV (mg/L)	0,082	0,002	0,045	0,305	(*)
SST (mg/L)	0,001	0,004	0,123	0,003	(*)
SSF (mg/L)	0,008	0,016	0,479	0,061	(*)
SSV (mg/L)	0,002	0,003	0,069	0,003	(*)
Turbidez (uT)	0,001	0,435	0,523	0,040	(*)
Cor Aparente (uH)	0,094	0,880	0,191	0,024	0,016
Cloreto (mg/L)	0,047	0,579	0,805	0,700	(*)
Amônio (mg/L)	0,015	0,000	0,000	0,341	(*)
Nitrato (mg/L)	0,829	0,000	0,948	0,837	(*)
Nitrito (mg/L)	0,023	0,068	0,037	0,042	(*)
NTK (mg/L)	0,005	0,133	0,004	0,093	(*)
Fósforo Total (mg/L)	0,464	0,018	0,450	0,000	(*)

(*) O Teste t não foi utilizado devido ao teste de Shapiro Wilk ter rejeitado a normalidade com $\alpha = 5\%$

Tabela 3 – Resultados dos p-valores referentes aos testes de hipóteses realizados com todos os resultados obtidos no período de 90 dias (13 coletas) de operação da ETEP

Parâmetro	Teste de Normalidade Shapiro Wilk com $\alpha = 5\%$		Teste de Variância com $\alpha = 5\%$	Teste de Wilcoxon com $\alpha = 10\%$	Teste t com $\alpha = 10\%$
	LS 1	LS 2			
DQO (mg/L)	0,574	0,629	0,318	0,485	0,293
DBO (mg/L)	0,140	0,310	0,605	0,229	0,224
pH	0,184	0,828	0,756	0,809	0,962
Condutividade ($\mu\text{s/cm}$)	0,787	0,461	0,880	0,748	0,875
ST (mg/L)	0,657	0,596	0,209	0,240	0,175
STF (mg/L)	0,116	0,606	0,011	0,748	0,348
STV (mg/L)	0,123	0,797	0,688	0,065	0,054
SDT(mg/L)	0,569	0,355	0,228	0,240	0,162
SDF (mg/L)	0,137	0,852	0,012	0,688	0,351
SDV (mg/L)	0,096	0,686	0,690	0,065	0,050
SST (mg/L)	0,022	0,026	0,411	0,228	(*)
SSF (mg/L)	0,010	0,059	0,795	0,931	(*)
SSV (mg/L)	0,024	0,043	0,335	0,147	(*)
Turbidez (uT)	0,066	0,949	0,579	0,470	0,495
Cor Aparente (uH)	0,083	0,859	0,478	0,173	0,079
Cloreto (mg/L)	0,100	0,917	0,598	0,570	0,667
Amônio (mg/L)	0,256	0,045	0,000	0,423	(*)
Nitrato (mg/L)	0,392	0,046	0,496	0,937	(*)
Nitrito (mg/L)	0,035	0,388	0,595	0,872	(*)
NTK (mg/L)	-	-	-	-	-
Fósforo Total (mg/L)	0,683	0,097	0,922	0,015	0,013

(*) O Teste t não foi utilizado devido ao teste de Shapiro Wilk ter rejeitado a normalidade com $\alpha = 5\%$

Tabela 4 – Resultados dos p-valores referentes aos testes de hipóteses realizados com os resultados obtidos até o 42º dia (6 coletas) de operação da ETEP.

Parâmetro	Teste de Normalidade Shapiro Wilk com $\alpha = 5\%$		Teste de Variância com $\alpha = 5\%$	Teste de Wilcoxon com $\alpha = 10\%$	Teste t com $\alpha = 10\%$
	LS 1	LS 2			
DQO (mg/L)	0,120	0,134	0,848	0,128	0,223
DBO (mg/L)	0,733	0,776	0,624	0,442	0,444
pH	0,873	0,024	0,059	0,192	(*)
Condutividade ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	0,155	0,411	0,978	1,000	0,969
ST (mg/L)	0,335	0,748	0,043	0,383	0,507
STF (mg/L)	0,382	0,566	0,603	0,179	0,177
STV (mg/L)	0,152	0,942	0,001	0,224	0,913
SDT (mg/L)	0,260	0,986	0,048	0,535	0,802
SDF (mg/L)	0,345	0,640	0,620	0,224	0,217
SDV (mg/L)	0,224	0,081	0,001	0,522	0,658
SST (mg/L)	0,012	0,001	0,149	0,005	(*)
SSF (mg/L)	0,294	0,099	0,311	0,007	0,001
SSV (mg/L)	0,036	0,003	0,051	0,006	(*)
Turbidez (uT)	0,610	0,617	0,566	0,063	0,030
Cor Aparente (uH)	0,220	0,657	0,522	0,141	0,094
Cloreto (mg/L)	0,739	0,597	0,817	1,000	0,908
Amônio (mg/L)	0,747	0,371	0,113	0,402	0,350
Nitrato (mg/L)	0,906	0,197	0,171	0,898	0,621
Nitrito (mg/L)	0,153	0,299	0,113	0,002	0,000
NTK (mg/L)	0,549	0,1441	0,000	0,030	0,005
Fósforo Total (mg/L)	0,552	0,430	0,708	0,001	0,000

(*) O Teste t não foi utilizado devido ao teste de Shapiro Wilk ter rejeitado a normalidade com $\alpha = 5\%$.

Tabela 5 – Resultados do p-valores referentes aos testes de hipóteses realizados com os resultados obtidos do 43º ao 90º dia (7 coletas) de operação da ETEP

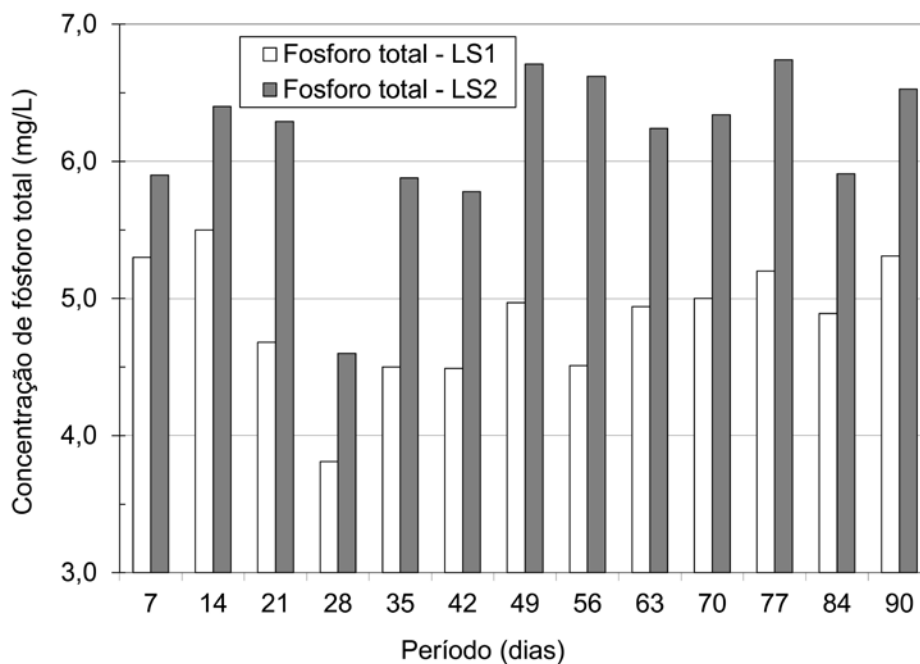


Figura 2 – Concentração de fósforo total nos efluentes das lagoas de sedimentação durante a operação da ETEP.

3.1. Taxa de Consumo de Oxigênio e Caracterização do Licor Misto das Lagoas de Aeração

Para determinação da taxa de consumo de oxigênio (TCO) foram observado que as correlações das retas atingiram valores superiores a 99,2 %, e as TCO, que são determinadas pelos coeficientes angulares das retas, foram superiores na LA2, que não recebeu RETA. O menor consumo de oxigênio foi observado na LA1, fato associado à presença de RETA, que interferiu de alguma forma, por inibição ou por diminuição da quantidade de microrganismos. A menor TCO_a e a menor relação TCO_a/SSV na LA1, indica que o RETA

promoveu redução tanto na quantidade de microrganismos como na TCO. Os valores da TCO e sua relação com SSV encontram-se na Tabela 6.

Na Tabela 6 pode ser observada que a quantidade de sólidos sedimentados presentes na LA1 foi superior à da lagoa LA2. No entanto, os ST, representados em sua maior totalidade pelos SDT, foram superiores na LA2. Em relação aos SST, a LA1 apresentou maior concentração na forma de SSF, ao contrário da LA2, que apresentou maior concentração de SSV. Dentre os metais pesquisados no licor misto das lagoas de aeração, o ferro foi o que apresentou maior divergência entre as

Parâmetro	Licor misto da LA1 (com RETA)		Licor misto da LA2 (sem RETA)	
	Tempo de operação (dia)			
	78	90	78	90
TCO _a (TCO _a mg/L.h)	1,61	1,70	2,32	2,64
TCO _a / SSV (mgO ₂ /L.h) / (mgSSV/L _{licor})	8,9 x 10 ⁻³	9,3 x 10 ⁻³	10,8 x 10 ⁻³	11,2 x 10 ⁻³
DQO (mg/L)	361,4	387,9	526,2	571,5
pH	7,1	7,2	7,1	7,3
OD (mg/L)	3,10	3,20	2,75	2,90
Condutividade (µs/cm)	525	545	540	536
Sólidos Totais (mg/L)	790,0	856,0	950	1046,0
Sólidos Fixos (mg/L)	-	484,0	-	520,0
Sólidos Voláteis (mg/L)	-	372,0	-	526,0
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	374,2	393,1	401,5	396,5
Sólidos Suspensos Fixos (mg/L)	-	209,8	-	161,1
Sólidos Suspensos Voláteis (mg/L)	-	183,3	-	235,4
Sólidos Dissolvidos Totais (mg/L)	415,8	462,9	548,5	649,5
Sólidos Dissolvidos Fixos (mg/L)	-	274,2	-	358,9
Sólidos Dissolvidos Voláteis (mg/L)	-	188,7	-	290,6
Sol. Sed. em Cone Imhoff (mL/L) - 1hora	15,5	16,0	13,0	13,5
Mn (mg Mn/g SST)	-	1,376	-	0,931
Fe (mg Fe/g SST)	-	99,568	-	35,914
Ni (mg Ni/g SST)	-	1,068	-	1,354
Zn (mg Zn/g SST)	-	1,068	-	1,077
Pb (mg Pb/g SST)	-	0,483	-	0,641
Cd (mg Cd/g SST)	-	< 0,001	-	< 0,001
Cu (mg Cu/g SST)	-	0,333	-	0,390
Cr (mg Cr/g SST)	-	1,913	-	2,087
Co (mg Co/g SST)	-	0,168	-	0,128

Tabela 6 – Valores da TCOa nos licores mistos das LA1 e LA2 e as relações TCOa/SSV, e resultados dos parâmetros pesquisados

duas lagoas, sendo encontrado em maior concentração na LA1. Isto ocorreu devido ao RETA, adicionado no módulo 1, apresentar concentração de 340,8 mg Fe/L_{resíduo}. Em relação aos demais metais houve diferenças, mas nenhuma tão expressiva.

3.2. Ensaio de Sedimentação

Devido à pequena concentração de sólidos no licor misto das lagoas de aeração, foi necessária a utilização do Cone Imhoff para poder avaliar a sedimentação do lodo. Pode ser observado na Figura 2 que o volume de sólidos sedimentáveis atingiu seu pico após 7 minutos de sedimentação no licor misto da LA1 e após 10 minutos no licor da LA2, evidenciando que seriam necessários menores tempos de sedimentação para a lagoa que recebeu RETA. Após este tempo, o material começou a sofrer adensamento, atingindo, no final do ensaio, 15,5 mL e 13,0 mL, respectivamente. Portanto, o volume de sólidos sedimentados, decorridos 60 minutos, foi maior para o material que recebeu RETA, sendo 19,2% maior que na LS2.

3.3. Exame Microscópico

O exame microscópico foi realizado com o licor misto das duas lagoas de aeração após 30 dias de operação das ETEP sem receber RETA. No 30º dia foi constatada a presença de organismos tais como Ciliados livre-natantes, Nematóides e ciliados pedunculados, indicadores do funcionamento adequado dos dois módulos de tratamento da ETEP. Alguns organismos, como o Rizopode, semelhante à Ameba, indicaram que o lodo era jovem caracterizando início de operação. Foi detectada a presença do ciliado livre *Aspidisca sp*, indicativo da nitrificação. A presença de Anelídeos do gênero *Aelosoma* se deu em quantidades normais, indicando boas condições de oxigenação. Caso fossem encontradas grandes quantidades desse organismo, haveria indícios de excesso de oxigênio, o que seria indesejável para o funcionamento da ETEP. O exame microscópico do material coletado indicou grande variedade de organismos tais como rotíferos, anelídeos e nematoides mostrando boas condições de depuração das duas ETEP, com características de lodo jovem, em início de operação.

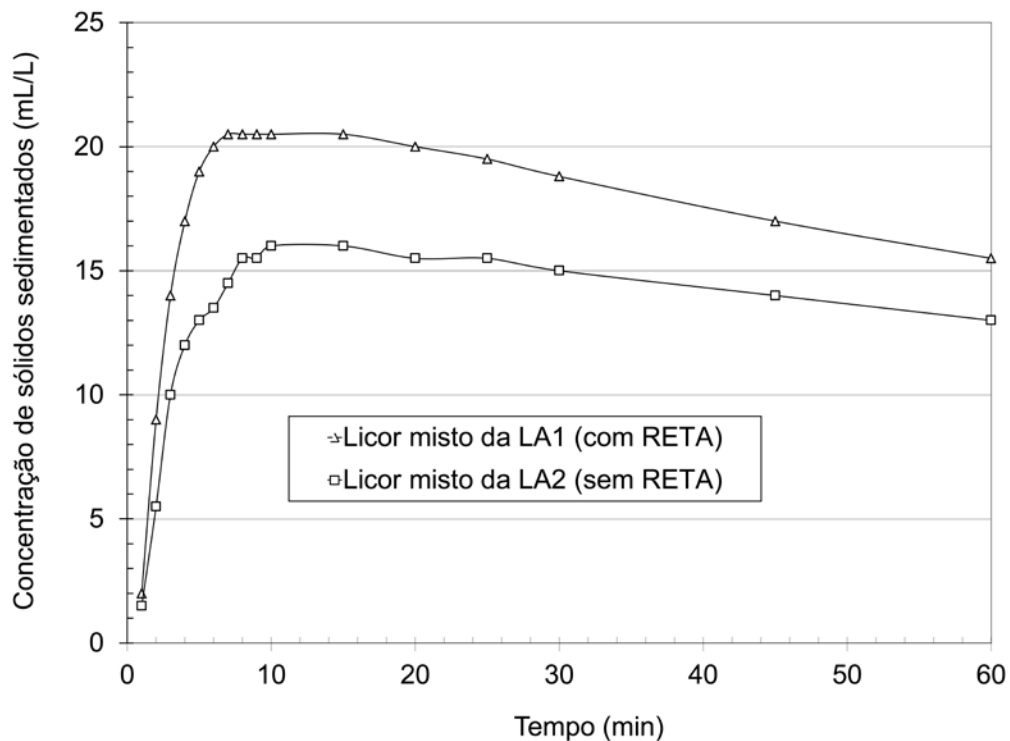


Figura 3 – Concentração de sólidos sedimentados nos licores mistos das lagoas de aeração, realizado em Cone Imhoff em função do tempo.

No 90º dia de operação, com aplicação de RETA na lagoa LA1, foi realizado novo exame microscópico do licor misto das lagoas de aeração. O licor misto da LA1 (que recebeu RETA) não apresentou interferências negativas aparentes na sua microfauna. O aspecto deste material ao microscópio foi de flocos bem formados com presença de ciliados pedunculados e, nos espaços entre flocos, de ciliados livre-natantes e rotíferos, com presença também de nematóides que são indicativos de boa depuração. Foram encontrados anelídeos do gênero *Aelosoma* em condições normais. Uma característica deste material foi a ausência de bactérias filamentosas e bactérias do gênero *Spirillum* que estavam presentes no licor misto da LA2 que não recebeu RETA. A quantidade de organismos presentes no licor misto da LA1 (com RETA) foi ligeiramente superior em relação ao licor misto da LA2 (sem RETA).

3.4. Caracterização do Lodo das Lagoas de Sedimentação

Visando à caracterização e o conhecimento do volume de lodo gerado nos dois módulos da ETEP foram realizadas suas caracterizações no final da operação. Após a retirada do sobrenadante com auxílio de uma bomba, os lodos das lagoas de sedimentação foram coletados e caracterizados (ver Tabela 7). Os ST do lodo da LS1 apresentaram-se com menor concentração, mas em maior volume. A massa total de sólidos foi de 49,47 g (30,29 g/L x 1,6 L lodo), e 43,05 g (35,3 g/L x 1,22 L lodo), respectivamente, ou seja, a LS1, que recebeu RETA, apresentou uma maior quantidade de ST. Estes, foram representados por 49,81 % (24,64 g) de STF e 50,19 % (24,83 g) de STV ao contrário do lodo da LS2, proveniente da ETEP que não recebeu RETA, onde 41,17 % (17,73 g) foram na forma de STF e

Parâmetro	Lagoa LS1	Lagoa LS2
DQO (g/L)	23,2	30,9
pH	7,1	7,0
Sólidos Totais (g/L)	30,9	35,3
Sólidos Fixos (g/L)	15,4	14,5
Sólidos Voláteis (g/L)	15,5	20,8
Sólidos Suspensos Totais (g/L)	28,2	32,0
Sólidos Suspensos Fixos (g/L)	13,0	11,6
Sólidos Suspensos Voláteis (g/L)	15,2	20,4
Sólidos Dissolvidos Totais (g/L)	2,7	3,3
Sólidos Dissolvidos Fixos (g/L)	2,4	2,9
Sólidos Dissolvidos Voláteis (g/L)	0,3	0,4
Resistência Específica (x 10 ¹³ m/Kg)	1,42	4,40
Volume total de Lodo (L/15L)	1,60	1,22
Massa total de sólidos (g)	49,5	43,5
Manganês (mg Mn / Kg SST)	924,1	369
Ferro (mg Fe / Kg SST)	998237	36041
Níquel (mg Ni / Kg SST)	221	442
Zinco (mg Zn / Kg SST)	1237	1786
Chumbo (mg Pb / Kg SST)	128	143
Cádmio (mg Cd / Kg SST)	5,1	5,3
Cobre (mg Cu / Kg SST)	292	342
Cromo (mg Cr / Kg SST)	1169	2395
Cobalto (mg Co / Kg SST)	21,2	19,7

Obs.: LS1 – Proveniente do módulo da ETEP que recebeu RETA; LS2 – proveniente do módulo da ETEP que não recebeu RETA

Tabela 7 – Caracterização dos lodos obtidos nas lagoas de sedimentação após o término da operação das ETEP

58,83 % (25,33 g) na forma de STV.

A caracterização do lodo permitiu verificar que a massa de DQO encontrada no lodo foi de 37,14 g na LS1 e 37,7 g na LS2, valores praticamente iguais. Com relação aos metais pesquisados, observa-se que o Ferro e Manganês foram os que apresentaram maiores divergências. A massa do ferro no lodo da LS1 foi de 4504 mg (2815 mg/L x 1,6 L lodo), contra 1407 mg no lodo da LS2 (1153 mg/L x 1,22 L lodo), representando 220,11% a mais deste metal. Para o manganês, o aumento foi de 189,51%. Estes valores são explicados pela grande quantidade desses metais no RETA, pois é utilizado o cloreto férrico como coagulante na ETA em valores de pH de coagulação entre 8,5 e 9,0, o que favorece a formação de precipitados de metais presentes na água bruta.

3.4.1. Resistência Específica do lodo

Os ensaios para determinação da resistência específica foram realizados com os lodos provenientes das lagoas LS1 e LS2 após o en-

cerramento da operação da ETEP. O valor de resistência específica determinado no lodo da LS1 foi de $1,42 \times 10^{13}$ m/Kg, sendo 67,73% menor que a resistência específica do LS2, que foi de $4,40 \times 10^{13}$ m/Kg. Certamente esse fato se deve à presença de espécies hidrolisadas de ferro (e possivelmente de outros metais) que funcionaram como condicionantes que favoreceram a filtração de lodo da lagoa LS1 em tempo menor, resultando, conseqüentemente, menor resistência específica.

3.4.2. Desaguamento do lodo por centrifugação

Os valores de SST_r na torta, após 30 minutos de centrifugação foram de 128,2 g/L e 128,0 g/L, para os lodos da LS1 e LS2, respectivamente, sendo que para atingir esta concentração foram necessários 2,0 g de polieletrólito/Kg de SST para o lodo da lagoa LS1 que recebeu RETA e, de 3,5 g de polieletrólito/Kg de SST para o lodo da LS2, evidenciando que o uso de RETA no módulo LA1-LS1 da ETEP favoreceu o desaguamento me-

Parâmetro	Sobrenadantes do centrifugado									
	Sobrenadante após da centrifugação do lodo proveniente da LS1 (com RETA)					Sobrenadante após da centrifugação do lodo proveniente da LS2 (sem RETA)				
g poli/Kg SST	0,0	1,0	1,5	2,0	2,5	0,0	2,0	3,0	3,5	4,0
Turbidez (uT)	64	36	22	21	27	124	72	60	51	60
Cor (uH)	332	202	130	110	164	688	352	270	152	280
DQO (mg/L)	233,7	292,3	269,4	186,7	248,3	400,6	397,7	420,6	224,9	261,1

Tabela 8 – Caracterização dos sobrenadantes obtidos no ensaio de centrifugação

Parâmetro	Concentração de Metais em Função da Massa de Sólidos Totais	
	Lodo LS1 com 2,0 g poli/kg SST	Lodo LS2 com 3,5 g poli/kg SST
Mn (g Mn/kg ST)	0,726	0,348
Fe (g Fe/kg ST)	81,817	37,058
Ni (g Ni/kg ST)	0,183	0,422
Zn (g Zn/kg ST)	1,184	1,263
Pb (g Pb/kg ST)	0,099	0,124
Cd (g Cd/kg ST)	0,003	0,004
Cu (g Cu/kg ST)	0,246	0,340
Cr (g Cr/kg ST)	0,660	1,382
Co (g Co/kg ST)	0,024	0,023

Tabela 9 – Concentração de metais nas tortas de lodo obtidas nos melhores ensaios de centrifugação com os lodos coletados nas lagoas LS1 e LS2.

cânico do lodo.

Nota-se, na Tabela 8, que os parâmetros pesquisados foram menores para os sobrenadantes dos centrifugados provenientes da lagoa LS1 do módulo que recebeu RETA, apresentando melhor qualidade.

Com relação à presença de metais nas tortas de lodo obtidas nos melhores ensaios de centri-

fugação, a Tabela 9 mostra que as concentrações, em função da massa de sólidos totais, de zinco, chumbo, cádmio, cobre e cobalto resultaram praticamente iguais com os lodos provenientes das lagoas de sedimentação dos dois módulos. As concentrações de ferro e manganês na torta 1 foram superiores às da torta 2 e as de níquel e cromo resultaram menores.

Poluente (mg/L)	Lixiviação			Solubilização		
	LMP	Resultado (mg/L)		LMP	Resultado (mg/L)	
	(mg/L)	LS1	LS2	LS1	LS1	LS2
Arsênio	5,0	< 0,0001	< 0,0001	0,05	< 0,0001	< 0,0001
Bário	100,0	< 0,05	< 0,05	1,0	< 0,05	< 0,05
Cádmio	0,05	0,032	0,032	0,005	< 0,05	< 0,05
Chumbo	5,0	0,127	0,136	0,05	0,496	0,476
Cianeto	NN	NN	NN	0,1	< 0,001	< 0,001
Fenol	NN	NN	NN	0,001	NR	NR
Nitrato	NN	NN	NN	10,0	8,28	5,25
Cromo Total	5,0	0,032	0,051	0,05	0,184	0,188
Fluoreto	150,0	0,25	1,34	1,5	0,32	< 0,1
Mercúrio	0,1	0,019	0,020	0,001	0,052	0,0224
Prata	5,0	< 0,05	< 0,05	0,05	< 0,05	< 0,05
Selênio	1,0	< 0,05	< 0,05	0,01	< 0,05	< 0,05
Aldrin	0,003	0,00001	ND	$3,0 \times 10^{-5}$	ND	ND
DDT	0,1	ND	ND	$1,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Dieldrin	0,003	ND	ND	$3,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Endrin	0,02	ND	ND	$2,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Epóxi-heptacloro	0,01	ND	ND	$1,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Heptacloro	0,01	ND	ND	$1,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Hexaclorobenzeno	0,001	ND	ND	$1,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Lindano	0,3	ND	ND	$3,0 \times 10^{-4}$	ND	ND
Pentaclorofenol	1,0	0,00002	0,000005	0,01	ND	ND
Alumínio	NN	NN	NN	0,2	0,008	0,032
Cloreto	NN	NN	NN	250,0	96,0	76,0
Cobre	NN	NN	NN	1,0	0,112	0,116
Dureza	NN	NN	NN	500,0	320,0	280,0
Ferro	NN	NN	NN	0,3	4,812	4,712
Manganês	NN	NN	NN	0,1	0,768	0,100
Sódio	NN	NN	NN	200,0	200,0	180,0
Surfactantes	NN	NN	NN	0,2	NR	NR
Sulfato	NN	NN	NN	400,0	120,0	140,0
Zinco	NN	NN	NN	5,0	0,54	4,98

LMP: limite máximo permitido; ND: não detectado; NR: não realizado; NN: não necessário.

Tabela 10 – Resultados dos poluentes pesquisados nos extratos do lixiviado e do solubilizado das tortas obtidas nos ensaios de centrifugação com os lodos das LS1 e LS2, e seus limites máximos permitidos, de acordo com a NBR 10004/1987 Anexo G Listagem nº 7 - Concentração - limite máximo no extrato obtido no teste de lixiviação e NBR 10004/1987 Anexo H Listagem nº 8 - Padrões para o teste de solubilização.

Ensaios de Lixiviação e Solubilização das Tortas de Lodo

Os resultados dos poluentes pesquisados nos extratos dos ensaios de lixiviação e solubilização encontram-se na Tabela 10, juntamente com seus limites máximos permitidos. Observa-se, no ensaio de solubilização, que chumbo, cromo total, mercúrio e ferro resultaram com concentrações superiores aos limites nos dois extratos, enquanto que apenas manganês apresentou concentração superior ao limite no solubilizado da torta de lodo da lagoa de sedimentação LS1. Os demais parâmetros pesquisados atenderam aos limites estabelecidos pela NBR 10004 (ABNT, 2004). Os resultados obtidos nos ensaios de lixiviação atenderam aos limites da referida norma.

4. Conclusões

O presente trabalho permitiu concluir que:

- O efluente final produzido pelo módulo de lagoa de aeração e lagoa de sedimentação que recebeu RETA apresentou melhor qualidade em termos de DQO, SST, turbidez, cor aparente, nitrato, NTK e fósforo total. As demais características pesquisadas não apresentaram diferenças significativas.

- No exame microscópico não houve influências negativas no licor misto da lagoa de aeração do módulo 1 que recebeu RETA. Neste material não foram encontradas bactérias filamentosas, as quais foram observadas no licor misto da lagoa de aeração que não recebeu RETA. Provavelmente a presença de RETA no módulo 1 inibiu o crescimento de bactérias filamentosas.

- Apesar da TCO_a ter sido menor na LA1 (que recebeu RETA) torna-se atrativa sua disposição na ETE, pois além de reduzir a quantidade de bactérias filamentosas no licor misto, houve maior eficiência na remoção de quase todos os parâmetros pesquisados no efluente final.

- Houve maior geração de lodo na lagoa de sedimentação do módulo que recebeu RETA e a quantidade de sólidos sedimentáveis nela foi, em média, 5,3 % maior que na LA2. Essa diferença é relativamente pequena para ser considerada negativa ao método de disposição de RETA em ETE.

- Os valores de resistência específica e os ensaios de centrifugação evidenciaram uma melhor eficiência de desaguamento do lodo sedimentado na lagoa de sedimentação do módulo que recebeu RETA, gerando uma economia no consumo de polímero para desaguamento e resultando

tortas com praticamente a mesma concentração de sólidos.

- Com relação aos ensaios de lixiviação e solubilização das tortas obtidas nos ensaios de centrifugação, foi constatado que apenas no ensaio de solubilização encontrou-se manganês com concentração superior ao limite máximo permitido.

5. Referências

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2004) NBR 10004: Resíduos sólidos. Rio de Janeiro.

APHA; AWWA; WPCF. (2005) *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 21 ed. Washington, D.C.

ACHON, C.L.; BARROSO, M.M.; CORDEIRO, J.S. (2008) Leito de drenagem: sistema natural para redução de volume de lodo de estação de tratamento de água. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, Rio de Janeiro, v. 13, n.1, jan/mar, p.54-62.

BOTERO, W. G.; SANTOS, A.; OLIVEIRA, L. C.; ROCHA, J. C. (2009) Caracterização de lodo gerado em Estações de Tratamento de água: perspectivas de aplicação agrícola. *Revista Química Nova*, v. 32, n. 8, p.2018-2022.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P (2002). *Estatística Básica*. São Paulo, Ed. Saraiva, 5a edição.

CARVALHO, E.H. (2000) *Disposição de resíduos gerados nas estações de tratamento de água em estações de tratamento de esgoto com decantação primária*. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 199p.

CHAO, I. R. S.; YABROUDI, S. C.; MORITA, D. M. (2011) Phosphorus removal from stabilization lagoon effluents using water treatment plant sludge. *Interciencia*, v.36, n.10, p. 774-778, out.

DI BERNARDO, L.; DANTAS, A.D.B; VOLTAN, P.E.N. (2011) Tratabilidade de água e dos resíduos gerados em estações de tratamento de água. São Carlos, Ed. LDiBe, 454p.

DAYTON, E. A. BASTA, N. T. (2001) Characterization of drinking water treatment residuals for use as a soil substitute. *Water Environment Research*, vo.73, n.1, p.52-57, jan-feb.

FERREIRA FILHO, S.S.; WAELKENS, B.E. (2009) Minimização da produção de lodo no tratamento de

águas de abastecimento mediante uso do cloreto de polialumínio e sua disposição em estações de tratamento de esgotos. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, Rio de Janeiro, v. 14, n.3, jul/set, p. 317-326.

FIGUEIREDO NETO, A.; SCALIZE, P.S.; ALBUQUERQUE, A. (2012) *Use of sludge treatment plant water in the production of tree seedlings with occurrence in the cerrado biome*. In: 4th International Conference on Engineering for Waste and Biomass Valorisation, Porto - Portugal, 2012. v. 3. p. 874-879.

JANUÁRIO, J.F; FERREIRA FILHO, S.S. (2007) Planejamento e aspectos ambientais envolvidos na disposição final de lodos das estações de tratamento de água da região metropolitana de São Paulo. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, Rio de Janeiro, v. 12, n.2, abr/jun, p.117-126.

MOREIRA, R.C.A.; GUIMARÃES, E.M.; BOAVENTURA, G.R; MOMESSO, A.M.; LIMA, G.L. (2009) Estudo geoquímico da disposição de lodo de estação de tratamento de água em área degradada. *Revista Química Nova*, São Paulo, v.32, n.8, p.2085-2093.

OH, T.K, NAKAJI, K., CHIKUSHI, J., PARK, S.G. (2010). Effects of the Application of Water Treatment Sludge on Growth of Lettuce (*Lactuca sativa* L.) and Changes in Soil Properties. *Journal of the Faculty of Agriculture*, Kyushu Univ., vol.55, n.1, p.15-20.

OLIVEIRA, E.M.S.; HOLANDA, J.N.F. (2008) Influência da adição de resíduo (lodo) de estação de tratamento de águas nas propriedades e microestrutura de cerâmica vermelha. *Revista Cerâmica*. São Paulo, vol.54, n.330, pp.167-173, jun.

REALI, M.A.P.; PATRIZZI, L.J; CORDEIRO, J.S. (1999) Desidratação de lodo por centrifugação. In: REALI, M.P., coord. *Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água*. Rio de Janeiro, ABES, cap. 4, p. 85-106.

SCALIZE, P.S. (2003) *Disposição de resíduos gerados em estações de tratamento de água em estações de tratamento de esgotos*. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 146p.

SCALIZE, P.S.; DI BERNARDO, L. (2011) Disposição de resíduos gerados em ETAs no decantador primário de ETês. *Revista Hydro* (São Paulo), v. maio, p. 50-54.

TEIXEIRA, S.T.; MELO, W.J.; SILVA, E.T. (2005) Aplicação de lodo da estação de tratamento de água em solo degradado. *Pesquisa Agropecuária Brasileira*, Brasília, v.40, n.1, p.91-94, jan.

TEIXEIRA,S.R.; SOUZA,S.A.; SOUZA, N.R.; ALÉSSIO, P.; SANTOS, G.T.A (2006) Efeito da adição de lodo de estação de tratamento de água (ETA) nas propriedades de material cerâmico estrutural. *Revista Cerâmica*, São Paulo: SP, v. 52, n.323, set/dez, p. 215-220.

TEIXEIRA, S.T.; MELO, W.J.; SILVA, E.T (2007) Plant nutrients in a degraded soil treated with water treatment sludge and cultivated with grasses and leguminous plants. *Soil Biology & Biochemistry*, v.39, p.1348-1354.

TARTARI, R.; MÓDENES, A.N.; PIANARO, S.A.; DIAZ-MORA, N. (2011) Lodo gerado na estação de tratamento de água Tamanduá, Foz do Iguaçu, PR, como aditivo em argilas para cerâmica vermelha. Parte I: Caracterização do lodo e de argilas do terceiro planalto paranaense. *Revista Cerâmica*, São Paulo, vol.57, n. 343, p. 288-293. Set.

VON SPERLING, M. (1997). *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias*. In: "Lodos Ativados", Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, v.4, 415 p., Belo Horizonte, MG.

SOBRE OS AUTORES

Paulo Sergio Scalize*

Engenheiro Civil e Biomédico, Mestre e Doutor em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP. Professor Adjunto da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás (EEC-UFG).

Luiz Di Bernardo

Engenheiro Civil. Doutor em Engenharia Civil. Professor Titular do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos -

Universidade de São Paulo (USP) - São Carlos (SP), Brasil

Lorena Acelina Soares

Química Agroindustrial, formada pelo Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás e Mestre em Engenharia do Meio Ambiente pela Universidade Federal de Goiás.

Luis Rodrigo Fernandes Baumann

Graduado em Matemática pela Universidade Federal de Goiás. Mestre em matemática pela Universidade Federal de Goiás. Doutor em Estatística pela Universidade de São Paulo. Professor do Instituto de Matemática e Estatística da Universidade Federal de Goiás.

*Endereço: Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Campus Colemar Natal e Silva, Bloco A, sala 14. Avenida Universitária, 1488, CEP 74605-220 - Goiânia - GO - Brasil - Tel: +55 (62) 3209-6257.

E-mail: pscalize.ufg@gmail.com

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.

CALENDÁRIO DE EVENTOS

	Data	Evento	Local do evento
SETEMBRO	De 06 a 09	12th IWA Specialised Conference on Design, Operation and Economics of Large Wastewater Treatment Plants	Praga, República Checa http://www.iwahq.org/2km/events/iwa-events/2015/lwwtp-2015.html
	De 07 a 11	13th International Conference on Urban Drainage 2014	Sarawak, Malasia http://www.13icud2014.com/
	De 08 a 11	The ISWA World	São Paulo, SP, Brasil http://iswa2014.org/
	De 09 a 12	13th IWA International Specialized Conference on Watershed & River Basin Management	São Francisco, California, EUA http://www.iwa2014sanfrancisco.org/
	De 10 a 12	PS Asia Singapore	Singapura http://10times.com/ps-asia
	De 16 a 18	6th International Conference on Flood Management - ICFM6	São Paulo, SP, Brasil http://www.abrh.org.br/icfm6/
	De 17 e 18	Tecnologia de Membranas aplicadas a Desalacion, Depuracion y Reutilizacion	Madrid, Espanha http://www.aedyr.com/eventos/eventos2014.htm
	De 17 a 19	Water New Zealand's Annual Conference & Expo	Hamilton, Nova Zelândia http://www.waternz.org.nz/Category?Action=View&Category_id=192
	De 18 a 20	Biogás Highway/ VA-Mässan Gothenburg	Gothemburg, Suécia http://www.svenskamassan.se/en/sites/en/
OUTUBRO	De 21 a 26	CONGRESSO MUNDIAL DA ÁGUA IWA World Water Congress and Exhibition	Lisboa, Portugal http://www.iwa2014lisbon.org/
	De 01 a 03	Environment, Municipal Engineering, Water, Waste Helsinki	Helsinki, Finlândia http://www.tradefairdates.com/Environment-Municipal-Engineering-Water-Waste-M5335/Helsinki.html
	De 12 a 16	IWA 14th International Conference on Wetland Systems for Water pollution Control	Shangai, China http://www.iwahq.org/1yj/events/iwa-events/2014/wetland-systems-2014.html
	De 13 a 16	Curso Monitoramento de Captações para Abastecimento Público e Programa de Segurança da Água	São Paulo, SP, Brasil www.cetesb.sp.gov.br/cursos/2014/07.pdf
	De 21 a 24	IWA Regional Conference on Water Reuse and Energy 2014	Daegu, Korea http://www.iwahq.org/276/events/iwa-events/2014/water-reuseenergy-korea.html

CALENDÁRIO DE EVENTOS

OUTUBRO	De 22 a 23	Resource, Ireland	Dublín, Irlanda www.resourceireland.net
	De 23 a 24	Jornadas-Ingenieria	Valencia, Espanha http://www.lifehygenet.eu/blog/2014/05/12/23-24-octubre-2014-jornadas-ingenieria-agua-valencia-
	De 26 a 30	IWA Specialist Conference on Global Challenges for Sustainable Wastewater Treatment and Resource Recovery	Katmandu, Nepal http://www.iwahq.org/271/events/iwa-events/2014/global-challenges.html
	De 28 a 30	9º Congreso de la Asociación Española de Climatología (AEC): Cambio climático y cambio	Almeria, Espanha http://www.aeclim.org/index.php?option=com_content&view=article&id=427%3A9o-congreso-
NOVEMBRO	De 02 a 04	12th Specialised Conference on Small Water and Wastewater Systems & 4th Specialised Conference on Resource Oriented Sanitation	Muscat, Sultanato de Oman http://www.iwahq.org/1wr/events/iwa-events/2014/swws-ros-2014.html
	De 02 a 06	XXXIV Congreso Interamericano de ingeniería Sanitaria y Ambiental AIDIS	Monterrey, México http://www.amica.com.mx/congresoaidis2014/
	De 03 a 06	Serea 2014 - Xiii Simpósio Iberoamericano De Redes De Água, Esgoto e Drenagem	Fortaleza, Ceará, Brasil http://www.serea.net.br/site/sobre_o_evento.php
	De 04 a 06	Ingenieria 2014	Buenos Aires, Argentina http://www.ingenieria2014.com.ar/
	De 17 a 19	19th European Biosolids & Organic Resources Conference, Seminar & Exhibition	Manchester, Inglaterra http://www.european-biosolids.com/
	De 24 a 26	9th IWA International Symposium on Waste Management Problems in Agro-Industries	Kochi, Japão http://10times.com/iwa-agro
	De 26 a 28	Congreso Internacional Aedyr - Asociacion Espanola de Desalacion e Reutilizacion	Sevilha, Espanha http://www.aedyr.com/eventos/eventos2014.htm
DEZEMBRO	De 02 a 05	Pollutec	Lyon, França http://www.pollutec.com/
	De 07 a 10	7th International Young Water Professional Conference	Taipei, Taiwan http://www.iwa-ywp7.org/
JANEIRO	De 11 a 14 de Janeiro de 2015	3rd Water research conference	Shenzhen Kylin Villa, Shenzhen, China http://www.waterresearchconference.com/



Instalações Hidráulicas e o Projeto de Arquitetura - 7ª Edição Revista, Ampliada e Atualizada

Autor: Roberto de Carvalho Junior

Editora: Blucher

Sinopse

Na parte 1, do presente livro, são apresentados os principais conceitos das instalações prediais de água fria e quente, segurança contra incêndio, esgoto e águas pluviais, com enfoque na arquitetura. Na parte 2 são abordados as principais interfaces, novas tecnologias e conceitos dessas instalações com o projeto arquitetônico. Este livro foi desenvolvido com a finalidade de apresentar ao arquiteto e alunos do curso de arquitetura e urbanismo uma visão conceitual mais didática, prática e simplificada dos vários subsistemas das instalações hidráulicas prediais, bem como mostrar a necessidade da integração dessas instalações com os demais subsistemas construtivos envolvidos na construção do edifício.

Mais informações: <http://www.blucher.com.br/produto/07832/instalacoes-hidraulicas-e-o-projeto-de-arquitetura-7-edicao-revista-ampliada-e-atualizada>



Geoquímica Ambiental e Estudos de Impacto - 4ª ed.

Autores: Geraldo Mario Rohde

Editora: Oficina de Textos

Sinopse

Obra de caráter técnicodidático destinada a técnicos e estudantes que atuam na área ambiental, aborda questões como legislação ambiental, estudos cartográficos, climáticos, geomorfológicos, geológicos e hidrológicos. Ferramenta fundamental para todos aqueles que atuam na área ambiental, incluindo prestação de serviços de consultoria, órgãos ambientais, responsáveis pela área de Meio Ambiente nas empresas e estudantes.

Mais informações: <http://www.ofitexto.com.br/p/geoquimica-ambiental-e-estudos-de-impacto-4-ed-.html#Description>



Responsabilidade social

Organizadora: Haroldo Mattos de Lemos

Editora: FGV

Sinopse

Em Responsabilidade socioambiental, analisaremos os grandes desafios para

a obtenção do desenvolvimento sustentável. Para isso, mapearemos os principais problemas ambientais, enfocando os acordos multilaterais que tentam minimizar seu impacto. Trataremos da responsabilidade socioambiental das empresas, considerando as expectativas das diferentes partes interessadas em sua administração estratégica e analisando os indicadores que dão suporte aos processos de gestão empresarial. Apresentaremos as normas nacionais e internacionais que funcionam como códigos voluntários de conduta, por vezes, mais exigentes do que a própria legislação. Abordaremos, ainda, a avaliação de projetos sociais, que visa identificar, obter e proporcionar dados e informações necessárias a esse tipo de projeto. Sendo assim, objetivamos aqui identificar e analisar as práticas, as normas e os indicadores que orientam as empresas na implantação da responsabilidade socioambiental.

Mais informações: <http://www.editora.fgv.br/?sub=produto&id=282>



Gestão ambiental empresarial

Organizadora: Ricardo Luiz Peixoto de Barros

Editora: FGV

Sinopse

O livro trata da gestão ambiental empresarial, além dos problemas ambientais

oriundos das ações das empresas, discutiremos a importância dos sistemas de gestão ambiental como ferramentas estratégicas para a criação do desenvolvimento sustentável. Sendo assim, o objetivo deste livro é analisar a relação entre as atividades produtivas e as questões ambientais, identificando, nos atuais sistemas de gestão ambiental, a articulação entre os interesses econômicos e ambientais, direcionada para o desenvolvimento sustentável.

Mais informações: <http://www.editora.fgv.br/?sub=produto&id=900>

O site da Revista DAE está repleto de novidades

ASSINE GRATUITAMENTE
O BOLETIM ELETRÔNICO,
É SÓ SE CADASTRAR





Obras emergenciais na Barragem do Rio Jacarei - SISTEMA CANTAREIRA